POLITECHNIKA GDAŃSKA
WYDZIAŁ INŻYNIERII LĄDOWEJ
KATEDRA INŻYNIERII KOLEJOWEJ

XII KONFERENCJA NAUKOWA
DROGI KOLEJOWE' 2003

Politechnika Gdańska
Wydział Inżynierii Lądowej
Katedra Inżynierii Kolejowej

PKP
Polskie Linie Kolejowe S.A.
Centrala

Fundacja Rozwoju
Inżynierii Lądowej

Stowarzyszenie Inżynierów
i Techników Komunikacji
Oddział w Gdańsku

Gdańsk–Sobieszewo, 15–17 października 2003 r.

Komitet naukowy

Prof. dr hab. inż.	Henryk	BAŁUCH	Komitet Transportu PAN
Prof. dr hab. inż.	Maria	BAŁUCH	Politechnika Radomska
Prof. dr hab. inż.	Bożysław	BOGDANIUK	Politechnika Gdańska
Dr inż.	Jan	BOGUSŁAWSKI	Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji
Prof. dr hab. inż.	Włodzimierz	CZYCZUŁA	Politechnika Krakowska
Prof. dr hab. inż.	Kazimierz	KŁOSEK	Politechnika Śląska
Prof. dr hab. inż.	Władysław	KOC	Politechnika Gdańska, Fundacja Rozwoju Inżynierii Lądowej
Prof. dr hab. inż.	Marek	KRUŻYŃSKI	Politechnika Wrocławska
Dr inż.	Wojciech	OLEKSIEWICZ	Politechnika Warszawska
Prof. dr hab. inż.	Lucjan	SIEWCZYŃSKI	Politechnika Poznańska
Mgr inż.	Jacek	STIRMER	Polskie Linie Kolejowe S.A.
Prof. dr hab. inż.	Kazimierz	TOWPIK	Politechnika Warszawska

Sekretarz naukowy

Dr inż.	Rafał	RADOMSKI	Politechnika Gdańska

Zespół organizacyjny

Bożysław	BOGDANIUK	przewodniczący
Alina	ANDRUSIEWICZ	
Ryszard	BIERANOWSKI	
Sławomir	GRULKOWSKI	
Mirosław	NOWAKOWSKI	

Referaty opracowane przez autorów na zaproszenie Komitetu naukowego zostały poddane kwalifikacji i recenzowaniu.

Opracowanie graficzno–typograficzne,
skład oraz przygotowanie do druku *Mirosław Nowakowski*

Copyright © by Katedra Inżynierii Kolejowej, Gdańsk 2003

Wykorzystanie w druku lub powielanie w jakiejkolwiek formie zawartych w tej publikacji materiałów w całości lub w częściach jest dozwolone jedynie za zgodą autorów.

SPIS TREŚCI

POWITANIE **1**

REFERATY **3**

Robert J. Armitage, Piotr Hunik
OCENA STANU PODTORZA SŁUŻĄCA OPTYMALIZACJI PLANU JEGO RENOWACJI 5
Robert J. Armitage, Piotr Hunik
TRACKBED ASSESSMENT FOR IMPROVED RENEWALS PLANNING 11
Robert J. Armitage, Piotr Hunik
KOMPLEKSOWA OCENA DROGI KOLEJOWEJ NA PRZYKŁADZIE GŁÓWNEJ DROGI TOWAROWEJ NR 3 NA WSCHODNIEJ MAGISTRALI KOLEJOWEJ W WIELKIEJ BRYTANII 17
Robert J. Armitage, Piotr Hunik
TOTAL ROUTE EVALUATION ON ECML FREIGHT PRIMARY ROUTE 3 29
Henryk Bałuch
OCENA NAWIERZCHNI JAKO SKŁADNIK STUDIÓW WYKONALNOŚCI MODERNIZOWANYCH LINII KOLEJOWYCH 37
Maria Bałuch
INTERPRETACJA PRZEKROCZEŃ ODCHYŁEK DOPUSZCZALNYCH NAWIERZCHNI 49
Jacek Bartyzel, Stanisława Liszka
BADANIA MECHANIZMU ZUŻYCIA SZYN KOLEJOWYCH W WARUNKACH DUŻYCH OBCIĄŻEŃ EKSPLOATACYJNYCH 59
Bożysław Bogdaniuk
DEGRADACJA NAWIERZCHNI W ŚWIETLE POMIARÓW DREZYNĄ EM-120 71
Bożysław Bogdaniuk
ORGANIZACJA KOLEJOWEGO RUCHU REGIONALNEGO 81
Bożysław Bogdaniuk, Maria Bałuch, Włodzimierz Czyczuła
STAN NAUKI W DZIEDZINIE DRÓG KOLEJOWYCH — DIAGNOZA I ROZWÓJ 95
Laura Černiauskaite, Kazys Sakalauskas, Julius Christauskas
PROBLEMY MODERNIZACJI INFRASTRUKTURY NA TRASIE IX KORYTARZA MIĘDZYNARODOWEGO NA LITWIE 101
Rafał Frączek, Jacek Pałyga
CZYNNIKI WARUNKUJĄCE WYBÓR STANDARDOWEJ WYSOKOŚCI MODERNIZOWANYCH PERONÓW OSOBOWYCH NA SIECI PKP PLK S.A. 113
Adam Janik, Jan Kaczmarek
PORÓWNANIE PRACY POCIĄGÓW DO POTOKOWEJ WYMIANY SZYN PRZY ROBOTACH W POLSCE I W NIEMCZECH 123
Janusz Kasprowicz, Stanisława Liszka
BADANIE WŁASNOŚCI POŁĄCZEŃ SPAWANYCH I ZGRZEWANYCH SZYN TYPU UIC60 W GAT. 900 A 131

Kazimierz Kłosek
MODELOWANIE NUMERYCZNE GEOSYNTETYCZNYCH WZMOCNIEŃ PODTORZA
NA TERENACH GÓRNICZYCH I GRUNTACH SŁABO NOŚNYCH 143
Kazimierz Kłosek
WPŁYW PŁYTKIEJ EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ NA TOR BEZSTYKOWY 151
Dariusz Korab
NOWOCZESNE ROZWIĄZANIA KONSTRUKCYJNE ZASTOSOWANE
W ROZJAZDACH DLA DUŻYCH PRĘDKOŚCI LINII PKP PLK S.A. 162
Władysław Koc, Eligiusz Mieloszyk, Jarosław Kubitzki
OCENA DOKŁADNOŚCI STOSOWANYCH METOD PROJEKTOWANIA UKŁADÓW GEOMETRYCZNYCH TORU.. 173
Władysław Koc, Andrzej Wilk, Piotr Dobrowolski, Sławomir Grulkowski, Grzegorz Kostro
TEORETYCZNE I EMPIRYCZNE ASPEKTY METODY
WYMUSZONYCH PRZEMIESZCZEŃ POPRZECZNYCH TORU KOLEJOWEGO 187
Marek Krużyński, Andrzej Piotrowski
BADANIA WARSTW OCHRONNYCH ZABUDOWANYCH MASZYNĄ AHM800R PL 205
Piotr Lesiak, Piotr Gołąbek, Tomasz Ciszewski
BADANIE CHARAKTERYSTYK ULTRADŹWIĘKOWYCH WAD W SZYNACH KOLEJOWYCH 215
Cezary Lipko
DOPUSZCZENIE DO STOSOWANIA ORAZ ZAPEWNIENIE JAKOŚCI WYROBÓW I SYSTEMÓW
STOSOWANYCH W BUDOWLACH I URZĄDZENIACH KOLEJOWYCH W ŚWIETLE ISTNIEJĄCYCH
UWARUNKOWAŃ FORMALNO–PRAWNYCH 229
Jacek Makuch
OCENA KONSTRUKCJI TOROWISK TRAMWAJOWYCH NA PODSTAWIE ANALIZY UGIĘĆ SZYN 241
Andrzej Massel
WPŁYW CZYNNIKÓW EKSPLOATACYJNYCH
NA PODEJMOWANIE DECYZJI PRZY UTRZYMANIU NAWIERZCHNI 253
Jerzy Materna
NOWE URZĄDZENIE DO POMIARU SKRAJNI BUDOWLI KOLEJOWYCH 263
Michał Pawłowski
WPŁYW TECHNOLOGII ROBÓT PODTORZOWYCH NA EFEKT MODERNIZACJI SZLAKU LINII E-30 269
Elżbieta Podymniak–Fijołek, Waldemar Matejak
INFORMACJA O PROJEKCIE NORMY EUROPEJSKIEJ PR. EN 13674-1
„SZYNY KOLEJOWE SZEROKOSTOPOWE O MASIE 46 KG I POWYŻEJ" 279
Jeremi Rychlewski
POTENCJAŁ TRANSPORTOWY SIECI KOLEJOWEJ AGLOMERACJI POZNAŃSKIEJ 291
Andrzej Semrau
NOWOCZESNE KRZYŻOWNICE ZWYCZAJNE PRODUKCJI VAE 307
Łucjan Siewczyński
USUWISKA W NASYPIE PODTORZA LINII E-20 KOŁO ZBĄSZYNKA 321
Eugeniusz Skrzyński
NORMY NA KRUSZYWA DO NAWIERZCHNI KOLEJOWYCH 333
Andrzej Surowiecki
DOŚWIADCZALNY MODEL WARSTWY PODTORZA ZE WZMOCNIENIEM 339
Kazimierz Szadkowski
GEORADAR W BADANIACH GEOLOGII LINII KOLEJOWEJ 349
Piotr Szadkowski
OCHRONA TOROWISKA WARSTWĄ STABILIZOWANĄ POPIOŁAMI LOTNYMI 359
Antoni Szczyt, Jan Żurawlew, Leszek Krawczyk
MODERNIZACJA INFRASTRUKTURY TRAMWAJOWEJ W GDAŃSKU
JAKO DZIAŁANIE NA RZECZ PROMOCJI TRANSPORTU ZBIOROWEGO 375

Aleksander Szewczyk, Rafał Radomski, Sławomir Grulkowski
KONSTRUKCJE NAWIERZCHNI BEZPODSYPKOWYCH 383
Kazimierz Towpik, Jacek Kukulski *395*
BADANIA ROZKŁADÓW NAPRĘŻEŃ WŁASNYCH W ELEMENTACH ROZJAZDÓW KOLEJOWYCH 395
Sylwester Żak, Jarosław Sarna, Jerzy Merta
OCENA JAKOŚCI SZYN PRODUKCJI HUTY KATOWICE 409

REKLAMY 427

POWITANIE

Szanowni Państwo !

W tym roku spotykamy się po raz kolejny na konferencji „DROGI KOLEJOWE". Nasza konferencja, stanowiąca forum dla wymiany poglądów przez pracowników kolei oraz placówek nauki i szkolnictwa wyższego, posiada już długą tradycję. Jeżeli spojrzymy na nią z perspektywy czasu, okazuje się ona chyba największym osiągnięciem całego środowiska związanego z budową i eksploatacją dróg szynowych.

Organizatorem XII Konferencji Naukowej „DROGI KOLEJOWE" jest Politechnika Gdańska; gościmy Państwa u nas już po raz trzeci. W tym miejscu trzeba przypomnieć, że w Gdańsku się wszystko zaczęło. Jesienią 1981 r., tuż przed wprowadzeniem stanu wojennego, zorganizowaliśmy, wspólnie z Północną DOKP, konferencję w Wieżycy. Nikt wówczas nie sądził, że inicjatywa ta okaże się aż tak owocna. Być może potrzeba integracji została wymuszona poprzez ówczesną sytuację polityczną kraju, może też odegrały istotną rolę uruchomione w owym czasie wieloletnie programy badawcze (najpierw Program Resortowy Ministerstwa Nauki, Szkolnictwa Wyższego i Techniki RI–18, a następnie Centralny Program Badań Podstawowych 02.19) i związana z tym potrzeba bieżącej wymiany poglądów. W każdym razie zarówno narodziny idei organizowania cyklicznej konferencji na temat dróg kolejowych, jak też późniejszy jej rozwój przypadł na bardzo trudne lata. Jednocześnie wszystko to zadaje kłam rozpowszechnionemu obecnie przeświadczeniu, że lata 80. to dla Polski okres lat straconych. Nasze środowisko wykazało w tym czasie bardzo dużą aktywność i zanotowało istotne osiągnięcia.

Czasy obecne są zupełnie inne. Towarzyszą nam ciągłe zmiany, daleko jest jeszcze do ustabilizowania sytuacji. Poważne problemy występują zarówno na kolei, jak też w placówkach zajmujących się problematyką kolejową od strony naukowej i dydaktycznej. Wzajemna współpraca jest znacznie gorsza niż kiedyś, zburzono funkcjonujące mechanizmy, a nowe jeszcze się nie ugruntowały. Jest jednak coraz więcej sygnałów świadczących o poprawie sytuacji. Po kilku latach przerwy kolej zaczyna zgłaszać uczelniom zapotrzebowanie na absolwentów. Kiedyś było to normą, uzasadniało sens istnienia katedr kolejowych. Jednak, jak się wydaje, czynnikiem który pozwolił przetrwać ten trudny okres było stałe zainteresowanie uczestnictwem w takich spotkaniach, jakie obecnie właśnie się odbywa. Trudno tutaj przecenić rolę odegraną przez organizowaną cyklicznie przez różne ośrodki naukowe konferencję

„DROGI KOLEJOWE". Optymizmem napawa też fakt, że w ostatnim okresie wciąż rośnie liczba zgłaszanych referatów.

Witając serdecznie wszystkich uczestników na Gdańskim Wybrzeżu chcielibyśmy zaznaczyć, że tegoroczna konferencja ma dla nas charakter szczególny. Wpisuje się ona w zainaugurowane właśnie obchody jubileuszowe politechniki w Gdańsku. W 2004 roku nasza Uczelnia obchodzić będzie setną rocznicę swego istnienia. Stanowi to szczególny powód do dumy dla wszystkich absolwentów Politechniki Gdańskiej, którzy od początku tworzą poważna grupę wśród uczestników konferencji; powinno również zainteresować sympatyków naszej Uczelni, których udało się nam pozyskać dzięki organizowanym spotkaniom.

Dr hab. inż. Władysław Koc, prof. nadzw. PG
Kierownik Katedry Inżynierii Kolejowej

REFERATY

Robert J. Armitage, Piotr Hunik
Scott Wilson Pavement Engineering Ltd

Ocena stanu podtorza służąca optymalizacji planu jego renowacji

Wprowadzenie

Wielka Brytania ma starzejącą się sieć dróg kolejowych, skonstruowaną w większości ponad 100 lat temu, kiedy prędkości pociągów oraz ich obciążenie było dużo mniejsze od występującego obecnie. Przez wiele dziesięcioleci infrastruktura kolejowa była niedoinwestowana a doświadczenia ostatnich lat pokazują, że zabiegi utrzymaniowe często nie prowadzą do poprawy jakości dróg kolejowych, nawet w przypadku, gdy zarówno szyny jak i tłuczeń zostaną całkowicie wymienione.

Wiele problemów wynika z faktu, że zabiegi modernizacyjne są planowane i wykonywane bez odpowiedniej znajomości podtorza oraz odwodnienia. Problemy występują z tego powodu, że nie istniał godny zaufania system oceny stanu podtorza. W najlepszym razie płytkie wykopy pozwalały inżynierowi ocenić stan tłucznia. Tego typu „wyrywkowe" oceny nie umożliwiają identyfikacji wszystkich miejsc gdzie problemy mogą ujawnić się w niedalekiej przyszłości. Pozwalają one, co najwyżej oceniać miejsca gdzie zniszczenia są oczywiste.

W ciągu ostatnich sześciu lat trzy nowe techniki oceny stanu podtorza zdobyły uznanie na kolejach brytyjskich. Są to:

- Geo Radar (Ground Probing Radar -GPR)
- Automatyczny Sampler Tłucznia (Automatic Ballast Sampling - ABS)
- Falling Weight Deflectometer (FWD).

Wyżej wymienione techniki należą obecnie do zalecanych przez Network Rail metod oceny stanu podtorza kolejowego zarówno przy kompleksowej analizie trasy kolejowej jak i szczegółowej ocenie przy modernizacji podtorza zarówno na odcinkach prostych jak i w obrębie rozjazdów. Niniejsze opracowanie poświęcone będzie opisowi wspomnianych powyżej technik. Możliwości praktycznego wykorzystania informacji otrzymanych w wyniku badań tymi metodami dla optymalizacji zabiegów utrzymaniowych zostaną przedstawione w kolejnym referacie.

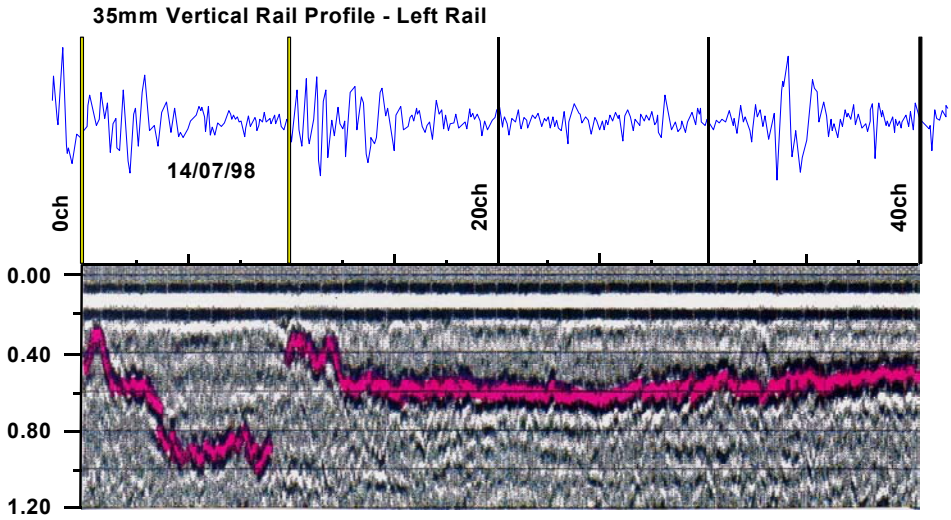
Geo radar (GROUND PROBING RADAR – GPR)

GPR jest stosunkowo niedrogą techniką, umożliwiająca pobranie danych z odcinka kilku kilometrów w ciągu jednego dnia. Technika ta umożliwia wstępne rozpoznanie jakości tłucznia oraz potencjalnych miejsc, w których występują problemy z pompowaniem. Jest to bezinwazyjna technika wykorzystująca właściwości fal elektomagne-

tycznych dla zidentyfikowania powierzchni styku pomiędzy warstwami różnych materiałów użytych do budowy konstrukcji podtorza. Jest to system przenośny i może być używany przez operatorów poruszających się pieszo wzdłuż toków szynowych lub operujących ze zmotoryzowanego wózka poruszającego się po szynach.

Dotychczasowe doświadczenia pokazują, że analiza cech widma eletromagnetycznego dostarcza istotnych informacji dotyczących ciągłości warstw konstrukcyjnych podtorza. Przykładowo, fala elektromagnetyczna zostaje silnie odbita u podstawy warstw tłuczniowych. Jeżeli jakość warstwy tłucznia ulega pogorszeniu penetracja fal radarowych jest utrudniona, co w konsekwencji osłabia możliwości ich obicia od spodu warstw tłuczniowych. Jeżeli pomiędzy warstwami tłucznia znajdzie się warstwa zanieczyszczona (np. glina, zamulenie) możliwe jest wystąpienie silnego odbicia fali radarowej od górnej powierzchni warstwy zanieczyszczającej, ale doprowadzi to do zniekształcenia obrazu początkowego.

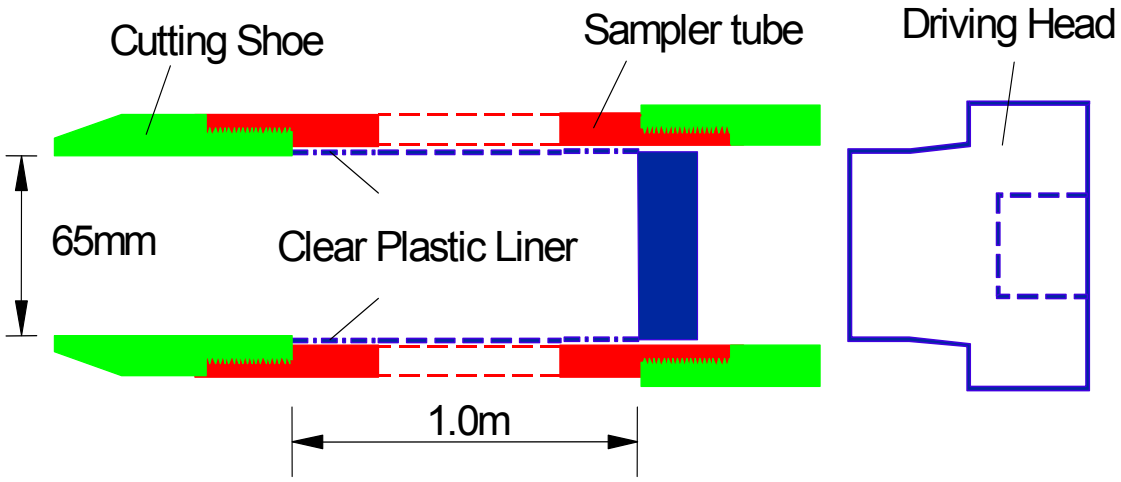
Jednym z głównych zastosowań techniki geo-radarowej jest identyfikacja nieciągłości (słabych miejsc) w podłoży zwłaszcza w miejscach, gdzie widoczna jest pogarszająca się geometria torów a zabiegi utrzymaniowe są trudne do wykonania. Rysunek 1 przedstawia przykładowo opracowany zestaw danych dla odcinka torów o długości 0.5 mili. W górnej część rysunku znajduje się wykres ilustrujący stan nawierzchni kolejowej (wykres pionowych nierówności toru) pomierzonych wagonem diagnostycznym. Wykres ten 'nałożony' jest na widmo pochodzące z geo-radaru. Na odcinkach torów o niskiej jakości widmo radarowe ukazuje małą lub nieregularną grubość warstw tłucznia. Jednocześnie na odcinku o dobrej geometrii, radar ilustrował warstwy tłuczniowe przekraczające 0.75m (0.6m poniżej spodu podkładów). Dokładne badania wykonane na podstawie tych danych wykazały, że na krótkim odcinku (w miejscu głębokiego odbicia fali radarowej) istniała piaskowa warstwa separująca tłuczeń od materiału podłoża. Sąsiadujące sekcje okazały się być położone na gruncie podatnym na pompowanie, którego cząsteczki rozpoczęły „migrację" do góry i mimo iż nie zanieczyszczały w znacznym stopniu warstw tłuczniowych to jednak wpływały na jakość torowiska.



Rysunek 1: Profil nierówności pionowych oraz widmo radarowe

Automatyczny sampler tłucznia

Urządzenie to składa się ze stalowej tuby (Sampler tube) zakończonej pierścieniem tnącym (Cutting Shoe), która jest wprowadzana w podtorze przy pomocy hydraulicznego młota (rysunek 2). Przyrząd ten jest w stanie penetrować przez warstwy tłucznia i warstwy podbudowy uzyskując próbkę o średnicy 65 mm na typową głębokość 1,0 m. W razie potrzeby sampler o mniejszej średnicy (50 mm) może zostać wprowadzony do otworu powstałego po zakończeniu pracy zestawu podstawowego. Pozwala to zwiększyć głębokość pobierania próbek podtorza do około 2,0 m. Technika ta pozwala na uzyskanie dobrej jakości próbek nawet przy konieczności pobierania ich poniżej poziomu wody gruntowej. Próbki są szczelnie zamknięte w wewnętrznej plastykowej tubie (Clear Plastic Liner), co pozwala na ich transport do laboratorium, analizę geotechniczna oraz wykonanie testów.



Rysunek 2. Automatyczny sampler tłucznia.

Do typowych badań laboratoryjnych należy określenie:

- ilości frakcji, zawartości cząstek drobnych w tłuczniu;
- wilgotności;
- wytrzymałości na ścinanie (penetrometr);
- granicy plastyczności dla materiałów spoistych (Atterberg Limits).

Badania laboratoryjne mają szczególne znaczenie dla zrozumienia mechanizmów prowadzących do zniszczeń podtorza oraz kalibracji widma pochodzącego z geo-radaru. Dla ułatwienia prezentacji oraz lepszego zilustrowania składu próbek wprowadzono standardowy sposób ich kodowania oraz opisu wzdłuż rozpatrywanego odcinka podtorza.

Falling Weight Deflectometer

Zastosowanie FWD do badania nawierzchni kolejowej pozwala w szybki sposób ocenić jej sztywności (zdolności do rozkładu obciążeń). Rysunek 3 przedstawia FWD podczas wykonywania pomiarów bezpośrednio po pobraniu próbek podtorza przy zastosowaniu techniki ABS.

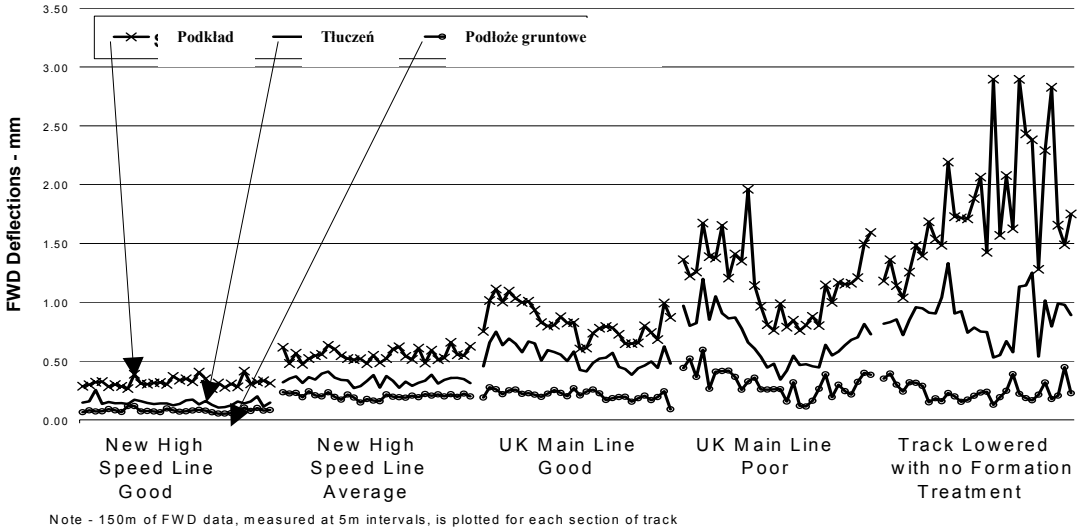
Urządzenie to przekazuje obciążenie dynamiczne na podtorze poprzez podkład kolejowy. Wielkość i rodzaj obciążenia symuluje dynamiczne oddziaływanie pojedynczej osi pociągu jadącego z dużą prędkością. Ugięcia podkładu oraz torowiska mierzone są automatycznie z dokładnością co do kilku mikronów (mm x 10-3). Standardowo badany podkład jest obciążany trzykrotnie ciężarem 12,5 tony. Mierzone są średnie wartości ugięć dla obciążonego podkładu (D0), tłucznia w sąsiadującym okienku między podkładami (D300) oraz w następnym okienku (D1000), którego to ugięcie jest najbardziej zależne od właściwości podłoża gruntowego.

Rysunek 3, Pomiar sztywności podtorza za pomocą FWD.

W ciągu ostatnich sześciu lat sztywność podtorza została zbadana w blisko 50 różnych miejscach na sieci kolejowej Wielkiej Brytanii i Europy. Łączna długość przebadanych odcinków wynosi około 200 km. Rysunek 4 ilustruje zakres ugięć, jakie udało się zarejestrować do dnia dzisiejszego.

Z analizy jednoznacznie wynika, że najlepszej jakości nawierzchnie kolejowe istnieją na odcinkach gdzie sztywność podtorza kolejowego jest jednolita.

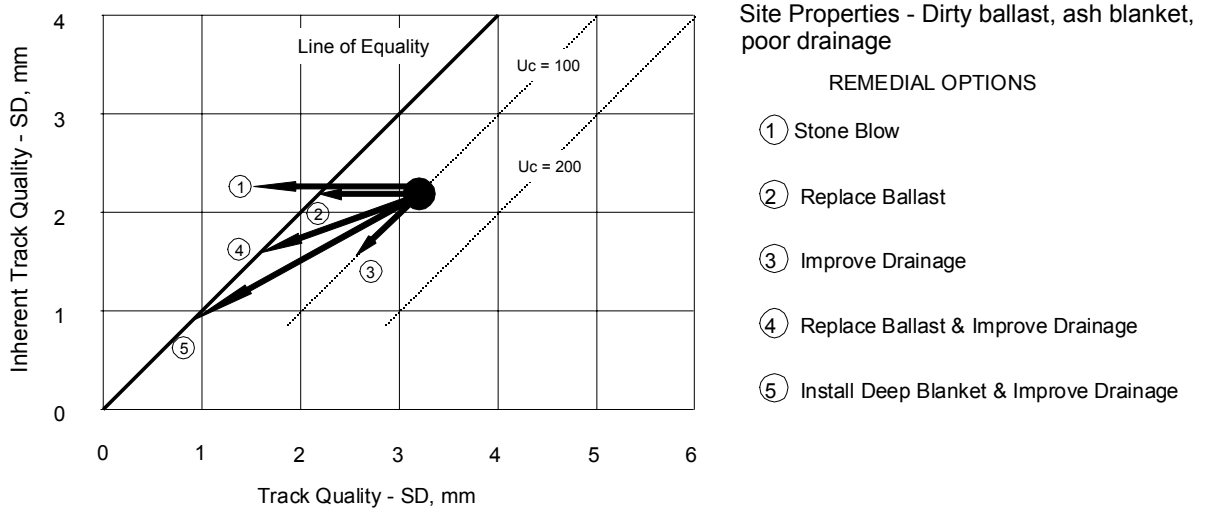
Test za pomocą FWD jest w tej chwili jedyną metodą, która pozwala ocenić wpływ sztywności podtorza na jakość nawierzchni kolejowej. Test FWD wskazuję także, że zmiany sztywności podtorza mają decydujący wpływ na jakość nawierzchni. (pomiar odchylenia standardowego). Jednakże stan tłucznia ma także silny wpływ na jakość nawierzchni a wyraża się go współczynnikiem jednorodności uzyskanym w wyniku badań laboratoryjnych (Uniformity Coefficient – Uc).



Rysunek 4. Zakres ugięć pomierzonych FWD (projekt EUROBALT).

Praktyczne zastosowanie danych

Po wyznaczeniu sztywności podtorza oraz jakości warstw tłuczniowych możliwe jest określenie przydatności poszczególnych zabiegów naprawczych (np. warstwy ochronne, czyszczenie/ wymiana tłucznia, wzmocnienia podtorza itp.). Aby lepiej wpływ poszczególnych zabiegów modernizacyjnych na zmianę jakości nawierzchni (ilustrowaną odchyleniem standardowym SD) przydatna jest znajomość zależności pomiędzy jakością „wrodzoną" nawierzchni (badanie FWD) a jej jakością pomierzoną (wagon diagnostyczny)pokazaną na rysunku 5. „Wrodzona" jakość nawierzchni jest definiowana jako najmniejsza wartość odchylenia standardowego jaka może zostać osiągnięta przy podbiciu warstw tłucznia przy założeniu, że warstwy te są w dobrym stanie i jest reprezentowane przez Linię Równości (Line of Equality).



Rysunek 5: Wstępna ocena jakości podtorza po zabiegach renowacyjnych.

Równolegle do niej poprowadzone są linie reprezentujące tłuczeń w gorszym stanie reprezentowane przez współczynnik jednorodności (Uniformity Coefficient – Uc).

Przy użyciu diagramu możliwe jest przewidywanie wpływu różnych zabiegów modernizacyjnych na jakość torowiska. Przykładowo, niska sztywność podtorza może być spowodowana występowaniem wysokiego poziomu wody gruntowej. Obniżenie jej zwierciadła przez zastosowanie odpowiedniego drenażu spowoduje wzrost „wrodzonej" jakości nawierzchni, lecz nie ma to wpływu na jakość warstw tłuczniowych. Z drugiej strony wymiana warstw tłuczniowych nie poprawi „wrodzonej" jakości nawierzchni, na którą znaczny wpływ mają dolne warstwy podtorza oraz podłoże gruntowe. Każdy z tych zabiegów ma wpływ podobny wpływ na jakość nawierzchni, jednak dopiero ich jednoczesne zastosowanie spowoduje istotną jej poprawę.

Wnioski

Opisane techniki umożliwiają ocenę kluczowych właściwości podtorza, co pozwala na lepsze zrozumienie mechanizmów prowadzących do pogarszania się jakości nawierzchni kolejowych. Prowadzą one do właściwego wyboru zabiegów utrzymaniowych i modernizacyjnych, co pozwala na lepsze wykorzystania środków finansowych przeznaczonych na prace modernizacyjne.

Robert J. Armitage, Piotr Hunik
Scott Wilson Pavement Engineering Ltd

Trackbed Assessment for Improved Renewals Planning

Introduction

The United Kingdom has an ageing rail network, mostly constructed over 100 years ago, when train speeds and loads were much less than now. It has suffered from a lack of investment for many decades, and recent experience has indicated that track quality does not necessarily improve after renewal, even if both track and ballast are replaced completely.

It is now generally recognised that many problems arise because renewals are planned and undertaken with inadequate attention being paid to trackbed and drainage. Problems have occurred because there has been no reliable system for evaluating trackbed condition. At best, shallow trial pits are dug to allow the engineer to inspect the condition of the ballast. This process is subjective and cannot identify all the areas where problems may occur in the near future, only those where distress is immediately obvious.

In the past six years three new techniques have become established in the United Kingdom, namely Ground Probing Radar (GPR), Automatic Ballast Sampling (ABS) and the Falling Weight Deflectometer (FWD). Their use is now recommended by Network Rail, for both route investigations and detailed assessment at plain line and S&C renewal sites. A further paper will show how the information obtained can be used to evaluate various remedial options.

Ground Probing Radar

GPR is a relatively inexpensive technique; several miles of data can be collected in a single day. It gives a first indication of ballast condition and potential subgrade pumping problems. This non-destructive technique uses electromagnetic radar waves to identify the presence of layer interfaces between the different materials comprising the trackbed construction. The system used is portable and can be used by staff walking in the 4 foot or sitting on a motorised Permanent Way trolley.

Experience has shown that there are many attributes of a GPR trace which give useful information about the continuity of trackbed layers. For example there is normally a strong reflection from the base of the ballast layer. If the ballast condition has

deteriorated the radar waves cannot penetrate as easily, so the strength of reflections from the base of the ballast will be poor. If there is a distinct layer of contamination within the ballast (e.g. clay slurry) there may be a strong reflection from the upper surface of the contamination, but the original interface may be completely disguised.

One of the main uses of GPR has been to identify anomalies in the trackbed in areas where track geometry is poor and cannot be maintained. (eg. Figure 1). The upper trace is the High Speed Track Recording Coach (HSTRC) raw output of filtered vertical rail profile, and this is compared to a GPR trace. The sections of poor quality track coincide with areas of shallow ballast or variable depth of ballast while in the area of good geometry the ballast depth is greater than 0.75m (0.6m below base of sleeper). Subsequent investigation showed that this deep reflection indicated a short section of good quality blanket; rough sections of track either side were situated over areas of pumping subgrade, where clay slurry had not yet risen to the ballast surface, but was nevertheless seriously affecting track quality.

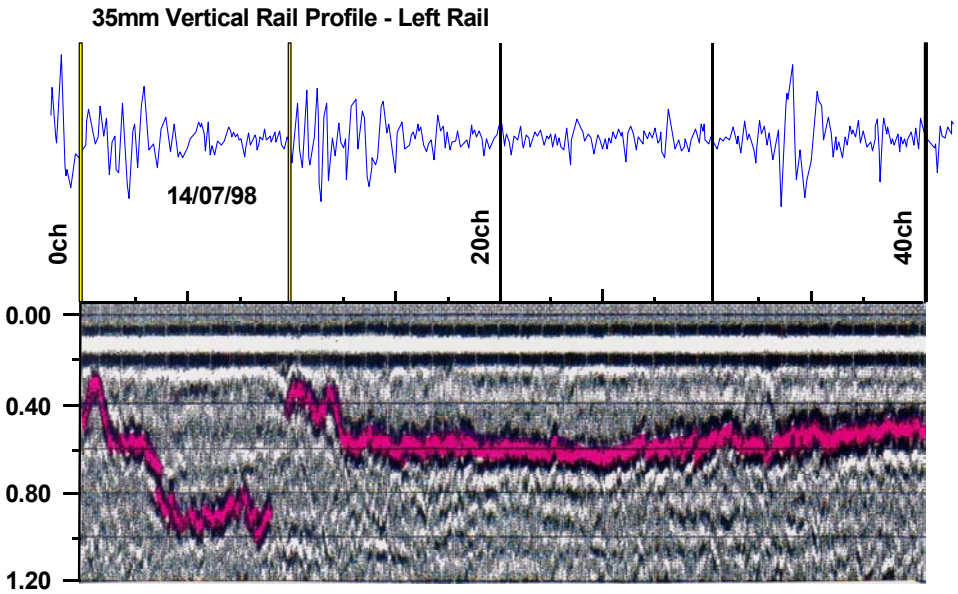


Figure 1 : HSTRC Profile and GPR Trace.

Automatic Ballast Sampler

This equipment consists of a steel sampling tube with cutting shoe, which is driven into the trackbed using a hydraulically powered hammer (see Figure 2). The device can penetrate ballast and formation to obtain a 65mm diameter sample, typically to 1m depth, although a smaller 50 mm diameter tube can be driven to greater depth through the hole formed in the ballast. The technique will even produce good quality samples below the water table. The samples are sealed in a plastic tube, enabling them to be returned to the laboratory for logging, photography, and any appropriate materials testing.

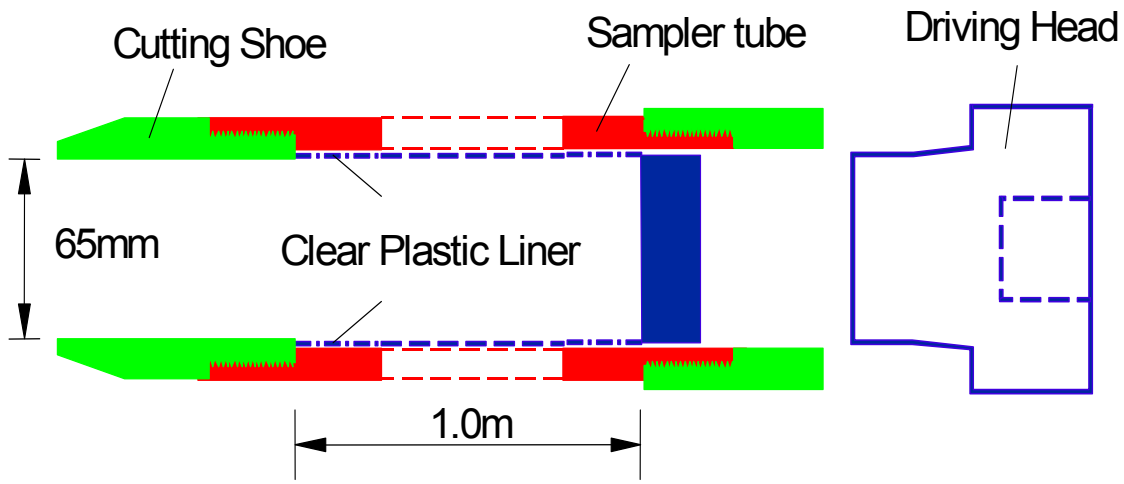


Figure 2. The Automatic Ballast Sampler

Materials testing includes:

- grading, and percentage fines in ballast;
- moisture content;
- assessment of shear strength using shear vane or cone penetrometer;
- Atterberg Limits of cohesive materials.

The logs are particularly valuable in understanding deterioration modes and calibrating the GPR profiles. A standard legend key has been developed to enable the nature and geotechnical properties of the various trackbed layers and the subgrade to be clearly presented on a longitudinal section.

Falling Weight Deflectometer

The FWD provides a rapid method of assessing in situ stiffness or load spreading ability of the trackbed and subgrade layers. Figure 3 shows the FWD in operation, following on behind the ballast sampler.

In its rail operation the FWD applies the load via a sleeper to the trackbed. The load pulse approximates to that applied by a single axle of a train passing at high speed. Transient deflections of sleeper and the ballast surface are measured to an accuracy of a few microns (mm x 10^{-3}). Each sleeper is loaded three times with a nominal load of 12,5 tonnes. For each FWD test the peak load and displacements are measured by the equipment and recorded automatically. Average values of deflections are reported for the loaded sleeper (D_0), the ballast adjacent to sleeper (D_{300}) and the deflection of the ballast in the next crib (D_{1000}), which is mostly influenced by the subgrade.

In the past six years about 200km of FWD stiffness data has been collected on over 50 different sites, in the UK and Europe. Figure 4 illustrates the range of deflections found so far. It has become very clear that the best quality track is achieved on a trackbed having uniform stiffness. However it is much easier to achieve uniform stiffness on a stiff subgrade.

Figure 3. Measuring Trackbed Stiffness with the FWD.

FWD testing is, at present, the only satisfactory way of obtaining sufficient data to enable the effects of trackbed stiffness on track quality to be evaluated. FWD tests indicate that there is a reasonable relationship between stiffness variation and track quality measured (Standard Deviation, SD, measured by the HSTRC). However, the condition of the ballast also has a strong influence on track quality and this is obtained by measuring the Uniformity Coefficient (Uc) from ballast gradings obtained in the laboratory.

Practical use of data

Having determined the quality of a trackbed, in terms of stiffness characteristics and ballast condition, it is now possible to determine whether trackbed remedial works (i.e. blanketing, ballast cleaning/replacement, digging out wet spots, trackbed reinforcement, etc.) are required. In order to understand better the improvements in SD which may be brought about by trackbed remedial works it is useful to consider a plot of inherent track quality (from the FWD) against measured track quality (from the HSTRC) as shown in Figure 5. Inherent track quality is defined as the lowest SD that can be achieved using tamping, assuming that the ballast is in good condition, and is represented by the Line of Equality. Parallel to this are lines of poorer ballast quality, defined in terms of Uniformity Coefficient.

Using this diagram it is possible to examine the effects of various remedial options, as shown for a typical site. For example, poor trackbed stiffness may be due to a high water table. Lowering the water table by improving drainage therefore improves the inherent quality of the site, but it can do nothing about the ballast quality. On the other hand replacement of the ballast cannot improve the inherent quality, which is governed by the stiffness of the lower trackbed layers and subgrade. Never-

theless, either treatment will give a similar improvement in track quality. Both treatments together will improve the quality further.

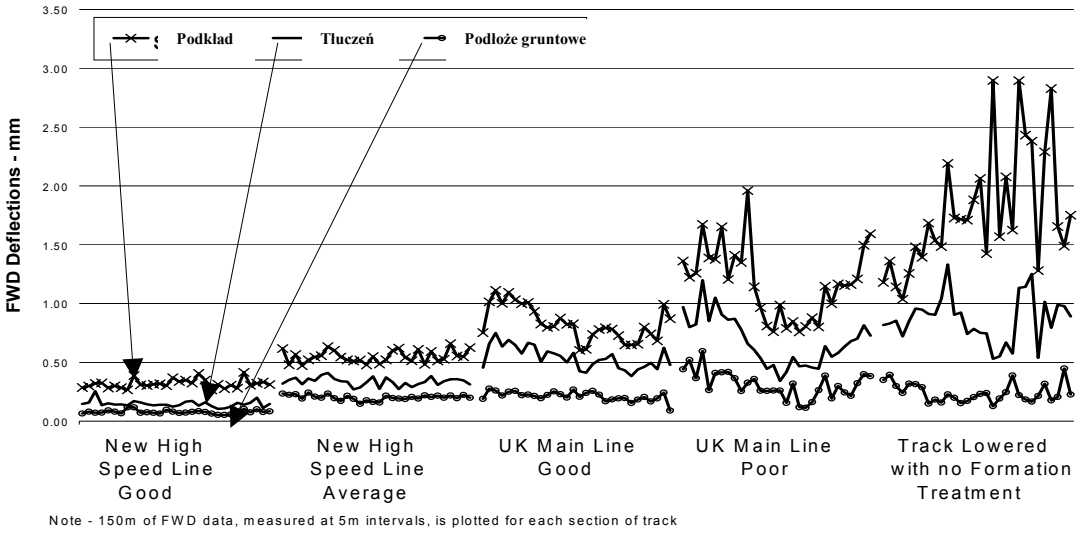


Figure 4. Range of Deflections Measured with FWD (from EUROBALT project).

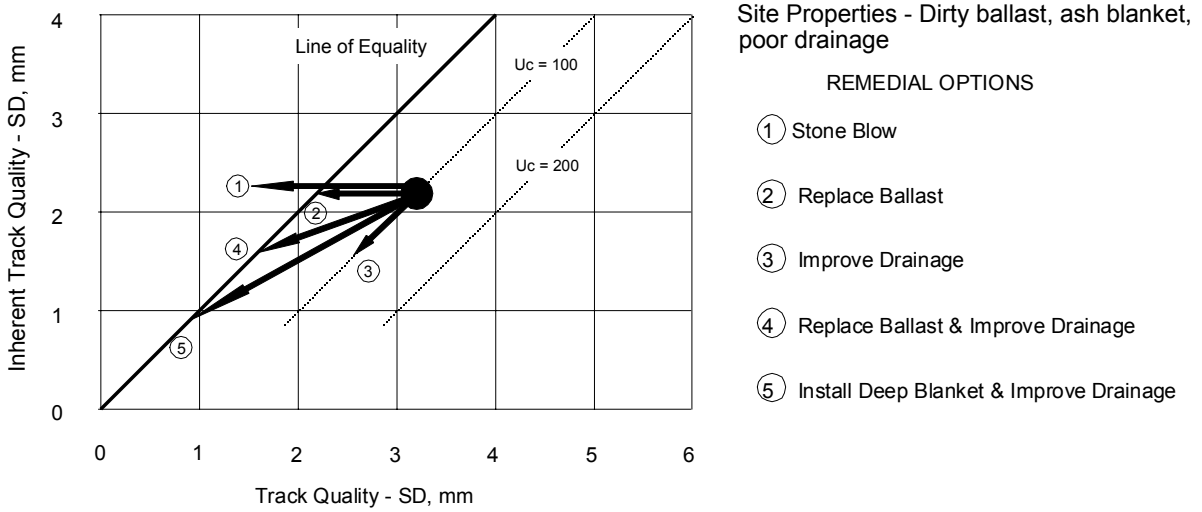


Figure 5. Prediction of Track Quality after Remedial Measures.

Conclusions

The techniques described enable the key trackbed properties to be obtained, from which a better understanding of track profile deterioration can be gained. This assists in the choice of appropriate maintenance and renewal treatment, leading to improved planning as well as use of materials and financial resources.

Robert J. Armitage, Piotr Hunik
Scott Wilson Pavement Engineering Ltd

Kompleksowa ocena drogi kolejowej na przykładzie Głównej Drogi Towarowej nr 3 na Wschodniej Magistrali Kolejowej w Wielkiej Brytanii

Wprowadzenie

Główna Droga Towarowa nr3 (Freight Primary Route 3 – FPR3) jest trasą kolejową leżącą we wschodniej części Wschodniej Magistrali Kolejowej (East Coast Main Line – ECML) w Wielkiej Brytanii. Droga ta odpowiednio wzmocniona mogłaby odciążyć linię magistralną od transportu towarowego tak, by obsługiwała ona jedynie ruch pasażerski. Niniejszy referat opisuje badania stanu oraz jakości podtorza kolejowego na Drodze nr 3 wykonane w celu poprawnego zaplanowanie zabiegów modernizacyjnych, w taki sposób, aby można był dopuścić obciążenie 25 ton na oś. Szczególną uwagę zwrócono na identyfikację oraz eliminację nieciągłości (słabych punktów) podtorza oraz umożliwienia jak najszerszego wykorzystania istniejącej konstrukcji nawierzchni.

Ocena stanu podtorza składała się z części studyjnej, wykorzystania techniki radarowej (Ground Probing Radar – GPR), wizualnej oceny i opisu trasy oraz pobrania próbek podtorza za pomocą automatycznego samplera tłucznia (Automatic Ballast Sampling – ABS). Dalsza cześć badań polegała na przesiewach oraz badaniach degradacji tłucznia w warunkach wilgotnych. Wartości te posłużyły do określenia przydatności tłucznia do czyszczenia oraz oceny jego rezydualnej trwałości. Wszystkie te informacje zostały zestawione na wykresach zbiorczych z naniesionym na nie wykresem odchylenia standardowego. Podsumowanie wyników oraz ich interpretacja posłużyły do optymalizacji zabiegów renowacyjnych w taki sposób by wykorzystanie istniejących warstw tłuczniowych było możliwie duże.

Tło

Na przestrzeni ostatnich lat Scott Wilson Pavement Engineering (SWPE) opracował efektywne ekonomicznie techniki oceny stanu podtorza kolejowego uwzględniające ograniczenia wynikające ze specyfiki pracy na kolei [1, 2, 3, 4]. Maksymalne korzyści z ich zastosowania osiąga się, gdy rezultaty badań są zestawione i interpretowane przez inżyniera (nawierzchniowca) – podejście to nazwano Kompleksową Oceną Drogi Kolejowej (Total Route Evaluation –TRE). Projekt reconstrukcji Głównej Drogi

Towarowej nr 3 (FPR3) stał się idealną okazją do zademonstrowania tego typu badań na etapie oceny wykonalności projektu.

FPR3, znana bardziej jako Stillington Branch, jest stosunkowo mało używaną dwutorową linią o długości około 33 km (około 21 mil). Jej trasa przebiega w terenie o zróżnicowanej topografii, w wykopach i na nasypach o wysokości dochodzącej do 20m. Budowa geologiczna w tym regionie również jest zróżnicowana z dominującą rola osadów morskich głównie zwięzłej gliny oraz piasków i żwirów. Głębiej położone warstwy skalne to głównie piaskowce i wapienie.

Badania radarowe (GPR) oraz ocena wizualna (Walkover Surveys) zostały wykonane na całej długości obu torów. Uzyskane wiadomości (opis trasy, widmo radarowe) "nałożono" na wykres odchylenia standardowego zarejestrowanego dla obu torów po to by wyznaczyć słabe miejsca podtorza. W następnej kolejności wyznaczono miejsca, w których należy pobrać próbki za pomocą ABS. Po dokonaniu oceny laboratoryjnej materiałów znalezionych w podtorzu uzyskane wyniki zostały podsumowane na wyżej wymienionych wykresach po to by ułatwić inżynierską ocenę sytuacją.

Interpretacja Danych

Głównym celem tego badania było opracowanie programu prac modernizacyjnych na odcinku Stillington. Jako element składowy opracowano także szczegółowy komentarz ułatwiający podział odcinka na sekcje, w których miały być zastosowane podobne zabiegi renowacyjne lub utrzymaniowe. Pokazano, że w niektórych sekcjach warstwy podtorowe wymagają odnowy (wymiana tłucznia, geotekstylia, warstwy ochronne lub ich kombinacja), podczas gdy w innych samo czyszczenie tłucznia lub jedynie jego podbicie będzie zabiegiem wystarczającym. Decyzje inżynierskie podejmowano na podstawie dwóch kluczowych parametrów:

- Przydatność tłucznia do oczyszczenia (Potential for Ballast Cleaning -BC):analiza stanu i głębokości warstw tłuczniowych wraz z oceną stopnia ich odzyskania bazująca na pobranych próbkach ABS, wykonanych analizach przesiewowych oraz typowych ograniczeniach operacyjnych technologii oczyszczania tłucznia.
- Rezydualna Trwałość Tłucznia (Residual Ballast Life - RBV): ocena trwałości wyrażona ilością lat, po upływie których podbijanie nie będzie dawało już rezultatów, bazująca na typowym budżecie utrzymaniowym, obecnej jakości nawierzchni kolejowej, składu frakcyjnego tłucznia oraz stanu podtorza.

Dalsza część referatu przedstawia szczegółowy opis zastosowanych procedur oraz przedstawia wnioski dotyczące planu prac renowacyjnych i utrzymaniowych.

Prace terenowe

Badania geo-radarowe (Ground Probing Radar - GPR)

Geo-radar (GPR) został użyty w calu rozpoznania grubości i stanu warstw tłuczniowych. Istnieje kilka technik radarowych stosowanych do podobnych celów, lecz in-

strument skalibrowany przez SWPE niejednokrotnie udowodnił swoją szczególną przydatność w ocenach podtorza kolejowego. Dane z pomiaru radarowego odnosi się do kilometrażu badanej linii kolejowej. Pozycja i długość poszczególnych odcinków mierzona jest w metrach za pomocą kółka mierniczego. Położenie kluczowych elementów infrastruktury oraz wyposażenia torów (słupki kilometrarzowe, mosty, przepusty) także jest rejestrowane. GPR może być stosowane także do wykrywania potencjalnych problemów związanych z korpusem ziemnym lub podłożem gruntowym, których nie można zidentyfikować w oparciu o ocenę wizualną.

Dane geo-radarowe są odczyszczane z zewnętrznych szumów i odpowiednio przetworzone, aby możliwy był wydruk danych w postaci widma. Nakłada się je na dane ilustrujące jakość drogi szynowej wyrażonej przez wykres odchylenia standardowego. Jeden wydruk reprezentuje odcinek o długości pół mili. Jest on potem wykorzystywany przez inżyniera w terenie przy dokonywaniu wizualnej oceny odcinka toru.

Przy wstępnym opracowaniu danych przyjęto założenie, że zły stan nawierzchni kolejowej jest pierwszym objawem problemów w podtorzu. Bazując na tym inżynier zidentyfikował odcinki torów o podobnej jakości i podzielił torowisko na cztery kategorie zgodnie z kryteriami przedstawionymi poniżej w tabeli 1.

Tabela 1. *Kategorie stanu nawierzchni*

Odchylenie Standardowe	**Stan nawierzchni kolejowej**
<2mm	Dobry
2-3mm	Średni
3-5mm	Słaby
>5mm	Bardzo słaby

Ocena wizualna

Głównym celem oceny wizualnej jest wzrokowe sprawdzenie całego odcinka oraz wstępne ustalenie rozległości istniejących problemów w taki sposób, aby możliwe było przygotowanie planu dalszych badań oraz wstępna ocena przydatności poszczególnych zabiegów inżynierskich. Podczas oceny wizualnej rejestruje się następujące elementy:

- Defekty szyn i podkładów mogące wpływać na powstanie pionowych nierówności nawierzchni (wzrost odchylenia standardowego)
- Ilość i jakość tłucznia użytego do usypania pryzm torowiska (szerokość) oraz obsypania podkładów.
- Sąsiadujące elementy infrastruktury (perony, ściany oporowe, wiadukty).
- Topografię terenu wzdłuż trasy (wykopy, nasypy, odcinki „po terenie").
- Rodzaj i stan systemu odwodnienia.
- Oznaki niestabilności nasypów.
- Wysokość ramion ław torowych w stosunku do wysokości główki szyny.

Automatyczny Sampler Tłucznia (ABS)

Przy wyznaczeniu miejsc pobierania próbek przyjęto kilka generalnych założeń. Na odcinkach, na których podtorze było jednolite (badania radarem) na znacznej długości przyjęto za wystarczający rozstaw między próbkami 200 m. W miejscach występowania nagłych zmian stanu podtorza rozstaw ten zmniejszono do 100 a nawet do 50 metrów, zależnie od skali zmian zaobserwowanych na wykresie widma radarowego. Rozstaw 20m był zalecany w miejscach gdzie linia biegła pod wiaduktem po to by można było ocenić możliwość obniżenia niwelety zmodernizowanej linii. Próbki pobierane były w okienkach między podkładami bliżej zewnętrznej szyny. Miejsce to jest uważane za najbardziej reprezentatywne dla zobrazowania stanu podtorza pod dynamicznym obciążeniem od osi pociągu.

Dokonano wizualnej oceny elementów infrastruktury, które mogłyby wskazywać na obecność ukrytych w podtorzu kabli lub rur (skrzynki sygnałowe i telekomunikacyjne). Przed przystąpieniem do wprowadzania samplera w podtorze każdą lokalizację próbki skanowano w terenie za pomocą urządzenia do wykrywania kabli. W ciągu 12 zmian (3-4 godziny na torach) pobrano 295 próbek do głębokości 1.1 m poniżej poziomu szyny, 138 z nich zostało wydłużonych do maksymalnej głębokości 2.0 m. w celu pozyskania głębiej posadowionych warstw podtorza oraz gruntu rodzimego.

Prace Laboratoryjne

Po wydobyciu z samplera próbki były szczelnie izolowane i transportowane w sposób zapewniający ich pionowe położenia. W laboratorium plastykowe tuby zostały przecięte wzdłuż i otwarte w taki sposób by ukazać warstwy podtorza oraz umożliwić ich sfotografowanie (Rysunek 1).Pozwoliło to na dokładne zbadanie i opisanie cech poszczególnych warstw podtorza ze szczególnym uwzględnianiem jakości i stanu warstw tłuczniowych. Procedura ta została wymyślona i wprowadzona w życie przez SWE. Obecnie Network Rail proponuje ją jako zalecaną metodę pobierania próbek podtorza (Draft Railtrack Code of Practice for Formation Treatments – RT/CE/C/039). Obecność poziomu wody gruntowej oraz geoteksyliów podlegała zanotowaniu i miała wpływ na interpretację wyników.

Po zakończeniu opisu i oceny materiał poszczególnych warstw podlegał analizom geotechnicznym oraz chemicznym zgodnie z obowiązującymi brytyjskimi normatywami. Poszczególne normatywy przytoczono dla porządku: Particle Size Distribution Analysis (PSD) – BS1377: Part 2 1990, Wet Attrition Testing (WAV) – Railtrack Line Specification RT/CE/S/006 Issue 3 August 2000.

Dane otrzymane w wyniku tych testów służą do wyznaczenia przydatności tłucznia do oczyszczania oraz do wyznaczenia jego rezydualnej trwałości.

Aby ułatwić podjęcie inżynierskich decyzji dotyczących zabiegów utrzymaniowych / renowacyjnych warstwy podtorza są kodowane (kolory, symbole) i przedstawione na wykresie sekcyjnym, na którym głębokości poszczególnych warstw jest

odniesiona do poziomu główki szyny. Przykładowy wykres sekcyjny przedstawia rysunek 2.

Interpretacja

Wykresy Kompleksowej Oceny Drogi

Zarówno informacje zebrane podczas oceny wizualnej jak i dane uzyskane z analizy dokumentacji w biurze zostały użyte do stworzenia wykresów kompleksowej oceny drogi. Przedstawiały one profil podłużny trasy, z uwzględnieniem topografii, położenia łuków, drenażu, wiaduktów, mostów oraz innej infrastruktury (rysunek 3). Dodatkowo w wersji tabelarycznej zawierały one dane o:

- Jakości nawierzchni – ocena inżynierska służąca do uwidocznienia sekcji torowiska narażonych na szybką utratę jakości.
- Brakach w podtorzu – miejsca, w których zachodzi podejrzenie o niewystarczającym podparciu nawierzchni kolejowej (osunięcia, miejsca słabo odwodnione)
- Typie szyny/podkładu – położenie i rodzaj szyn (tor bezstykowy, tor tradycyjny), rodzaj podkładu(betonowy, drewniany, stalowy), miejsca występowania zwrotnic i rozjazdów.
- Stanie tłucznia – subiektywna ocena skali zanieczyszczeń tłucznia (czysty do bardzo zanieczyszczony)
- Drenażu – wzrokowa ocena rodzaju i stanu odwodnienia wzdłużnego, porzecznego, studzienek rewizyjnych i innych cech mających wpływ na odwodnienie, miejsca ze stojąca wodą
- Topografii – nasyp, wykop
- Geologii – bazującej na analizie map geologicznych

Przydatność tłucznia od oczyszczenia

Przy ocenie przydatności tłucznia do czyszczenia brano pod uwagę zarówno czynniki związane ze stanem podtorza jak i ograniczenia operacyjne wynikających z pracy oczyszczarek tłucznia. Oczyszczarki nie powinny być stosowane, gdy tłuczeń jest zamulony materiałem spoistym. Materiał ten (zwłaszcza w połączeniu z wilgocią) zalepia i blokuje zarówno łańcuch wybierający jak i oczka sit oczyszczarki. Założono, że głębokość wybierania łańcucha wynosi 300 mm poniżej podstawy podkładów kolejowych. Następujące kryteria posłużyły do oceny przydatności tłucznia do oczyszczania:

- Głębokość warstwy tłucznia powinna wynosić minimum 300 mm poniżej podstawy podkładów.
- Poziom wody gruntowej musi znajdować się na głębokości większej niż 300 mm poniżej podstawy podkładów
- Materiał zamulony nie może występować na głębokości mniejszej niż 300 mm poniżej podstawy podkładu

Ponieważ głębokość wybierania łańcucha często waha się w pewnych granicach przydatność niektórych wątpliwych próbek została ocenione ponownie na podstawie fotografii. Chodziło zwłaszcza o przypadki, gdy:

- pomiędzy warstwami tłucznia występowała warstwa popiołów, ale nie płycej niż 250 mm poniżej podstawy podkładu
- zanotowano poziom wody gruntowej lub małą ilość materiału zamulonego ale nie płycej niż na głębokości 250 mm poniżej podstawy podkładów

Stopień przydatności tłucznia do oczyszczenia może zostać ekstrapolowany z analiz Rozkładu Wielkości Cząstek (Particle Size Distribution – PSD) w odniesieniu do typowych rozmiarów sit w oczyszczarkach. Utrata materiału podczas pobierania próbek musi zostać wzięta pod uwagę (odpowiednie pomiary utraty tłucznia wykonuje się podczas pobierania próbek za pomocą ABS). Rezultaty badań zostały zaprezentowane w poniższych granicach:

Tabela 2. *Granice stopnia przydatności tłucznia do oczyszczania*

Stopień Przydatność Tłucznia do Oczyszczania	Dolny limit	Górny limit
Bardzo wysoki	75%	75%+
Wysoki	60%	74%
Średni	40%	59%
Niski	0%	39%

Rezydualna Trwałość Tłucznia

Rezydualną trwałość tłucznia wyznaczono na podstawie typowego budżetu utrzymaniowego (dostarczonego przez zamawiającego),granicznej jakości nawierzchni, jakości istniejącej nawierzchni, składu frakcyjnego tłucznia oraz przewidywanego stopnia wietrzenia tłucznia. Do modelu obliczeniowego przyjęto następujące założenia:

- Wielkość obciążenia odcinka pomiędzy kolejnymi podbiciami (wyrażonymi w milionach ton) wynikająca z istniejącego budżetu na utrzymanie nawierzchni (tzn. przeciętnie w ciągu roku podbijano 3 mile, co dawało średnio 3 lata i 4 miesiące pomiędzy kolejnymi odbiciami a roczne obciążenie wynosiło około 4 milionów ton).
- Za graniczna jakość nawierzchni przyjęto 3.8 bazując na docelowym odchyleniu standardowym zgodnie z standardem branżowym (Railtrack Line Standard RT/CE/S/104, przy założeniu maksymalnej prędkości pociągów 80 km/h
- Jakość istniejącej nawierzchni wyznaczono z analizy pomierzonego odchylenia standardowego
- Skład frakcyjny tłucznia otrzymano na podstawie badań laboratoryjnych

Model komputerowy wyznacza "wrodzone" odchylenie standardowe w każdym z punktów, w których pobrano próbki bazując na danych dotyczących stanu tłucznia. Zastosowane algorytmy podają przewidywaną wartość degradacji tłucznia i związany z tym proces utraty jakości nawierzchni. W modelu zakłada się, że podbi-

janie jest potrzebna za każdym razem, gdy jakość nawierzchni osiągnie wartość graniczną. Proces obliczeniowy powtarza się do momentu, gdy obliczona w skali roku częstotliwość podbijania tłucznia przekroczy 4. Uznaje się wówczas, że tłuczeń osiągnął granicę swojej trwałości. Rezydualną trwałość tłucznia podaje się w latach.

Do obliczeń rezydualnej trwałość tłucznia przystępowano tylko w tych miejscach, gdzie tłuczeń został sklasyfikowany jako przydatny do podbicia. W miejscach takich (analiza próbek w laboratorium) konstrukcyjna wysokość tłucznia musiała być większa od 150 mm i nie mógł on być zanieczyszczony materiałem spoistym.

Podsumowanie

Na przeważającej części linii, konstrukcja podtorza zawierała warstwy tłuczniowe w złym stanie, zanieczyszczone rozdrobnionymi popiołami, klinkierami oraz zdegradowanymi elementami tłucznia i podkładów. Głębokość warstw konstrukcyjnych podtorza była w przeważającej części odpowiednia. Około 26 % długości torowiska posadowione było na gruncie o dobrych właściwościach oraz posiadało odpowiednią grubość warstw konstrukcyjnych podtorza (zawierające głównie popioły).

Górne warstwy podtorza na koło 48% długości linii wykazywały zamulenie, które przy odpowiednich zabiegach utrzymaniowych i zapewnieniu odwodnienia, mogło wyschnąć i nie stanowiłoby zagrożenia dla jakości podtorza.

Pozostałe 26% długości linii, zarówno z wystarczającą jak i niewystarczającą głębokością konstrukcyjną warstw tłuczniowych, wykazywały problemy w dolnej warstwie podtorza (podłoża gruntowego) oraz problemy z odwodnieniem. Problemy z prawidłowym rozkładem obciążeń na grunt rodzimy występowały na 33% długości trasy.

Proporcjonalnie duża część konstrukcji wykazała potencjalne problemy ze stabilnością korpusu gruntowego, przeważnie uwidocznioną w postaci bardzo grubych warstw tłuczniowych, skokowe zmiany widma radarowego lub wynikała z zaobserwowanych osunięć podczas oceny wizualnej.

Zalecenia modernizacyjne

Po zidentyfikowaniu czynników mających decydujący wpływ na stan podtorza w poszczególnych sekcjach, każdej z nich przypisano techniki modernizacyjne oraz alternatywne zabiegi utrzymaniowe. Tabela 3 przedstawia zakresy poszczególnych zabiegów, łącznie z symbolami je opisującymi. Założono, że technologia zaproponowana dla danej sekcji będzie zastosowana na obu torach jednocześnie.

Tabela 3. *Zestawienie zabiegów renowacyjnych*

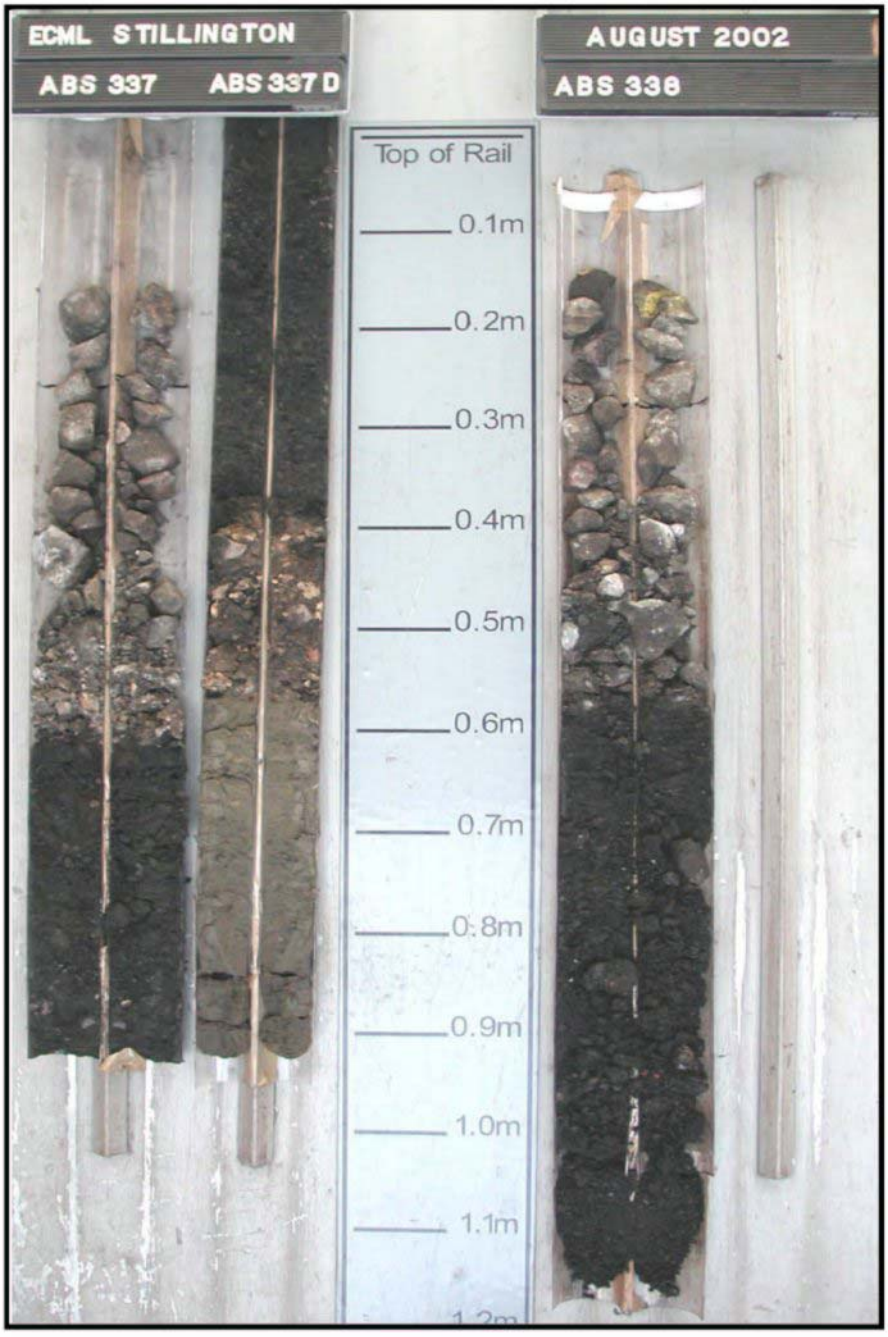
Zabieg	**Kod**	**Długość**
Wymiana tłucznia (wysokość konstrukcyjna – 300 mm)	B300	16.9km
Warstwa piasku (grubość 100 mm)	SB100	2.4km
Geotekstylia (separujące / poprawiające odwodnienie / geo siatki)	PW1-4	16.9km
Usunięcie warstw spoistych (zapewnienie 300 mm czystego tłucznia oraz 100 mm podsypki piaskowej)	ECF	0.25km
Ulepszenia istniejącego odwodnienia	MD	6.8km
Rozbudowa odwodnienia	ED	7.3km
Podniesienie niwelety	RT	0.60km

Tam gdzie modernizacja była wymagana, zaproponowano ułożenie warstw tłucznia o grubości minimum 300 mm ze spadkiem 1 do 40 w kierunku drenażu ułożonego wzdłuż linii. W związku z zaobserwowanym zamuleniem, na 17% długości linii zaproponowano 100 mm piasku. Zabieg ten często łączył się z koniecznością instalacji lub udrożnienia systemu odwodnienia.

Na niektórych odcinkach trasy zaproponowano zastosowanie geoetkstyliów o właściwościach separacyjnych (PW1). Także geosyntetyki poprawiające drenaż (PW2) oraz wzmocnione siatką (PW4) znalazły zastosowanie. Goesyntetyk separujący ułożony na starych warstwach podtorzowych (pyły, niesort) zapewnia dodatkową odporność na ścieranie oraz poprawia właściwości odwadniające pod warunkiem, że zostanie ona prawidłowo wprowadzony do drenażu wzdłużnego. Separator wzmacniający może mieć zastosowanie do poprawy sztywności podtorza w miejscach małej nośności podłoża gruntowego a zwiększenie wysokości konstrukcyjnej nie jest opłacalne.

Pomimo tego, że w niektórych próbkach występowały warstwy gruntów spoistych, uznano, ich obecność za mało szkodliwą dla konstrukcji podtorza ze względu na dużą głębokość ich występowania. Tylko w przypadku 1% długości trasy warstwy gliny musiały zostać usunięte. W miejscach, gdzie występowały problemy z podłożem gruntowym podniesienie niwelety (powiększenie wysokości konstrukcyjnej) okazało się zabiegiem opłacalnym.

Na niektórych odcinkach (pod wiaduktami) zaproponowano obniżenie niwelety po to by zwiększyć skrajnię. Takie obniżenie może skutkować różnorodnymi problemami utrzymaniowymi, jeżeli nie zwróci się niedostatecznej uwagi na cechy podłoża gruntowego. Zaproponowano, więc pobranie dodatkowych próbek po to by dokładnie zidentyfikować wspomniane cechy, co może posłużyć do poprawnego zaprojektowania podtorza.



Prepared By:		JCD	FIGURE 1 TOTAL ROUTE EVALUATION on ECML FREIGHT PRIMARY ROUTE 3 TYPICAL ABS PHOTOGRAPHIC LOG
Checked By:			
Job No.	Date	Revised	
J364	sie-02		

Scott Wilson
Pavement Engineering

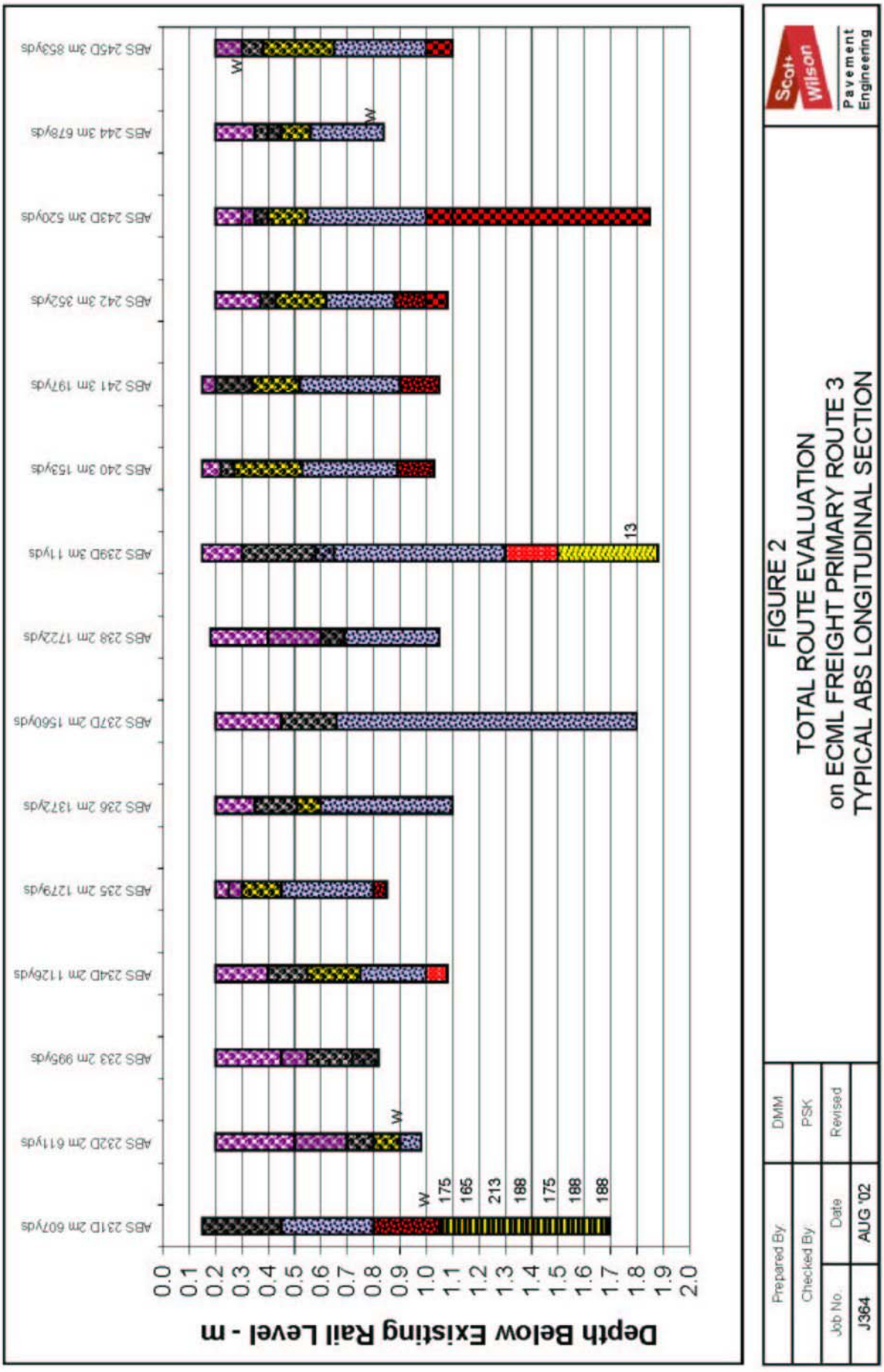
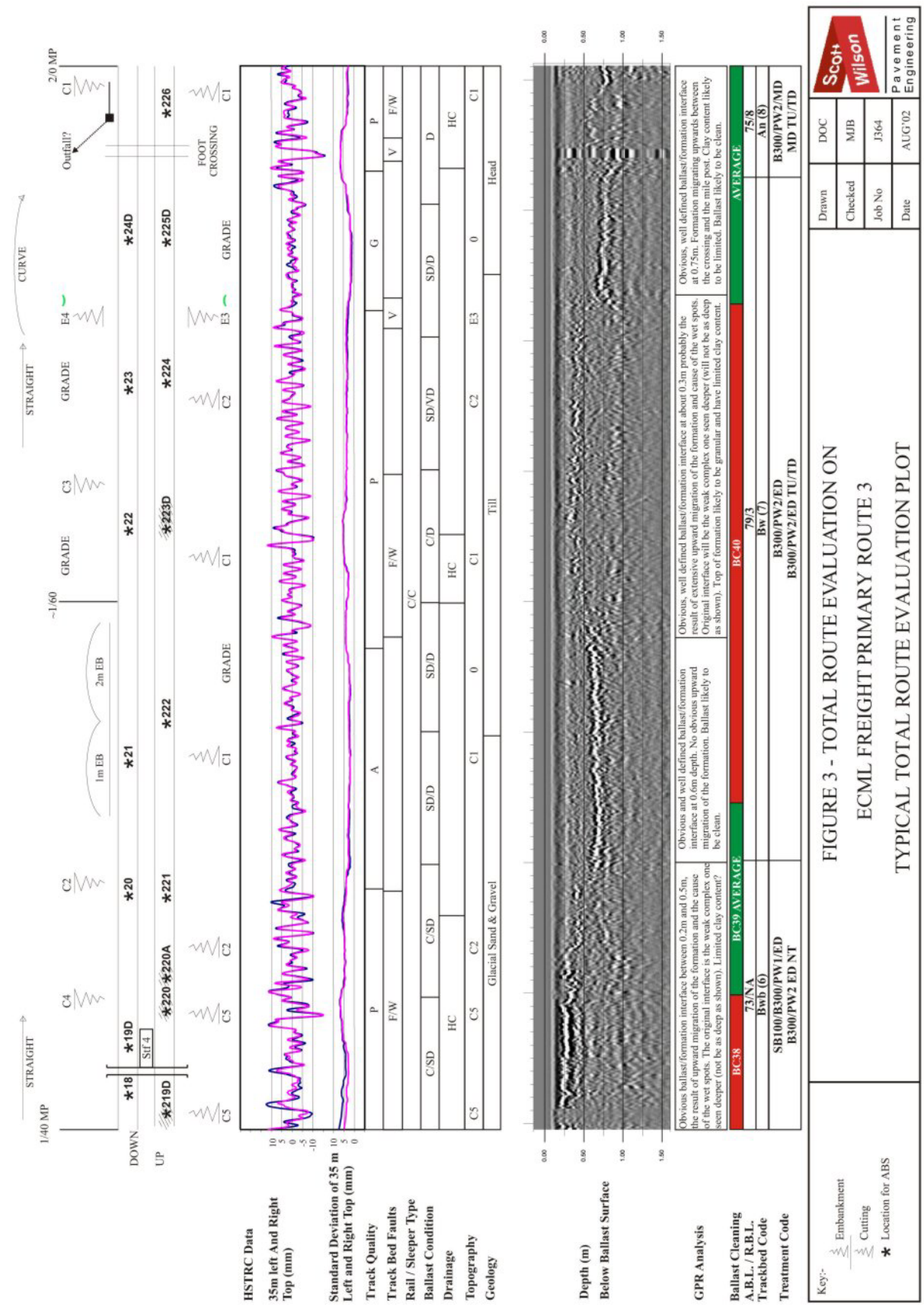


FIGURE 2
TOTAL ROUTE EVALUATION
on ECML FREIGHT PRIMARY ROUTE 3
TYPICAL ABS LONGITUDINAL SECTION


1/40 MP
STRAIGHT
C4
C5
C5
DOWN
UP
*18
*19D
Stf 4
*219D
*220
*220A
C2
C2
*20
*221
1m EB
2m EB
*21
*222
~1/60
GRADE
C1
C1
GRADE
*22
*223D
C3
C1
GRADE
*23
*224
STRAIGHT
CURVE
C2
E4
E3
GRADE
*24D
*225D
2/0 MP
Outfall?
C1
FOOT CROSSING
GRADE
C1
*226
HSTRC Data
35m left And Right Top (mm)
Standard Deviation of 35 m Left and Right Top (mm)
Track Quality
Track Bed Faults
Rail / Sleeper Type
Ballast Condition
Drainage
Topography
Geology
P
F/W
C/SD
HC
C5
C5
C2
C/SD
SD/D
HC
C2
C1
Glacial Sand & Gravel
A
0
C1
Till
P
F/W
C/C
C/D
SD/D
HC
C1
0
C2
P
G
V
F/W
SD/VD
SD/D
D
HC
E3
0
C1
Head
Depth (m) Below Ballast Surface
0.00
0.50
1.00
1.50
GPR Analysis
Obvious ballast/formation interface between 0.2m and 0.5m, the result of upward migration of the formation and the cause of the wet spots. The original interface is the weak complex one seen deeper (not be as deep as shown). Limited clay content?
Obvious and well defined ballast/formation interface at 0.6m depth. No obvious upward migration of the formation. Ballast likely to be clean.
Obvious, well defined ballast/formation interface at about 0.3m probably the result of extensive upward migration of the formation and cause of the wet spots. Original interface will be the weak complex one seen deeper (will not be as deep as shown). Top of formation likely to be granular and have limited clay content.
Obvious, well defined ballast/formation interface at 0.75m. Formation migrating upwards between the crossing and the mile post. Clay content likely to be limited. Ballast likely to be clean.
Ballast Cleaning A.B.L. / R.B.L.
BC38
BC39 AVERAGE
BC40
AVERAGE
Trackbed Code
73/NA
Bwb (6)
79/3
Bw (7)
75/8
An (8)
Treatment Code
SB100/B300/PW1/ED
B300/PW2 ED NT
B300/PW2/ED
B300/PW2/ED TU/TD
B300/PW2/MD
MD TU/TD
Key:-
Embankment
Cutting
★ Location for ABS
FIGURE 3 - TOTAL ROUTE EVALUATION ON
ECML FREIGHT PRIMARY ROUTE 3
TYPICAL TOTAL ROUTE EVALUATION PLOT
Drawn
DOC
Checked
MJB
Job No
J364
Date
AUG'02
Scott Wilson
Pavement Engineering

Robert J. Armitage, Piotr Hunik
Scott Wilson Pavement Engineering Ltd

Total Route Evaluation on ECML Freight Primary Route 3

Introduction

Freight Primary Route 3 (FPR3) is a potential diversionary route located to the east of the East Coast Main Line (ECML) which, if upgraded, could release existing train paths on ECML for the use of passenger traffic, or provide an increase in capacity for through freight traffic. This paper describes the trackbed investigation required to develop the work scope to provide a fit for purpose, 25 tonne axle load freight route. Trackbed anomalies needed to be identified, along with suggested remedial treatments, taking into account the potential for re-use or continued maintenance of the existing trackbed.

Trackbed investigation comprised a desk study, Ground Probing Radar (GPR) Survey, Walkover Survey, and Automatic Ballast Sampling (ABS). Further testing comprised ballast particle size distributions and wet attrition values, which were used to determine residual ballast life and ballast cleaning potential. The information was summarised in Total Route Evaluation (TRE) Plots along with HSTRC (High Speed Track Recording Coach) data. Subsequent interpretation produced a summary of trackbed condition, followed by suggested maintenance and renewals options. These were optimised for each section of track, such that maximum use of the existing infrastructure could be achieved.

Background

In the last few years Scott Wilson Pavement Engineering have developed a range of trackbed investigation techniques customised to give optimum information in a cost effective way within the constraints of the railway industry [1, 2, 3, 4]. The maximum benefit to the client is obtained when results from these techniques are combined and interpreted by an engineer – an approach termed "Total Route Evaluation". The FPR3 offered an ideal opportunity to demonstrate this at the feasibility stage.

FPR3, otherwise known as the Stillington Branch, consists of 20 miles 68 chains (approximately 33 km) of relatively little used twin track. The route passes through varied topography, with some cuttings and embankments up to 20 metres high. The geology is also varied, but drift deposits predominate, comprising Till (Boulder Clay), Glacial Sand and Gravel, Alluvium and Head. The underlying rocks are of Sandstone or Magnesian Limestone.

GPR and Walkover Surveys were performed throughout the route on both the Down and Up line. The information was combined with High Speed Track Recording Coach (HSTRC) digital data in order to define targeted locations for physical sampling (with the Automatic Ballast Sampler, ABS) throughout the route. After logging of the ABS samples, and materials testing, all the data was summarised on Total Route Evaluation Plots, in order to aid engineering interpretation of data.

Interpretation of Data

The main objective of the study was to develop an outline work scope for upgrading of the Stillington branch. As part of this process, a Detailed Route Commentary was produced, which enabled the route to be sub-divided into sections where similar renewal or maintenance measures could be performed. It was recognised that some sections would require renewal of trackbed layers (incorporating ballast, geotextiles and sand blanket as appropriate), whilst ballast cleaning might be adequate along some lengths, and just regular tamping along others. The methodology for making these engineering decisions was based on calculating two key parameters.

- Potential for Ballast Cleaning (BC): an assessment of ballast condition and depth, with estimated rates of return, based upon ABS and ballast grading data, and typical ballast cleaning operational limitations.
- Residual Ballast Life (RBV): an assessment of life in years after which tamping may be deemed ineffective, based upon typical maintenance budgets, existing track quality, ballast grading data and trackbed condition.

  The procedures adopted are described in more detail in the rest of the paper

Fieldwork

Ground Probing Radar (GPR) Survey

GPR was used to give an indication of ballast depth and condition. A number of systems are available, but that adopted by SWPE has been proven to be particularly effective for trackbed investigations. The GPR data is referenced to spatial position on the track using a measuring wheel recording in metres. The positions of key track features are also recorded, including mileposts, bridges and locations of wet spots. GPR can also be used to highlight potential earthworks and formation anomalies that may not be apparent from other visual inspections.

The GPR data undergoes an initial processing to remove extraneous noise, and an appropriate gain function is employed to produce a greyscale plot. This is combined with track quality data obtained from the HSTRC (Left and Right 35 metre filtered vertical profiles in digital format) on a pro forma, each one representing half a mile of track, which is subsequently used by the engineer performing the Walkover. It is known that trackbed in poor condition will not respond well to routine maintenance, and the result is poor track quality. SWPE have found that track quality is often a good indicator of trackbed condition, so an engineer reviewed the track quality

data on the plots, and identified sections of track with similar track quality. Four categories of track quality were used:

Table 1. *Track Quality Categories*

SD	Track Quality Description
<2mm	Good
2-3mm	Average
3-5mm	Poor
>5mm	Very Poor

Walkover Survey

The purpose of the Walkover Survey is to visually examine the whole route, in order to obtain an assessment of the extent of existing problems, so that a strategy for further investigation and prediction of likely treatments can be proposed. The engineering Walkover records:

- Track form and any defects/discontinuities likely to cause faults in vertical alignment.
- Ballast volume dimensions including shoulder width, shoulder height and crest width.
- Nearby structures (platforms, retaining walls, overbridges, underbridges).
- The topography of the route (cut, embankment, at grade, earth bunds).
- The type and condition of any drainage present.
- Condition of ballast in cribs and shoulders.
- Signs of embankment instability.
- Cess height relative to rail level.

Automatic Ballast Sampling (ABS)

When choosing the spacing of ABS locations some general principles were laid down. Where the trackbed was uniform over a significant length, as suggested by the GPR trace, it was only necessary to take an ABS every 200 metres. Where there were rapid variations in trackbed condition a spacing of between 50 metres or 100 metres was recommended, depending on the degree of variation and the lengths affected. An ABS spacing of 20m was employed at overbridges to assess track-lowering options. The samples were taken close to the cess rail in the ballast crib, where the best indication of trackbed conditions under loading occurs.

In order to identify any hidden services a visual survey was undertaken to identify indirect signs such as catchpit covers or lineside S&T location boxes. Once the ABS locations were established, the ground was CAT-scanned using a Railtrack approved scanner prior to any excavations. A total of 295 no. ABS samples were recovered over twelve shifts to a typical target depth of 1.1m below rail level. 138 no. of these samples were driven deeper, to a maximum depth of 2.0m below rail level, in order to investigate the condition of the lower trackbed layers.

Laboratory Work

The ABS samples recovered from site are received at the laboratory where they are cut in half to allow detailed logging and photography (Figure 1). This enables the nature of the subgrade and trackbed layers to be accurately recorded, and the ballast condition to be assessed. Detailed logging of the ABS follows a procedure established by SWPE and now endorsed by Network Rail in draft Railtrack Code of Practice for Formation Treatments (RT/CE/C/039). The depths of any obvious water table, geotextile and/or impermeable layer encountered, are also recorded.

On completion of the logging, sub samples are allocated for geotechnical and chemical testing. The geotechnical testing regime comprises Particle Size Distribution Analysis (PSD) in accordance with BS1377: Part 2 1990 and Wet Attrition Testing (WAV) in accordance with Railtrack Line Specification RT/CE/S/006 Issue 3 August 2000. This factual data is used to help categorise the ballast in terms of Residual Ballast Life and Ballast Cleaning Potential.

Trackbed layers were then presented on longitudinal sections using colour coded vertical bars, referenced from the top of rail, in order to assist engineering interpretation of the data, as shown in Figure 2.

Interpretation

Total Route Evaluation Plots

The information collected from the engineering Walkover, as well as the desk study, was used to create the Total Route Evaluation (TRE) plots. These detailed the line profile, including topography, locations of curves, drainage, bridges, crossings, signals and other infrastructure (Figure 3). Additional information obtained was recorded in tables on the TRE plots. This included:

- Track quality – An engineering assessment to highlight any sections that may have deteriorated due to poor trackbed condition.
- Trackbed faults – Locations of perceived variable support conditions, observed earthwork faults and slip failures, sections exhibiting poor drainage, wet beds and track irregularities.
- Rail/sleeper type – Locations of rail type (continuously welded or jointed) and sleeper type (concrete, wood and steel). Locations of switches and crossings are also detailed.
- Ballast condition – A visual subjective assessment of ballast contamination (clean to very dirty).
- Drainage – A visual assessment of the type and condition of the cess, drainage channels, catchpit networks and any other relevant features that may affect drainage. Standing water is also highlighted, and any obvious direction of flow of drainage runs.
- Topography – Embankment, cutting or grade.
- Geology – Based on a desk study of relevant geological maps.

Potential for Ballast Cleaning (BC)

In assessing the ballast cleaning potential, several factors were considered, relating to both trackbed condition and ballast cleaner operational limitations. Ballast cleaners should not be considered for use where the ballast contains clay slurry. This material, especially when wet, tends to clog both the cutter bar and the screens of the machine. The depth of influence of the cutter bar was assumed to be approximately 300 mm below sleeper bottom. The following criteria were used to assess suitability for ballast cleaning.

- Ballast should extend to a minimum depth of 300 mm below sleeper bottom.
- Water should not be encountered within 300 mm below sleeper bottom.
- Slurried material should not be encountered within 300 mm below sleeper bottom.

As the cutter bar on ballast cleaners can be set at a variable depth, the ABS samples that marginally failed to meet the above criteria were reassessed based on the ABS photographs.

- Where coarse ash (only) was present within the ballast layer but no higher than 250 mm below sleeper bottom.
- Where the water table or some minor slurried material was present, but no higher than 250 mm below sleeper bottom.

The percentage of anticipated ballast cleaning returns can be extrapolated from the results of the Particle Size Distribution (PSD) analysis (in accordance with typical sieve sizes on a ballast cleaner), corrected for material lost during sampling (i.e. oversize ballast dislodged due to the internal diameter of the ABS tube) using measurements taken during the site sampling. The results were reported according to one of the following bands.

Table 2. *Bands for Reporting Ballast Cleaning Rate of Return*

Ballast Cleaning Rate of Return	Lower limit	Upper limit
High	75%	75%+
Moderate	60%	74%
Average	40%	59%
Low	0%	39%

Residual Ballast Life (RBL)

Residual Ballast Life is calculated using typical maintenance budgets (for the Stillington Branch this was provided by the Client), limiting track quality, existing track quality, ballast grading data and predicted ballast deterioration. The following inputs to the model were assumed:

- Traffic carried between tamps, measured in million gross tonnes (MGT), was based upon the existing maintenance budget (i.e. typically 3 miles of tamping per year was being performed, giving a return cycle of roughly 3 years 4 months) and the annual 4 MGT per annum of traffic.

- Limiting track quality was assumed to be 3.8, based on target standard deviation (SD) values (for eighth mile sections) below which 50% of recorded SDs should fall (based upon Railtrack line standard RT/CE/S/104, assuming a maximum line speed of 80km/hr on the Stillington Branch from the Sectional Appendix).
- Existing track quality was based upon SDs for eighth mile sections (35m filter).
- Ballast grading data and Wet Attrition Values came from materials testing.

The model calculates an inherent SD at each ABS location, taking ballast condition into account. Algorithms predict ballast breakdown and associated track quality deterioration. The model assumes a tamping intervention is required when the limiting track quality is reached. This process is repeated until the calculated annual tamping frequency is greater than four, at which stage the ballast is classed as life expired, and the RBL is then reported in years.

Residual Ballast Life was only calculated where the trackbed was suitable for tamping. Ballast samples were scrutinised, and if the construction depth of ballast was greater than 150 mm and contained no slurried material, the trackbed was deemed suitable.

Condition Summary

Typically throughout the site, trackbed construction comprised ballast in poor condition, contaminated with the breakdown material from ash and clinker, ballast and sleeper degradation. Depth of trackbed was typically sufficient, with up to 26% of track demonstrating good formation with adequate depth of underlying trackbed layers, typically comprising course ash in a fine ash matrix.

Up to 48% of track exhibited a slurried upper trackbed, which could potentially dry out with appropriate maintenance and provision of adequate cess drainage.

The remainder of the track (26%), whether with adequate or inadequate trackbed depth, had poor formation and drainage problems. There were potential problems with the bearing capacity throughout 33% of the route.

A major proportion of track exhibited potential earthworks instability, typically identified by excessive ballast depth, step changes in the GPR interface, or observations made of slip sites during the Walkover. These were usually observed in similar locations on the Down and Up line.

Recommendations for Treatment (Treatment Code)

An assessment was made of the primary factors governing trackbed condition and track quality deterioration in each section identified. Remedial treatments and applicable alternative maintenance were then proposed, and similarly coded. Table 3 presents the length of proposed treatments, together with a Treatment Code that was added to the Total Route Evaluation plots. When assessing the trackbed and site data it was assumed that any renewal treatments would be the same at adjacent sections on the Up and Down line for this route enhancement.

Table 3. *Summary of Trackbed Treatments.*

Treatment	**Treatment Code**	**Track Length**
Ballast replacement (300 mm construction depth)	B300	16.9km
Sand blanket (100 mm depth)	SB100	2.4km
Separating geotextile (includes filter / drainage enhancing / geogrid)	PW1-4	16.9km
Excavate clay formation (to allow 300 mm construction depth of clean ballast and a 100 mm blanketing layer)	ECF	0.25km
Maintain / improve existing cess drainage	MD	6.8km
Extend existing cess drainage	ED	7.3km
Raise the track	RT	0.60km

Where renewal was required, ballast replacement to give the standard construction depth of 300 mm was recommended, with a minimum crossfall of 1 in 40 to the cess or to a suitable drain. Due to the observed slurrying, a 100 mm sand blanket was required over 17% of the route. This was typically associated with the need for maintenance or improvement of the existing cess drainage, and extension of drainage.

A range of geotextile separators was proposed for use throughout the route. Not only filter/separators (such as PW1), but also drainage enhancing (eg PW2), and grid reinforced (eg PW4). The drainage enhancing filter/separator provides extra abrasion resistance when placed over old granular or ash trackbed layers, as well as a path to remove water filtering through the ballast, so long as the geotextile is connected to adequate lineside drainage. The reinforcing filter/separator can be used to stiffen the ballast structure over weak ground, where increasing the construction depth is not feasible.

Although clay materials were encountered in the subgrade throughout the site, they were generally at sufficient depth not to result in poor bearing capacity. Only 1% of the route required the underlying clay to be excavated. In another section with an underlying formation problem, track raising was potentially feasible.

A number of sites (such as at overbridges) were proposed for track lowering in order to increase clearances. Such lowering can result in a range of ongoing track maintenance problems if careful attention is not made to existing ground conditions. Additional sampling was therefore recommended in order to better identify subgrade properties, from which an appropriate trackbed could be designed.

Henryk Bałuch
Centrum Naukowo-Techniczne Kolejnictwa, Warszawa

Ocena nawierzchni jako składnik studiów wykonalności modernizowanych linii kolejowych

Wstęp

Nawierzchnia kolejowa na liniach przeznaczonych do modernizacji jest zwykle zróżnicowana. Obok odcinków, na których leżą szyny i podkłady o przekroczonej trwałości, znajdują się odcinki, na których ciągła wymiana została wykonana stosunkowo niedawno.

Wychodząc z założenia, że celem studium wykonalności jest określenie najtańszego wariantu modernizacji, spełniającego założone warunki eksploatacyjne, należy przyjąć zasadę, że roboty modernizacyjne nie muszą obejmować ciągłej wymiany nawierzchni na całej długości takiej linii.

Pozostawienie nawierzchni istniejącej na pewnej części modernizowanej linii kolejowej wymaga zastosowania właściwej metody analizy. Krótki czas przeznaczony na opracowanie studium wykonalności powoduje, ze jako podstawę tej analizy trzeba przyjąć standardową dokumentację określającą stan nawierzchni. Do wyjątków należą specjalne pomiary wykonywane dla potrzeb studiów wykonalności.

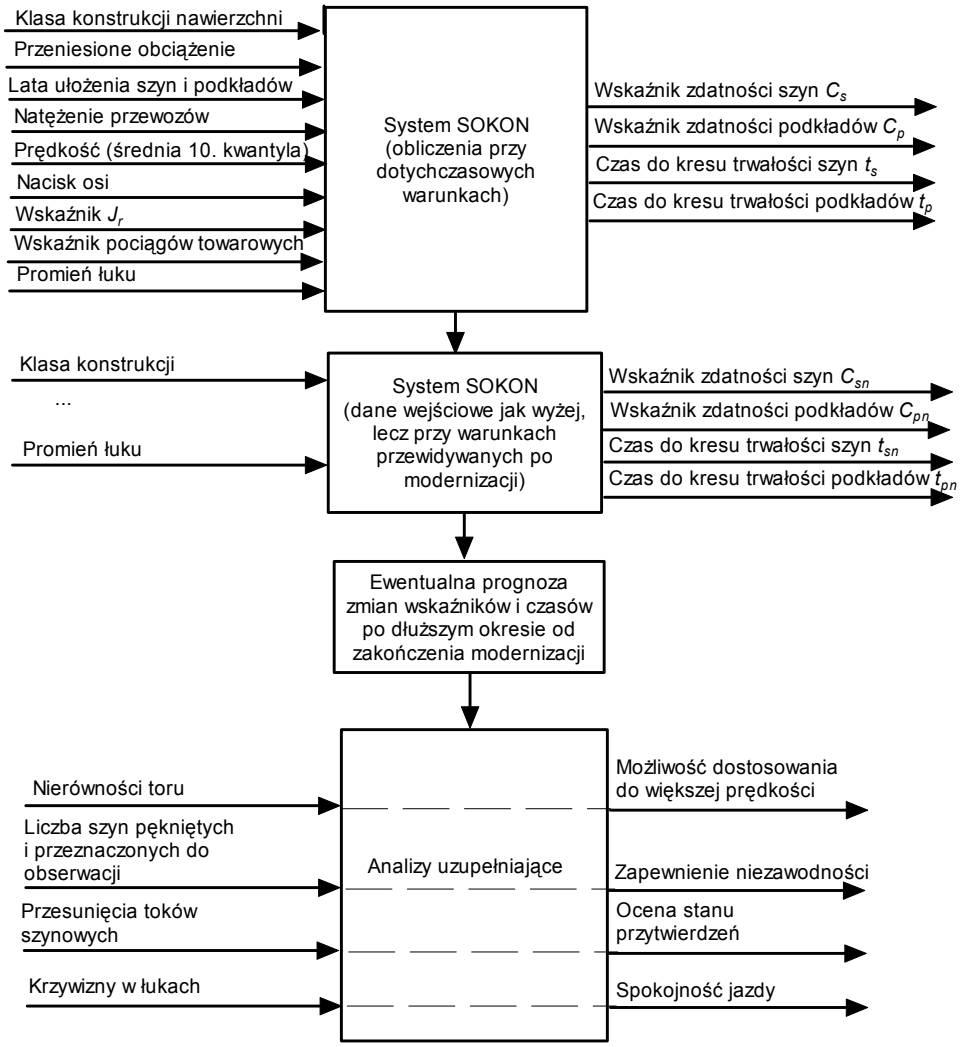
Metoda oceny

O celowości pozostawienia istniejącej nawierzchni na modernizowanej linii kolejowej decydują:

- odpowiednio długi czas, przez jaki może być ona eksploatowana w nowych warunkach,
- brak trwałych odkształceń, które uniemożliwiłyby uzyskanie wymaganej dokładności położenia toków szynowych przy zwiększonych prędkościach pociągów,
- dobry stan podtorza,
- względy technologiczne, tj. minimalna długość odcinka toru, na której opłaca się wykonywanie oddzielnej wymiany nawierzchni.

Sprawdzenie tych warunków wymaga zastosowania odpowiedniej metody, której zakres jest przedstawiony na rysunku 1. Najważniejsze miejsce zajmuje tu System Oceny Zdatności Eksploatacyjnej Konstrukcji Nawierzchni Kolejowej (SOKON).

Uzupełniają ją dodatkowe analizy licznych wielkości nie obejmowanych tym systemem.



Rysunek 1. Schemat analiz nawierzchni w studiach wykonalności modernizowanych linii kolejowych.

Charakterystyka systemu SOKON

Wynikiem zastosowania tego systemu są wskaźniki zdatności eksploatacyjnej szyn i podkładów C_s i C_p oraz czasy t_s i t_p [lat], jakie w założonych warunkach pozostały do wyczerpania ich zdatności eksploatacyjnej. Wskaźnik zdatności eksploatacyjnej szyn określa wzór

$$C_s = 1 - \frac{Q_p}{T_r} \tag{2.1}$$

gdzie:

Q_p - przeniesione obciążenie,

T_r - trwałość skorygowana określonej klasy nawierzchni [Tg].

W przypadku podkładów drewnianych wskaźnik C_p wyraża wzór

$$C_p = 1 - \frac{S_p}{S_n} \tag{2.2}$$

gdzie:

S_n - trwałość podkładu przyjmowana dla podkładów z drewna miękkiego jako 17 lat przy szynach S49 i 18 lat przy szynach UIC 60, 25 lat z drewna twardego, 40 lat dla podkładów betonowych ciężkich (typu PS) i 38 lat dla betonowych średnich (INBK-7).

S_p - czas pozostawania podkładów w torze.

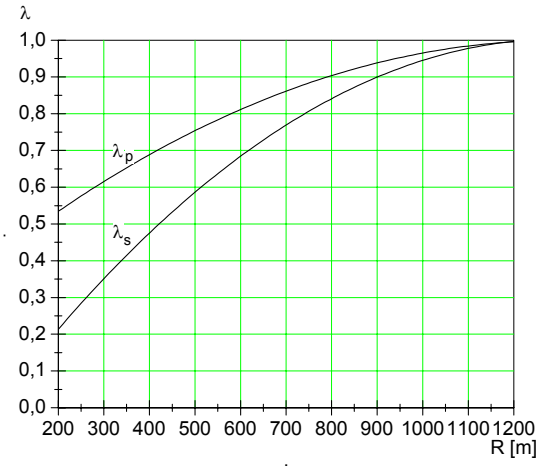
W przypadku $S_p > S_n$, tj. przy ujemnej wartości C_p należy ją interpretować jako czas, który upłynął od chwili, gdy analizowana konstrukcja utraciła swą zdatność eksploatacyjną.

Czas S_n ulega zmniejszeniu w podkładach drewnianych układanych w łukach o promieniu $R \circledcirc 1200$ m wg wzoru (rys. 2)

$$S_{nr} = S_n\left(0{,}35 + 10^{-3} R - 3{,}85 \cdot 10^{-7} R^2\right) \tag{2.3}$$

Zmniejszenie trwałości szyn w łukach do wartości T_{rr} jest widoczne w stopniu większym niż podkładów. Wyraża je wzór [1]

$$T_{rr} = T_r\left(-0{,}1 + 1{,}7 \cdot 10^{-3} R - 6{,}55 \cdot 10^{-7} R^2\right) \tag{2.4}$$



Rysunek 2. Funkcje opisujące współczynniki zmniejszające trwałość szyn i podkładów w łukach.

Obliczenie trwałości skorygowanej rozpoczyna się od przypisania rozpatrywanej konstrukcji nawierzchni do jednej z 11 klas wyszczególnionych w tablicy 1.

[1] Wzory empiryczne (2.3) i (2.4) oparte na badaniach własnych.

Tablica 1. *Klasy konstrukcji nawierzchni.*

Nr klasy	Szyny	Podkłady	Prędkość Vn [km/h]	Nacisk osi Pn [kN]	Wskaźnik Jn [mm]	Trwałośc nominalna Tn	lub lat	Wskaźnik pociągów towarowych rn
1	UIC 60 bezstykowe	betonowe ciężkie	100	225	1.5	500	40	.3
2	UIC 60 bezstykowe	drewniane twarde	100	225	1.7	450	30	.3
3	UIC 60 bezstykowe	drewniane miękkie	100	210	2	400	18	.4
4	UIC 60 klasyczne	drewniane twarde	90	200	2.5	400	25	.4
5	UIC 60 klasyczne	drewniane miękkie	80	200	2.5	380	18	.4
6	S 49 bezstykowe	betonowe ciężkie	100	210	2.2	280	40	.3
7	S 49 bezstykowe	betonowe średnie	100	200	2.5	260	40	.3
8	S 49 bezstykowe	drewniane twarde	100	200	2.5	270	25	.3
9	S 49 bezstykowe	drewniane miękkie	90	200	2.6	250	17	.4
10	S 49 klasyczne	drewniane twarde	90	200	2.6	240	24	.3
11	S 49 klasyczne	drewniane miękkie	90	190	2.9	230	17	.4

Każdej klasie odpowiada nominalna trwałość i parametry eksploatacyjne, przy których miałaby ona miejsce. Program obliczeń umożliwia łatwe wprowadzenia odmian wszystkich klas wraz z modyfikacją charakteryzujących je parametrów i tak np. odmianą klasy 1 jest klasa 1a charakteryzująca się podkładami betonowymi średnimi (INBK-7) i trwałością nominalną 480 Tg.

Każde odchylenie wartości danego parametru od wartości przypisanej do trwałości nominalnej sprawia, że wartość przyjmowana do obliczeń wskaźników zdatności maleje lub wzrasta. Wpływ wszystkich zmian, które łącznie doprowadzają trwałość nominalną T_n do trwałości skorygowanej T_r wyraża wzór

$$T_r = T_n \frac{\nu_n \eta_n \varepsilon_r \rho_r}{\nu_r \eta_r \varepsilon_n \rho_n}, \tag{2.5}$$

w którym wyrażenia w ułamku są współczynnikami:

- prędkości V $\quad \nu = (1 + 0{,}012V)^{2/3}$ (2.6)
- nacisku osi P $\quad \eta = 0{,}005P$ (2.7)
- jakości utrzymania ε $\quad \varepsilon = 1{,}08 - 0{,}06J + 0{,}005J^2 - 0{,}001J^3$ (2.8)
- liczby pociągów towarowych ϱ $\quad \rho = 1{,}05 - 0{,}17\frac{r_t}{r_c}$, (2.9)

gdzie:

V – średnia prędkość górnego 10-tego kwantyla najszybszych pociągów [km/h],

P - nacisk osi. [kN]

J – syntetyczny wskaźnik stanu toru [mm],

r_t - liczba pociągów towarowych,

r_c - liczba wszystkich pociągów,

Indeksy we wzorze (2.5) oznaczają: n – wielkości nominalne przypisane do danej klasy, r – wielkości rzeczywiste charakteryzujące rozpatrywany odcinek linii kolejowej.

Uzasadnienie wzorów empirycznych (2.6) ÷ (2.9) jest zawarte w pracy [1], w której opisano również szczegółowo program obliczeń.

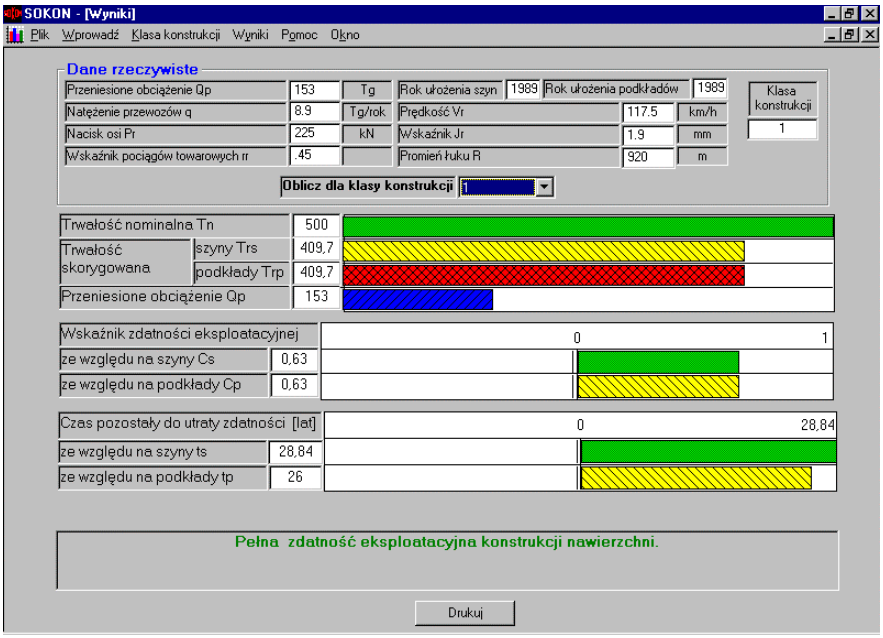
Syntezę wyników systemu SOKON przedstawia rysunek 3[2]. W jego górnej części są zawarte dane rzeczywiste charakteryzujące rozpatrywany odcinek toru. Wynikiem obliczeń jest trwałość skorygowana, mniejsza w konkretnym przypadku od trwałości nominalnej. Z wykresu wynika, że przeniesione obciążenie stanowi tylko nieco więcej niż ⅓ trwałości skorygowanej. W tym przypadku więc przy stosunkowo niedużym natężeniu przewozów, prognozowana trwałość szyn wynosi około 29 lat, podkładów zaś 26 lat (w przypadku pokładów jest to różnica wieku zakładanego, tj. 40 lat i czasu pozostawania w torze wynoszącego 14 lat).

Prognozowanie trwałości skorygowanej przy zmianie warunków eksploatacyjnych

Modernizacja linii kolejowej wiąże się z reguły ze zmianą warunków eksploatacyjnych, co powoduje, że pierwotnie obliczona trwałość skorygowana T_r ulegnie zmianie. W celu wyznaczenia zmienionej wartości skorygowanej T_{rz} przy przewidywanej jednorazowej zmianie warunków eksploatacyjnych oblicza się wskaźniki zdatności przy dotychczasowych i nowych warunkach tj. C_s i C_{sn}.. Trwałość skorygowaną T_{rz} wyznacza się na podstawie zależności wynikających z rys. 4, z którego wynika, że

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{1 - C_s}{Q_p} \tag{3.1}$$

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{1 - C_{sn}}{Q_p} \tag{3.2}$$



Rysunek 3. Ekran z wynikami obliczeń systemu SOKON.

[2] Więcej danych niż na ekranie znajduje się na wydruku wyników; jest tam m.in. charakterystyka odcinka.

Zmienioną trwałość skorygowaną oblicza się wychodząc z punktu *A*, tj. z obliczonej wartości C_s i przyjmując intensywność zmian nowego wskaźnika C_{sn}.

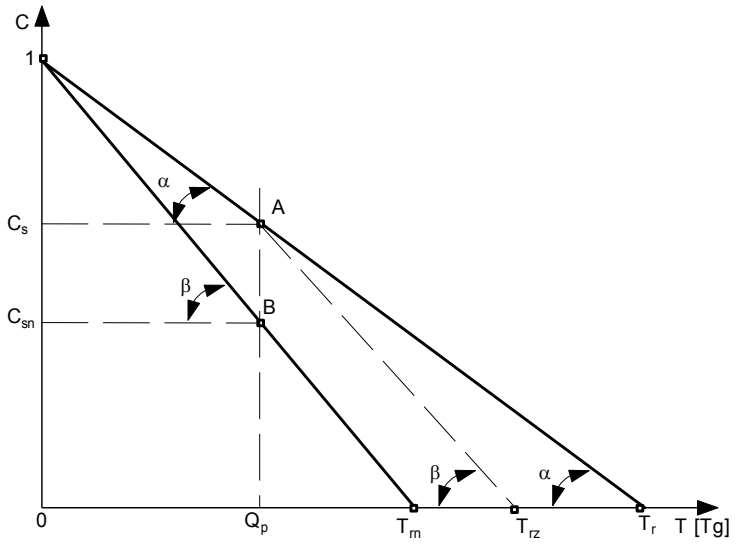
$$T_{rz} = Q_p + \frac{C_s}{\operatorname{tg}\beta} \tag{3.3}$$

Podstawiając do (3.3) wyrażenie (3.2) otrzymuje się

$$T_{rz} = Q_p + \frac{C_s Q_p}{1 - C_{sn}} = Q_p \left(1 + \frac{C_s}{1 - C_{sn}} \right) \tag{3.4}$$

Znając wartość T_{rz} oraz przewidywane natężenie przewozów po modernizacji q_n wyznacza się czas, przez jaki będzie można eksploatować nawierzchnię. Wynosi on

$$t_{sn} = \frac{T_{rz} - Q_p}{q_n} \tag{3.5}$$



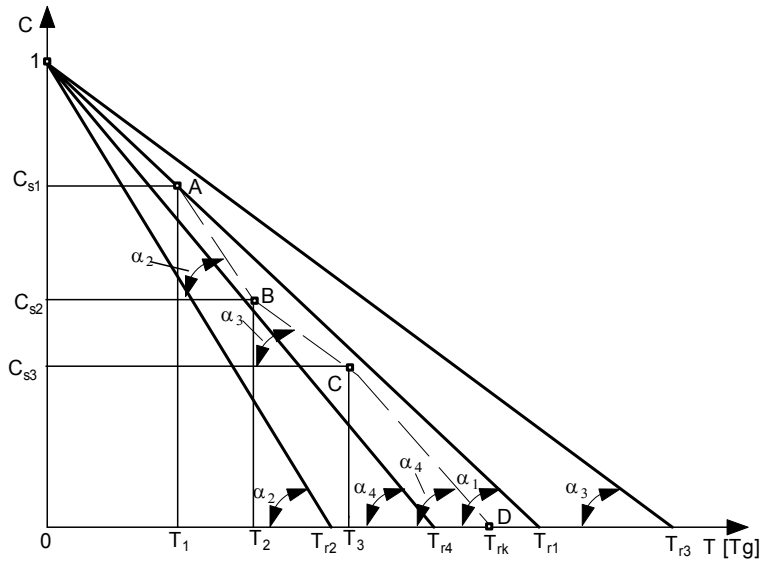
Rysunek 4. Jednokrotna zmiana warunków eksploatacyjnych.

W ogólnym przypadku *n*-krotnej zmiany warunków eksploatacyjnych, prognozowanych po przejściu obciążenia $Q_1, Q_2,...,Q_n$, dla każdego zbioru tych warunków oblicza się za pomocą systemu SOKON trwałości skorygowane $T_{r1}, T_{r2},..., T_{rn}$ oraz wskaźniki zdatności eksploatacyjnej $C_{s1}, C_{s2},..., C_{sn}$ (rys. 5).

Aby dojść do skorygowanej trwałości końcowej T_{rk} należy wyznaczyć współrzędne punktów *A, B, C,..., N*. Rzędna punktu *A* jest równa wskaźnikowi C_{s1} Rzędne następnych punktów oblicza się biorąc pod uwagę, że nachylenie odcinków zmiany intensywności zmniejszania się wskaźników zdatności eksploatacyjnej następuje:

- w przedziale 0 -T_1 pod kątem α_1,
- w przedziale T_1 - T_2 pod kątem α_2,
- w przedziale T_2 - T_3 pod kątem α_3,

  ...
- w przedziale T_{n-1} - T_n pod kątem α_n



Rysunek 5. Wielokrotna zmiana warunków eksploatacyjnych.

Rzędne punktów załomu są równe:

$$C_B = C_A - \frac{T_2 - T_1}{\operatorname{tg}\alpha_2} = C_{s1} - \frac{T_2 - T_1}{T_{r2}}$$

$$C_C = C_B - \frac{T_3 - T_2}{\operatorname{tg}\alpha_2} = C_{s2} - \frac{T_3 - T_2}{T_{r3}}$$

...

$$C_N = C_{N-1} - \frac{T_N - T_{N-!}}{T_N}$$

Biorąc pod uwagę, że $\operatorname{tg}\alpha_N = \frac{1}{T_N}$ trwałość skorygowaną można przedstawić jako

$$T_{rk} = T_{N-1} + C_{N-!}T_N \qquad (3.6)$$

Wzór (3.6) można również zastosować do przypadku pokazanego na rysunku 4 przyjmując $T_{N-1} = Q_p$, i $C_{N-1} = C_s$. .

Analizy uzupełniające

Określenie czasu eksploatacji dotychczasowej nawierzchni w nowych warunkach eksploatacyjnych jest informacją mającą duże znaczenie. W przypadku, gdy czas ten wynosi kilka lat pozostawienie tak wyeksploatowanej konstrukcji jest niecelowe. Nie ma więc potrzeby prowadzenia w tym przypadku analiz uzupełniających. Analizy takie są natomiast konieczne, gdy czas ten wynosi lat kilkanaście lub więcej, tj. gdy wykorzystanie istniejącej konstrukcji jest ekonomicznie uzasadnione.

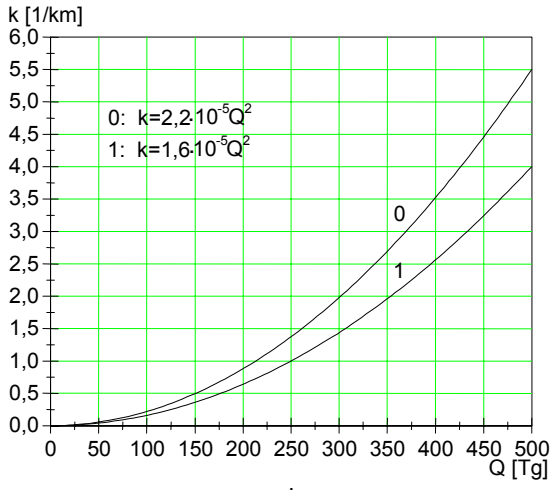
Celem analiz uzupełniających jest wykrycie ewentualnych cech nawierzchni, które mimo zadowalającego czasu eksploatacji utrudniałyby jej dostosowanie do

nowych odchyłek dopuszczalnych lub utrudniałyby istotnie utrzymanie w nowych warunkach.

Wyniki analiz uzupełniających nasuwają liczne trudności interpretacyjne związane z brakiem ostrych granic analizowanych wielkości. Ta rozmytość warunków ograniczających wymaga więc doświadczenia w interpretacji wyników.

Pierwszym punktem analiz uzupełniających jest ocena nierówności toru, tj. możliwości dostosowania istniejącej konstrukcji do stanu odpowiadającego prędkości maksymalnej po modernizacji. Ocena ogólna może być w tym przypadku oparta na wskaźnikach syntetycznych stanu toru *J*. Wartości tego wskaźnika nie przekraczające 2,5 mm i nie rosnące w ostatnich latach pozwalają wysnuć wniosek, że nie będzie większych problemów z doprowadzeniem takiego toru do prędkości 160 km/h. Ocenę tę można uściślić analizując wadliwość poszczególnych wielkości geometrycznych a zwłaszcza stosując system SOHRON, który umożliwia ponadto wyznaczenie wielkości kinematycznych [2].

Drugie zadanie wchodzące w zakres analizy uzupełniającej polega na ocenie średniej ilości szyn pękniętych i wyznaczonych do obserwacji. Gdy średnia ilość pęknięć szyn na 1 km toru w przedziale Q >150 Tg nie przekracza odpowiedniej krzywej przedstawionej na rysunku 6, wówczas szyny te można zakwalifikować do pozostawienia w torze [3].



Rysunek 6. Graniczne wartości szyn pękniętych w opcji 0 i 1.
k — *wartość średnia na 1 km toru*, Q — *przeniesione obciążenie.*

Ocenę znaczenia szyn zakwalifikowanych do obserwacji przeprowadza się śledząc dynamikę ich zmian. W tym przypadku bowiem ważniejsza jest stabilność wad niż ich liczba.

Trzeci krok analizy uzupełniającej polega na sprawdzeniu przesunięć toków szynowych względem punktów stałych. Wartości te są symptomem stanu przy-

[3] Funkcje opracowane przez autora na podstawie badań własnych i badań prowadzonych przez R. Radomskiego [5]. Przy obciążeniu $Q \leq 150$ Tg średnia ilość pęknięć na 1 km toru nie powinna przekraczać 0,16 w opcji 1, tzn. przy prędkości 160 km/h i 0,22 w opcji 0, tj. przy 120 km/h.

twierdzeń szyn i tak gdy nie przekraczają one 5 ÷ 10 mm oznacza to dobry stan przytwierdzeń. Przesunięcia rzędu 20 ÷ 30 mm, zwłaszcza zaś ich duże zmiany między kolejnymi pomiarami, cechują przytwierdzenia o małym oporze podłużnym. Tor z takimi przytwierdzeniami będzie bardziej podatny na wyboczenia.

Analizą uzupełniającą obejmuje się również krzywizny w łukach, w przypadku gdy na analizowanym odcinku są łuki o promieniach mniejszych niż 1200 m. W sposób zmechanizowany można to sprawdzić wykonując pomiary uniwersalnym toromierzem elektronicznym i stosując wspomniany system SOHRON, umożliwiający m.in. obliczanie różnic strzałek sąsiednich w łukach. Różnice strzałek sąsiednich, odległych od siebie o 5 m, przy prędkości 160 km/h nie powinny przekraczać 2 mm [4]. Gdy powodem tych różnic jest nierównomierne boczne zużycie szyn, doprowadzenie łuku do wymagań eksploatacyjnych po modernizacji linii będzie trudne.

Wyniki analizy uzupełniającej nawierzchni należy zestawić z wynikami oddzielnie prowadzonych analiz słabego podtorza.

Ocena możliwości pozostawienia w torze istniejących rozjazdów

Różnorodność degradacji rozjazdów jest znacznie większa niż torów. W ocenie możliwości pozostawienia rozjazdów w torze po modernizacji linii należy brać pod uwagę dodatkowe reguły heurystyczne odnoszące się do trwałości oraz do ruchu po torze zwrotnym. Większe znaczenie będzie miała w tym przypadku również analiza uzupełniająca.

Warunkiem wstępnym zakwalifikowania rozjazdów do pozostawienia w torze po modernizacji linii kolejowej powinno być zakwalifikowanie również przylegających do nich odcinków toru. Gdyby odcinki te nie nadawały się do eksploatacji w warunkach, które będą miały miejsce po modernizacji — znajdujące się między nimi rozjazdy powinny być wymienione ze względów technologicznych. Dotyczy to również rozjazdów położonych w głowicach stacji, które ze względów ruchowych ulegną przebudowie.

Trwałość rozjazdu określa się analogicznie jak trwałość odcinka toru , tj. stosując system SOKON, z tym wyjątkiem, że obliczony czas t_s zaleca się mnożyć przez współczynnik 0,65.

Analiza uzupełniająca polega głównie na przeglądzie arkuszy badania technicznego rozjazdów. Na tej podstawie oblicza się trzy wskaźniki charakteryzujące geometryczne wymiary rozjazdów. Są to [4]:

- wskaźnik rozległości przekroczeń odchyłek dopuszczalnych *E*,
- wskaźnik największego przekroczenia tych odchyłek *Spm*,
- wskaźnik powtarzalności przekroczeń *P*.

Zerowe wartości wymienionych wskaźników świadczą o dobrym stanie geometrycznym rozjazdu. Przy E i $P < 0{,}1$ oraz $Spm < 1{,}5$ warto analizować dalsze szczegóły rozjazdów. Przy większych wartościach wskaźników, pozostawienie rozjazdu w torze po modernizacji linii jest problematyczne.

Zakwalifikowanie rozjazdu do pozostawienia w torze na podstawie obliczeń przewidywanej trwałości oraz scharakteryzowanych wskaźników wymaga potwierdzenia poprzez jego oglądnięcie w terenie. Jest to zalecane ze względu na częste braki opisu w arkuszach badań technicznych innych występujących nieprawidłowości poza wymiarami geometrycznymi.

Przykładowe wyniki zastosowania scharakteryzowanej metody

Przedstawioną metodę zastosowano m.in. w ramach studium wykonalności modernizacji linii Warszawa Wschodnia – Gdańsk i Gdańsk – Stargard Szczeciński (tylko na odcinku do Gdyni włącznie). Na podstawie danych zawartych w paszportyzacji, wykresów z dwóch ostatnich pomiarów drezyną EM-120, wykazów pęknięć szyn, przesunięć toków szynowych itp. do szczegółowych analiz wytypowano odcinki toru o łącznej długości ok. 70 km. Wykluczono z góry wszystkie odcinki z szynami typu S49 ponieważ wyniki obliczeń wstępnych wykazały, że ich trwałość w warunkach przewidzianych dla tej linii jest zbyt mała. Wyłączono również odcinki z podkładami sosnowymi, odcinki ze słabym podtorzem oraz odcinki krótsze od 1 km.

Jednym z warunków, oprócz już wymienionych, była zakładana trwałość co najmniej 20 lat. Warunki te zostały spełnione na 9. odcinkach o łącznej długości prawie 53 km. W odniesieniu do całej długości analizowanych torów stanowi to tylko ok. 7 % ale oszczędność wynikająca z zachowania tej nawierzchni przekroczy wielokrotnie koszty studium wykonalności.

Wnioski

Projektowanie jest pracą twórczą [3]. Nie mniej wiedzy, pomysłowości, inwencji i doświadczenia wymaga praca przy studiach wykonalności modernizacji linii kolejowych. Inwencja i pomysłowość nie wyklucza jednak wcale stosowania pewnych metod mających podstawy teoretyczne, zwłaszcza gdy wymagają one sięgnięcia do danych pełniej opisujących warunki, których prawdopodobnie nie rozpatrywano by w innych okolicznościach.

Przedstawiona metoda może być stosowana z dobrym skutkiem nie tylko przy wykonywaniu studiów wykonalności modernizacji linii kolejowych, lecz również przy planowaniu napraw głównych w skali całej sieci kolejowej PLK S.A., dzięki czemu można by trafniej określać kolejność tych napraw, zwłaszcza po wieloletnim okresie ich niewykonywania. Stosowanie metody w dłuższym okresie czasu może dostarczyć nowych informacji, które ewentualnie posłużą do korekty pewnych przyjmowanych obecnie wartości liczbowych.

Literatura

[1] Bałuch H.: Metoda oceny zdatności eksploatacyjnej konstrukcji nawierzchni kolejowej. Praca CNTK, nr 3072/11, Warszawa 2002.
[2] Bałuch H.: System geometryczno-kinematycznej oceny stanu toru kolejowego. Problemy Kolejnictwa 2002, nr136, 88–110.
[3] Gasparski W.(red): Projektoznawstwo. Elementy wiedzy o projektowaniu. WNT, Warszawa 1988.
[4] Metody diagnostyczne zmniejszające koszty utrzymania dróg kolejowych. Praca zbior. CNTK pod kier. M. Bałuch. Warszawa 2002, Maszynopis, s. 327.
[5] Radomski R.: Analiza uszkodzeń szyn wraz z prognozowaniem ich trwałości eksploatacyjnej. Drogi Kolejowe 1990, nr 12, 206–210.

Maria Bałuch
Centrum Naukowo-Techniczne Kolejnictwa, Warszawa

Interpretacja przekroczeń odchyłek dopuszczalnych nawierzchni

Wstęp

Wyraz interpretacja oznacza, zgodnie ze słownikiem języka polskiego, *tłumaczenie, wyjaśnianie, komentowanie* (tekstu, wypowiedzi, faktu). Fakt zaś jest tym, co zaszło lub zachodzi w rzeczywistości. Może to być zatem zdarzenie, zjawisko, określony stan rzeczy. Wyniki pomiarów i obserwacji nawierzchni kolejowej określają jej stan, a więc pewien fakt reprezentowany przez liczby (pomiar) i opis (obserwacja). Słowo *interpretacja* można też rozumieć, w konkretnym znaczeniu, jako objaśnienie uzyskanych wyników pomiarów i obserwacji, w szerszym zaś znaczeniu – jako formę myślenia, polegającą na uchwyceniu sensu zjawisk lub procesów, które te wyniki obrazują[1].

Odchyłki dopuszczalne są zawsze związane z pomiarami. Cel pomiarów nawierzchni kolejowej można określić dwojako:

- jako zadanie wynikające z odpowiednich instrukcji, w rezultacie którego ustala się czy są zachowane obowiązujące odchyłki dopuszczalne (wymiary graniczne) i w zależności od tego podejmuje się właściwe działania (naprawy, zmniejszenie prędkości pociągów, zmiana cykli diagnozowania),
- jako część procesu poznania nawierzchni i wzbogacenia wiedzy o zachodzących w niej zjawiskach.

Ten drugi sposób pojmowania pomiarów nie wyklucza wcale spełnienia zadań wymienionych w punkcie pierwszym – nic nie stoi zatem na przeszkodzie, aby każdy pomiar i każdą obserwację nawierzchni traktować właśnie jako sposób zebrania o niej jak najwięcej informacji, które wzbogacą fakty przydatne przy podejmowaniu właściwych decyzji eksploatacyjnych i ułatwią rozwiązywanie trudnych problemów. Problemy takie występują m.in. przy dociekaniu przyczyn szybko postępującej degradacji lub przyczyn wykolejeń. W tym drugim przypadku interpretacja wyników pomiarów nabiera szczególnie dużego znaczenia. Bez dokładnego bowiem poznania przyczyn wypadków i ich myślowej rekonstrukcji trudno im zapobiec. Problemom z tym związanym poświęca się w Polsce zbyt mało opracowań. Referat niniejszy po-

[1] Takie jest znaczenie tzw. *interpretacji rozumiejącej* lub *rozumienia* jako formy myślenia polegającej na uchwyceniu sensu zjawisk, dzięki poznaniu zasad ich funkcjonowania oraz przyswojeniu znaczeń językowych. Encyklopedia powszechna PWN, Warszawa 1976, s. 72.

rusza kilka kluczowych zagadnień z tego zakresu. U osób uznających jedynie racje formalne, niektóre z wyrażonych tu poglądów mogą wywołać sprzeciw.

Dotyczy to zwłaszcza odchyłek dopuszczalnych poszczególnych wymiarów nawierzchni kolejowej, które dość często rozpatruje się w układzie dychotomicznym, tzn. ograniczając się do stwierdzenia czy są one dotrzymane, czy też przekroczone. Taki prosty podział jest niewątpliwie właściwy przy odbiorze robót, które powinny być wykonane z zachowaniem wszelkich wymaganych tolerancji technologicznych. Z dążeniem do przyjmowania podziału dychotomicznego, jako jedynej podstawy oceny stanu nawierzchni można się jednak spotkać również przy badaniu przyczyn wykolejeń, kiedy to stwierdzenie wymiarów wykraczających poza odchyłki dopuszczalne usiłuje się nieraz, bez głębszej analizy, utożsamić z przyczyną wykolejenia (zwłaszcza przez przedstawicieli innych, niż drogowa, specjalności). Takie nader uproszczone podejście nie jest właściwe, w jego wyniku bowiem można przekreślić warunki niezbędne do ujawnienia rzeczywistej przyczyny wykolejenia i w rezultacie podjąć chybione decyzje. Wbrew niektórym twierdzeniom nie ma też ono bezdyskusyjnych podstaw formalnych, ponieważ odchyłki dopuszczalne nie są ustalane jako granica bezpieczeństwa ruchu, lecz opierają się na warunkach znacznie ostrzejszych, którymi są warunki zapewniające spokojność jazdy, a ostatnio coraz częściej – warunek zmuszający do uzyskiwania wysokiej jakości robót. Oznacza to, że w torze, w którym nastąpiło przekroczenie odchyłek dopuszczalnych może dojść do zakłóceń spokojności jazdy. Przekroczenie takie, lub splot przekroczeń, nie oznacza jednak, samo przez się, że stan nawierzchni jest przyczyną wykolejenia.

Dyskusje na ten temat kończyły się niekiedy postulatami wprowadzenia oficjalnych granic wymiarów bezpiecznych, tj. takich których dotrzymanie gwarantowałoby bezpieczeństwo, przekroczenie zaś prowadziło do wykolejenia. Przy obecnym stanie teorii współdziałania pojazdu szynowego z torem, określenie takich wymiarów nie jest możliwe ze względu na bardzo dużą liczbę kombinacji atrybutów drogi kolejowej i pojazdów szynowych. Wydaje się natomiast, że jednym z kroków prowadzących do tego, odległego jeszcze celu, jest lepsze poznanie koincydencji nierówności toru.

Interpretacja koincydencji nierówności toru

Analizowanie narastania oddzielnych nierówności toru, bez ich związku z innymi nierównościami, nie odzwierciedla należycie stanu degradacji drogi kolejowej [4]. Opis koincydencji, z teoretycznego punktu widzenia, obejmuje następujące zagadnienia:

- genezę powstawania koincydencji i jej wpływ na dalszy przebieg degradacji nawierzchni,
- wpływ na współdziałanie pojazdów szynowych z drogą kolejową,
- sposób diagnozowania i miary wyrażające jej wartość.

Zadaniem wyjściowym jest zdefiniowanie koincydencji. Samo określenie, że jest to nałożenie się na siebie dwóch lub więcej nierówności toru, należy uznać jako nie-

wystarczające, gdyż nie zawiera ono granic tychże nierówności. O istnieniu koincydencji można zatem mówić tylko wówczas, gdy nierówność *i*, przekraczająca wartość σ_i, występuje na tym samym odcinku, na którym nierówność *j* przekracza granicę σ_j.

W przypadku nałożenia się na siebie dwóch nierówności spełniających ten warunek mówimy o koincydencji stopnia drugiego, w przypadku zaś, gdy dotyczy to *k* nierówności – stopnia *k.* Przyjmując, że do nierówności należą również odchyłki szerokości i gradientu toru, można przyjąć, że $k_{max} = 6$.

Ze względu na sposób określania wartości σ można rozróżnić koincydencję względną i bezwzględną. Koincydencja względna jest oparta na odchyłkach dopuszczalnych danej wielkości, a zatem zależy od maksymalnej prędkości pociągów. Jako miarę σ_1, σ_2..., σ_6, przyjmuje się w tym przypadku odchyłki dopuszczalne odpowiedniej wielkości a_1, a_2, ..., a_6. Wartość koincydencji $\sigma_{\sigma d}$ można więc określić jako sumę wskaźników względnego przekroczenia odchyłek dopuszczalnych

$$\sigma_{\sigma d} = Spm_1+Spm_2,...,+Spm_k,$$

gdzie k — stopień koincydencji.

Posługiwanie się tak określoną miarą względną ma również — oprócz swej zalety, tj. relatywnej oceny stanu nawierzchni w odniesieniu do wymagań wynikających z założonej maksymalnej prędkości pociągów — pewną wadę, tj. brak uwzględnienia różnej wagi szkodliwości nakładania się konkretnych parametrów. Wadę tę można usunąć, opracowując odpowiednie współczynniki wag. Wymaga to jednak przeprowadzenia dość długich badań. Koincydencją bezwzględną jest suma odchyłek od wymiarów nominalnych.

Umiejętność analizowania koincydencji, tj. określania jej wartości, przyczyn występowania, oszacowania szkodliwości dla spokojności i bezpieczeństwa jazdy oraz sposobów zapobiegania i usuwania, należy do trudniejszych zadań związanych z utrzymaniem nawierzchni i nie poddaje się prostym regułom. Zgłębienie tych zagadnień stałoby się łatwiejsze, gdyby większa, niż dotychczas, część pomiarów była analizowana przy zastosowaniu systemów komputerowych.

Interpretacja wyników pomiarów w badaniach przyczyn wykolejeń

Sama technika pomiarów wykonywanych po wypadkach kolejowych nie różni się, w zasadzie, od innych pomiarów. Zmienia się natomiast często ich zakres, zagęszczenie na długości toru, dodatkowe dokumentowanie stwierdzonych odchyleń, np. za pomocą zdjęć fotograficznych, szkiców itp. W wyniku tych działań, prowadzonych w krótkim czasie i niekiedy przez wiele osób tworzących komisje, gromadzi się zwykle dużo materiału analitycznego o różnej wartości. Znana dość powszechnie chęć doszukiwania się przyczyn zaistniałego wykolejenia poza sferą własnej działalności jest nierzadko powodem wykonywania takich pomiarów, które mają zupełnie drugorzędne znaczenie w poszukiwaniu przyczyny rzeczywistej.

W takim natłoku przeróżnych wyników, zebranych w bardzo krótkim czasie, są formułowane – częstokroć pod naporem żądań – przedwczesne hipotezy. Rodzące się wątpliwości rozstrzyga się nieraz drogą ostrej wymiany zdań zamiast za pomocą pomiarów, których początkowo nie można było przewidzieć. Dalsza działalność polega czasami na przekonywaniu się o słuszności hipotez stawiających w dobrym świetle podporządkowane sobie jednostki.

Taki, daleki od poprawności, styl postępowania, nie jest na szczęście powszechny. Co zatem powinno odróżniać sposób interpretacji wyników badań powypadkowych od interpretacji innych pomiarów. Warunkiem wyjściowym powinno być, przede wszystkim, umiejętne zaplanowanie pomiarów z odejściem od wszelkiej rutyny i przyjęcie założenia, że będą one miały charakter sekwencyjny, tzn. że zakres ten będzie się powiększał w miarę potrzeb w świetle prowadzonych analiz, w tym jawnych analiz niepewności wysuwanych hipotez. Konieczność stosowania tej racjonalnej zasady, stwarzającej szansę dogłębnego wyjaśnienia przyczyn zaistniałego wypadku i znalezienia właściwych środków zaradczych, powinna mieć nadrzędne znaczenie nad narzuconymi z góry terminami zakończenia postępowania. Lepiej bowiem przedłużyć pracę komisji o kilka dni niż napisać naprędce sprawozdanie, zawierające przyczyny jaskrawo sprzeczne ze stanem faktycznym. Badanie wielu wypadków kolejowych dowiodło rażących błędów popełnionych w ustalaniu przyczyn wykolejeń. Kilka z nich zostało scharakteryzowanych w pracy [3].

Rozpatrując stan nawierzchni kolejowej jako potencjalną przyczynę wykolejenia należy przede wszystkim ustalić, czy stan ten w miejscu wejścia obrzeża koła na szynę lub jego pierwszych śladów na podkładach różni się od stanu odcinków poprzedzających, ściślej – czy jest od nich gorszy. W przypadku, gdy takiego gorszego stanu nie stwierdza się, hipoteza o złym stanie nawierzchni jako przyczynie wykolejenia wymagać będzie szczególnie drobiazgowego potwierdzenia. Stwierdzenie natomiast, że odcinek toru, na którym wystąpiło wykolejenie, jest gorszy niż odcinki sąsiednie nie wyklucza konieczności badań pojazdów szynowych i sposobu prowadzenia pociągu, bądź składu manewrowego.

Studia literatury związanej z wykolejeniami i analiza pewnych wypadków, jakie miały miejsce na sieci kolejowej PKP, nasuwają kilka uwag ogólnych, wartych rozważenia przez osoby badające przyczyny tych zdarzeń.

Zasadą ogólną powinno być wstrzymanie się od, wspomnianego już, zbyt pośpiesznego wysuwania hipotezy dotyczącej przyczyny wykolejenia po zebraniu pierwszych wyników pomiarów i obserwacji nawierzchni, bez ich uprzedniej interpretacji w zestawieniu z wynikami pomiarów taboru i analizy techniki prowadzenia pociągu lub składu manewrowego. Autor lub autorzy takiej hipotezy poszukują zwykle symptomów, które dowodzą jej słuszności, zaniedbując dociekania przeciwstawne.

O tym, jakie znaczenie może mieć dokładne odtworzenie historii jazdy, świadczy badanie katastrofy, która wydarzyła się podczas pracy manewrowej. Stwierdzono, że wykolejenie wagonu krytego, w którym znajdowali się ludzie nastąpiło na rozjeździe wskutek jazdy widełkowej. Pierwszy ślad obrzeża na podrozjazdnicach

był oddalony od toku szynowego o kilkanaście centymetrów. Dokładny pomiar rozjazdu zwyczajnego, na którym to nastąpiło wykazał drobne przekroczenia kilku wymiarów, lecz żadne z nich nie mogło doprowadzić do tego, by część składu przejechała w kierunku zasadniczym, druga zaś w kierunku zwrotnym. W styku przediglicowym jeden z toków szynowych był słabo podbity. Zbadano więc tor przed rozjazdem oraz przeanalizowano sposób jazdy składu manewrowego. Okazało się, że podczas tej jazdy na tarczy manewrowej pojawił się sygnał nakazujący maszyniście zatrzymanie składu. Za wagonem krytym znajdowały się wagony cięższe. Skręcenie sprzęgów śrubowych było dość luźne. Splot tych czynników spowodował tzw. zazderzakowanie się wagonów, tzn. wspięcie się tarcz zderzaków jednego wagonu i ich zawiśnięcie na tulejach zderzaków wagonu poprzedzającego. Obrzeża wagonu wiszącego na zderzakach uniosły się nad szynami. Wagon ten przejechał w takim położeniu kilkadziesiąt metrów i — wskutek impulsu na słabiej podbitym styku rozjazdu — spadł ze zderzaków, przy czym jednak obrzeża jego zestawów znalazły się między tokami. Dalsza jazda składu spowodowała przewrócenie się wagonu i jego zmiażdżenie przez wagony znajdujące się z tyłu.

Zbyt często występuje w badaniu wykolejeń mylenie wyboczeń torów z dużymi deformacjami mającymi inne przyczyny, tj. przyczyny tkwiące w taborze.

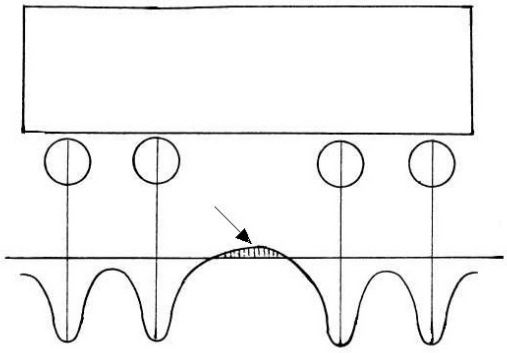
Warto wspomnieć, że niektórzy specjaliści sugerują nawet przyjęcie bardzo radykalnych zasad odróżniania wyboczeń torów od innych jego deformacji. I tak np. Łysiuk [8, 9] twierdzi, że jeśli deformacja toru w płaszczyźnie poziomej (z szynami R65 wystąpiła przed lokomotywą, to jest to istotnie wyboczenie, gdy natomiast miało to miejsce pod przejeżdżającym pociągiem — wówczas przyczyny takiej deformacji należy szukać nie w torze, lecz w taborze. Twierdzenie to uzasadnia tym, że opór boczny podkładów na przesunięcie poprzeczne pod obciążeniem pojazdami szynowymi jest dużo większy niż podkładów nie obciążonych, nie może więc — zdaniem tego autora — wystąpić wyboczenie toru, gdy znajduje się na nim pociąg.

Twierdzenie o większym oporze podkładów obciążonych jest niewątpliwie słuszne. Nie można jednak pominąć tu możliwości wystąpienia między wózkami wagonów, o długiej bazie sztywnej, momentów ujemnych, tzn. sił pionowych skierowanych do góry (rys. 1). W takim przypadku — zwłaszcza zaś przy jednoczesnym wystąpieniu impulsów sił bocznych — może dojść do klasycznego wyboczenia toru.

Spostrzeżenie to można uzasadnić przypadkami wykolejeń ostatniego wagonu w składzie pociągu na deformacji mającej typowy kształt wyboczenia. Tak więc uogólnianie doświadczeń zebranych przez Łysiuka nie znajduje potwierdzeń, ani w teorii, ani w praktyce eksploatacyjnej. Autor ten wyprowadził prawdopodobnie swój wniosek wyłącznie na podstawie obserwacji przypadków, jakie miały miejsce przy wykolejeniach ciężkich wagonów towarowych w pociągach poruszających się ze stosunkowo małymi prędkościami.

Przyczyną wykolejeń pociągu na torze, na którym stwierdza się duże deformacje o kształcie analogicznym jak kształt wyboczonego toru, mogą być bardzo rzadkie anomalie, nie związane ani ze stanem nawierzchni, ani też z pociągiem, który uległ wykolejeniu. Wypadek taki miał miejsce na odcinku Warka - Radom w lipcu 1979

roku i został zakwalifikowany przez komisję dyrekcyjną jako spowodowany wyboczeniem toru, mimo, że żadne symptomy nie wskazywały, że mogło to być wyboczenie.



Rysunek 1. Strefa możliwego unoszenia się rusztu torowego nad podsypką przy ugięciach toru.

Szczegółowe obserwacje tego toru przed i za miejscem wyboczenia, już po zakończeniu prac komisji, ujawniły na zewnętrznej bocznej powierzchni szyn świeże metaliczne ślady, odległe od siebie o 2,91 m (rys. 2).

Rysunek 2. Świeży metaliczny ślad na bocznej zewnętrznej powierzchni główki szyny pozostawiony przez zestaw o bardzo dużym płaskim starciu (zdjęcie HB).

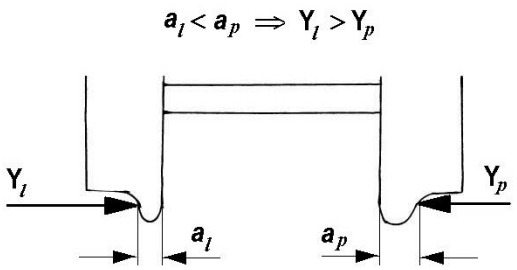
Był to dowód, że jeden z pociągów jadących przed wykolejonym pociągiem pośpiesznym „Wisła" miał w swym składzie wagon z zestawem o płaskim starciu około 30 mm, wywołujący bardzo duże uderzenia[2]. One to właśnie spowodowały drgania rusztu torowego o tak dużej amplitudzie, że między podstawę podkładu i ustabilizowaną warstwę podsypki dostały się nowe ziarna, przez co jednocześnie wystąpiły dwa niebezpieczne zjawiska:

[2] Maksymalne płaskie starcie kół stwierdzone przez COBiRTK wynosiło 33 mm. Zestaw ten na długości 40 km spowodował w zimie w ciągu jednej nocy pęknięcie 253 szyn typu S49.

- geometryczna deformacja toru rzędu nawet kilkudziesięciu milimetrów (wymiar ziaren tłucznia),
- duży spadek oporu poprzecznego podkładów drewnianych, które wsparły się tylko na niewielkiej liczbie ziaren, tracąc kontakt z całym podłożem.

Dodatkowe światło na to wykolejenie rzuciły, wykonane wiele lat później, szczegółowe badania po jednej z dużych katastrof, które wykazały, że w zależności od rodzaju podtorza drgania poprzeczne w torze generują się w odległości od kilku do trzydziestu metrów przed pociągiem jadącym z prędkością 100 km/h. Takie drgania wystąpiły zapewne również i w przypadku wykolejenia na odcinku Warka – Radom, co mogło doprowadzić do powstania deformacji toru tuż przed nadjeżdżającym pociągiem. Poza samym kształtem deformacja ta miała jednak niewiele wspólnego z wyboczeniem toru, które powodują siły termiczne.

Jak już wspomniano, obiektywna analiza przyczyn wykolejenia wymaga interpretacji wyników pomiarów nawierzchni z jednoczesną interpretacją pomiarów taboru. Zagadnieniem ważniejszym, niż znajomość odchyłek dopuszczalnych dotyczących części biegowych pojazdów szynowych, jest tu rozumienie przyczyn różnych występujących w nich odstępstw. I tak np. warto wiedzieć, że nierównomierne zużycie obrzeży kół świadczy o tendencji wózka do zwiększonego nabiegania w stronę, z której obrzeże ma większe zużycie (rys. 3).



Rysunek 3. Różne zużycie obrzeży świadczy o zróżnicowaniu sił bocznych.

Pewne podejrzenia, odnoszące się do stanu wykolejonego wagonu, powinno nasuwać też miejsce, w którym to nastąpiło (w sensie układu geometrycznego a nie stanu nawierzchni). W artykule [9] opisano wykolejenie próżnej cysterny przy prędkości 60 km/h na wychodzącej krzywej przejściowej w odległości 9 m od jej początku. Wagon ten wykoleił się jednym zestawem na zewnątrz łuku. Powstaje zatem pytanie, czym tłumaczyć wykolejenie w miejscu, które jest zbliżone już do prostej, a zatem tam, gdzie siły boczne powinny być znacznie mniejsze niż w łuku? Komisja powypadkowa orzekła, że powodem wykolejenia była zmiana szerokości toru na długości 1 m, wynosząca 6 mm (od 1535 do 1529). Autor przypomina, że na wielu szlakach gradienty szerokości toru dochodzą nawet do 10 mm i nie powoduje to wykolejeń. Rzeczywistym powodem mogło więc być zahamowanie pociągu, znajdującego się na 8-promilowym spadku tylko lokomotywą, lub też zakleszczenie się wózka. Wózek tej cysterny, przejeżdżając przez łuk kołowy, ustawił się w położeniu radialnym i wskutek dużych oporów na czopie skrętu mógł przemieszczać się w ta-

kim stanie dalej. Zbliżenie się do prostej spowodowało dodatkowe opory i w efekcie wejście obrzeża na główkę szyny. Możliwe były też obie przyczyny występujące łącznie. Co do szkodliwości gradientu to warto uzmysłowić sobie, że jego wartość równa 10 mm/1m odpowiada kątowi nabiegania 0,57°, podczas gdy w eksploatacji kąty nabiegania dochodzą nawet do 1°.

Systemy ułatwiające interpretację

W Polsce istnieje kilka systemów ułatwiających interpretację wyników pomiarów nawierzchni. Oprócz najstarszych, jak UNIP i DONG interpretację taką ułatwia system SONIT. Zakres objęty tymi systemami, znanymi już z licznych opisów [1], został powiększony w systemie SOHRON, w którym — obok oceny geometrycznej — wprowadzono ocenę wielkości kinematycznych, tj. niezrównoważonego przyspieszenia poprzecznego i jego przyrostu [2]. Najnowszym programem, ułatwiającym interpretację przesunięć toków szynowych względem punktów stałych, jest program pod nazwą STATOR. Umożliwia on ocenę stateczności toru bezstykowego.

W innych krajach powstają systemy lub koncepcje systemów monitoringu nawierzchni i pojazdów szynowych. I tak np. w Rosji modeluje się procesy wykolejeń pojazdów [13] i tworzy koncepcje dużych automatycznych systemów diagnostyki całej drogi kolejowej [6]. W USA, gdzie w ciągu ostatnich lat osiągnięto duży spadek wykolejeń, gromadzi się w bazach komputerowych miliony informacji o stanie nawierzchni i taboru, m.in. znajduje się w nich 8 tysięcy profili kół [11].

W pewnych przypadkach, w celu wyjaśnienia złożonych lub kontrowersyjnych problemów wyłaniających się podczas badań wykolejeń pociągów, może wystąpić konieczność opracowań naukowych lub specjalnych programów komputerowych. Konieczność taka wystąpiła przy ocenie niebezpieczeństwa związanego z ujemnymi odchyłkami wymiaru *z*, tj. najmniejszej odległości iglicy odsuniętej od opornicy. Opracowany w tym celu program, pod nazwą KINWAG, do symulacji kinematycznej przejazdu wózka wagonu przez zwrotnicę [5] pozwolił stwierdzić, że mały wymiar żłobka był skutkiem, a nie przyczyną wypadku — w wyniku przeprowadzonych symulacji wykluczono bowiem możliwość występowania takiego wymiaru przed wykolejeniem pociągu.

Rozległe badania nad bezpieczeństwem jazdy, wspomagane przez rząd, podjęto w Japonii po wykolejeniu w marcu 2000 roku pociągu kolei podziemnej w Tokio na krzywej przejściowej łuku o małym promieniu, które pochłonęło 5 ofiar śmiertelnych. Jako jego przyczynę uznano dużą wartość współczynnika tarcia między kołem i szyną, większą niż dotychczas przyjmowano w obliczeniach (0,3 ÷ 0,4). Przypomniano przy tym, że inżynierowie powinni się kierować zasadą *poznać, co jest nieznane* [12]. Na badania dotyczące współdziałania pojazdu szynowego z torem przeznacza się w USA 65 % całego budżetu Centrum Techniki Transportowej [10].

Po całej serii wypadków zdecydowane działania podjęły koleje brytyjskie, przeznaczając bardzo duże nakłady na modernizację swych linii kolejowych. Stwierdzo-

no przy tym, że przede wszystkim należy inwestować w ludzi, wymieniając na pierwszym miejscu kadrę inżynieryjną [7].

Uwagi końcowe

Interpretacja wyników pomiarów i obserwacji nawierzchni kolejowej ma tym większe znaczenie im więcej jest w niej miejsc, w których stan utrzymania odbiega od stanu wzorcowego. Takich miejsc jest obecnie na sieci kolejowej w Polsce dużo, a niedostatek napraw sprawi, że długość torów o znacznym stopniu degradacji będzie wzrastać. Panuje dość rozpowszechniony pogląd, że umiejętności oceny stanu nawierzchni nabiera się w praktyce przez długie lata. Nie negując znaczenia własnych doświadczeń w pogłębianiu wiedzy z tego zakresu, należy jednak zwrócić uwagę na celowość poświęcenia tej problematyce większej uwagi w literaturze technicznej oraz w szkoleniu nowych pracowników, którzy mają się zajmować utrzymaniem dróg kolejowych.

Literatura

[1] Bałuch H.: Instrukcja użytkowania systemu oceny nierówności toru SONIT 2, CNTK, Warszawa 1998.
[2] Bałuch H.: Geometryczno-kinematyczna ocena stanu toru kolejowego. V Konferencja Komputerowe systemy wspomagania nauki, przemysłu i transportu TRANSCOMP, Zakopane 2001.
[3] Bałuch H.: Ocena możliwości wykorzystania zespołów awaryjnych do planowania napraw rozjazdów kolejowych. XII Międzynarodowa Konferencja „Infrastruktura transportowa i budowlana w sytuacjach kryzysowych", Rynia czerwiec 2002.
[4] Bałuch M.: Wpływ koincydencji nierówności toru na wartość stosunku Y/Q. Problemy Kolejnictwa 1999, z. 129.
[5] Bałuch M.: Kinematics simulation as method of determining deviations of switch blade position in turnouts. Archiwum Inżynierii Lądowej 1998, nr 3.
[6] Bondarenko i in.: Monitoring pokazatelej vzaimodestvija puti i podvižnogo sostava. Železnodorožnyj Transport 2002, nr 10.
[7] Bowker R.: Britain Announces. £ billion 10-year investment plan. International Railway Journal 2002, No. 2.
[8] Łysiuk V.S.: O służebnom rassledovanii pričin krušenij. Put' i Putevoe Hoziajstvo 2002 nr 2.
[9] Łysiuk V.S.: Upuščenija pri służebnom rassledovanii. Put' i Putevoe Hoziajstvo 2003, nr 3.
[10] Matoba K.: Latest track safety rules doing the job by reducing risk. Railway Track and Structures, 2001, No 9.
[11] Sawley K.: Managing profiles to extend both wheel and rail life. Railway Track and Structures, 2001, No 9.

[12] Tezuka K.: To know what is unknow. Quarterly Reports RTRI. 2003, No 1.
[13] Ustimenko N.M.: Modelirovanie processa schoda podvižnogo sostava. Želzno oroznyj Transport 2001, nr 9.

Jacek Bartyzel, Stanisława Liszka
Zakład Badań Ochrony Środowiska i Technologii Hutniczych Sp. z o.o.
w Dąbrowie Górniczej

Badania mechanizmu zużycia szyn kolejowych w warunkach dużych obciążeń eksploatacyjnych

Wymagania materiałowe dla szyn przeznaczonych do torów o dużych obciążeniach

Długoterminowe użytkowanie szyn w torach kolejowych zależy zarówno od własności szyn nowych jak i sposobu utrzymania toru.

Własności użytkowe szyn nowych:

- odporność na ścieranie
- odporność na odkształcenia plastyczne
- wytrzymałość zmęczeniowa
- odporność na kruche pękanie

powinny być dostosowane do warunków eksploatacyjnych torów: obciążenia osiowego, obciążenia całkowitego, promieni łuków, usytuowania jako szyna zewnętrzna i wewnętrzna w łukach .

Wzrost twardości oraz lepsze własności mechaniczne szyn ze stali o strukturze perlitycznej jest w dalszym ciągu najpowszechniejszym sposobem poprawy odporności na ścieranie i odporności na odkształcenia plastyczne. Dla szyn o wysokiej wytrzymałości i twardości należy zapewnić wymaganą odporność na kruche pękanie i wytrzymałość zmęczeniową, a skład chemiczny stali musi umożliwiać zgrzewanie iskrowe i spawanie termitowe szyn [1].

Szyny ze stali o strukturze bainitycznej stanowią alternatywę dla szyn perlitycznych. Dotychczasowe doświadczenia wykazują, że stale o strukturze bainitu dolnego i twardości ok. 40HRC posiadają zdecydowanie lepszą odporność na kruche pękanie oraz odporność na powstawanie wad kontaktowo-zmęczeniowych w porównaniu do szyn o strukturze drobnego perlitu i zbliżonej twardości. Uzasadnieniem wysokiej wytrzymałości zmęczeniowo–kontaktowej jest brak anizotropii struktury bainitycznej w przeciwieństwie do struktury perlitycznej o budowie płytkowej [2].

Mechanizm zużycia i sposoby utrzymania szyn w torach

Ze względów trybologicznych twardość szyn powinna być dobrana tak, aby w warunkach oddziaływania koło-szyna zachować równowagę pomiędzy zużyciem ściernym i zmęczeniem kontaktowym [3]. Gdy szyna posiada twardość mniejszą to w wyniku ścierania profil jej szybko dopasowuje się do profilu koła, a naprężenia kontaktowe nie wykazują lokalnych wzrostów. Przy szynie twardszej czas dopasowania wyraźnie wydłuża się i koncentracje naprężeń powodują tworzenie się uszkodzeń zmęczeniowo – kontaktowych.

Podstawowym rodzajem uszkodzeń zmęczeniowo – kontaktowych są pęknięcia „head checking", powstające na szynach usytuowanych we wszystkich rodzajach torów. Szczególne nasilenie występuje w łukach o łagodnych promieniach, gdzie w wyniku poślizgów i dużych sił stycznych tworzą się wysokie naprężenia kontaktowe. Na powierzchni tocznej pęknięcia „head checking" widoczne są jako wzajemnie równoległe, ukośne rysy. W zależności od warunków współpracy układu koło-szyna usytuowane są prostopadle lub ukośnie w odległości od 2 do kilku mm. Rysy o długości od kilku do kilkunastu mm posiadają zróżnicowany kształt i nachylenie: bywają prawie proste, czasami są w kształcie wydłużonej litery S oraz przechodzą w kształt litery C.

W klasyfikacji stosowanej przez Koleje Brytyjskie [4] wyróżnia się 4 kategorie nasilenia pęknięć „head checking:

- łagodne, gdy długość maksymalna rys powierzchniowych nie przekracza 10 mm i głębokość jest niewielka; powstające mikropęknięcia podlegają ścieraniu,
- umiarkowane, gdy długość maksymalna rys powierzchniowych wynosi 10-19 mm, a głębokość penetracji nie przekracza 5mm,
- silne, gdy długość maksymalna rys powierzchniowych wynosi 20-29 mm i głębokość penetracji pęknięć przekracza 5mm,
- krytyczne, gdy rysy powierzchniowe przybierają kształt litery S lub których, których długość wynosi powyżej 30 mm; widoczne na powierzchni zacienione plamy świadczą zmianie kierunku podpowierzchniowego rozwoju pęknięć i występuje duże ryzyko złamania szyny.

Podpowierzchniowy rozwój zjawiska head checking jest związany z wyglądem rys na powierzchni szyny. Do głębokości kilku mm równoległe pęknięcia usytuowane są względem osi wzdłużnej pod kątem ok. 30^0. Głębiej pęknięcia mogą się rozgałęziać. Zmiana kierunku rozwoju na równoległy do powierzchni powoduje powstawanie złuszczeń na powierzchni tocznej. Natomiast penetracja pod kątem 55 do 65^0 prowadzi do złamania szyny [4].

Szlifowanie powierzchni tocznej szyn jest powszechnie stosowanym sposobem przedłużania ich trwałości eksploatacyjnej. Zastępuje smarowanie, które na skutek zmniejszenia współczynnika tarcia wprawdzie ogranicza wyraźnie ścieranie w łukach, ale nie zmniejsza tendencji do występowania wad zmęczeniowo–kontaktowych.

W USA już w końcu lat 30-tych dwudziestego wieku zastosowano zabieg szlifowania szyn w celu usunięcia falistego zużycia, wybuksowań czy zbicia końców. W ciągu następnego półwiecza ulepszono techniki szlifowania przez zastosowanie rotacyjnych szlifierek zamontowanych na pociągach szlifierskich, dobór odpowiedniej gradacji kamieni szlifierskich. Wprowadzono także szlifowanie szyn nowych celem poprawy profilu oraz usuwania drobnych wad walcowniczych.

W torach o dużych obciążeniach stosuje się dwa rodzaje szlifowania szyn: prewencyjne oraz reprofilacyjne [5, 6].

Szlifowanie prewencyjne o głębokości około 0.2mm wykonywane jest na odcinkach prostych i w łukach o dużych promieniach w celu usunięcia uszkodzeń powierzchniowych spowodowanych falistym zużyciem szyn i pęknięć „head checking" w początkowym okresie, zanim nastąpi ich rozwój.

Szlifowanie reprofilacyjne, o głębokości większej, wykonywane jest celem odtworzenia profilu główki szyn wykazujących znaczne zużycie. Asymetryczne szlifowanie szyny zewnętrznej i wewnętrznej powoduje zwiększenie promienia krzywizny łuku i zmniejszenie sił bocznych odpowiedzialnych za zużycie boczne. Taka zmiana usytuowania obszaru kontaktowego pozwala na wydłużenie pracy szyn w łukach o małych promieniach.

Parametry materiałowe szyn produkowanych w Hucie Katowice do torów o dużych obciążeniach

Huta Katowice produkuje do torów ciężkich szyny w trzech odmianach twardości:

- 300HB (pożądana na powierzchni tocznej 300 – 325HB), ze stali węglowej Standard Rail wg Specyfikacji AREMA
- 315HB (pożądana na powierzchni tocznej 315 – 345HB), ze stali węglowej o uzgodnionym składzie chemicznym Standard Rail wg Specyfikacji AREMA
- 330HB (pożądana na powierzchni tocznej 330 – 360HB), ze stali niskostopowej o ściśle określonej zawartości Cr i V.

Charakterystyka materiałowa obejmująca statystykę wyników badań odbiorowych szyn TR68 wyprodukowanych w latach 1998 -2001 dla linii kolejowej CVRD Carajas:

- twardość HB na powierzchni tocznej
- granica plastyczności $R_{0.2}$
- wytrzymałość na rozciąganie R_m
- wydłużenie A_5
- odporność na kruche pękanie K_{IC}

dla każdej odmiany twardości przedstawiona jest w Tablicy 1.

Tablica 1. *Wyniki badań odbiorowych.*

Odmiana twardości	Twardość HB	$R_{0.2}$ [MPa]	R_m [MPa]	A_5 [%]	K_{IC} +20^{0}C [MPam$^{0.5}$]
300 HB	X=313.2 S=5.4	X=606.8 S=34.0	X=1030.5 S=20.7	X=10.9 S=0.82	X=45.2 S=0.75
315 HB	X=324.8 S=5.9	X=640.6 S=38.4	X=1075.1 S=24.3	X=10.6 S=0.67	X=41.7 S=0.73
330 HB	X=342.3 S=7.4	X=666.9 S=28.6	X=1113.8 S=18.1	X=9.6 S=0.54	X=36.4 S=0.72

X - wartość średnia, S – odchylenie standardowe

Charakterystyka zużycia szyn w torze CVRD Carajas w Brazylii

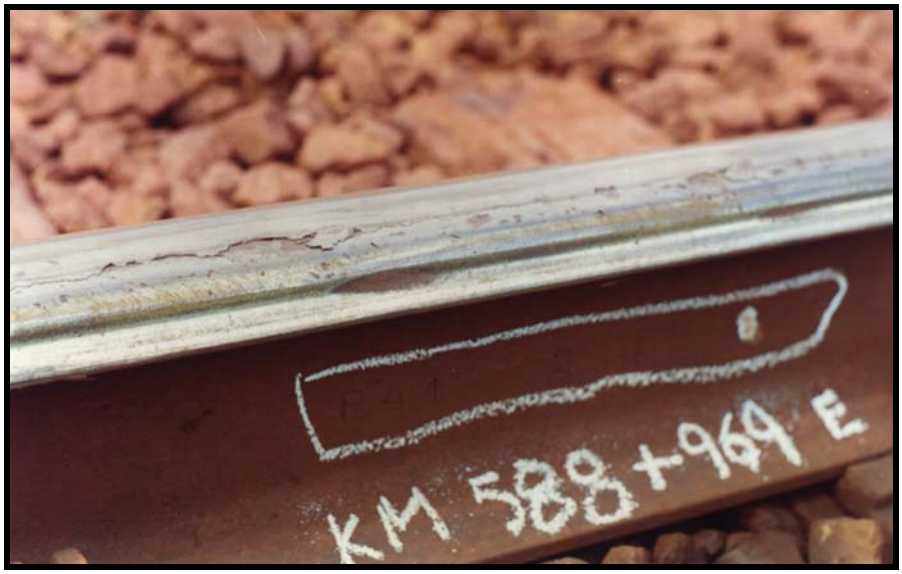
Huta Katowice dostarcza od 1998 r szyny typu TR68 do toru CVRD Carajas w Brazylii, o następującej charakterystyce techniczno-operacyjnej:

- Całkowita długość toru 891.5km. Linia jednotorowa z mijankami co 15km.
- Transport rudy żelaza z kopalni do portu: 7 pociągów dziennie, każdy o tonażu 25 500ton brutto.
- Pojedynczy pociąg składa się z 3 lokomotyw dieslowskich SD40 i 204 wagonów, prędkość operacyjna 65km/h.
- Obciążenie osiowe 32.5tony.
- Roczne obciążenie toru 65MTB (mln ton brutto).
- Odcinki proste stanowią 73 % długości, a 346 łuków o promieniach 860 – 3430m stanowi 27% długości.
- Szerokość toru 1600 mm, a pochylenie szlaku max 0.4%.
- Szyny TR68, zgrzewane iskrowo w zgrzewalni i spawane termitowo w torze, ułożone na podkładach drewnianych.

W maju 2000r. inżynierowie Huty Katowice kontrolowali zużycie szyn w odmianie 300HB po przeniesieniu obciążenia 100MTB :

- W łukach o promieniu 860m i 950m szyny zewnętrzne posiadały zużycie krytyczne 33% powierzchni przekroju główki, natomiast szyny wewnętrzne wykazywały odkształcenie plastyczne główki oraz złuszczenia na powierzchni tocznej co kwalifikowało je do wymiany.

Rysunek 1. Transport rudy żelaza w torze CVRD Carajas: pociąg o masie 25500t, 200 wagonów o obciążeniu osiowym 32,5t



Rysunek 2. Zużycie boczne o wielkości krytycznej 33%, szyny zewnętrznej w łuku o promieniu 860m, po przeniesieniu obciążenia 100MTB

- Szyny zabudowane poza łukami wykazywały występowanie mikropęknięć powierzchniowych „head checking". Widoczne na powierzchni rysy, usytuowane co 2–3 mm pod kątem 60^0–90^0 względem osi wzdłużnej posiadały długość 10-20 mm. Lokalnie w miejscu rys stwierdzano wykruszenia sięgające głębokości 2mm.
- We wnioskach przekazanego raportu z inspekcji stwierdzono, że dla zwiększenia trwałości eksploatacyjnej w łukach toru CVRD Carajas powinny być układane szyny o wyższej twardości niż wymagania AREMA Standard Rail i zaproponowano twardość szyn 315–360HB. Przekazano również informację, że asymetryczne szlifowanie szyn jest sposobem na zwiększenie trwałości szyn w łukach.

Rysunek 3. Odkształcenie plastyczne i złuszczenia powierzchni tocznej szyny wewnętrznej w łuku o promieniu 950m, po przeniesieniu obciążenia 100MTB.

Rysunek 4. Zjawisko „Head checking" na powierzchni tocznej szyny zabudowanej poza łukiem. Mikropęknięcia w narożu kontaktowym i lokalne wykruszenia. Obciążenie 100MTB.

W kwietniu 2002r. przedstawiciele Huty Katowice wspólnie z dozorem CVRD oraz pracownikami laboratorium LAMEF - Porto Alegre przeprowadzili kontrolę stanu szyn na całej długości linii kolejowej Sao Luis – Para do Carajas:

- W zgrzewalni Sao Luis uzyskano informacje, że nie stwierdzano problemów technologicznych podczas zgrzewania iskrowego na maszynie Schlatter jak też nie wystąpiły złamania w torze obszaru zgrzein szyn ze stali niskostopowej, o twardości min. 330HB.
- W torze zabudowanych jest 80% szyn produkcji Huty Katowice, w odmianach twardości 300HB i 315HB. Szyny o twardości 300HB na odcinkach prostych przeniosły obciążenie około 200MTB, a użytkownik oczekuje, że do zużycia powinny przenieść obciążenie 900MTB.

- Partia próbna szyn w odmianie twardości 330HB ułożona została w łuku o promieniu R=1145m. Po przeniesieniu obciążenia ok. 80MTB szyny wykazują zużycie boczne o wielkości 2mm, powstałe w wyniku ścierania mikropęknięć powierzchniowych typu „head checking".
- Szyny poddawane są szlifowaniu dwa razy do roku. Celem szlifowania jest zapobieganie rozwojowi uszkodzeń zmęczeniowo-kontaktowych.

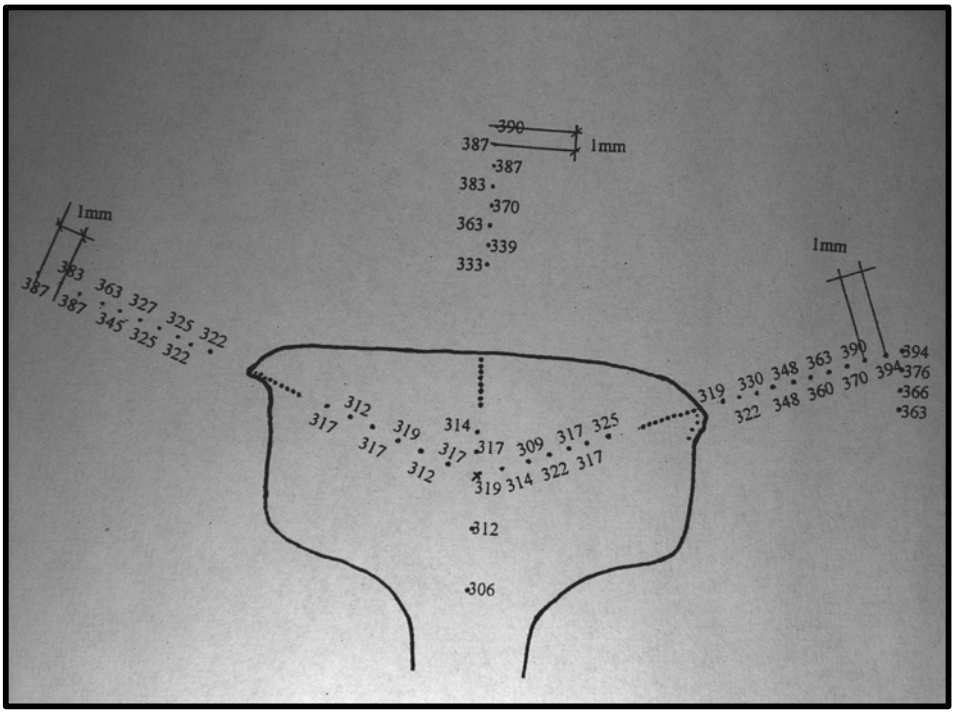
Badania metalograficzne szyn po użytkowaniu w torze CVRD Carajas

Badania metalograficzne wykonano w Centralnym Laboratorium Badań Materiałowych Zakładu Badań Ochrony Środowiska i Technologii Hutniczych Sp. z o. o.

Na powierzchni tocznej odcinka szyny wybudowanej z toku wewnętrznego łuku o promieniu 950m po przeniesieniu obciążenia 100MTB stwierdzono występowanie złuszczeń i wykruszeń zgniecionego materiału w miejscu mikropęknięć typu „head checking". Głębokość tych wad sięgała 2mm. Nie stwierdzono propagacji uszkodzeń poza obszar powierzchniowy.

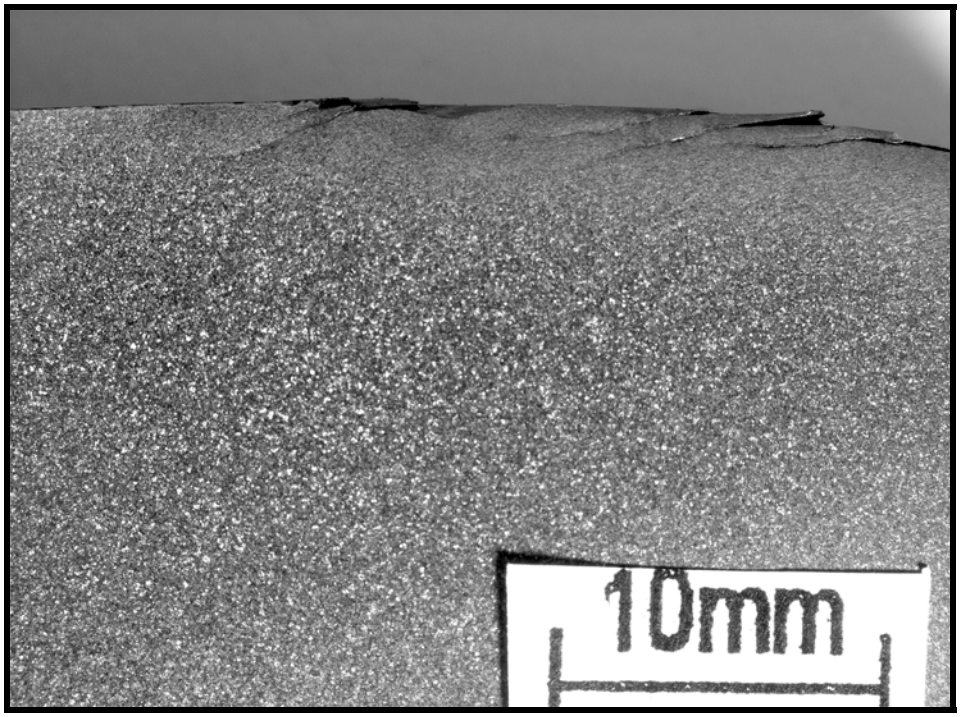
Rysunek 5. Wygląd powierzchni tocznej główki szyny wykazującej odkształcenie plastyczne. Wykruszenia w miejscu ukośnych pęknięć na powierzchni tocznej.

Pomiary twardości na przekroju poprzecznym główki wykazały, że głębokość umocnienia materiału spowodowanego oddziaływaniem kół dochodziła do 5mm.



Rysunek 6. Rozkład twardości HV10 na przekroju główki szyny wykazującej odkształcenie plastyczne.

Badania próbek przekazanych przez CVRD w listopadzie 2001r. po przeniesieniu obciążenia 200MTB ujawniły mikropęknięcia „head checking" propagujące na przekroju wzdłużnym pod kątem ok. 30^0, a na głębokości 1 do 2mm zmieniające kierunek na równoległy do powierzchni.



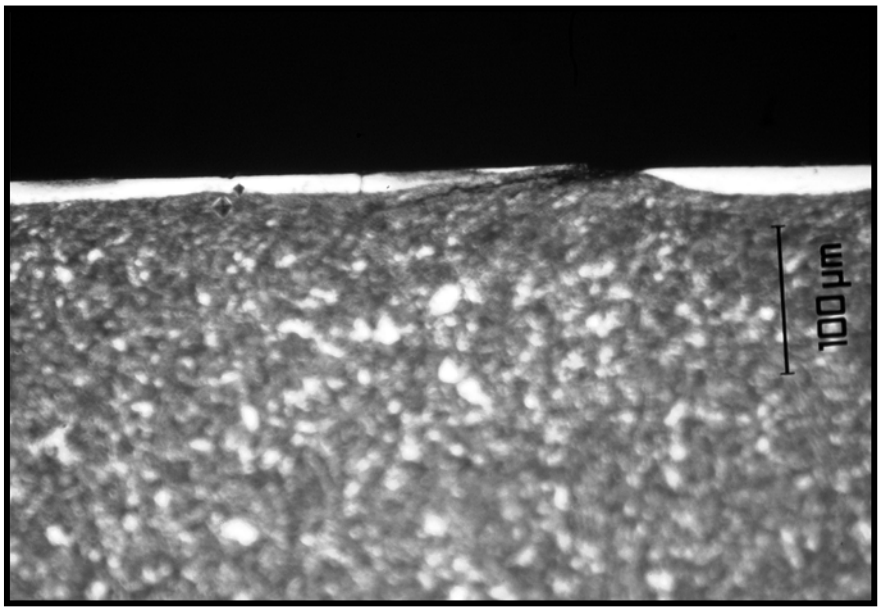
Rysunek 7. Pęknięcia powierzchniowe „head checking" w narożu kontaktowym. Wygląd na przekroju poprzecznym.

Końce pęknięć były rozgałęzione i wypełnione tlenkami żelaza będącymi produktami korozji.

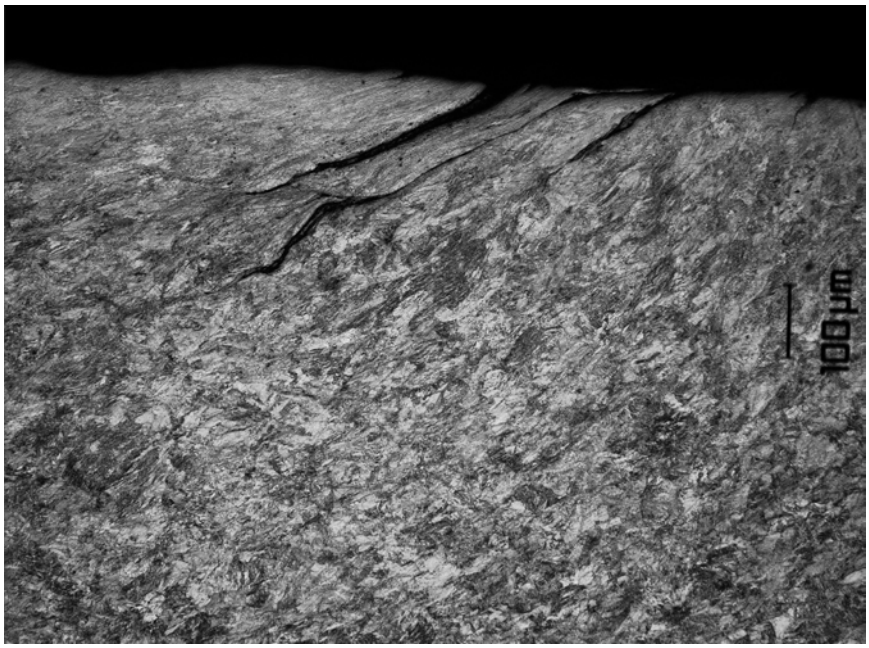
Rysunek 8. Rozgałęzione i wypełnione produktami korozji końcówki pęknięć na głębokości 1 do 2mm. Pow.100x.

Dowodzi to, że woda na powierzchni szyny pochodząca np. z opadów atmosferycznych w momencie przejazdu koła penetruje w głąb istniejących pęknięć i w wyniku dużego ciśnienia przyspiesza ich rozwój.

W obszarze kontaktowym stwierdzono występowanie „białych warstw" martenzytu bezpostaciowego powstających na skutek tarcia wywołanego poślizgiem koła po szynie. Zmiana objętości związana z przemianą martenzytyczną powoduje występowanie gradientu naprężeń na granicy faz i pękanie bardzo twardej „białej warstwy". Mikropęknięcia „head checking" rozwijają się w odkształconej plastycznie warstwie powierzchniowej.



Rysunek 9. "Biała warstwa" martenzytu bezpostaciowego na powierzchni tocznej o twardości 1050µHV. Pękanie na granicy „białej warstwy" i silnie odkształconego perlitu. Pow. 200x.



Rysunek 10. Mikropęknięcia powierzchniowe rozwijające się w warstwie silnie odkształconego perlitu. Pow.100x.

W wyniku oddziaływania naprężeń kontaktowych na powierzchni szyny powstaje silna anizotropia odkształconego płytkowego perlitu. Badania japońskie [6] wykazały, że koncentracja naprężeń powoduje inicjację mikropęknięć wzdłuż granic kolonii perlitycznych. Rozwój tych mikropęknięć prowadzi do powstawania uszkodzeń zmęczeniowo-kontaktowych typu „head checking", które stanowią początkowy etap zjawiska złuszczeń i wykruszeń powierzchniowych.

Podsumowanie

Na podstawie analizy własności odbiorowych, poznania warunków użytkowania i mechanizmu zużycia oraz wyników badań metalograficznych próbek wykazujących uszkodzenia zmęczeniowo–kontaktowe można przedstawić następujące konkluzje odnośnie trwałości eksploatacyjnej szyn produkcji Huty Katowice w torze CVRD Carajas:

- Szyny wyprodukowane w latach 1998-2001 wykazują tendencję wzrostu twardości: wyprodukowane w latach 1998-2000 posiadały średnią twardość 313.2HB, a wyprodukowane w latach 2000-2001 posiadały średnią twardość 324.8HB. Zwiększenie twardości i własności wytrzymałościowych (tablica 1) prognozuje zwiększenie trwałości w torze szyn wyprodukowanych od września 2000r.
- Ze względu na odporność na ścieranie oraz odporność na odkształcenie plastyczne w łukach toru Carajas, o promieniu R = 860m i R = 950m, powinny być układane szyny o wysokiej twardości np. szyny z utwardzaną główką drogą obróbki cieplnej. Dalsza eksploatacja określi czy twardość 330–360HB partii próbnej szyn ułożonych w łuku o promieniu R=1145m jest wystarczająca z punktu widzenia wymaganej trwałości eksploatacyjnej.
- Szyny usytuowane na odcinkach prostych i w łukach o mniejszych promieniach wykazują występowanie uszkodzeń nazywanych „head checking". „Biała warstwa" o grubości do 0.1 mm oraz silnie odkształcony perlit stanowią miejsca inicjacji mikropęknięć penetrujących początkowo pod kątem ok. 30^0.
- Rozwijające się ukośne pęknięcia na głębokości 1-2mm w wyniku występowania wysokich naprężeń stycznych zmieniają kierunek na równoległy do powierzchni. Penetracja wilgoci w głąb istniejących pęknięć przyspiesza ich rozwój i prowadzi do powstania wyłuszczeń oraz wykruszeń materiału
- Szlifowanie powierzchni szyn powinno usunąć odkształconą warstwę zanim mikropęknięcia zaczną propagować. Dlatego dla zachowania przydatności eksploatacyjnej szyn w torach o dużych obciążeniach warstwę o grubości 0.2mm należy zeszlifować: co 10 do 15MTB w łukach o łagodnych promieniach (2.5 stopnia i mniej) oraz co 18 do 25MTB na odcinkach prostych [5].
- Szyny ze stali bainitycznej mogą stanowić alternatywę dla szyn perlitycznych stosowanych dotychczas w torach o dużych obciążeniach. Wg opublikowanych wyników badań [7] szyny bainityczne cechują się wysoką odpornością na odkształcenia plastyczne oraz brakiem występowania uszkodzeń zmęczeniowo kontaktowych typu „head checking". W łukach o małych promieniach, gdzie występują duże siły boczne wykazują jednakże większe zużycie ścierne.

Literatura

[1] D.H. Stone "Rail Developments and Requirements for Heavy Haul Railways" Materiały konferencyjne Rail Quality and Maintenance for Modern Railway Operation, Delft 1992.

[2] H. Yokoyama , S. Mitao i inni „Effect of the angle attack on flaking behavior in pearlitic and bainitic steel rails" Proceedings of CONTACT MECHANICS and WEAR of RAIL/WHEEL SYSTEMS, Tokyo 2000.
[3] J. Bartyzel, Praca doktorska, Politechnika Śląska, Katowice 1998.
[4] Materiały British Railways RT/PWG/001, February 2001.
[5] A. M. Zarembski "On the benefits of rail maintenance grinding", AREA Bulletin 5/97.
[6] J. Kalousek, E, Magel, "The magic wear rate", Railway Track & Structures, February 2001.
[7] J. Kristian, K. Sawley "Track wear tests of bainitic and pearlitic rails", Railway Track & Structures, April 2002.

Bożysław Bogdaniuk
Politechnika Gdańska, Katedra Inżynierii Kolejowej

Degradacja nawierzchni w świetle pomiarów drezyną EM-120[1]

Wstęp

Złożoność zjawisk występujących w procesie użytkowania nawierzchni kolejowej oraz proste narzędzia diagnostyczne sprawiały, że przez długie lata nie było możliwości prowadzenia kompleksowych badań procesu degradacji. Siłą rzeczy zastępować je musiało doświadczenie i subiektywne oceny dokonywane przez pracowników zajmujących się utrzymaniem nawierzchni. W ten sposób przez ponad półtora wieku eksploatacji kolei jako środka transportu nagromadziła się bogata wiedza praktyczne wynikająca z obserwacji procesów degradacji następujących w różnych warunkach eksploatacyjnych. Znalazła się ona w instrukcjach i przepisach normujących prowadzenie napraw i wymian elementów nawierzchni. Stale rozwijające się metody pomiarowe i badawcze wsparte komputerową analizą wyników stwarzają podstawę do podjęcia kompleksowych badań nad degradacją nawierzchni w celu wyeliminowania subiektywnych ocen w procesie utrzymania nawierzchni. Znajomość zjawisk degradacji nawierzchni jest bowiem podstawowym warunkiem racjonalnego utrzymania. W niniejszym referacie chciałbym przedstawić możliwości wykorzystania wyników pomiarów drezyna EM-120 do określania tempa zmian w położeniu toków szynowych a więc i terminów przeprowadzania regulacji położenia toru.

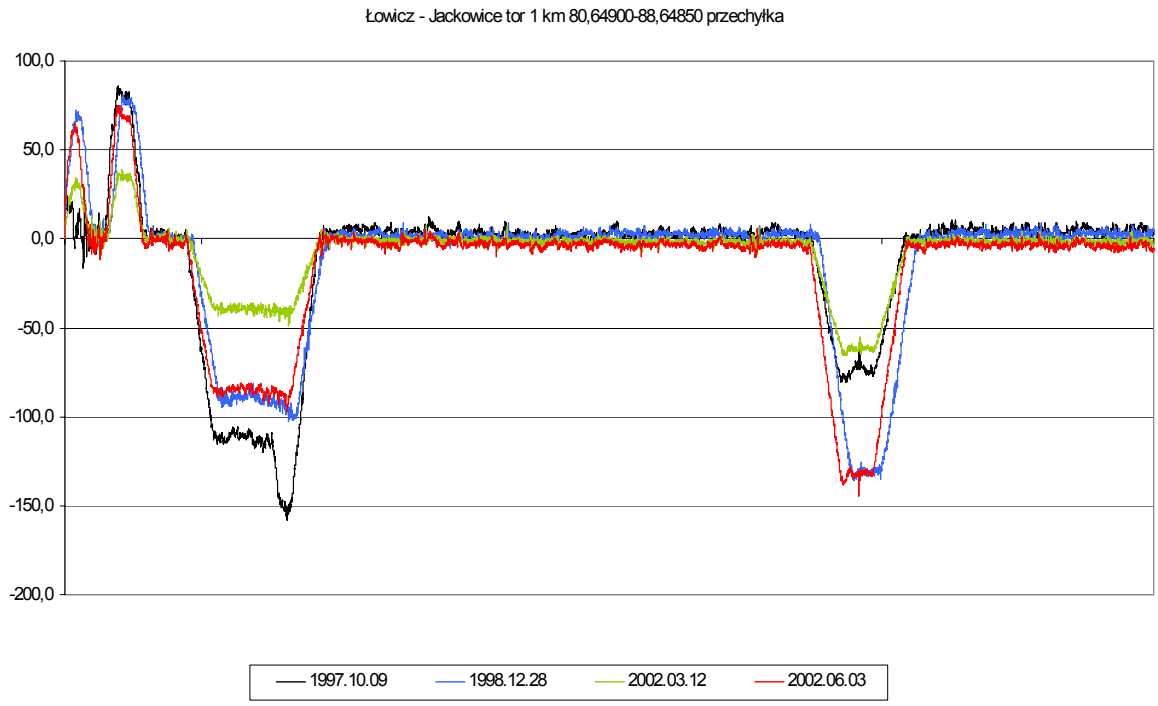
Lokalizacja wyników pomiarów w torze

Zasadniczym celem pomiarów dokonywanych przez drezyny pomiarowej jest wykrywanie miejsc powstających deformacji w położeniu toków szynowych zagrażających bezpieczeństwu ruchu. Stąd też na wykresie obrazującym zmiany podstawowych parametrów charakteryzujących położenie toków szynowych rysowane są wartości dopuszczalne tych parametrów, co pozwala na szybkie zlokalizowanie tych miejsc. Ten doraźny cel sprawia, że wykresy, tabulogramy i dyskietki z objazdów są archiwizowane i sporadycznie wykorzystywane w późniejszym okresie.

---

[1] W referacie wykorzystano między innymi wyniki przedstawione w pracy dyplomowej pt. „Analiza zmian stanu toru na wybranych liniach PKP na podstawie wyników pomiarów drezyną EM 120" wykonanej przez L. Iglińskiego i I. Suchora pod kierunkiem B. Bogdaniuka w Katedrze Inżynierii Kolejowej PG w 2002 r.

Już dawno zauważono przy porównywaniu taśm pomiarowych z kolejnych objazdów, że przebiegi wykresów są podobne. Jednak dopiero zastosowanie metod analiz komputerowych pozwoliło na pełniejsze sprawdzenie tych spostrzeżeń. Na rys. 1 przedstawiono przykładowe wykresy przechyłek zarejestrowanych na tym samym odcinku linii w różnych okresach pomiarowych. Przechyłkę wybrano z uwagi na możliwość jednoznacznego określenia charakterystycznych punktów np. kkp. Niestety w okresie pomiarowym żyroskop drezyny był uszkodzony i nie można było porównywać zarejestrowanych wartości. Wybrano dwa punkty kkp na sąsiednich łukach, pomiędzy którymi była odległość 4 082 m. Natomiast zarejetrowana przez drezynę odległość wynosiła: 4 086,5 m, 4 078 m, 4 133,5 m, 4 086,5 m. , co oznacza, że na ok. 4 km odcinku prostym drezyna rejestruje długości różne od rzeczywistych od 2 do ok.50 m. Chcąc więc porównywać zmiany w położeniu toków szynowych nie można korzystać bezpośrednio z podanego kilometrażu. Konieczne jest po pierwsze operowanie krótkimi odcinkami rzędu 200 m oraz po drugie przeprowadzać operację dopasowania lokalizacyjnego na tych odcinkach polegająca na przesuwaniu zbiorów z wynikami pomiarów.



Rysunek 1. Przykład zarejestrowanych wartości przechyłek dla wyznaczania odległości pomiędzy punktami kkp.

Do analizy zmian w położeniu toków szynowych wybrano losowo 10 odcinków 200m na trzech różnych liniach kolejowych. Wartości koniecznych dopasowań lokalizacyjnych przedstawiono w tabl.1 . Widać z niej, że w trakcie pomiarów następują poślizgi kół drezyny, które powodują przekłamania lokalizacyjne. Wartości tych zakłóceń mają charakter losowy również i na długości toru i nie zależą od długości przejazdu drezyny w danym dniu pomiarowym.

Tablica 1. *Wartości dopasowania lokalizacyjnego odcinków analizy w [m].*

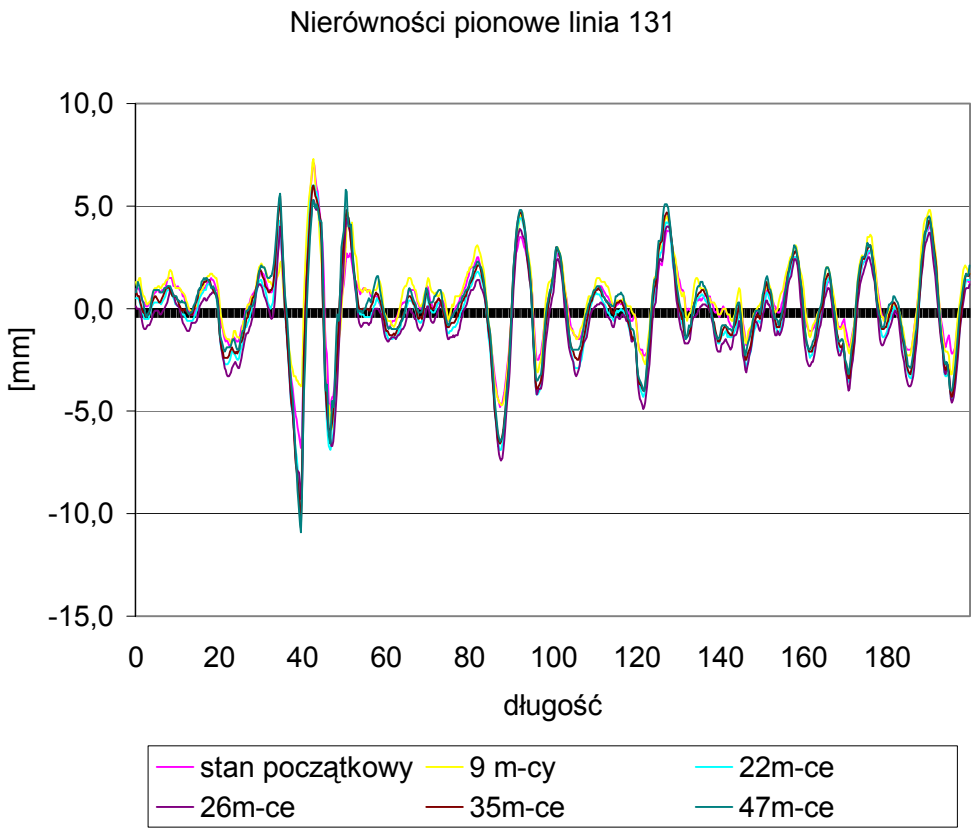
Linia nr:			**131**										
Data objazdu	1988 11.13	1999 07.29	2000 08.31	2000 12.14	2001 09.06	2002 07.12							
Od. 1 km: 395,880	**3**	**3,5**	**3,5**	**17,25**	**18,5**	**0**							
Od.2 km: 399,710	**21,25**	**1,5**	**13**	**17,75**	**12,5**	**0**							
Od.3 km: 403,625	**16,25**	**0,75**	**7**	**14,25**	**6,5**	**0**							
Linia nr:			9										
Data objazdu	1997 11.13	1998 04.02	1999 06.16	1999 09.27	2000 03.13	2000 10.05	2001 04.10	2002 03.05					
Od. 1 km: 47,258	**16,5**	**43,5**	**2,25**	**6,25**	**4,24**	**5,57**	**9,75**	**0**					
Od.2 km: 44,686	**15**	**40,5**	**5,25**	**6,5**	**7**	**2**	**6,5**	**0**					
Od.3 km: 55,0	**9**	**55**	**19,5**	**1**	**2,75**	**17,25**	**17,25**	**0**					
Linia nr:			3										
Data objazdu	1997 10.09	1998 03.26	1998 11.02	1998 12.28	1999 05.27	1999 08.23	1999 12.20	2000 03.15	2000 06.26	2001 04.05	2001 06.08	2002 03.12	2002 06.03
Od. 1 km: 82,616	**1,25**	**5,25**	**28**	**13**	**22,25**	**26**	**34,5**	**35,25**	**7,75**	**38,75**	**38,75**	**6,25**	**0**
Od.2 km: 96,100	**2**	**4**	**28,25**	**14,5**	**24,75**	**28,75**	**35,75**	**37,25**	**0,5**	**41,25**	**40,75**	**6,6**	**0**
Od.3 km: 102,000	**5,25**	**4,25**	**42,25**	**27,5**	**26,75**	**24,5**	**37,25**	**46**	**9,5**	**52**	**50,25**	**6,25**	**0**

Losowość pojawiania się poślizgów uniemożliwiła by pełną automatyzacje przetwarzania wyników pomiarów obejmującą porównywanie w czasie rzeczywistym aktualnie mierzonych wartości parametrów z poprzednimi. Celowe byłoby więc przeprowadzenie badań czynników powodujących rozbieżności lokalizacyjne w czasie pomiarów oraz efektywność stosowania punktów stałych w torze korygujących automatycznie rejestrowaną przez drezynę przebyta drogę. Do tego czasu wszelkie analizy muszą być poprzedzone ręczną korektą kilometrażu.

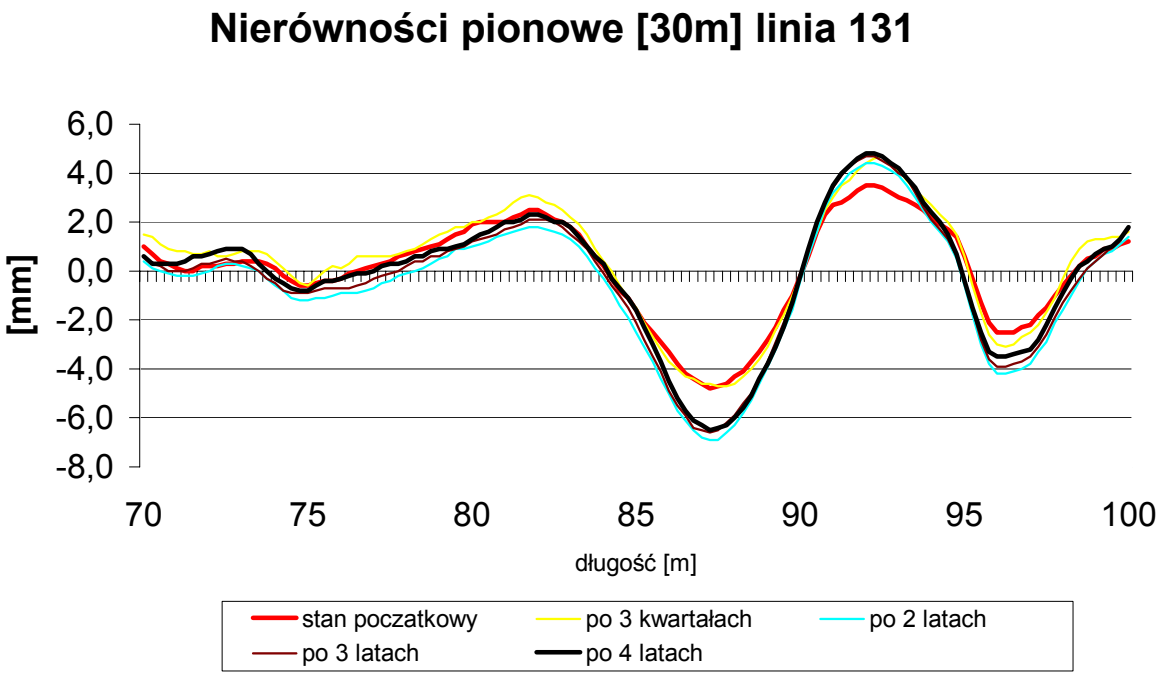
Zmiany nierówności pionowych

Analizę zmian nierówności pionowych przeprowadzono na wybranych odcinkach badawczych na trzech różnych liniach. Na każdym odcinku sporządzano wykresy:

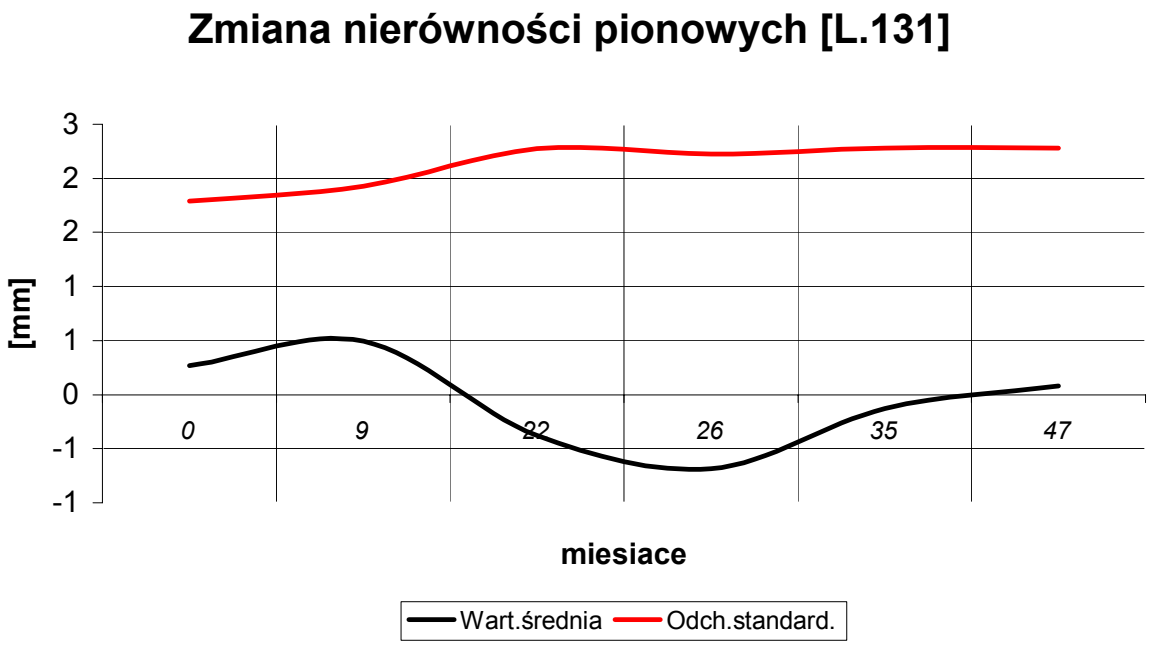
- zarejestrowanych wartości nierówności pionowych na odcinkach 200 m w kolejnych objazdach (grubymi liniami zaznaczono pierwszy i ostatni objazd) — przykładowy wykres przedstawiono na rys. 2.
- szczegółowy obraz stanu tych nierówności na odcinku 30 m — przykładowy wykres przedstawiono na rys. 3.
- wykresy zmian wartości średniej i odchylenia standardowego pomiędzy pierwszym i ostatnim objazdem — przykładowy wykres przedstawiono na rys 4.



Rysunek 2. Wartości nierówności w okresie 4.letniej eksploatacji.



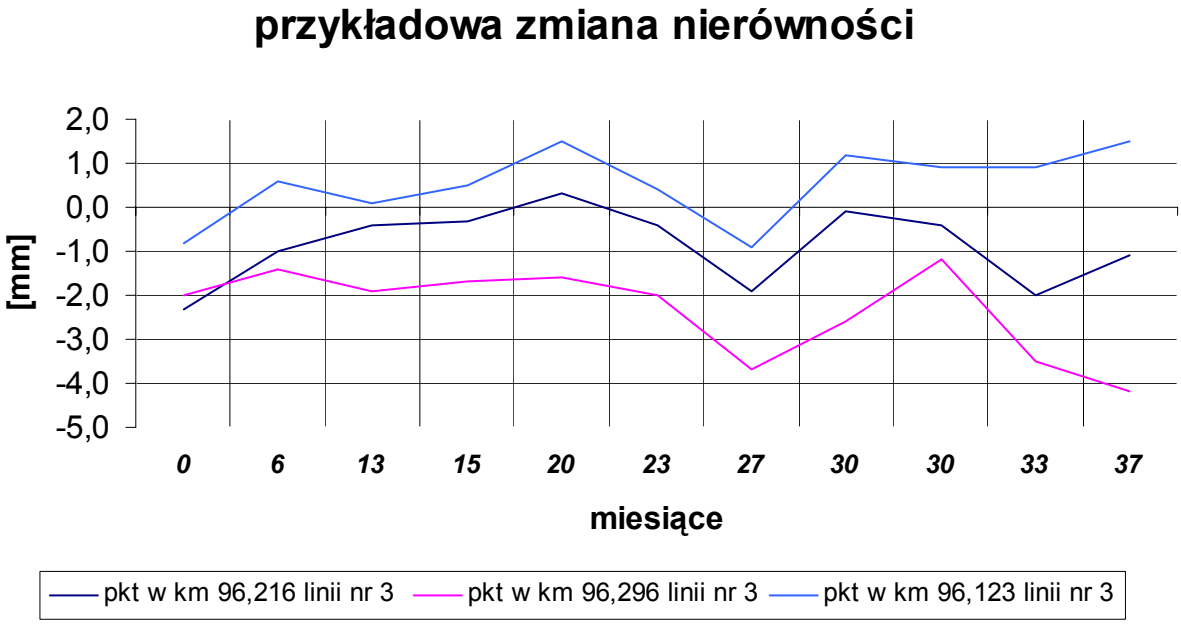
Rysunek 3. Zmiany nierówności pionowych na odcinku 30 m.



Rysunek 4. Zmiana statystyk charakteryzujących nierówności w okresie eksploatacji.

Wykresy z innych odcinków są dostępne w Internecie na stronie Katedry Inżynierii Kolejowej. Rzucają one zupełnie nowe światło na deformacje pionowe toków szynowych.

Zasadnicza wspólną cechą jest stosunkowo mała zmienność wartości nierówności na długości toru. Zazwyczaj wahają się one wokół innej w każdym punkcie wartości średniej w przedziale +/- kilku milimetrów jak to przedstawiono na rys. 5.

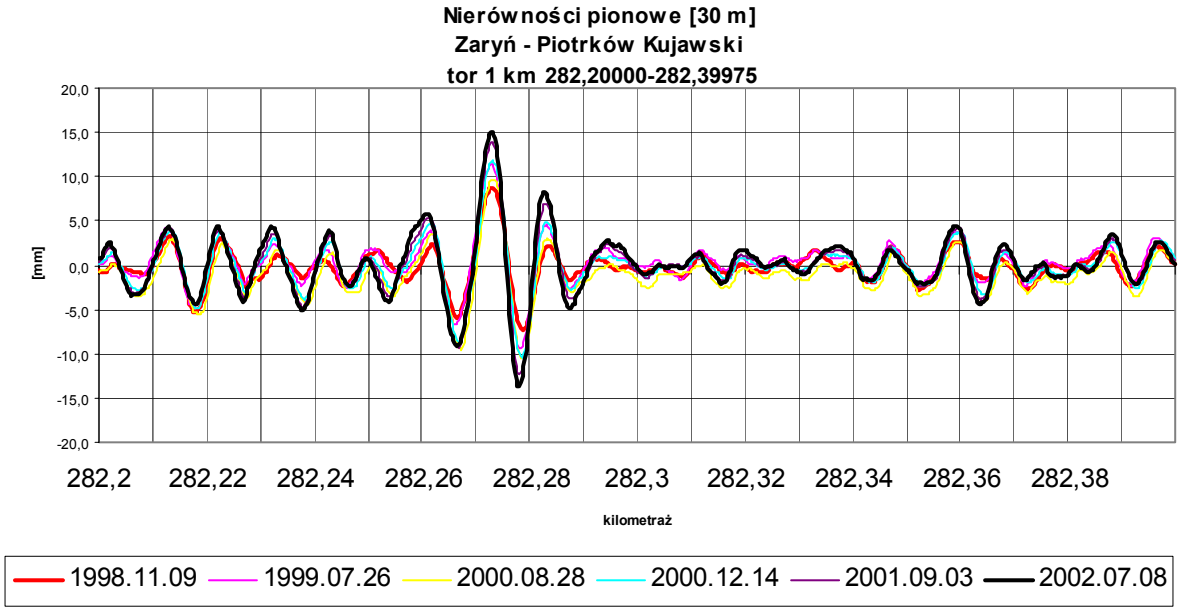


Rysunek 5. Zmienność wartości nierówności w okresie eksploatacji

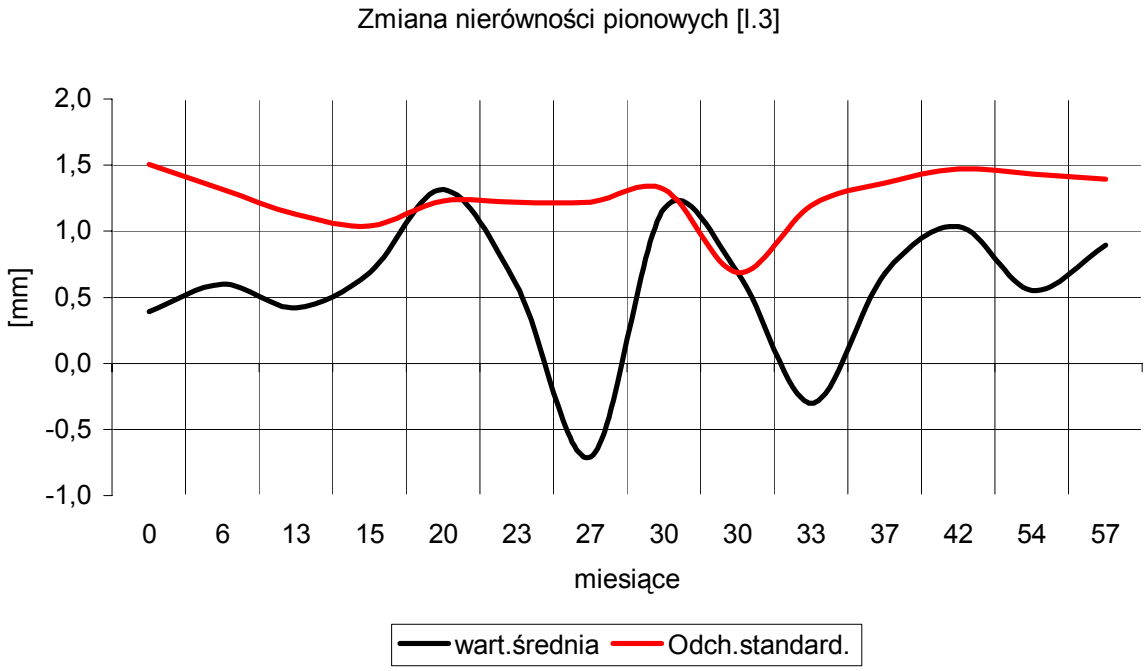
Jednak są miejsca gdzie występują trendy zmian w amplitudach fal nierówności. Przykład przedstawiono na rys. 6 i 7.

Wystąpiły one wprawdzie na jednym z 30 analizowanych odcinków ale świadczy to, że nie można stwierdzonej stabilności stanu nierówności na większości badanych odcinków przenosić na wszystkie linie bez wcześniejszego przebadania przyczyn, miejsc i tempa pojawiania się trendów zmian. Wydaje się, że racjonalne sterowanie utrzymaniem nawierzchni wymagać będzie dokładnej analizy historii zmian wartości nierówności dla dokładnej lokalizacji miejsca powstających deformacji oraz ustalania terminów przeprowadzania regulacji. Można też z potwierdzić, że zakładane w „Zintegrowanym systemie diagnostyki nawierzchni" odstąpienie od stałych cykli pomiarowych i uzależnienie ich od zmian stanu nawierzchni, zostało potwierdzone w wynikami pomiarów.

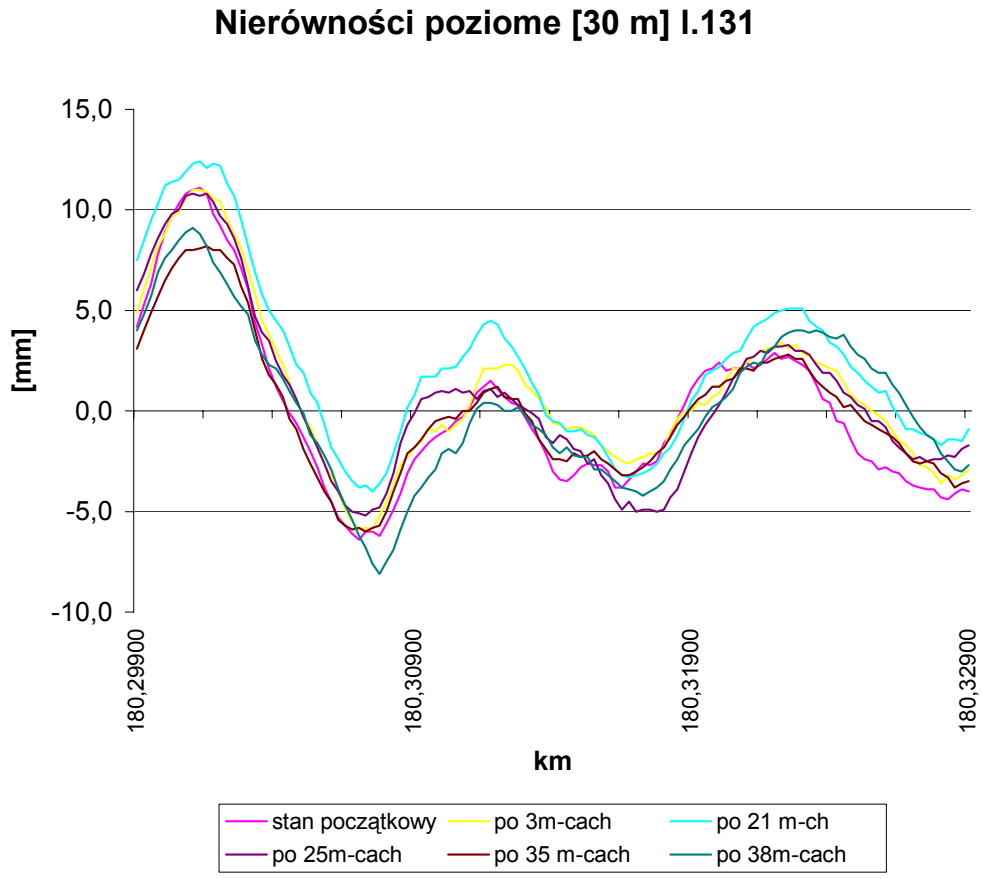
Parametrem pozwalającym na ustalanie wzrostu deformacji jest odchylenie standardowe wyznaczane dla poszczególnych punktów bądź odcinków z kolejnych objazdów pomiarowych. Konieczne jest opracowanie praktycznej metodyki przeprowadzania tych analiz.



Rysunek 6. Przykład systematycznego narastania wartości nierówności pionowych.



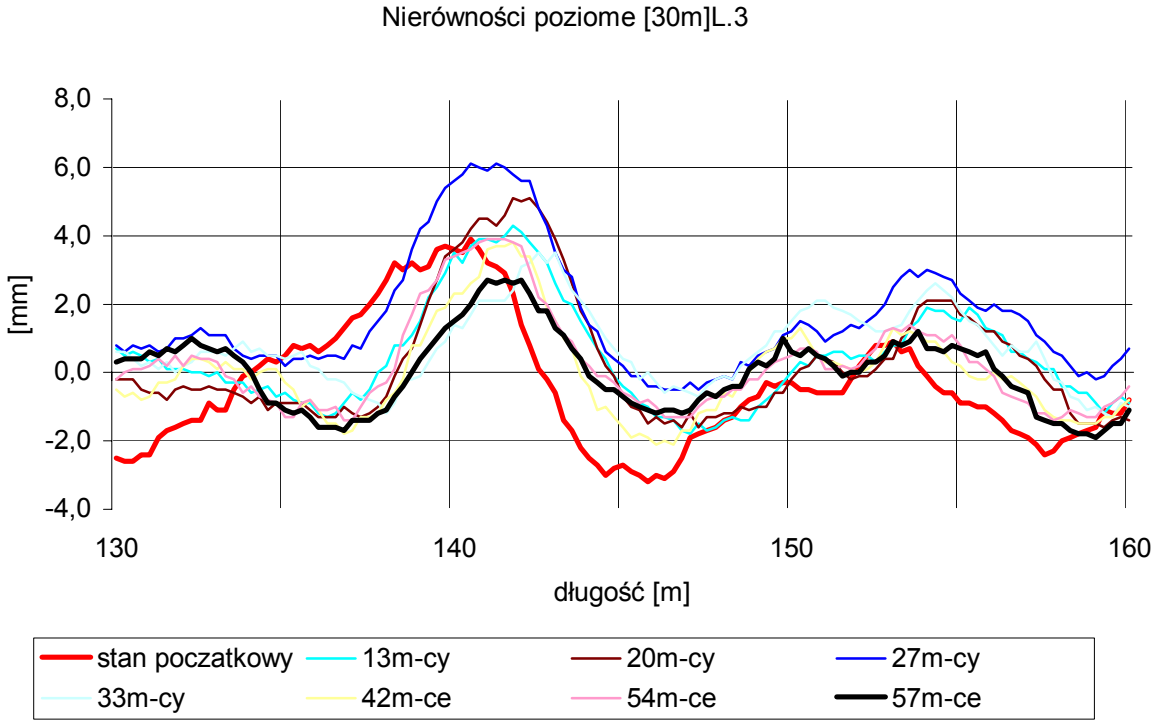
Rysunek 7. Ekstremalne zmiany nierówności oraz zmiany statystyk na odcinku 30 m.



Rysunek 8. Nierówności poziome na linii nr 131.

Zmiany nierówności poziomych

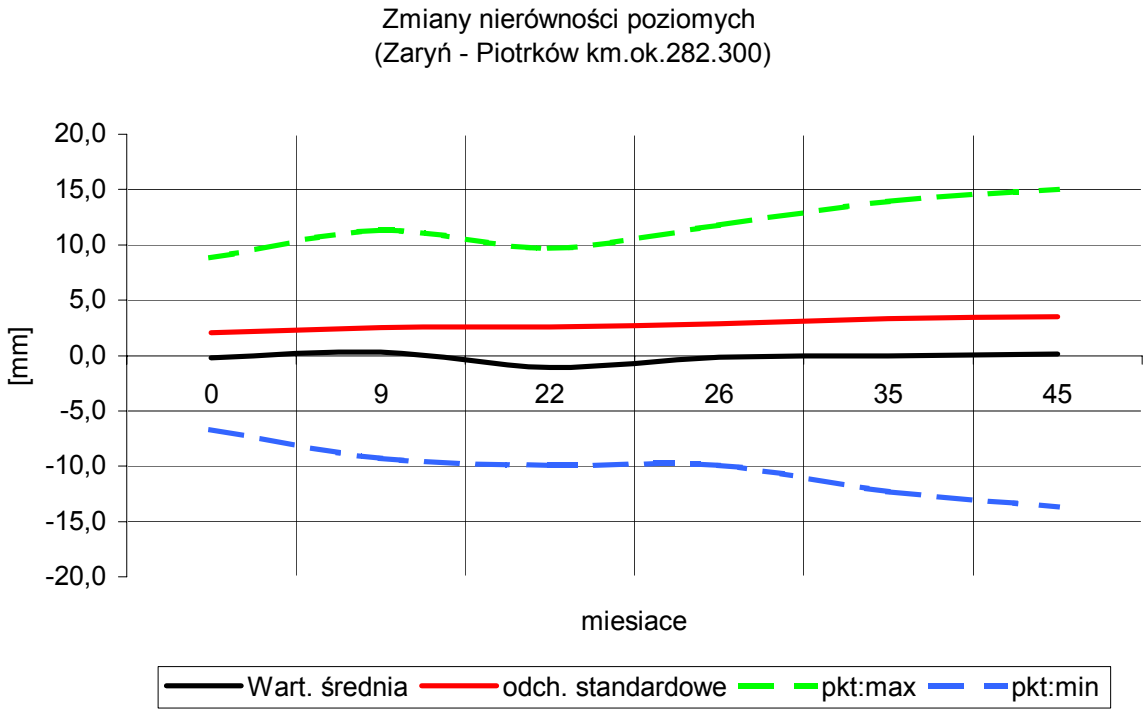
W sposób analogiczny jak nierówności pionowe, przeprowadzono analizę zmian nierówności poziomych. Jak już podano wcześniej wszystkie odcinki były zlokalizowane na prostych, tak że rejestrowane były wyłącznie długie fale nierówności. Nie stosowano przy tym dopasowywania lokalizacyjnego a wykorzystano skorygowane zbiory przygotowane do analizy nierówności pionowych. Poniżej przedstawiono jedynie zmiany nierówności na odcinkach 30 m oraz zmiany statystyk charakteryzujących odcinki 200 m. — rysunki 8 – 12.



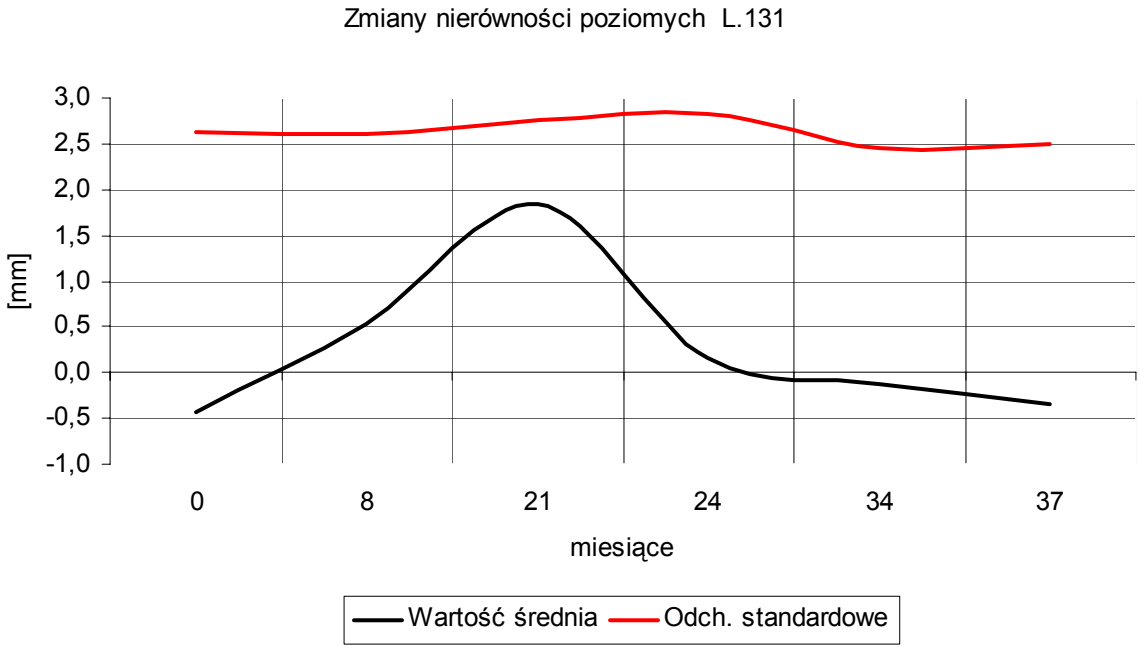
Rysunek 9. Nierówności poziome na linii nr 3.

Na przebadanych odcinkach nie zaobserwowano miejsc gdzie występowałoby narastanie trwałych odkształceń toków szynowych. Jednak z tak ograniczonego zakresu badań nie należy stawiać zbyt ogólnych wniosków. Z pewnością jednak stabilność w płaszczyźnie poziomej jest większa stąd też i zmiany nierówności poziomych wykazują większą stabilność. Stosunkowo duża zmiana wartości średniej w 21 m-cu na linii 131 oraz w 27 m-cu na linii 3 jest spowodowana stałym błędem pomiarowym, który sprawił przesunięcie wykresu nierówności w górę. Ponieważ przy dużych zbiorach wartość średnia tego parametru będzie dążyła do zera, należałoby przed przystąpieniem do analizy skorygować wszystkie zarejestrowane wartości przez sprowadzenie w każdym pomiarze do zerowej wartości średniej. Wówczas jedynym parametrem obrazującym zmiany nierówności poziomych będzie odchylenie standardowe, które nie ulegnie zmianie. Taka operacja pozwoli także na śledzenie zmian nierówności w punktach ekstremalnych z wyeliminowaniem stałych błędów pomiarowych. Warto też zwrócić uwagę, że dopasowanie lokalizacyjne wyłącznie w punktach ekstremalnych wartości nierówności pionowych, wcale nie oznacza także auto-

matycznej zgodności ekstremów nierówności poziomych — na rys. 8 i 9 odchyłki dochodzą do 5 m. Jednak z uwagi na równoczesność pomiarów nie można rozdzielnie korygować lokalizację poszczególnych mierzonych parametrów. Należy więc przeprowadzić badania nad opracowaniem efektywnej metody analizy historii zmian w położeniu toków szynowych.



Rysunek 10. Zmiany statystyk odcinka 200 m na linii nr 3.



Rysunek 11. Zmiany statystyk odcinka 200 m na linii 131.

Wnioski

Pomiary drezyną EM-120 są efektywnym i wiarygodnym narzędziem pomiarowym położenia toków szynowych. Informacje zawarte w wynikach mogą być podstawa nie tylko opracowania racjonalnej metody wyboru miejsc niezbędnej regulacji położenia toków, ale przede wszystkim racjonalnej metody diagnozowania stanu toru, ustalania miejsc podatnych na deformacje jak i przyczyn tej deformacji. Ograniczenie objazdów drezyny wyłącznie do wykrywania miejsc „awaryjnych" jest przykładem marnotrawstwa jakim w swoim czasie było planowo-zapobiegawcza metoda utrzymania toru.

Badając w 1994 r. tempo narastania deformacji w torach Centralnej Magistrali Węglowej stwierdzono, że istotne różnice w położeniu toków szynowych pojawiają się po 12 – 16 miesiącach od poprzedniego pomiaru. Oznacza to możliwość znacznego ograniczenia częstotliwości pomiarów na tej linii przystosowanej do szybkiego ruchu do jednego, dwóch w roku. Na innych liniach częstotliwość ta mogłaby być jeszcze mniejsza, co potwierdzają przedstawione wyżej wyniki. Zwiększanie liczby pomiarów jest tylko pozornie związane z bezpieczeństwem ruchu, ponieważ charakter zmian stanu toru może być albo wolnozmienny (co występuje na większej długości linii) lub nagły (występujący na krótkich kilkumetrowych odcinkach). Tego praktycznie nie zarejestrują drezyny, chyba, że dokonywały by objazdu co dziennie. Dla rejestracji zmian w położeniu toru należało by przystosować inny pojazd, który mierząc przyspieszenia dokonywałby ich analizy w czasie rzeczywistym i zaznaczał tylko miejsca ewentualnych usterek, bez rejestracji wszystkich mierzonych parametrów, których i tak nikt nie byłby w stanie analizować.

Wracając do drezyny EM-120; dla prawidłowego wykorzystania potencjału decyzyjnego jaki jest zawarty w wynikach z poszczególnych objazdów, konieczna jest inna organizacja tej procedury systemu diagnostycznego, która poprzedzona powinna być badaniami i symulacjami jej działania w procesie decyzyjnym przy aktualnej strukturze służb utrzymania nawierzchni kolejowej. Z uwagi na charakter tych badań i konieczność zastosowania w nich metod analizy matematycznej, powinny one być przeprowadzone przez jednostki naukowo-badawcze, które na ich podstawie opracują praktyczne procedury analizy wyników przez kolejowych diagnostów. W warunkach ograniczonych środków na utrzymanie toru, koszty badań zwrócą się wielokrotnie w stosunkowo krótkim okresie czasu po przez zmniejszenie liczby objazdów a dokładna i obiektywna lokalizacja miejsc wymagających regulacji lub napraw spowoduje zmniejszenie zakresu wymaganych robót lub ograniczeń prędkości.

Bożysław Bogdaniuk
Politechnika Gdańska, Katedra Inżynierii Kolejowej

Organizacja kolejowego ruchu regionalnego

Wprowadzenie

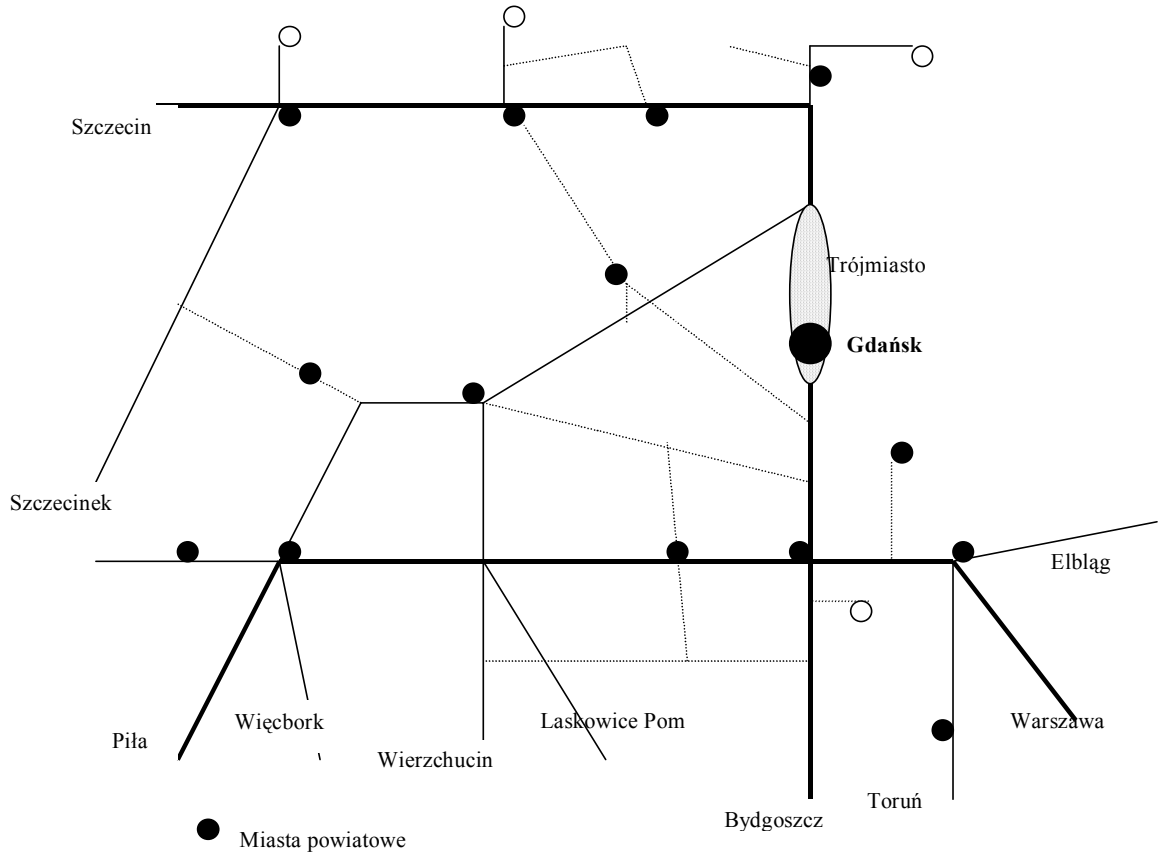
W wyniku przemian strukturalnych podjętych przez PKP wydzielono z dawnego przedsiębiorstwa szereg specjalistycznych spółek, których działalność ma usprawnić transport szynowy w Polsce i dostosować go do warunków konkurencji w ramach gospodarki rynkowej. Mimo stosunkowo krótkiego okresu działania nowych struktur, w pełni ujawniły się już ich wady i słabości. Najbardziej kontrowersyjna jest działalność kolejowych Przewozów Regionalnych, które ustawowo miały być dofinansowywane przez budżet państwa. Przyznawane co rocznie dotacje nie zapewniają jednak utrzymania rentowności tych przewozów. Stąd dążenie tej spółki do zmniejszenia kosztów głównie po przez ograniczanie liczby pociągów regionalnych aż do całkowitego wstrzymania ruchu pasażerskiego na poszczególnych liniach. W efekcie całe regiony kraju, mimo istniejącej kosztownej infrastruktury kolejowej, są pozbawione dostępności do transportu szynowego, a mieszkańcy tych regionów muszą korzystać z transportu drogowego mając wybór ograniczony do własnego transportu indywidualnego lub do ofert przewoźników autobusowych. Ten ograniczony wybór sprowadza stagnację gospodarczą i społeczną, strukturalne bezrobocie i cofanie się w rozwoju cywilizacyjnym. Brak zróżnicowanego i rozwiniętego systemu transportowego zniechęca bowiem zarówno inwestorów z poza regionu do inwestowania w tym regionie, jak i mieszkańców tego regionu do szukania pracy bądź nauki poza tym regionem.

Zdają sobie z tego sprawę samorządy terytorialne (powiatowe i wojewódzkie), które podejmują szereg spóźnionych działań dla ratowania przewozów regionalnych przed ich samolikwidacją. Aktualnie najmodniejszym hasłem jest zakup autobusów szynowych i przekazywanie ich do użytkowania Przewozom Regionalnym. Tymczasem takie wyrywkowe jednostkowe działania wcale nie muszą przyczynić się do utrzymania a w dalszej kolejności do poprawy kolejowego ruchu regionalnego. Potrzebna jest świadomość istoty tego ruchu wynikająca z technicznych uwarunkowań regionalnych przewozów kolejowych. W swoim referacie chciałbym przedstawić kilka podstawowych zasad funkcjonowania ruchu regionalnego oraz możliwości oceny. W Katedrze Inżynierii Kolejowej Politechniki Gdańskiej od kilku lat są prowadzone badania nad jakością kolejowego ruchu regionalnego w Polsce, które do-

starczyły dużej ilości materiału obrazującego aktualny stan oferty przewozowej w ruchu regionalnym.

Warunki uruchamiania kolejowego ruchu regionalnego

Kolejowy ruch regionalny wymaga istnienia sieci dróg szynowych. Zasadniczy układ sieci kolejowej w Polsce został odziedziczony po I wojnie światowej i praktycznie, mimo prowadzonych prac inwestycyjnych, do lat osiemdziesiątych nie ulegał zasadniczym zmianie. Wyraźnie dzielił się on na część zachodnią o gęstej sieci kolejowej i wschodnią o bardzo rzadkiej sieci. W latach 80. rozpoczęto upodobnianie zachodniej części sieci do wschodniej, co oznacza, że zamiast wykorzystywania istniejącej sieci transportowej do rozwoju gospodarczego i społecznego; po poprzez likwidację linii utrudniano dostępność do tych regionów. Działaniami tymi ograniczono nie tylko możliwość prowadzenia kolejowego ruchu regionalnego ale przede wszystkim skazywano te regiony na degradację społeczną i gospodarczą. Przykładami są województwa zachodnie kraju, gdzie sieć kolejowa ograniczona została — poza kilkoma wyjątkami — do linii o znaczeniu ponad regionalnym.



Rysunek 1. Schemat eksploatowanej sieci kolejowej w woj. Pomorskim

W Woj. Pomorskim efekt tych działań to przede wszystkim utrzymywanie linii kolejowych jedynie na obrzeżach województwa. Zlikwidowanie 9 linii o charakterze regionalnym pozbawiło prawie całkowicie powiązań kolejowych zachodnie i środkowe regiony województwa z centrum jakie stanowi miasto wojewódzkie Gdańsk.

Praktycznie pozostały jeszcze dwie linie, które można uznać za regionalne. Obrazuje to schemat na rys. 1, na którym ciągłymi liniami zaznaczono czynne jeszcze linie kolejowe, a przerywanymi zlikwidowane. Eksploatowana sieć osiągnęła poziom końca XIX wieku.

Tym samym możliwość prowadzenia kolejowego ruchu regionalnego ograniczona została praktycznie jedynie do obszarów ciążenia do linii o znaczeniu ponadregionalnym, na których prowadzony jest także ruch dalekobieżny a całość regionalnych przewozów pasażerskich w wewnętrznych regionach województwa przerzucono na ruch autobusowy. Jest kwestią ustalonej polityki transportowej, czy mając infrastrukturę kolejową korzystniej jest ją likwidować i zwiększać obciążenie dróg ruchem autobusowym czy też wykorzystywać ją do przewozu pasażerów i towarów.

Jakość oferty przewozowej

Zgodnie z zasadami gospodarki rynkowej uznaje się, że podstawowym argumentem przemawiającym za utrzymywaniem lub zamykaniem linii jest liczba pasażerów korzystających z pociągów regionalnych, utożsamiając tę liczbę z popytem na regionalne przewozy kolejowe. Tymczasem liczba ta nie ma nic wspólnego z zapotrzebowaniem, a jedynie obrazuje jakie jest zainteresowanie rynku tym rodzajem przewozów, jest odpowiedzią na ofertę kolejowego ruchu regionalnego. Zapotrzebowanie na przejazd jest wielkością zmienną. Występuje ono w pewnych ściśle określonych porach i na ściśle określonych relacjach i nie może być zrealizowana w dowolnym czasie. Z tym, że zarówno pory jak i relacje są wynikiem indywidualnych potrzeb poszczególnych mieszkańców regionu.

Właściwym parametrem określającym zapotrzebowanie na przewozy jest oszacowywanie liczby potencjalnych pasażerów na podstawie badań marketingowych uwzględniających analizę uwarunkowań geograficznych, stan zagospodarowania, zamożność mieszkańców, parametry demograficzne i inne czynniki wpływające na ruchliwość mieszkańców z uwzględnieniem ewentualnych działań stymulujących tą ruchliwość. Tak określony potencjalny popyt na przewozy tworzy regionalny rynek transportowy, na którym o pasażera konkurują różni przewoźnicy. Kolej na tym rynku nie jest monopolistą i musi swoją ofertą konkurować z innymi środkami transportu lądowego.

Dobra oferta, która trafia w potrzeby przewozowe większości mieszkańców i przejawia się zwiększoną liczbą podróżnych. Brak podróżnych oznacza po prostu złą ofertę. Przejazd nie jest „kupowany", czego objawem jest właśnie brak tych pasażerów. O popycie na towar jakim jest „przewóz" decyduje jego jakość. Tylko kompleksowa analiza pełnej oferty przewozowej w regionie pozwala na ocenę jej jakości i na ustalenie działań, które mogą przyczynić się do jej ewentualnej poprawy.

O jakości kolejowej oferty przewozowej w ruchu regionalnym decydują:

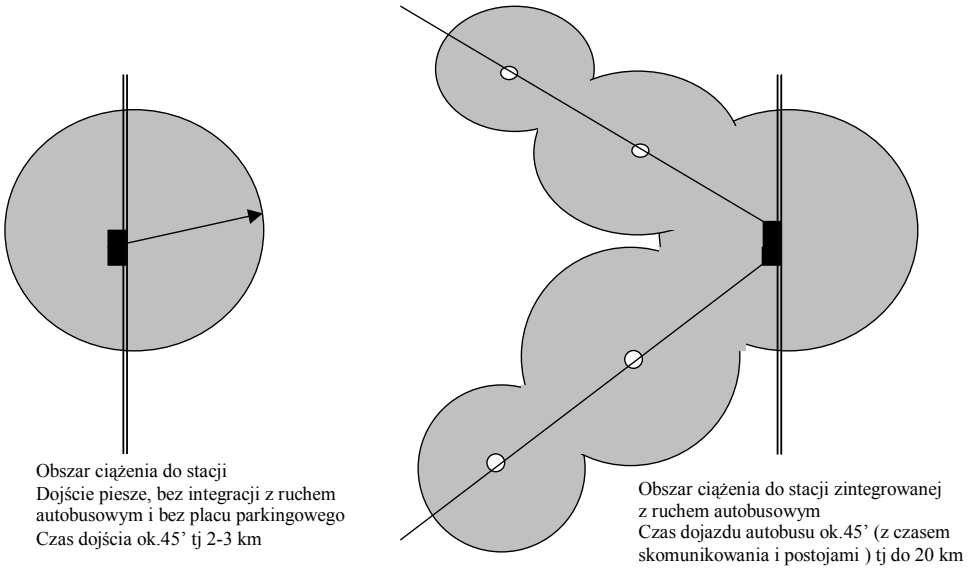
- dostępność do stacji i przystanków,

- dostosowanie ruchu do godzin rozpoczynania pracy w zakładach produkcyjnych, zajęć w szkołach, urzędach, instytucjach publicznych i handlu — tzw. szczytów zapotrzebowania na przejazdy,
- skomunikowanie regionalnego ruchu autobusów z ruchem kolejowym na stacjach lub przystankach,
- skomunikowanie z innymi pociągami na stacjach węzłowych,
- regularność, w tym cykliczność ruchu oraz punktualność,
- bezpieczeństwo,
- wygoda przejazdu.

Poniżej omówione zostaną podstawowe czynniki wraz z propozycją metod oceny wskaźnikowej niektórych z tych parametrów.

Dostępność przewozów kolejowych

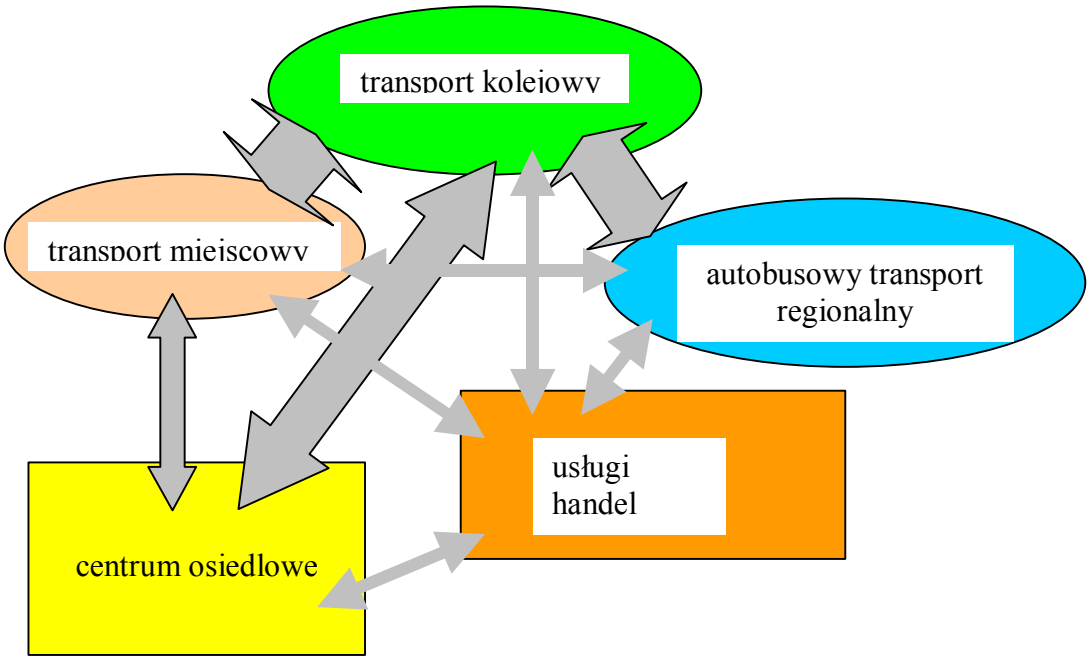
Techniczna specyfika przewozów kolejowych wynikająca z powiązania pojazdów szynowych z drogą kolejową sprawia, że dostępność tych przewozów kolejowych jest ograniczona wyłącznie do odpowiednio przygotowanych obiektów jakimi są stacje i przystanki osobowe. Ich położenie wyznacza jednoznacznie obszar dostępności bezpośredniej - dojścia pieszego w czasie do ok. 45' tj. z odległości 2 – 3 km od stacji. Obszar te może ulec wielokrotnemu zwiększeniu przez lokalizację przy stacji przystanku autobusowego jak to obrazuje rys. 2. Wówczas czas dostępności (ok. 45') liczony jest łącznie z dojazdem autobusem oraz czasem przesiadki. Oznacza to, że w porównaniu z ruchem autobusowym mającym swobodę w wyznaczaniu tras i przystanków, transport szynowy nie jest na równych warunkach konkurencyjności. Konieczna jest administracyjna regulacja tras autobusowych tak aby zapewniony był dowóz potencjalnych pasażerów do stacji oraz administracyjne decyzje lokalizacji przy stacjach placów parkingowych dla użytkowników pojazdów indywidualnych.



Rysunek 2. Obszary ciążenia do stacji kolejowej.

Lokalizacja obok siebie stacji kolejowej i przystanków autobusowych jest istotnym czynnikiem miastotwórczym. W węźle integracyjnym powstaje potok przesiadających się pasażerów, którzy mając do dyspozycji czas oczekiwania na skomunikowanie, mogą być potencjalnymi klientami usług i handlu i przyczyniać się mogą do rozwoju infrastruktury miasta czy osiedla — rys.3.

W Woj. Pomorskim typowym przykładem nie rozumienia zasady integracji przewozów jest miasto Kościerzyna. Mimo, że jest miastem powiatowym, nie stanowi jednak jedynego celu wszystkich podróżnych przybywających do tego miasta. Tym nie mniej dworzec autobusowy został zlokalizowany w centrum miasta, z którego dojście do stacji kolejowej wymaga co najmniej 15 – 20 min. Z uwagi na topografię miasta, żadna trasa autobusowa nie jest prowadzona przez plac przeddworcowy. Powoduje to nie tylko poważne utrudnienie w dostępności kolei, ale także przyczynia się do degradacji terenów miejskich i obniżenia ich wartości. Z jednej strony cenne tereny w śródmieściu są zajęte pod infrastrukturę transportową. Natomiast kolejowy plac przed dworcowy położony na skraju miasta jest pusty i zaniedbany.



Rysunek 3. Schemat funkcjonalny węzła integrującego ruch kolejowy i drogowy.

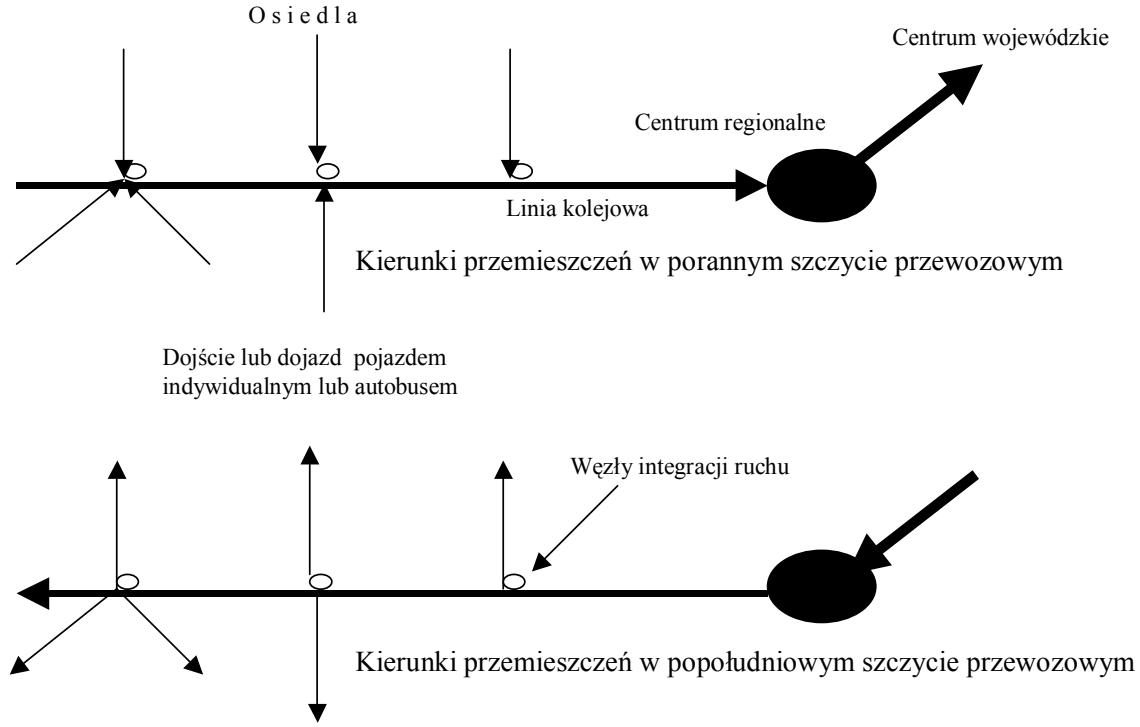
Należy jednak podkreślić, że sama budowa odpowiedniej infrastruktury nie będzie czynnikiem wystarczającym dla rozwoju ruchu regionalnego. Konieczne są również odpowiednie działania organizacyjne zarówno w ruchu kolejowym jak i autobusowym integrującym oba rodzaje przewozów.

Nierównomierność zapotrzebowania na przewozy

Charakterystyczną cechą wszelkich przewozów jest nieregularność zapotrzebowania na przejazd. Zmienia się ono nie tylko w ciągu doby, ale także w dniach tygodniach czy miesiącach, zarówno w zakresie wartości potrzeb przewozowych jak i relacji. Za element dominujący w ruchu regionalnym uważać jednak można dobowe szczyty

przewozowe do i z pracy, szkół, handlu i urzędów i instytucji publicznych. Z uwagi na wyraźnie określone kierunki potrzeb przewozowych, do niego należy w pierwszym rzędzie dostosować ruch pociągów.

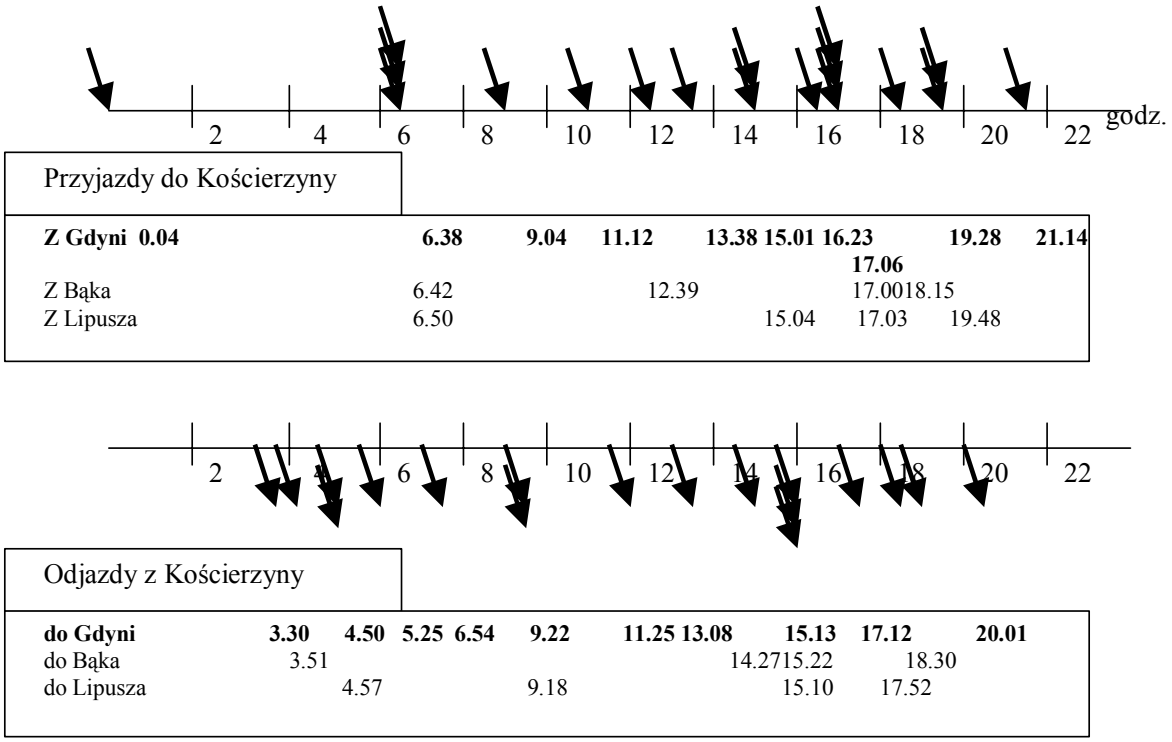
Oznacza to, że w porannym szczycie przewozowym należy zapewnić możliwość dotarcia przed godziną 8 z obszarów ciążenia do zakładów pracy i szkół w lokalnych centrach regionalnych (miasteczku, mieście powiatowym, mieście wojewódzkim), a dla załatwiania innych spraw (np. administracyjnych) przed godz. 10. W popołudniowym szczycie kierunek jest odwrotny ale czas jego realizacji powinien być bardziej rozciągnięty dla umożliwienia skorzystania z usług kulturalno – rozrywkowych i handlu po godzinach pracy — trwa więc od ok. 15 do ok. 21. Wynika z tego że regułą w ruchu regionalnym powinny dominować: wczesnoporanne kursy do miast powiatowych i wojewódzkich, a w godzinach popołudniowych odwrotnie — rysunek 4.



Rysunek 4. Schemat dominujących kierunków w ruchu regionalnym.

Przykładowe powiatowe miasto Kościerzyna jest z jednej strony celem podróży z obszaru ciążenia do Kościerzyny oraz źródłem potoku podróżnych z Kościerzyny i jej obszaru ciążenia do Gdyni i Trójmiasta. Na rys. 5 przedstawiono schemat godzin przyjazdów oraz wyjazdów w tym mieście. O ile oferta przewozów do Gdyni zachowuje dostosowanie do potrzeb oraz pewną równomierność w dobie i to na innych relacjach jakość oferty może budzić wątpliwości. Wyraźnie z niej wynika chęć wygaszenia popytu na przejazdy koleją z kierunków Lipusza i Bąka. Brak uzasadnienia dla odjazdów: o 3.51 w kierunku Bąka, o 4.57 w kierunku Lipusza, dwóch odjazdów w kierunku Bąka w odstępie godzinnym o 14.27 i 15.22. Podobnie jest z przyjazdami; komu służyć ma koncentracja przyjazdów z tych dwóch kierunków w godzinach popołudniowych, w tym aż trzy pociągi z kierunku Lipusza w odstę-

pach co 2 godziny. Jednym z technicznych argumentów za tak sporządzonym rozkładem jazdy jest najczęściej plan obiegu składów. Powstaje jednak pytanie dla kogo jest organizowany ruch, czy dla obiegu składów czy wożenia pasażerów.



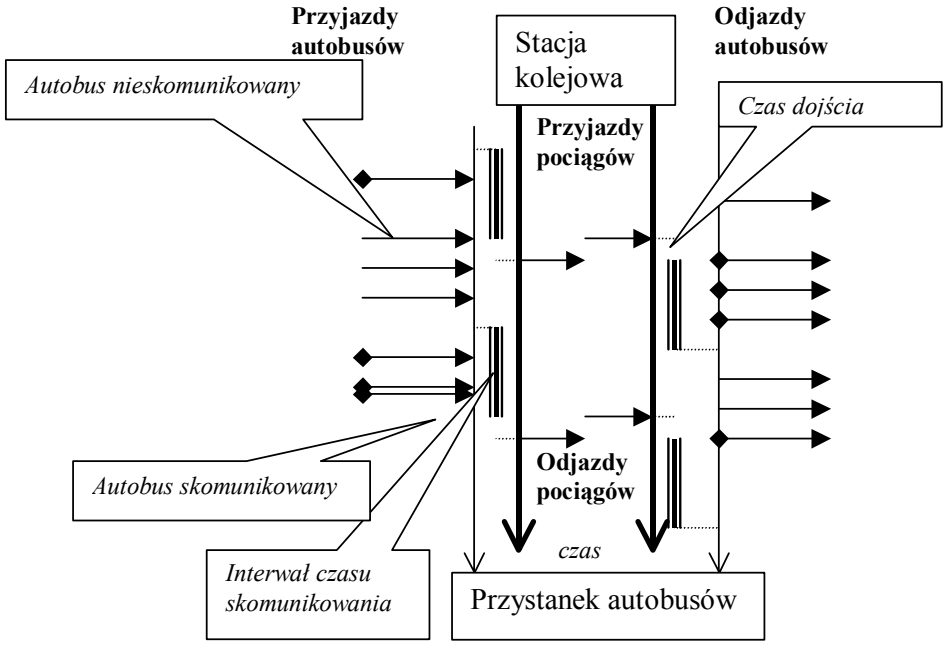
Rysunek 5. Schemat ruchu kolejowego na stacji Kościerzyna.

W efekcie takiej oferty, mieszkańcy z obszarów ciążenia: Dziemiany, Lipusz, Krasina, Olpuch, Bąk itd. są zmuszani są do korzystania z oferty autobusowej zaś z pociągów korzystają prawdopodobnie pracownicy spółek PKP korzystający z bezpłatnych biletów, co przyczynia się do powiększenia nierentowność pociągów na tych kierunkach. W wyniku takiej oferty, popyt na przejazdy kolejowe jest skutecznie wygaszany i obie linie są przewidziane do zawieszenia pasażerskiego ruchu kolejowego.

Skomunikowanie z ruchem autobusowym

Infrastrukturalne powiązanie ruchu autobusowego z kolejowym, nie jest jak już wspomniano warunkiem wystarczającym dla zwiększenia obszaru dostępności transportu szynowego. Co z tego, że przystanek autobusowy będzie zlokalizowany na placu przeddworcowym, jeżeli przyjazdy/odjazdy autobusów nie będą skoordynowane z przyjazdami/odjazdami pociągów. Pod pojęciem skoordynowania rozumie się, że interwał czasowy pomiędzy przyjazdem jednego pojazdu (autobusu lub pociągu) a odjazdem drugiego (pociągu lub autobusu) nie przekracza możliwej do zaakceptowania przez podróżnego wartości; w zasadzie nie powinien on być dłuższy niż 30 – 40 [min]. W przypadku gdy odległość pomiędzy przystankiem a stacją jest znaczna, interwał czasowy skomunikowania powinien być przesunięty o czas doj-

ścia. Na rys.6 przedstawiono schematycznie zasady integracji ruchu autobusowego i kolejowego.



Rysunek 6. Schemat integracji ruchu autobusowego z kolejowym.

Miernikiem jakości skomunikowania jest stopień integracji, który wynosi:

$$W_{a/p} = \frac{\sum_{1}^{p} n_s (I_p)i + \sum_{1}^{p} n_s (I_o)i}{N^{(p)} + N^{(o)}}$$

gdzie:

- p liczba pociągów obsługiwanych przez stację
- n_s liczba autobusów skomunikowanych (w interwale czasu skomunikowania)
- $(I_p)_i$, $(I_o)_i$ interwał czasu skomunikowania na przyjeździe lub odjeździe pociągu
- $N^{(p)}$, $N^{(o)}$ liczba wszystkich autobusów przyjeżdżających i odjeżdżających z przystanku.

Praktyczne zastosowanie określania stopnia zintegrowania przedstawiono na dwóch przykładach

Pierwszy to przykład małej stacji przelotowej Brusy na odcinku linii Kościerzyna – Chojnice, gdzie ciągu doby przejeżdża 4 pary pociągów. Przystanek autobusowy jest przed urzędem gminnym w odległości dojścia do stacji do 10 [min]. W tabl. 1 zestawiono przyjazdy i odjazdy autobusów tylko z kierunków prostopadłych do linii kolejowej (pomięto konkurencyjne trasy autobusów równoległe do linii kolejowej).

Tablica 1. *Skomunikowanie autobus/pociąg na stacji Brusy.*

autobusy			pociągi				autobusy
Przyjazdy z tras poprzecznych do toru	**Liczba autobusów skomunikowanych**	interwał czasowy	odjazdy	przyjazdy	interwał czasowy	**Liczba autobusów skomunikowanych**	Odjazdy na trasy poprzeczne do toru
05:07	**3**	5:02-5:42	5:52	5:51	6:01:6:41	**1**	05:00
05:34	**3**	5:06-5:46	05:56	05:47	5:57-6:37	**2**	05:40
05:48	**1**	9:31-10:11	10:21	10:12	10:22-11:02	**1**	05:43
05:59	**2**	13:18-13:58	14:08	14:07	14:17-14:57	**2**	06:25
06:15	**2**	15:18-15:58	16:08	15:59	16:09-16:49	**1**	07:05
06:52	**3**	15:15-15:55	16:05	16:04	16:14-16:54	**1**	07:20
07:11	**0**	17:56-18:36	18:46	18:46	18:56-19:36	**0**	07:50
07:35	**0**	18:01-18:41	18:51	18:41	18:51-19:31	**0**	08:34
07:43	**14**					**8**	09:39
07:47							10:39
08:56							12:19
09:36							12:59
10:37							13:09
13:03							13:44
13:06		Założenia:					14:35
14:12		1)Czasowy bufor dojścia - 10 [min]					14:59
14:25		2)Interwał czasu oczekiwania - 40 [min]					15:39
14:41							15:46
14:43							15:59
15:23							16:24
15:46							17:15
16:01							17:25
16:27							17:59
17:00							18:29
17:15							20:09
20:41							21:13
26	**14**	**0,54**			**0,31**	**8**	**26**
		Wskaźnik stopnia integracji		**0,39**			

Otrzymany wskaźnik stopnia integracji świadczy o braku skoordynowania ruchu autobusów z ruchem kolejowym. Wprawdzie przy wyjeździe z regionu do godz. 6. aż trzy autobusy są skomunikowane z pociągami, jednak przyjazd autobusu 3 min. po odjeździe pociągu świadczy, że i te skomunikowania mogą być przypadkowe. Potwierdzeniem są powroty do regionu w szczycie popołudniowym gdy na autobus należy oczekiwać blisko 1,5 godz.

Przykład drugi dotyczy węzłowej stacji Kościerzyna, która — jak wykazano wyżej — jest pozbawiona infrastruktury integracyjnej. Na stacji tej jest odprawianych 18 par pociągów na dobę(w tym 10 do Trójmiasta jako głównego centrum województwa) zaś dworzec autobusowy obsługuje łącznie 298 kursów autobusowych (przyjeżdżających i odjeżdżających). W tabl. 2 przedstawiono skomunikowanie ruchu autobusowego z kolejowym przy uwzględnieniu 20 minutowego przejścia z dworca autobusowego do kolejowego i przy przyjęciu 40 min. interwału czasowego na sko-

munikowanie. Ogólny wskaźnik stopnia zintegrowania wynoszący 0,32 oznacza, że duży ruch autobusowy obsługującego region — na rys. 6 przedstawiono natężenie ruchu autobusowego na dworcu autobusowym w Kościerzynie — jest ukierunkowanie wyłącznie na dojazd do miasta a nie na umożliwienie dalszego wyjazdu do Trójmiasta transportem kolejowym. Przy takim zintegrowaniu mieszkańcy regionu zmuszeni są do korzystania z przejazdów autobusowych również i na kierunkach poza regionalnych.

Tablica 2. *Skomunikowanie autobus/pociąg na stacji Kościerzyna.*

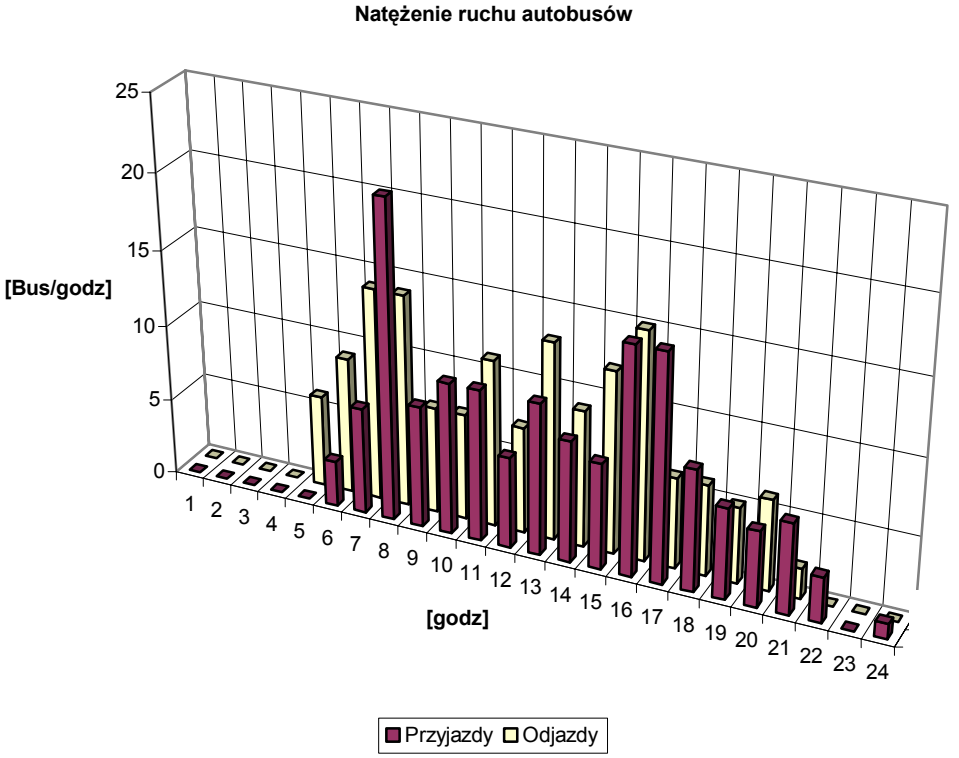
Liczba autobusów skomunikowanych (na ogólną liczbę 149)	interwał czasowy	Pociągi w/z kierunku Gdyni odjazdy		przyjazdy	interwał czasowy	Liczba autobusów skomunikowanych (na ogólną liczbę 149)
0	2:10-3:10	03:30		00:04		**0**
0	3:50-4:30	04:50		06:38	6:58-7:38	**10**
1	4:25-5:05	05:25		09:04	9:24-10:04	**4**
6	5:54-6:34	06:54		11:12	11:32-12:12	**6**
7	8:22-9:02	09:22		13:38	13:58-14:38	**11**
5	10:25-11:05	11:25		15:01	15:21-16:01	**9**
8	12:08-12:48	13:08		16:23	16:43-17:23	**7**
5	14:13-14:53	15:13		17:06	17:26-18:06	**2**
12	16:12-16:52	17:12		19:28	19:48-20:28	**0**
4	19:01-19:41	20:01		21:14	21:34-22:14	**0**
48	**0,32**		**0,32**		**0,32**	**49**

Zwraca uwagę najwięcej autobusów jest skomunikowanych z porannymi pociągami z kierunku Gdyni, oraz popołudniowymi do Gdyni tak jakby mieszkańcy Trójmiasta jeździ do pracy w tych regionach, a nie mieszkańcy powiatu Kościerskiego do Trójmiasta i tak: z dwoma porannymi pociągami do Gdyni jest skomunikowanych jest tylko 7 autobusów, podczas gdy tylko z jednym rannym pociągiem z Gdyni aż 10 autobusów. Podobnie jest popołudniu w godz. 15 – 20, aż 21 autobusów ma skomunikowanie z 3 pociągami do Gdyni, podczas gdy 4 pociągi z Gdyni mają skomunikowanie z 18 autobusami, z tym, że dwa wieczorne pociągi z Gdyni nie są w ogóle skomunikowane z autobusami.

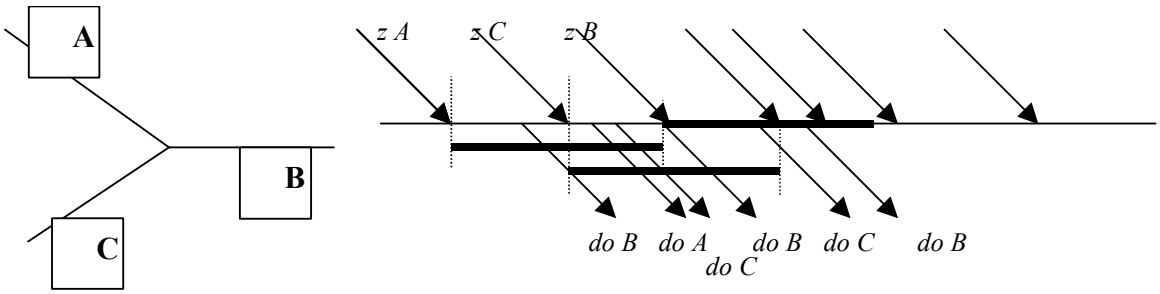
Skomunikowanie na stacjach węzłowych

Dowóz pasażerów do stacji węzłowej ma zawsze dwa cele: jeden zaspokojenie potrzeb przewozowych w zakresie dostania się do tego miasta, oraz drugi zapewnić pasażerom dalszą podróż do innych miejscowości. Do realizacji drugiego celu służy integracja ruchu kolejowego prowadzonego na liniach zbiegających się w danym węźle, co przedstawiono na rys. 8. Na przykładowej stacji węzłowej trzykierunkowej w przyjętym interwale czasu (gruba linia) pociąg z A ma skomunikowanie z dwoma

pozostałymi kierunkami, B i C (nie uwzględnia się powrotu do A), podobnie jak pociąg z C (do A i do B), natomiast pociąg z B ma tylko skomunikowanie z C.



Rysunek 7. Natężenie ruchu autobusowego na dworcu autobusowym w Kościerzynie.



Rysunek 8. Schemat integracji ruchu kolejowego (skomunikowania pociągów).

Sposób wyznaczenia wskaźnika skomunikowania polega na zliczeniu możliwych do wykonania przesiadek w przyjętym interwale czasu dla wszystkich pociągów przyjeżdżających (a więc 2+2+1....) i podzieleniu przez maksymalną liczbę skomunikowań: Np(ki-1), gdzie Np. — liczba pociągów przyjeżdżających, ki – liczba kierunków. Przy pełnym skomunikowaniu wartość wskaźnika wynosi 1,0. Wskaźnik osiąga wartość 0 tylko w przypadku gdy wszystkie pociągi kończą bieg na stacji i żaden z nich nie posiada skomunikowania. W praktyce natomiast minimalna wartość zależy od liczby pociągów przelotowych. Przy wartościach rzędu 0,4 i mniejszych można już mówić o braku skomunikowania na węźle.

Przyjęte założenia pozwalają więc na parametryczne określanie jakości oferty przewozowej pod kątem skomunikowania ruchu kolejowego. Dla przedstawionego na rys 5 ruchu na stacji Kościerzyna wskaźnik skomunikowania, przy przyjętym in-

terwale czasu na przesiadkę 40' wynosi 0,33 (tylko 12 skomunikowań na maksymalnie 36), co stanowi bardzo niska wartość stopnia integracji.

Należy zwrócić uwagę, że analizując ruch regionalny, można również z rozpatrywać skomunikowania na poszczególnych relacjach, np. obszaru ciążenia Kościerzyny w kierunku Trójmiasta (przez Gdynię). Wówczas ten cząstkowy wskaźnik wynosi dla wyjazdów w kierunku Gdyni 0,87 (na osiem pociągów z regionu tylko jeden nie jest skomunikowany z pociągiem do Gdyni), zaś dla wyjazdów w kierunku regionu 0,625 (na osiem pociągów do regionu pięć jest skomunikowanych z pociągami z Gdyni). Przy analizie cząstkowej należy zachować ostrożność w formułowaniu wniosków, ponieważ np. przy jednym pociągu na każdej z tych relacji, można uzyskać maksymalny wskaźnik 1,0. Innym zagadnieniem jest czy przykładowe cztery pociągi regionalne na linii to duża czy mało. Odpowiedzi na to pytanie dostarczyć może określenie potencjalnego potoku pasażerów o czym była mowa wyżej[1].

Pozostałe parametry oferty przewozowej

Z pozostałych technicznych parametrów, warto zwrócić jeszcze uwagę na trzy: cykliczność, uproszczone systemy sterowania ruchem oraz wygoda i komfort podróżowania.

Pod pojęciem cykliczności rozumie się powtarzalność minut odjazdów lub przyjazdów pociągów w przyjętym cyklu (godzinnym lub dwugodzinnym). Wprawdzie tą cechę musi posiadać przede wszystkim kolejowy ruch aglomeracyjny, jednak tam cykl jest znacznie krótszy (3', 5', 10', 15', 20' i 30') stanowiąc podzielnik 60 minut. W ruchu regionalnym powtarzalność czasu odjazdu jest przyjazna pasażerom i zachęca do korzystania z takiego przejazdu, który nie wymaga zapamiętywania rozkładu jazdy. Zastosowanie cyklicznego rozkładu jazdy możliwe jest na liniach regionalnych na których uruchomiono co najmniej 8 tras pociągowych (częstotliwość co 2 godz.). Z przedstawianych przykładów tylko na linii Kościerzyna – Gdynia celowe byłoby wprowadzenie cykliczny ruchu – w porannym i popołudniowym szczycie co 1 godz., a pomiędzy nimi i wieczorem co 2 godz. Taki rozkład był w swoim czasie wdrożony ale przy zmianie rozkładu jazdy odstąpiono od niego.

Uproszczone systemy sterowania ruchem stwarzają możliwość znacznej redukcji zatrudnienia przy obsłudze ruchu pociągów bez zmniejszenia bezpieczeństwa ru-

[1] Wprawdzie wyznaczanie potencjalnego potoku pasażerów nie jest przedmiotem niniejszego referatu, na marginesie można podać, że oszacowując aktualny potok pasażerów na równoległych do linii kolejowej trasach autobusowych określono go na ok. po 600 osób w kierunku Kościerzyny i Chojnic w ciągu doby. Dobra oferta kolejowa mogłaby przejąć co najmniej połowę z niego tj. 250 – 300 osób w dobie. Obecna zapełnienie czterech pociągów na trasie Kościerzyna – Chojnice szacowane jest po średnio 30 – 50 osób na pociąg. Łącznie można by więc oczekiwać potoku rzędu 400 osób na dobę w obu kierunkach. Przy zapełnieniu autobusu szynowego 50 osobami, można by uruchomić ok. 8 tras pociągowych.

chu. To jest kierunek w jakim powinno poszukiwać się zmniejszania kosztów eksploatacji.

Ostatni czynnik — komfort i wygoda jazdy — także w istotny sposób wpływa na jakość oferty przewozowej, decydującej o wyborze kolei jako środka przewozu. Wprowadzanie autobusów szynowych może przyczynić się do wzrostu zainteresowania przejazdami kolejowymi.

Wnioski

Prowadzone w Katedrze Inżynierii Kolejowej badania nad ruchem regionalnym w Woj. Pomorskim i dolnośląskim jednoznacznie wskazują, że trudności finansowe kolejowego ruchu regionalnego to nie tylko wynik braku systematycznego dofinansowywania tych przewozów przez budżet państwa, ale także braku ze strony kolei oferty przewozowej możliwej do zaakceptowania przez potencjalnych podróżnych oraz organizacji tych przewozów taborem drogim w eksploatacji niedostosowanym do tego rodzaju przewozów. O efektywności przewozów regionalnych charakteryzujących się stosunkowo łatwym do określenia potokiem pasażerów, decydować będzie w pierwszej kolejności dobra przyjazna pasażerom, oferta przewozowa, kompleksowo uwzględniająca takie czynniki jak:

- dostosowanie rozkładu jazdy do potencjalnego potoku pasażerów,
- zintegrowanie ruchu autobusów z ruchem pociągów w miejscowościach gdzie występują przystanki obu rodzajów ruchu,
- zintegrowanie ruchu pociągów na stacjach węzłowych umożliwiając przesiadki podróżnych,
- cykliczność ruchu pociągów,
- dostosowanie taboru do warunków eksploatacyjnych w ruchu regionalnym (lekkie pociągi lub autobusy szynowe),
- zapewnienie bezpieczeństwa i wygody podróżnym w czasie przejazdu.

Jakiekolwiek wyrywkowe działanie jak np. zastępowanie pociągów regionalnych autobusami szynowymi bez równoczesnej poprawy stopnia integracji, skomunikowania i innych przedstawionych w referacie parametrów, nie przyczyni się do usprawnienia ruchu regionalnego. Stąd też bardzo istotna rola samorządów regionalnych, które dysponując funduszami mogą oszacowywać potencjalne potrzeby przewozowe, określać środki transportu jakimi powinny być one realizowane i stawiać określone wymagania przewoźnikom. W interesie samorządów leży posiadanie sprawnego systemu transportowego, który stanowi podstawowy warunek rozwoju. Tam gdzie jeszcze istnieje sieć kolejowa powinno dążyć się do jej maksymalnego wykorzystania z uwagi na proekologiczny charakter powozów kolejowych. Każde zmniejszenie liczby autobusów na drogach, to poprawa bezpieczeństwa ruchu na nich, natomiast każdy zlikwidowany pociąg to co najmniej kilka autobusów więcej na drodze.

Bożysław Bogdaniuk, Maria Bałuch, Włodzimierz Czyczuła
Zespół opracowujący materiał do Raportu Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN

Stan nauki w dziedzinie dróg kolejowych — diagnoza i rozwój

XII Konferencja Naukowa „Drogi Kolejowe" jest spotkaniem specjalistów z dziedziny dróg kolejowych, które odbywa się w kolejnym roku restrukturyzacji polskiego kolejnictwa, gdy w miejsce zwartego przedsiębiorstwa transportowego działa szereg spółek prawa handlowego o różnym zakresie odpowiedzialności za organizację transportu szynowego. Kierujące się doraźnymi celami, a przede wszystkim zyskiem, nie zawsze widzą możliwości i celowość wykorzystywania w bieżącej pracy efektów prac badawczych polskich placówek naukowych, a także partycypowania w pracach naukowo-badawczych. Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej Polskiej Akademii Nauk opracował w 2002 r raport o stanie nauki w dziedzinie inżynierii lądowej i wodnej. Ponieważ raport ten przedstawiający w syntetycznej formie dorobek polskich naukowców na tle osiągnięć europejskich nie jest powszechnie znany wśród inżynierów dróg kolejowych, dzisiejsza konferencja jest okazją do prezentacji tych jego fragmentów, które są domeną naszej codziennej działalności technicznej.

Drogi kolejowe (zwane także szynowymi lub żelaznymi) są najmłodszą dziedziną naukową w inżynierii lądowej. Jako obszar działalności technicznej pojawiły się w połowie XIX w i z uwagi na specyfikę prowadzenia po niej ruchu — powiązania kół pojazdów z prowadzącą ich szyną — przyczyniły się do równoczesnego rozwoju takich dziedzin jak sterowanie ruchem (automatyka), łączność, energetyka a także transport. Przez koniec XIX w. i pierwszą połowę XX w. transport kolejowy był istotnym czynnikiem stymulującym rozwój gospodarczy. W tym też okresie rozpoczyna się tworzenie naukowej specjalności, której przedmiotem było badanie, identyfikacja i opisywanie zjawisk występujących w procesie budowy i użytkowaniu dróg kolejowych. Już wówczas Polacy wnieśli do niej istotny wkład; takie nazwiska jak Wasiutyński (badania konstrukcji nawierzchni w latach 20.) czy Huber (teoria stateczności toru bezstykowego w lata 30.) mają trwałe miejsce w naukowej dziedzinie dróg kolejowych.

Ostatnie 50 lat dróg kolejowych to początkowo okres regresu spowodowanego dynamicznym rozwojem w okresie powojennym transportu drogowego trwający do połowy lat 60. XX wieku. W tym czasie w krajach o wysokim poziomie rozwoju społecznego i gospodarczego doceniono specyficzne cechy transportu kolejowego (szynowego) oraz jego proekologiczny charakter i zadecydowano o konieczności rozwoju dróg kolejowych jako podstawowego szkieletu systemu transportowego. Są to drogi kolejowe nowej generacji, których konstrukcja i stan utrzymania umożliwia prowadzenie przewozów pasażerskich z dużymi prędkościami (ponad 300 km/h)

a w przewozach towarów, pociągów o dużych masach i dużym natężeniu ruchu. Rozwój techniki w drogach kolejowych był możliwy dzięki wyprzedzającym pracom badawczym, których wyniki dały podstawy do określenia warunków jakie spełniać muszą nowoczesne drogi kolejowe łączące konstrukcję z systemami diagnozowania i napraw.

Dziś na świecie drogi kolejowe są w fazie dynamicznego rozwoju, obejmując zarówno budowę nowych linii kolejowych do dużych prędkości (tylko w Europie: Francja, Niemcy, Włochy, Hiszpania, Anglia itd.), modernizację i przebudowę istniejącej sieci linii kolejowych a także budowę układów dróg szynowych dla obsługi rozwijających się aglomeracji miejskich (nowoczesny tramwaj, metro, szynowy transport niekonwencjonalny). Te przemiany spowodowały, że w naukowej dziedzinie dróg kolejowych wykształciły się następujące zasadnicze działy: modernizacja układów torowych, konstrukcja nawierzchni kolejowej i podtorza, diagnostyka i utrzymanie nawierzchni i podtorza.

W Polsce, rozwój dróg kolejowych przebiegał do lat 90. podobnie jak w innych krajach europejskich. Do znaczących osiągnięć technicznych tego okresu zaliczyć można: wprowadzenie nawierzchni ciężkiej z szyn UIC 60, budowę Centralnej Magistrali Kolejowej przystosowanej do prędkości 250 km/h, wprowadzanie nowoczesnych metod diagnostycznych (jak np. drezyny pomiarowe, defektoskopia, elektroniczne systemy pomiaru nierówności toków szynowych itd.), wprowadzenie do technologii utrzymania wysokowydajnych maszyn torowych. Jednak wraz z przemianami systemu gospodarczego kraju w latach 90. oraz zmianami strukturalnymi PKP, nastąpiło, przeciwnie niż w krajach zachodnich, zahamowanie trendu rozwojowego dróg kolejowych i ograniczenie się głównie do modernizacji linii tranzytowych. Wystąpiło zjawisko zamykania linii kolejowych, (podobnie jak na zachodzie Europy w latach 60, z tym, że wiele z tych zamkniętych linii podlega dziś powtórnej rewitalizacji), ograniczenia nakładów na utrzymanie, naprawy i wymianę elementów nawierzchni, nawet tych które osiągnęły kres życia technicznego, co prowadzi nie tylko do przerzucania przewozów dokonywanych przez transport kolejowy na transport drogowy ale także do dekapitalizacji dróg kolejowych, sprowadza zagrożenie bezpieczeństwa ruchu oraz wzrostu zagrożenia ekologicznego.

To załamanie transportu kolejowego nie pozostało bez wpływu na naukową dziedzinę dróg kolejowych. Zerwane zostały więzy pomiędzy ośrodkami naukowymi a administracją dróg kolejowych przejawiające się nie tylko stosunkowo licznymi pracami badawczymi ale także w postaci doradczych zespołów konsultacyjnych. Od połowy lat 90. następuje coraz wyraźniejszy zastój w rozwoju badań oraz liczbie doktoratów i habilitacji, mimo osiągniętego wcześniej, liczącego się nie tylko w kraju, wysokiego poziomu naukowego.

W chwili obecnej, potencjał badawczy w dziedzinie dróg kolejowych tworzą:

- instytut resortowy Min. Infrastruktury: Centrum Naukowo Badawcze Kolejnictwa z kadrą: 1 prof., 1 dr hab. i 2 dr, (w 1999 r CNTK został wyłączony ze struktur PKP S.A.),

- zakłady i katedry ze specjalnością dróg kolejowych istniejące na 5 Politechnikach[1] z kadrą obejmującą łącznie: 2 prof., 5 dr hab. i 11 dr ,
- pojedyncze osoby w jednostkach uczelnianych[2], łącznie: 1 prof., 2 dr hab. i 4 dr .

Prowadzone dziś przez te jednostki prace badawcze są realizowane głównie jako badania własne lub granty finansowane przez KBN. Tych kilka lat zastoju stwarza wprawdzie realne zagrożenie na przyszłość, jednak w chwili obecnej nie umniejsza znaczącego dorobku naukowego jaki został wypracowany w latach minionych. Wykorzystanie go przez administrację dróg kolejowych może być jeszcze realnie przydatny przy wyprowadzaniu polskich dróg kolejowych z zapaści ostatnich lat.

Drogi kolejowe w Polsce tworzą: krajowa sieć linii kolejowych o różnych szerokościach toru, metro oraz lokalne sieci tramwajowe w dużych miastach. Jednak decydujące dla transportu szynowego znaczenie mają linie kolejowe, których sieć wymaga dostosowania do aktualnych oraz przyszłych potrzeb przewozowych, zdeterminowanych międzynarodowymi przewozami tranzytowymi, połączeniami głównych krajowych ośrodków cywilizacyjnych, powiązania regionów z ich naturalnymi stolicami oraz obsługę dużych aglomeracji miejskich poprzez węzły integracyjne z innymi rodzajami transportu. Wprawdzie organizacja przewozów to problematyka dyscypliny transport, jednak struktura funkcjonalna sieci linii kolejowych powinna znaleźć swe odzwierciedlenie tak w konstrukcyjnych standardach technicznych, jak i układach torowych poszczególnych linii i węzłów. Tylko w Polsce problematyka modernizacji dróg kolejowych, uważana za domenę inżynierskiej praktyki projektowej, wsparta została znaczącymi pracami naukowymi z optymalizacji geometrii układów torowych, rozwiązywania torowych układów warstwowych czy określaniu podatności modernizacyjnej przy zastosowaniu metod matematycznych i komputerowego wspomagania procesu analiz i projektowania. Do unikalnych badań w skali światowej należy próba zastosowania algorytmów genetycznych do optymalizacji istniejących układów torowych przy odejściu od klasycznego rozróżniania geometrii toru jako układu: prosta – krzywa przejściowa – łuk zastępując go optymalną ciągłą krzywizną toru.

Przejmowanie części linii kolejowych przez samorządy lokalne, zapotrzebowanie na ekologiczne środki transportu szynowego w aglomeracjach miejskich, konieczność modernizacji istniejących układów torowych to nowe wezwania dla analiz i badań naukowych.

Obciążenia konstrukcji drogi kolejowej nie są jeszcze nadal wystarczająco dobrze rozpoznane i opisane. Powszechnie przyjęta klasyfikacja uogólnionych obciążeń daje wprawdzie możliwość analizy wszelkich istotnych oddziaływań, co nie znaczy, że wszystkie czynniki są dostatecznie dobrze opisane. Wkład nauki polskiej w rozwój wiedzy z tego zakresu jest istotny. Znaczące są polskie osiągnięcia w zakresie opisu naprężeń resztkowych w szynach, obciążeń, powstających w konstrukcji w trakcie budowy i naprawy głównej nawierzchni, a także opisu naprężeń termicznych w szy-

[1] Politechniki: Krakowska, Śląska, Wrocławska, Poznańska i Gdańska.

[2] W takich uczelniach jak: WAT oraz Politechnikach: Warszawskiej, Szczecińskiej, Radomskiej.

nach. Na uwagę zasługuje także wkład nauki polskiej w opis nierównomierności oddziaływań pionowych z uwagi na stan toru i podłoża. W odniesieniu do poziomych oddziaływań użytkowych oraz naprężeń własnych i powstających w materiałach sypkich podczas budowy i w trakcie eksploatacji należy stwierdzić, że zagadnienia te są nadal bardzo słabo rozpoznane. Prace polskie z zakresu oddziaływań poprzecznych, prowadzone głównie przez specjalistów w dziedzinie pojazdów szynowych, pozwalają jedynie na oszacowanie ich z błędem 20 – 50 %. Natomiast zjawiska reologiczne, np. wibracja i wibrorelaksacja naprężeń w ośrodkach sypkich, co ma istotny wpływ na stan uogólnionych obciążeń drogi kolejowej, są praktycznie nierozpoznane.

Podstawową metodą analizy pracy konstrukcji, stosowaną obecnie i w sposób ciągły rozwijaną, jest MES. Rozwijane są także, zwłaszcza w Polsce, metody opierające się na podejściu różniczkowym. Osiągnięcia polskie w tym zakresie są istotne. Metody elementów skończonych zastosowano w procesie projektowania konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowej na stacji Warszawa Centralna. Metodę tę zastosowano także do analizy sprężysto – plastycznej pracy konstrukcji, a także w oryginalnym modelu do analizy obciążeń termicznych rozjazdów i grup rozjazdów. Podejście różniczkowe zostało w istotny sposób rozwinięte w odniesieniu do analizy pracy toru bezstykowego, zwłaszcza analizy zagadnień stateczności.

Rozwój modeli reologicznych, opierających się na podejściu różniczkowym jest obecnie i w najbliższej perspektywie utrudniony. Wynika to z konieczności wyznaczenia empirycznego stałych w równaniach stanu, a badania takie są żmudne i długotrwałe. Dlatego też — podobnie jak w wielu innych krajach — celowy jest obecnie rozwój metod analizy konstrukcji bezpodsypkowych oraz innych wzmocnień konstrukcji, jak np. rozwój konstrukcji z zastosowaniem podkładów stalowych typu Y, zwiększających stabilność położenia toru w płaszczyźnie poziomej. Także konstrukcje rozjazdów wymagają dalszego doskonalenia, tym bardziej, że dotychczasowe osiągnięcia polskie w tym zakresie są znaczące.

Modele współdziałania układu pojazd – tor są głównie rozwijane przez specjalistów w dziedzinie pojazdów szynowych, tym nie mniej jednak również i w inżynierii lądowej są one przedmiotem analiz. Prace badawcze prowadzone w CNTK doprowadziły bowiem do optymalizacji układu geometrycznego krzyżownicy rozjazdu, a ostatnie prace pozwoliły na określenie mniej restrykcyjnych dopuszczalnych zużyć szyn, zwłaszcza bocznych.

Rozwój badań w zakresie konstrukcji drogi kolejowej oraz jej obciążeń powinien koncentrować się na następujących zagadnieniach:

- doskonalenie opisu zjawisk reologicznych, zachodzących w materiałach sypkich w nawierzchni kolejowej i podtorzu;
- doskonalenie konstrukcji drogi szynowej z uwagi na minimalizację kosztów utrzymania,
- optymalizacja dopuszczalnych odchyłek geometrycznych drogi kolejowej, w tym zużycia szyn i złączek.

Szczególnie znaczące były prace naukowe w zakresie utrzymania dróg kolejowych, które jeszcze przed kilkoma latami mogły być wzorcowe dla wielu zagranicznych zarządów kolejowych. Dotyczy to zwłaszcza dwóch obszarów prac badawczych: diagnozowania stanu nawierzchni i podtorza oraz komputerowego wspomagania decyzji utrzymania nawierzchni. W Polsce po raz pierwszy w świecie sformułowano naukowe podstawy diagnostyki nawierzchni kolejowej. Książka H. Bałucha poświęcona tej problematyce została przetłumaczona zagranicą. Zapoczątkowane prace nad diagnostyką były rozwijane i ukoronowaniem ich było sformułowanie na początku lat 90. koncepcji „zintegrowanego systemu diagnostyki nawierzchni" wraz z 10. letnim programem wdrożenia, który zapewniał nie tylko poprawę bezpieczeństwa ruchu ale także znaczące zmniejszenie zapotrzebowania na naprawy nawierzchni. W trakcie tych prac powstały w kraju, unikalne wyspecjalizowane systemy doradcze dostosowane do rzeczywistych potrzeb ich użytkowników oraz realiów skomputeryzowania dróg kolejowych. Obrany kierunek był odpowiedzią na tendencje tworzenia dużych systemów działających w oparciu o bazy danych, których założenie i następnie uaktualnianie wymagało nakładów niewspółmiernych do uzyskiwanych efektów. Kilka z tych systemów zostało z powodzeniem wdrożonych w praktyce. Jednak zaniechanie finansowania tych prac doprowadziło do przerwania prac badawczych umożliwiających opracowanie dalszych. Można się spodziewać, że podobnie jak w innych działach gospodarczych, administracja kolejowa zarządzająca drogami kolejowymi zafunduje sobie modny duży system tzw. zintegrowanego zarządzania, którego koszt będzie porównywalny z nakładami na kontynuowanie własnych prac badawczych i programowych, zaś efekty niewspółmiernie mniejsze od systemów dostosowanych do krajowych realiów użytkowania dróg kolejowych.

Rozwój badań w zakresie utrzymania dróg kolejowych powinien się więc skoncentrować na:

- kontynuowaniu badań na potrzeby zintegrowanego systemu diagnostycznego,
- badaniach degradacji nawierzchni i wpływie na nią nie tylko warunków eksploatacyjnych ale także rodzaju i terminu przeprowadzanych napraw,
- kontynuowaniu opracowywania monotematycznych eksperckich systemów doradczych.

Ostatnim obszarem badań w drogach kolejowych jest podjęcie prac nad przystosowaniem istniejącej infrastruktury szynowej do wprowadzenia lekkich i superlekkich pojazdów szynowych, z wieloma osiami napędowymi oraz hamulcami magnetycznymi (krótkie okresy przyspieszenia i krótkie drogi hamowania) oraz systemów kolejowo - tramwajowych, obsługiwanych przez pojazdy, przystosowane do ruchu po torach obydwu typów. Jest to zagadnienie nowe, które pojawiło się w Europie w ostatnich latach. Wprawdzie w Polsce nie podjęto jeszcze praktycznych prac inżynierskich to wyniki prac badawczych przeprowadzonych w tym zakresie są znaczące. Wykonane już badania modeli pojazdów kolejowo – tramwajowych w skali 1:1 wraz z analizą techniczno – ekonomiczną pozwoliły na sformułowanie zasad i możliwości wprowadzenia systemów kolejowo – tramwajowych w kilku aglomeracjach

polskich, zaś podstawowe prace analityczne, dotyczące technologii przewozów z zastosowaniem superlekkich pojazdów szynowych wraz z niekonwencjonalnymi metodami sterowania przeznaczonymi dla linii kolejowych o małych i bardzo małych potokach pasażerskich wymagają uzupełnienia określeniem przystosowania do nich dróg kolejowych w zakresie konstrukcji nawierzchni i jej utrzymania. Dalsze prace badawcze powinny się więc koncentrować na:

- pilotażowym wdrożeniu i przeprowadzeniu wszechstronnych techniczno – ekonomicznych badań systemu kolejowo – tramwajowego w jednej z aglomeracji polskich
- wykonaniu badań uzupełniających przy pilotażowym wdrożeniu technologii przewozów pasażerów z zastosowaniem superlekkich pojazdów szynowych.

Reasumując, w dziedzinie dróg kolejowych poziom wiedzy naukowej nie odbiega poziomem od krajów zachodniej Europy. Przy przystosowywaniu dróg kolejowych do standardów określanych przez Unię Europejską można w dużej mierze korzystać z już osiągniętych wyników krajowych badań, mimo wyraźnego zahamowania w ostatnich latach prac badawczych. Istotną jednak rolę odegra w tym stosunek zarządców polskich dróg kolejowych (szynowych) do naukowego wsparcia procesów decyzyjnych jakiego udzielić im mogą nieliczne już ośrodki naukowe. Czy potrafią oni obok rozwiązywania doraźnych problemów eksploatacyjnych, zdobyć się na podjęcie działań, których efekty będą odczuwalne za kilka lat, czy potrafią podjąć przemyślaną, celową i długookresową politykę badań naukowych przy wykorzystaniu w pełni istniejącego jeszcze potencjału naukowego, techniczny i intelektualny w polskich uczelniach i ośrodkach badawczych.

Laura Černiauskaite, Kazys Sakalauskas, Julius Christauskas
Wileński Uniwersytet Techniczny Giedymina

Problemy modernizacji infrastruktury na trasie IX Korytarza Międzynarodowego na Litwie

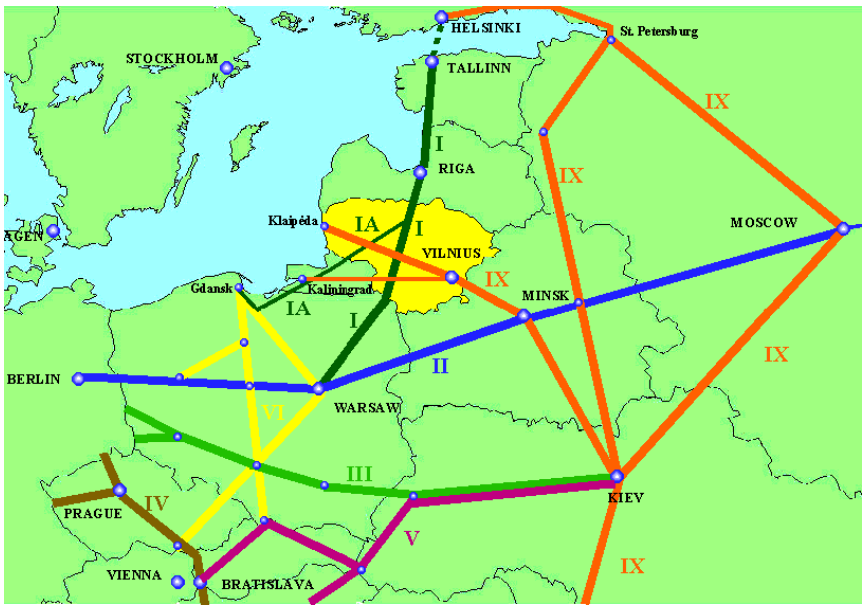
Wprowadzenie

Litwa posiada stosunkowo dobrze rozwinięty system transportu, korzystne położenie geopolityczne. Od samego początku odzyskania niepodległości spółka kolei Litwy mając na uwadze ważność integracji z siecią transportową Europy starała się odnowić stosunki z międzynarodowymi organizacjami kolejowymi oraz nawiązać robocze kontakty z kolejami krajów Europy Zachodniej i Wschodniej. Już w czerwcu 1992 r. koleje Litwy przystąpiły do członkostwa w międzynarodowej organizacji współpracy kolei (OSŻD) oraz odnowiły swoje członkostwo w Międzynarodowym Związku Kolei (UIC). Od tej pory spółce kolei Litwy otworzyły się drzwi międzynarodowych instytucji finansowych oraz innych funduszy.

Integracja do sieci transportowej Europy oraz do rynku usług tranzytowych jako główny cel kolei Litwy została zatwierdzona postanowieniem Rządu Litwy w roku 1994 w Narodowym programie rozwoju transportu do roku 2010. Duże znaczenie dla tego celu miało w tym samym roku postanowienie Ministrów transportu Europy o rozwoju dziewięciu priorytetowych transportowych korytarzy w Europie Wschodniej.

Dwa międzynarodowe korytarze przecinają Litwę: I (Helsinki–Tallin–Riga-Kaunas–Warszawa) oraz IX B,D (Kijev–Minsk–Vilnius–Klaipėda z odgałęzieniem Kaišiadorys–Kaunas–Kaliningrad). Sieć transportowych korytarzy jest przedstawiona na rys.1 [1].

Obecnie sektor transportu kolejowego Litwy jak i wielu innych państw Europy Wschodniej pod względem technicznym, ekonomicznym, technologicznym oraz organizacyjnym znacznie ustępuje od współczesnych, nowoczesnych oraz efektywnie współpracujących między sobą systemów transportu kolejowego Europy Zachodniej i Północnej. Przy integracji kolei żelaznej Litwy z systemem transportu kolejowego Europy niezbędnym warunkiem są radykalne zmiany w kolei Litwy w szczególności dostosowanie infrastruktury kolei do poziomu technicznego kolei państw UE.



Rysunek 1. Sieć międzynarodowych korytarzy transportowych

Główny cel sektora transportu kolejowego Litwy to integracja do sieci kolejowej całej Europy oraz do rynku usług transportowych. Niezbędnym warunkiem dla osiągnięcia tego celu jest powiększenie szybkości jazdy pociągów na głównych liniach kolejowych Litwy do 160 km/h. Równolegle należy dążyć aby dostosować poziom techniczny obecnej infrastruktury linii kolejowych do standardów i poziomu technicznego infrastruktury sieci kolejowej UE, zabezpieczyć należyte współdziałanie z infrastrukturą transportu kontynentalnej Europy udzielając usługi wysokiej jakości dla przewoźników oraz podróżujących tym samym pobudzając wzrost tranzytu przez terytorium Litwy.

Bardziej rygorystyczne wymagania są stosowane przy modernizacji linii kolejowych które są z inicjatywy Komisji UE włączone do programu TINA (Transport Infrastructure Needs Assesment). Celem programu TINA jest zbadać potrzeby ulepszenia infrastruktury w krajach Środkowej i Wschodniej Europy, kandydujących do UE, identyfikować projekty wspólnych interesów które pozwolą rozwinąć multimodalną sieć transportową pomiędzy krajami UE i krajami kandydującymi do UE oraz przewidzieć możliwości finansowania tych projektów. Do programu TINA są włączone również I i IX międzynarodowe korytarze przecinające Litwę. Na podstawie wymagań TINA przy modernizacji głównych linii kolejowych należy stosować się do dyrektywy 96/48/EB dotyczącej wymagań harmonijnego współdziałania systemu transeuropejskiej kolei żelaznej dużej prędkości. Według tej dyrektywy należy zapewnić w całości zgodność charakterystyk infrastruktury kolejowej i taboru w całej sieci transportu transeuropejskiego (TEN–Tr).

Przy dostosowaniu sieci kolejowej Litwy (odgałęzienia międzynarodowego korytarza kolejowego IX B,D, przecinające terytorium Litwy) do systemu transportowego UE należy parametry elementów infrastruktury uzgodnić z wymaganiami porozumień międzynarodowych. Na początku należy w trybie przyśpieszonym dostosować elementy konstrukcji kolei żelaznej oraz jej parametry geometryczne z

wymaganiami sieci transportowej Europy. Bardzo ważnym wskaźnikiem w tym procesie jest poziom techniczny infrastruktury kolei żelaznej.

Wymagania standardów UE dotyczące planu linii kolejowej zalecają minimalne promienie łuku kołowego 1500 m, przechyłkę na łuku (h, mm) 150 mm, długość krzywych przejściowych 1,5 h m, przy maksymalnej szybkości ruchu 160 km/h [2].

Zaleca się układać tylko termicznie hartowane szyny pierwszej klasy typu R 65 lub UIC 60, spawane fabrycznie w szyny długości 800 m. Normy oraz granice pochyłości szyny w podkładce 1:20 stosując do przytwierdzenia zaciski sprężyste (są dozwolone tymczasowo przyciski sztywne typu KB). Typy podkładów są zalecane żelbetowe układane na prostej co 0,6 m i co 0,55 m na krzywej albo drewniane układane na prostej co 0,543 m i na krzywej co 0,5 m. Zalecana grubość pryzmy podsypki tłuczniowej jednowarstwowej 35–40 cm. Gdy konstrukcja pryzmy jest dwuwarstwowa to warstwa dolna z piasku ma być grubości 20 cm, a warstwa górna z tłucznia 35 cm. Zalecana szerokość ramienia pryzmy 40 cm i pochyłość skarp 1:1,5. Rozjazdy uwzględniając typ szyny nie niższy jak R 65 (UIC 60) muszą być termicznie hartowane, a ich skos powinien wynosić ≥ 1/11. Zalecana konstrukcja rozjazdu: giętkie zwrotnice oraz krzyżownica z ruchomym dziobem, podkłady w rozjazdach drewniane lub żelbetowe.

Na szlakach linii dwutorowych szerokość górnej części torowiska zalecana 11,7 m, a pochyłość skarp 1:1,5. Gęstość warstwy górnej głównego pobocza o szerokości 55 cm nie może być mniejsza jak 1,65 – 2,0 g/cm^3, dopuszczalne natężenia na powierzchni 0,08 – 0,12 MPa.

Normy dopuszczalnych odchyleń parametrów geometrycznych drogi są bardziej rygorystyczne. Nierówności powierzchni szyny w miejscach spawania nie mogą przekroczyć wartości 0,3 – 0,5 mm, a odchylenia szerokości toru od standardowego nie mogą być większe jak +5 i –3 mm.

Obecnie na trasie IX (B,D) korytarza międzynarodowego na Litwie 220 km dróg jest odnowionych zgodnie z wymaganiami standardów UE [3].

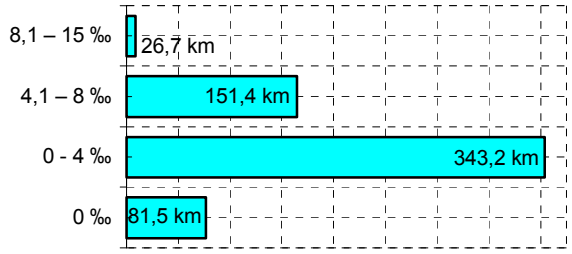
Badania parametrów infrastruktury na trasie korytarzy IXB i IXD

Czynnikami określającymi poziom techniczny infrastruktury kolei są: plan, profil podłużny, elementy konstrukcji nawierzchni i podtorza oraz ich wskaźniki ilościowe i jakościowe. Podstawowym wskaźnikiem do oceny stanu technicznego infrastruktury jest prędkość ruchu pociągów. Wskaźnik ten najbardziej obiektywnie odzwierciedla ogólną jakość wszystkich elementów infrastruktury kolei.

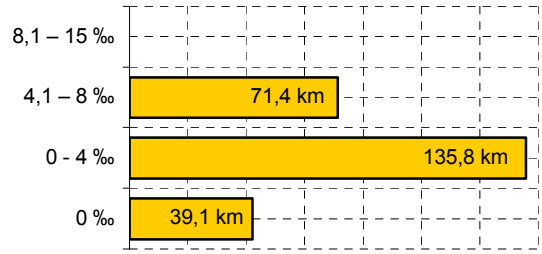
Przystosowując (modernizując) istniejące drogi kolejowe do podwyższonej prędkości ruchu pociągów pasażerskich jest niezbędne wykonać szczegółową analizę i ocenić dla nich stosowane surowe wymagania oraz wykorzystać najbardziej efektywne sposoby dla zbadania przyczyn ograniczenia prędkości oraz ich eliminacji.

W pracy niniejszej głównym obiektem badań był wybrany IX korytarz międzynarodowy czyli dwa jego odgałęzienia przecinające terytorium Litwy: IX B Vilnius – Klaipėda (376,361 km) oraz IX D Kaišiadorys – Kybartai (123,313 km).

Na trasach korytarzy międzynarodowych przy mieszanym ruchu pociągów normy litewskie dopuszczają maksymalne pochylenie podłużne do 15‰ [4]. Prace dotyczące zmniejszenia istniejących pochyleń muszą być umotywowane obliczeniami ekonomicznymi i technicznymi. Analizując wybrane linie kolejowe na trasie korytarzy IX B i IX D według wartości pochyleń podłużnych dokonano ich podziału na 4 grupy. Wyniki tych badań są przedstawione na rysunkach 2 i 3. Pierwsza grupa – odcinki równe, druga grupa to odcinki z pochyleniem do 4‰, na których nie ma ograniczeń szybkości ruchu. Grupa trzecia to odcinki z przedziałem pochyleń 4,1 – 8‰ na których pociągi pasażerskie mogą jechać z szybkością do 160 km/h oraz grupa czwarta to odcinki z przedziałem pochyleń 8,1 – 15‰ na których szybkość ruch pociągów pasażerskich jest ograniczona do 140 km/h.



Rysunek 2. Linia Vilnius – Klaipėda



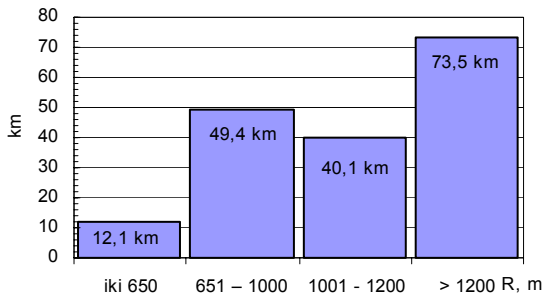
Rysunek 3. Linia Kaišiadorys - Kybartai

Otrzymane wyniki wskazują, że na trasie Kaišiadorys – Kybartai pochyleń należących do grupy czwartej nie ma, a na trasie Vilnius – Klaipėda pochylenia z wartością 8,1 – 15 ‰ są obserwowane tylko na 4,43 % rozwiniętej długości trasy.

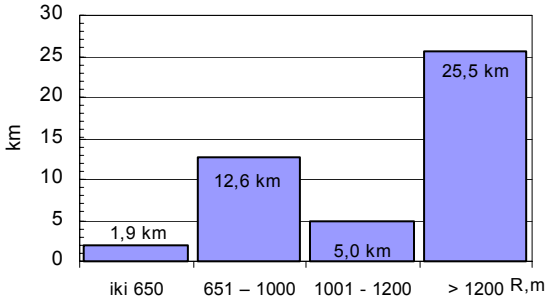
Analizując wybrane linie kolejowe na trasie korytarzy IX B i IX D według ich geometrii w planie wyodrębniono takie elementy: łuki kołowe, w szczególności ich promienie R, długości krzywych przejściowych l_1 i l_2 oraz przechyłki na łuku h. Elementy te mają największy wpływ na prędkość ruchu pociągów [5]. Krzywe przejściowe małego promienia, długości krzywych przejściowych oraz przechyłki na łuku najbardziej ograniczają szybkość pociągu jadącego na takim odcinku.

Na trasie Vilnius – Klaipėda obserwuje się 210 łuków kołowych, których łączna długość wynosi 175,1 km, co tworzy 46,52 % długości całej trasy. Najmniejszy promień łuku kołowego wynosi 490 m, a największy ma wartość 6936 m. Na trasie Kaišiadorys – Kybartai obserwuje się 52 łuki kołowe, których łączna długość wynosi 45,0 km, co tworzy 36,49 % długości całej trasy. Najmniejszy promień łuku kołowego wynosi 280 m, a największy ma wartość 5265 m.

Analizując wybrane linie kolejowe na trasie korytarzy IX B i IX D według wartości promieni dokonano ich podziału na 4 grupy. Wyniki tych badań są przedstawione na rysunkach 4 i 5.



Rysunek 4. Promienie na linii Vilnius – Klaipėda.



Rysunek 5. Promienie na linii Kaišiadorys – Kybartai.

Pierwsza grupa to krzywe kołowe promienie których mają wartość do 650 m na których prędkość ruchu pociągów pasażerskich jest ograniczona do 115 km/h. Druga grupa to krzywe kołowe promienie których mają wartość w przedziale 651 – 1000 m na których dopuszczona prędkość ruchu pociągów pasażerskich jest 145 km/h. Grupa trzecia to krzywe kołowe promienie których mają wartość w przedziale 1001 – 1200 m na których pociągi pasażerskie mogą rozwijać prędkość do 160 km/h. Czwarta grupa to krzywe kołowe promienie których mają wartość powyżej 1200 m na których pociągi pasażerskie mogą rozwijać prędkość powyżej 160 km/h.

Otrzymane wyniki wskazują, że promienie łuków kołowych z wartością powyżej 1200 m są obserwowane w 44,98 % ogólnej długości wszystkich łuków na trasach. Promienie ograniczające prędkość ruchu pociągów tworzą 34,53 % ogólnej długości wszystkich łuków na trasach.

Przy analizie górnej konstrukcji kolei wydzielono takie elementy: szyny, podkłady, balast, rozjazdy i torowisko. Zgodność elementów górnej konstrukcji z wymaganiami standardów była oszacowana na podstawie wykonanych badań eksperymentalnych [6]. Uogólnione wyniki badań elementów górnej konstrukcji na badanych trasach są przedstawione w tabelach 1 i 2.

Tablica 1. *Wykaz badań elementów konstrukcji nawierzchni na linii Vilnius – Klaipėda.*

L.p.	Parametry	Wartości parametrów	
1	Długość drogi deformowanej, km	32,5	
2	Rozjazdy ze skosem 1/9, szt.	64	
3	Zanieczyszczony balast > 20 %, km	196,2	
4	Defektowe podkłady, szt.	Drewniane	Żelbetowe
		29180	940
5	Typ szyny i długość, km	R 50	Długość wszystkich znoszonych szyn 9-12 mm
	Długość znoszonych szyn, km	16,8	34,2

Tablica 2. *Wykaz badań elementów konstrukcji nawierzchni na linii Kaišiadorys – Kybartai.*

L.p.	Parametry	Wartości parametrów	
1	Długość drogi deformowanej, km	2,4	
2	Rozjazdy ze skosem 1/9, szt.	35	
3	Zanieczyszczony balast > 20 %, km	193,3	
4	Defektowe podkłady, szt.	Drew-niane	Żelbetowe
		10100	160
5	Typ szyny i długość, km	R 50	Długość wszystkich znoszonych szyn 9-12 mm
	Długość znoszonych szyn, km	76,8	-

Określenie maksymalnych prędkości na poszczególnych łukach

Analizę prędkości na linii Vilnius – Klaipėda i na linii Kaišiadorys – Kybartai przeprowadzono dla toru nr 1.

Na linii Vilnius – Klaipėda analizą objęto 209 łuków a na linii Kaišiadorys – Kybartai objęto 52 łuki.

Fragment danych z charakterystyką analizowanych łuków, obejmującą ich lokalizację, długości krzywych przejściowych l_1 i l_2, promień R, istniejącą przechyłkę na danym łuku h, przedstawia tablica 3.

Tablica 3. *Charakterystyka analizowanych łuków – fragment danych na linii Vilnius – Klaipėda.*

Nr. łuku	km pocz.	km końc.	l_1, m	R, m	l_2, m	h, mm
1	2	3	4	5	6	7
105	185,132	185,700	150	1063	150	60
106	188,374	188,644	100	1446	50	37
107	190,042	190,174	40	1556	-	50
108	190,174	190,294	-	1140	-	60
109	190,294	190,456	-	1503	55	60
110	190,620	191,580	160	1174	146	40
111	191,636	192,087	153	570	128	70
112	192,334	192,446	30	2211	20	20
113	193,020	193,153	36	1701	41	-
114	193,238	193,373	53	1674	32	17
115	194,120	194,230	30	1486	30	-
116	195,220	195,625	55	2386	-	30

Do obliczeń maksymalnej prędkości na poszczególnych łukach przyjęto pod uwagę wyniki badań przedstawionych w pracy [7].

Prędkość maksymalna na łuku dla ruchu pociągów pasażerskich v, km/h określana jest według następującego wzoru:

$$V = 3{,}6\sqrt{R\left([a_n] + g\frac{h}{S}\right)}; \qquad (1)$$

gdzie: V – maksymalna prędkość na łuku, km/h;

R – promień łuku kołowego, m;

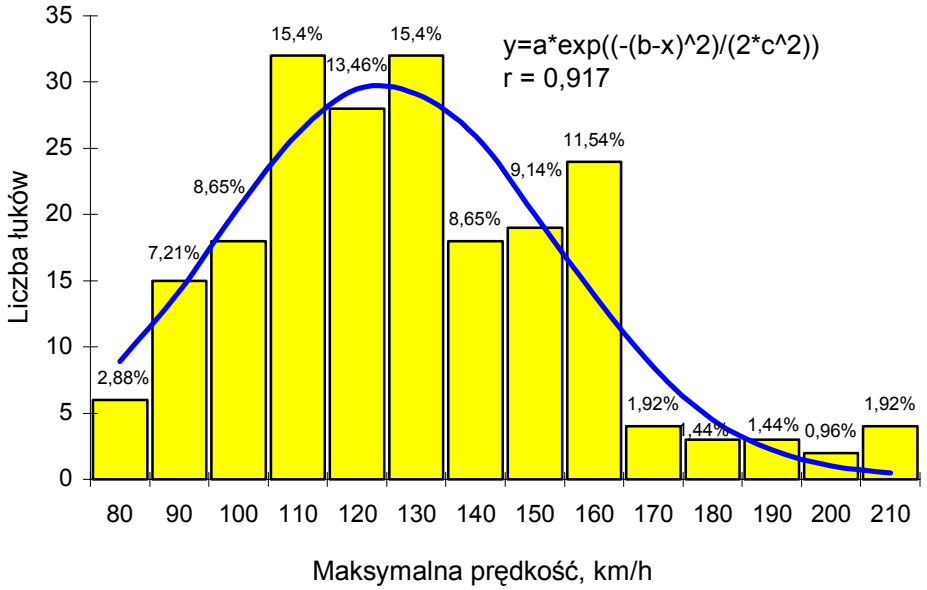
a_n – niezrównoważone przyśpieszenie boczne na łuku kołowym, 0,7 m/s^2;

g – przyśpieszenie ziemskie, m/s^2;

h – wartość przechyłki na łuku, mm;

S – rozstaw torów szynowych, 1,6 m.

Histogram maksymalnych prędkości na poszczególnych łukach na linii Vilnius – Klaipėda przedstawiono na rysunku 6.

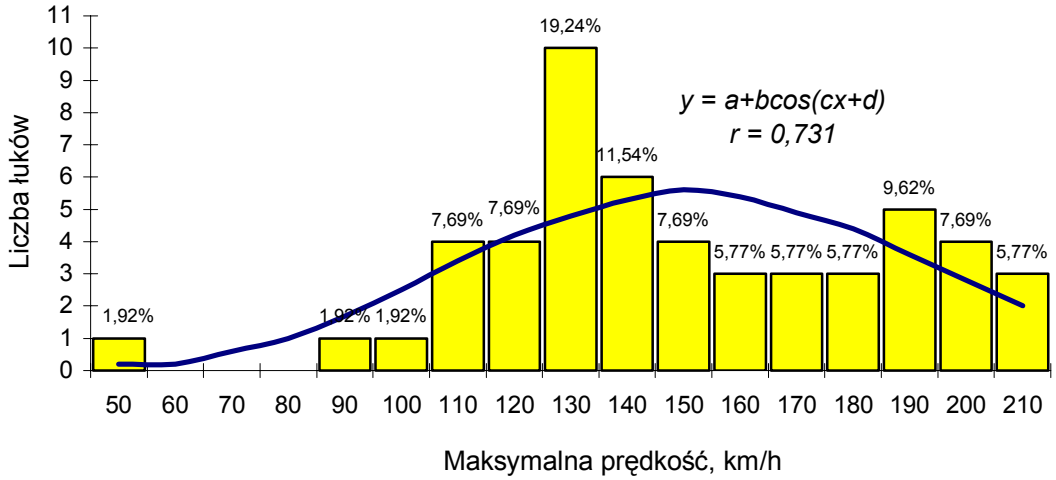


Rysunek 6. Histogram maksymalnych prędkości na poszczególnych łukach na linii Vilnius – Klaipėda.

Prędkości te zawierają się w przedziale od 80 do 210 km/h. Prędkością dominującą jest prędkość 130 km/h, którą można osiągnąć na 32 łukach, stanowiących na 15,4 % ogólnej liczby łuków objętych analizą i 110 km/h, którą można osiągnąć na 32 łukach, stanowiących na 15,4 % ogólnej liczby łuków objętych analizą na linii Vilnius – Klaipėda.

Najmniejsze prędkości maksymalne, tj. 80 km/h, występują na 6 łukach. Na 80,77 % analizowanych łuków objętych analizą maksymalna prędkość jest mniejsza od 160 km/h. Prędkość większą od 160 km/h można uzyskać na 7,68 % analizowanych łuków. Na 21 łukach (tj. na 10,09 % łuków objętych analizą) maksymalna prędkość nie przekracza 90 km/h.

Histogram maksymalnych prędkości na poszczególnych łukach na linii Kaišiadorys – Kybartai przedstawiono na rysunku 7.



Rysunek 7. Histogram maksymalnych prędkości na poszczególnych łukach linii Kaišiadorys – Kybartai.

Prędkości te zawierają się w przedziale od 50 do 210 km/h. Prędkością dominującą jest prędkość 130 km/h, którą można osiągnąć na 10 łukach, stanowiących na 19,24 % ogólnej liczby łuków objętych analizą na linii Kaišiadorys – Kybartai.

Najmniejsze prędkości 50 km/h, występują na 1 łuku nr 18 położonym w km 36,987 – 37,084, o promieniu 280 m. Łuk ten znajduje się w obrębie stacji Kaunas.

Na 59,61% analizowanych łuków objętych analizą maksymalna prędkość jest mniejsza od 160 km/h. Prędkość większą od 160 km/h można uzyskać na 34,62% analizowanych łuków. Na 2 łukach (tj. na 3,84% łuków objętych analizą) maksymalna prędkość nie przekracza 90 km/h.

Przejazdy teoretyczne i porównanie prędkości na poszczególnych łukach ze stanem istniejącym

Jak pokazała analiza parametrów infrastruktury przy ustalonej prędkości 120 km/h dla pociągów towarowych i 160 km/h dla pociągów pasażerskich niektóre odcinki nie zadowalają wysuwanych wymagań. Oprócz tego większość miejsc gdzie prędkość pociągu musi być ograniczona należy izolować jedno od drugiego, ponieważ łącząc te miejsca w jedną całość ich oddziaływanie znacznie zmienia się.

Dla wszechstronnej analizy elementów infrastruktury kolei żelaznej jest stosowana metoda obliczeniowa ciągu, pozwalająca ustalić zależność prędkośći oraz czasu ruchu pociągu od parametrów drogi (profilu podłużnego, elementów krzywych, górnej konstrukcji drogi i innych). Dla tego celu jest stosowany program komputerowy „Trauka". Program „Trauka" jest przeznaczony dla obliczenia czasu

oraz prędkości ruchu pociągu gdy są znane plan oraz profil drogi, ilość postojów, ciężar składu, typ lokomotywy, ilość wagonów, miejsca ograniczenia prędkości i inne parametry [8-10].

W niniejszej pracy dla ustalenia maksymalnej prędkości ruchu pociągów pasażerskich oraz czasu jazdy stosując program "Trauka" wybrano V wariantów (niżej podana charakterystyka wariantów II oraz V):

II wariant:

- typ lokomotywy - TEP 70,
- maksymalna prędkość – 120 km/h,
- ciężar składu – 420 t,
- liczba wagonów –7,
- jeden jednominutowy postój na trasie,
- długość przejazdu – 123,313 km.

Przy obliczeniach prędkości ruchu i czasu są uwzględniane parametry krzywych, punkty rozdzielcze, rozjazdy, ograniczenia szybkości między stacjami według istniejącego stanu technicznego drogi oraz czascowychrozporządzeń dotyczących prędkości. Pociąg jedzie po linii Kaišiadorys – Kybartai z postojem na jednej stacji w Kaunas.

V wariant:

- typ lokomotywy - TEP 70,
- maksymalna prędkość – 160 km/h,
- ciężar składu – 420 t,
- liczba wagonów –7,
- jeden jednominutowy postój na trasie,
- długość przejazdu – 123,313 km

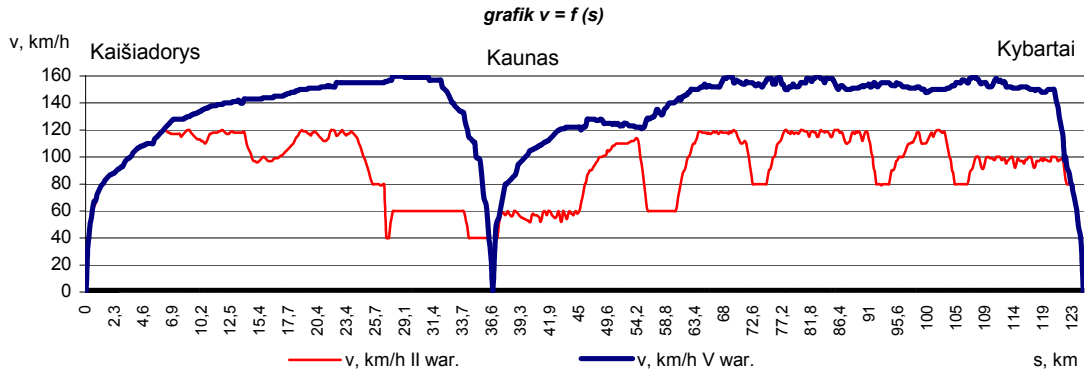
W tym wariancie pociąg jedzie również po linii Kaišiadorys – Kybartai z postojem na jednej stacji w Kaunas. Przy obliczeniach prędkości i czasu jest maksymalnie wykorzystana siła ciągu lokomotywy oraz uwzględniane czynniki ograniczenia prędkości i czasu.

Uzyskane wyniki przejazdów teoretycznych, przedstawione w tabeli 4.

Tablica 4. *Charakterystyka wariantów oraz wyniki przejazdów teoretycznych na linii Kaišiadorys – Kybartai.*

Wariant	Typ lokomotywy	Liczba wagonów	Ciężar składu	Czas przejazdu, min/h	Średnia prędkość, km/h
I	TEP 70	10	600	88,6/1,48	84
II	TEP 70	7	420	86,4/1,44	86
III	TEP 70	10	600	69,6/1,16	106
IV	TEP 70	7	420	65,2/1,09	113
V	TEP 70	7	420	57,0/0,95	130

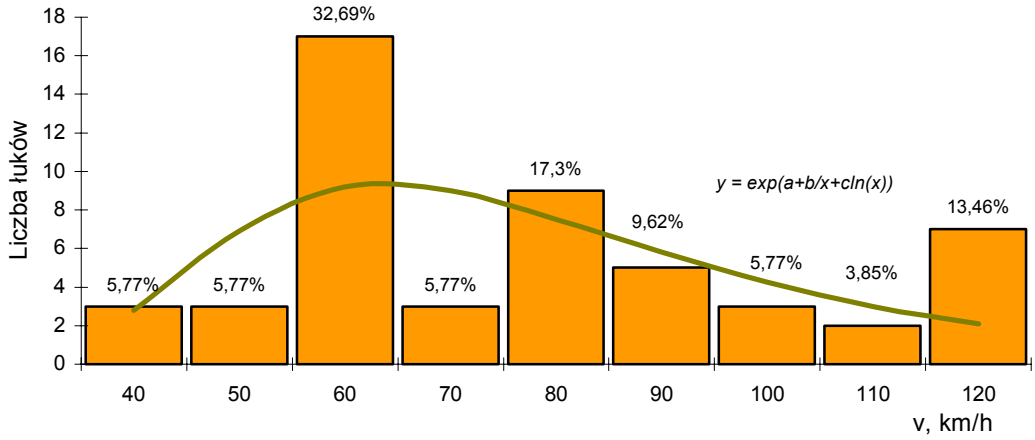
Wykres prędkości, uzyskiwanych w przejazdach teoretycznych II i V wariantów na linii Kaišiadorys – Kybartai, przedstawiony w rysunku 8.



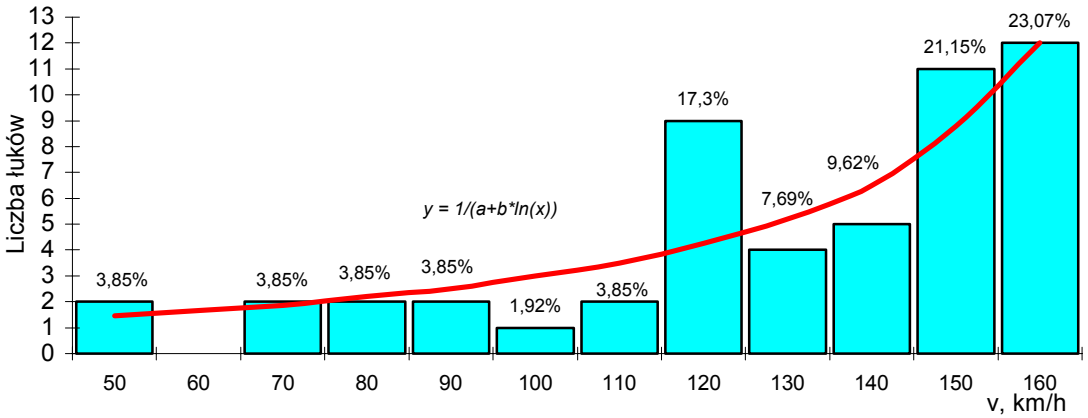
Rysunek 8. Wykres prędkości, uzyskiwanych w przejazdach teoretycznych II i V wariantów na linii Kaišiadorys – Kybartai.

Czas przejazdu lokomotywą TEP 70, dla której maksymalna prędkość drogowa wynosi 160 km/h z 7 wagonami (na poszczególnych łukach zaprojektowane maksymalne prędkości 160 km/h) wynosił 57,0 min przy średniej prędkości 130 km/h, a czas przejazdu lokomotywą TEP 70 z 7 wagonami (prędkości odpowiadające istniejącemu wariantowi prędkości drogowych 120 km/h) wynosił 86,4 min przy średniej prędkości 86 km/h.

Na rysunku 9 przedstawiono prędkości na poszczególnych łukach, odpowiadające istniejącemu wariantowi II prędkości drogowych, a na rysunku 10 – odpowiednio dla prędkości drogowych zaprojektowanych w wariancie V.



Rysunek 9. Prędkości na poszczególnych łukach dla prędkości drogowych zaprojektowanych w wariancie II.



Rysunek 10. Prędkości na poszczególnych łukach dla prędkości drogowych zaprojektowanych w wariancie V.

Jak można zauważyć na rys. 9 i 10, w opracowanym wariancie prędkość jazdy pociągów została zwiększona. W największej liczbie przypadków, czyli na 8 łukach (tj. 15,4 %), zwiększenie to wynosiło 80 km/h. Na 7 łukach (tj. 13,46 %), prędkość zwiększona o 30 km/h, a na 6 łukach (tj. 11,54 %) – o 70 km/h. Na 4 łukach (tj. 7,69 %) prędkość nie uległa zmianie.

Wnioski

1. Przy ustaleniu maksymalnej prędkości ruchu pociągów pasażerskich należy rozwiązywać kompleksowe techniczno – ekonomiczne zadanie. Ograniczenie prędkości jazdy następuje w zależności od planu, profilu, stałych oraz czasowych ograniczeń szybkości z powodu stanu drogi. Ograniczenia szybkości są rozlokowane w różnych odcinkach badanych tras, co wywołuje potrzebę zastosowania indywidualnych oraz globalnych metod rozwiązywania zadań powiększenia prędkości.
2. Wyniki badań pokazały, że na obydwu badanych liniach promienie łuków kołowych z wartością powyżej 1200 m są obserwowane w 44,98 % ogólnej długości wszystkich łuków. Promienie których wartości są mniejsze, ograniczające prędkość ruchu pociągów i wynoszą 34,53 % ogólnej długości wszystkich łuków.
3. W celu powiększenia prędkości ruchu pociągów należy na drogach głównych zmniejszać ilość rozjazdów ze skosem 1/9 oraz wzmocnić górną konstrukcję drogi.
4. Możliwe jest zwiększenie maksymalnej prędkości na poszczególnych łukach na linii Kaišiadorys – Kybartai do 160 km/h. Prędkość taką można wprowadzić na 23,07 % łuków (wariant V), co umożliwia skrócenie czasu jazdy o 29,4 minut (różnica czasu jazdy pociągów, uzyskana w wariantach II i V).

Literatura

[1] Sakalauskas K.: Lithuanian railways – a part of the European transport system. *Lithuanian railways*, 2002, No 2, p. 40-43.

[2] Sakalauskas K. Influence of standard development in railway line design on train speed. *Transport*, Vol. XVI, No 5. 2001, p. 191–195.

[3] Trumpa V. S. Transport corridors and the perspectives of their development. *Lithuanian railways*, 2002, No 1 p. 16–22.

[4] IST 1005384.1 Railway track of 1520 mm gauge with passenger train speed of up to 160 km/h. Specification.: JSC „Lithuanian railways", 1996. p. 11.

[5] M. Bałuch. Badanie możliwości zwiększenia prędkości wybranych pociągów na linii Warszawa–Poznań. PRACE Centrum Naukowo-Technicznego Kolejnictwa. No 137. Warszawa. 2002, p. 11-19.

[6] IST 1005384.2 Upper structure of railway track of 1520 mm gauge with passenger train speed of up to 160 km/h. Specification.: JSC „Lithuanian railways", 1996. 10 p.

[7] Normy dopuskajemych skorostej dviżenija lokomotiwow i wagonow po żeleznodorożnym putiam kolei 1520 (1524) mm. Prikaz No 2CZ, MPS RF. Moskwa 1994, 167 s.

[8] Černiauskaitė L., R. Rezgaitis. Solution of problems of train speed increment in Lithuanian railway lines. Civil Engineering and Management, Vol. IX, 2003, p. 77-82.

[9] Sakalauskas K. Problems of designing geometry and structure of high-speed railways. *Transport*, No 1(14). 1997, p. 35–38.

[10] Sakalauskas K., Rezgaitis R. Problems and perspectives of traffic of high–speed passenger trains. *Transport*, Vol. XV, No 5. 2000, p. 244–256.

Rafał Frączek, Jacek Pałyga
PKP Polskie Linie Kolejowe S.A.- Biuro Dróg Kolejowych

Czynniki warunkujące wybór standardowej wysokości modernizowanych peronów osobowych na sieci PKP PLK S.A.

Wstęp

W ramach bieżącej działalności PKP PLK S.A. weryfikowane są podstawowe standardy techniczne wpływające na efektywność prowadzonych modernizacji. Uwzględnia się przy tym zarówno doświadczenia własne jak i zagraniczne krajów Unii Europejskiej. Dotyczy to także peronów, którym — pod względem funkcjonalnym — poświęcano stosunkowo niewiele uwagi w publikacjach krajowych, a które stanowią istotny element na styku z przewoźnikiem wpływając nie tylko na bezpieczeństwo podróżnych lecz również na możliwość oraz chęć korzystania z pasażerskiego transportu kolejowego przez ludzi o zróżnicowanej sprawności fizycznej.

Krajowe przepisy dotyczące peronów osobowych pozostawiają zarządcy infrastruktury decyzję co do wyboru wysokości tych obiektów determinującej — jak zostanie to pokazane — wygodę i sprawność operacji wsiadania i wysiadania podróżnych. Przedstawione czynniki uwzględniają najważniejsze zdaniem autorów zagadnienia jakimi są obowiązujące normatywy dotyczące infrastruktury i taboru, względy ergonomiczne i ekonomiczne oraz europejskie standardy budowy peronów osobowych.

Podstawowe wymogi funkcjonalne

Jednym z podstawowych zadań peronów jest dogodne, szybkie i płynne wsiadanie i wysiadanie podróżnych uzyskiwane dzięki zmniejszeniu różnicy poziomów między powierzchnią stacji lub przystanku osobowego a podłogą wagonu kolejowego znajdującą się na stosunkowo dużej wysokości nad ziemią wynoszącej 1250 mm. Odległość pozioma peronu względem toru jest parametrem wtórnym wynikającym z przyjętej wysokości tego obiektu i obowiązującej skrajni.

Rysunek 1. Im niższy peron tym trudniejsze warunki wsiadania i wysiadania szczególnie dla ludzi starszych (fot. R. Frączek).

Zarówno odległość pozioma jak i pionowa peronu względem podłogi wagonu powinny być jak najmniejsze. Minimalizację tych parametrów w praktyce uzyskuje się wyłącznie w przypadku wydzielonych z ogólnej sieci kolejowej systemów szynowego transportu miejskiego, w których stosowane powinny być perony o wysokości takiej, jak wysokość podłóg eksploatowanego taboru nie posiadającego wówczas pośrednich stopni wejściowych. W innych przypadkach natomiast uwzględniać należy różne rodzaje pojazdów szynowych, prędkości z jakimi poruszać się mogą w sąsiedztwie peronów, a także faktyczne parametry infrastruktury stacyjnej wynikające z uwarunkowań historycznych i stanu technicznego. Pamiętać przy tym należy, że kolej służy nie tylko ludziom w pełni sprawnym fizycznie i wysokim, którym łatwiej jest pokonać zwiększone odległości i różnice poziomów, lecz także starszym, posiadającym problemy z poruszaniem się (rys.1) lub niskim (dzieci). Dodatkowym utrudnieniem dla użytkowników kolei jest często posiadanie przez nich bagażu.

Podstawowe parametry i wymagania formalne

Położenie peronu względem toru określają dwa podstawowe parametry definiujące krawędź znajdującą się na styku ścianki tego obiektu i jego nawierzchni:

- wysokość peronu nad powierzchnią toczną główki szyny,
- odległość pozioma krawędzi peronowej od osi toru.

Parametry te zawarte są w karcie UIC-741-OR oraz w szczegółowych wymaganiach poszczególnych zarządów kolei.

Na sieci PKP PLK S.A. obowiązują w tym zakresie następujące przepisy:

- Rozporządzenie MTIGM z 10 września 1998 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie – Dział VI §98 ust 8) [6],
- Standardy Techniczne – szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji linii kolejowej E-20 Kunowice - Poznań - Warszawa – Terespol [7]

Oprócz tego istnieją też indywidualne dla wybranych obszarów sieci kolejowej PKP PLK S.A. ustalenia umożliwiające stosowanie odstępstw od ww. normatywów. Na przykład:

- na sieci SKM w Trójmieście przyjęto stosowanie peronów wyższych niż 760 mm w odległości mniejszej niż określona krajowymi przepisami — w celu poprawy warunków wsiadania i wysiadania podróżujących elektrycznymi zespołami

trakcyjnymi zwanymi dalej EZT przystosowanymi wyłącznie do peronów wysokich (jednostki posiadające oznaczenie EW zamiast EN),

- na węźle warszawskim przyjęto stosowanie peronów przede wszystkim o wysokości 760 mm i taboru typu EZT 3-stopniowego.

Biorąc pod uwagę normatywy zagraniczne należy uznać, że polskie standardy określające położenie peronów względem toru są mniej korzystne dla pasażerów niż ma to miejsce w innych krajach europejskich gdyż odległość pozioma od osi toru do krawędzi peronu o wysokości 550 mm i wyższej powinna wynosić 1725mm, podczas gdy wskazana w karcie UIC-741-OR wartość tego wymiaru wynosi 1650 mm. Perony w Polsce są zatem bardziej oddalone od podłogi wagonów osobowych.

Wymiary peronów a rozmieszczenie stopni wagonowych

Z uwagi na zasady ergonomii stopnie w wagonach osobowych umieszczane są względem siebie w odległości pionowej wynoszącej około 230 mm i poziomej mieszczącej się w granicach 145-190 mm. Przyjęte we wspomnianej karcie UIC wysokości peronów równe 760 mm i 550 mm odpowiadają położeniu kolejno drugiego i trzeciego stopnia licząc od podłogi wagonu znajdującej się na wysokości 1250 mm. Mimo dominacji taboru z tzw. *wejściami 4-stopniowymi* (tj. 3 stopnie i podłoga) ich konstrukcja sprawia, że przystosowane są one zarówno do peronów o wysokości 300 mm, 550 mm jak i 760 mm. Jednym z rozwiązań poprawiających dopasowanie wejścia wagonowego do peronu jest wykonywanie dolnego najniższego stopnia rozkładanego samoczynnie po otwarciu drzwi[1], co m.in. pozwala na przybliżenie stopnia wyższego do odpowiadającego mu peronu o wysokości 760 mm.

Rysunek 2. Linia Kolonia-Aachen: budowa peronu wysokiego. W głębi widoczny jest autobus szynowy niskopodłogowy (fot. R. Frączek).

W celu wyeliminowania potrzeby podnoszenia peronów na liniach o małym natężeniu przewozów producenci nowoczesnego taboru wyposażają swoje pojazdy, zwane zwykle *autobusami szynowymi*, w nisko umieszczoną podłogę przynajmniej w strefie drzwi. Wysokość ta wynosi zwykle 600 mm, co nie pogarsza warunków wsiadania i wysiadania podróżnych na dużych stacjach w stosunku do rozwiązań dotyczących taboru „normalno-podłogowego" gdyż pomiędzy najwyższym peronem o wysokości 760 mm a podłogą takiego autobusu odległość pozioma wynosi zaledwie 160 mm, co eliminuje potrzebę stosowania dodatkowego stopnia wejściowego (rys. 2).

[1] Rozwiązanie to stosowane jest przede wszystkim w wagonach długich posiadających węższe pudła i drzwi odchylne zakrywające oba górne stopnie wejściowe

Biorąc pod uwagę obowiązujące przepisy i konstrukcję różnych pojazdów szynowych możliwe jest więc stosowanie różnych wariantów układu stopni wejściowych i wysokości nowobudowanych peronów (tabl.1).

Tablica 1. *Odległości względem peronu a typową podłogą wagonu i najbliższymi stopniami według wymagań krajowych i UIC.*

L. p.	Wariant	Układ stopni wejściowych	Wysokość peronu	Różnica wysokości między peronem a podłogą	Ilość stopni wykorzystywanych	Odległości peronu do najbliższego stopnia		
						pionowa	Pozioma w Polsce	Pozioma wg UIC
			[mm]	[mm]	[szt.]	[mm]	[mm]	[mm]
1.	I.	4-stopniowy	550	700	3	10	219 [1)]	144 [1)]
2.	II.	4-stopniowy	760	490	2	30	364	289
3.	III.	3-stopniowy	550	700	3	240	219	144
4.	IV.	3-stopniowy	760	490	2	30	219 [1)]	144 [1)]

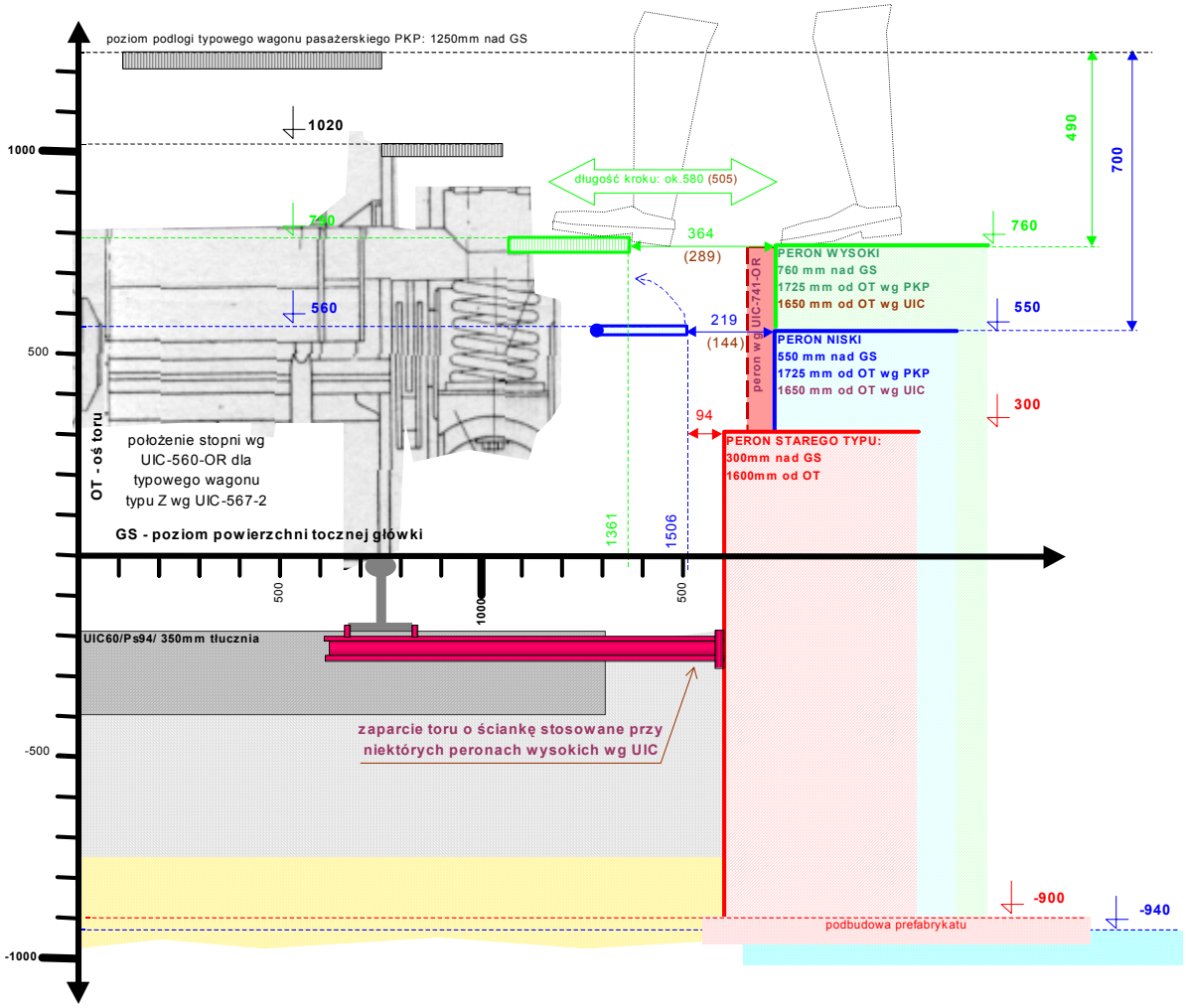
[1)] stopień na wysokości krawędzi peronu

W przypadku peronu o wysokości 760 mm odległość pionowa peronu względem typowej podłogi wagonowej wynosi niespełna pół metra (490 mm), co zgodnie z kartą UIC-741-OR stwarza możliwość stosowania dwóch stopni wejściowych poniżej poziomu podłogi (tzw. wejścia 3-stopniowe) i jest wariantem najlepszym dla podróżnych. Obie odległości: wspomniana wyżej pionowa a także pozioma peronu względem odpowiadającego mu stopnia — zostają wówczas zminimalizowane — wariant IV tabl. 1.

Zastosowanie taboru 4-stopniowego powoduje, że stopień odpowiadający peronowi o wysokości 760 mm (wariant II tabl.1) zostaje odsunięty poziomo z 219 mm na 364 mm (rys. 3). Zwiększony nieznacznie dystans wymaga rozstawienia stóp podczas wsiadania na odległość równą około 580 mm, mieszczącą się w granicach tzw. *kroku spacerowego* wynoszącego 625 mm.

Zastosowanie peronu o wysokości 550 mm wymaga pokonania przez podróżnych odległości pionowej sięgającej 700 mm poprzez dodatkowy stopień. Zminimalizowany zostaje natomiast dystans miedzy peronem a odpowiadającym mu stopniem do 219mm — wariant I tabl. 1.

W przypadku taboru 3-stopniowego nie ma żadnego stopnia na poziomie nawierzchni peronu — wariant III tabl.1. Pierwszy „wysoki" stopień umieszczony jest wówczas w małej odległości poziomej względem ścianki peronowej wynoszącej teoretycznie 219 mm.



Rys. 3 Przykładowe położenie stopni w wagonach 4-stopniowych w stosunku do różnych rodzajów peronów z uwzględnieniem wysokości ścianki peronowej

Warunki bezpiecznego przejazdu wagonów obok peronów o wysokości 550 mm i 760 mm

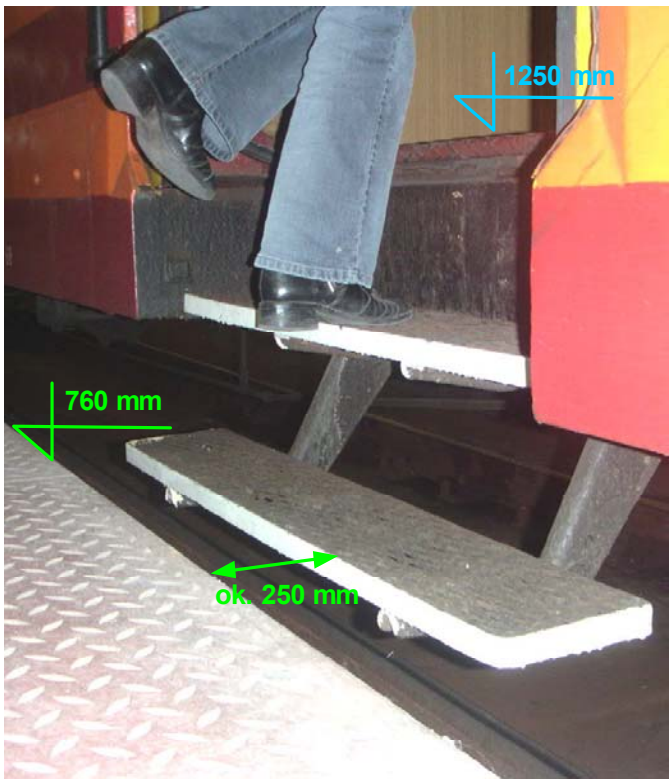
Rozważając różne rodzaje peronów nie sposób pominąć faktu, że obiekty te są budowlami znajdującymi się najbliżej skrajni taboru (a ściślej — stopni wejściowych), który poruszać się może obok nich z prędkością dochodzącą do 200km/h. Należy więc zadać sobie pytanie czy w panujących w danym kraju warunkach utrzymania nie zachodzi obawa znacznego prawdopodobieństwa uderzeń części pojazdów szynowych o ścianki peronowe lub płyty krawędziowe w przypadku niewielkiego przesunięcia się toru lub mało precyzyjnych pomiarów po robotach.

Pierwszym aczkolwiek niezbyt chlubnym czynnikiem, który w warunkach sieci PKP PLK S.A. ułatwia utrzymanie bezpiecznych wymiarów między torem i pero-

nem[2] jest fakt zwiększonego w Polsce dystansu między obydwoma tymi elementami — jak wspomniano z 1650 mm (wg karty UIC) do 1725 mm.

Drugim niezwykle ważnym aspektem rozważań możliwości uderzenia taboru o peron jest układ stopni w wejściach 4–stopniowych działający w tym zakresie — na korzyść peronu wyższego. Wynika to z faktu odsunięcia stopnia wyższego (drugiego od dołu) na odległość 364 mm względem znajdującego się na jego poziomie peronu o wysokości 760 mm.

Biorąc pod uwagę układ stopni i rozmieszczenie elementów podwozia wagonu (rys.3) można uznać, że najbardziej wystające elementy taboru znajdują się na poziomie peronu o wysokości 550 mm. Szczególnie dotyczy to stopnia niskiego mocowanego w odległości poziomej od tego typu peronów wynoszącej 219mm w warunkach polskich oraz 144 mm zgodnie z kartą UIC-741-O.



Rysunek 4. Widok peronu o wysokości 760 mm, przy którym stoi pociąg EN-57 z wejściami trójstopniowymi. Pierwszy dolny stopień znajduje się ok. 20 mm poniżej nawierzchni peronu (fot. R. Frączek).

W wagonach 3-stopniowych pierwszy stopień mocowany jest również blisko peronu o wysokości 760 mm jednak taki układ wejść stosuje się jak dotąd w małej ilości pojazdów szynowych — głównie w jednostkach trakcyjnych, które najczęściej zatrzymują się na każdej stacji i przystanku osobowym (niskie prędkości). Z punktu widzenia analizy ryzyka tabor ten stanowi więc znacznie mniejsze zagrożenie niż 4-stopniowy.

Paradoksalnie więc, wbrew potocznej opinii **prawdopodobieństwo „zahaczenia" wagonu o peron jest największe w przypadku peronu o wysokości 550 mm** gdyż tabor 4-stopniowy dominuje na całej sieci kolei europejskich i to właśnie w pociągach, które przejeżdżają wzdłuż peronów małych stacji i przystanków osobowych z prędkościami dochodzącymi do 200km/h (pociągi między-regionalne, ekspresowe, pospieszne, IC, EC). Rozwiązaniem stosowanym w wielu krajach europejskich w celu zwiększenia stabilności toru znajdującego się blisko peronu jest zapieranie rusztu torowego o ściankę peronową poprzez specjalne rozpórki, zwykłe

[2] Mając na względzie wygodę podróżnych wydaje się, że należy zmierzać do standardu europejskiego w zakresie odległości poziomej peronu względem toru, na przykład poprzez odpowiednia konstrukcję ścianek peronowych

pół-podkłady lub nakładki na podkłady montowane mniej więcej co około 6 m (rys. 3).

Koszty peronów o wysokości 550 i 760 mm

W tabl. 2 zestawiono kalkulację wykonania peronu jedno-krawędziowego o wysokości 550 mm i 760 mm. W stosunku do peronu o wysokości 550 mm wzrost ceny prefabrykatów w przypadku zastosowania konstrukcji o 210 mm wyższej nie powinien być większy niż 6%, co wynika z niewielkiej różnicy objętości betonu użytego na ścianki wyższe (dodatkowy koszt materiału).

Tablica 2. *Kalkulacja różnicy kosztów peronu o wysokości 760 mm w stosunku do peronu o wysokości 550 mm*

L. p.	Opis nakładów	Przykładowe ceny [1)]	Udział % dla H=550	Przyjęty mnożnik dla H=760	Uzasadnienie przyjętego mnożnika	Udział % dla H=760 wg H550
1	Ścianka – wykonanie robót	79 200	30%	1.00	Bez zmian	30%
2	Ścianka – materiały	93 670	36%	1.18	Według różnicy objętości prefabrykatów: V_{L1}/V_{L2} = 0.263/0,223 [m^3]	42%
3	Nawierzchnia bruk. bet.	42 240	16%	1.00	Bez zmian	16%
4	Nasyp	36 270	14%	1.15	Według różnicy wysokości prefabrykatów: H_{L1}/H_{L2} = 1600/1390 [mm]	16%
5	Odwodnienie	12 200	5%	1.00	Bez zmian	5%
6	**Suma**	**263 580**	**100%**	**xxx**	**Xxx**	**108%**

[1)] przyjęto peron jedno-krawędziowy o wymiarach 200x4.00x0.55 [m] ze ścianek WPS typu L2

Koszty dodatkowego wypełnienia podbudowy nawierzchni są przy cenie całego obiektu znacząco małe i stanowią ok.2%. Łącznie peron wyższy może być w związku z tym droższy o około 8%, co mieści się w granicach wahań cen danego typu obiektu zależnych od lokalnych warunków wykonania i nie decyduje w sposób istotny o całkowitych kosztach takich inwestycji, biorąc pod uwagę okres użytkowania konstrukcji i korzyści funkcjonalne dla podróżnych.

Wnioski praktyczne

Z uwagi na dużą wysokość umieszczania podłóg typowych wagonów osobowych oczywistym dążeniem powinno być, sytuowanie peronu możliwie jak najbliżej podłogi w strefie podestu drzwi, w pierwszym rzędzie po to by zminimalizować różnicę wysokości konieczną do pokonania przez podróżnych. W przypadku taboru 4-stopniowego uzyskuje się to kosztem nieznacznego zwiększenia odległości między peronem a odpowiadającym mu stopniem (o około 45mm). Odbywa się to jednak w granicach tzw. kroku spacerowego. Z punktu widzenia wygody podróżnych i sprawności operacji wsiadania i wysiadania peron o wysokości 760 mm należy uznać za rozwiązanie najlepsze nie tylko dla taboru 3-stopniowego lecz także dla wciąż stosowanego 4-stopniowego, co potwierdzają spostrzeżenia dokonane na różnej wielkości modernizowanych dworcach europejskich (np. Frankfurt/O-rys.5 st. Leuven w Belgii – rys. 6), na których nowe perony posiadają wysokość 760 mm.

Rysunek 5. Wysoki peron po modernizacji st. Frankfurt/O na linii E20. Ścianki peronowe DB wykonywane są zwykle w formie stopnia umożliwiającego wykonanie przejść służbowych w dowolnym miejscu (fot. R. Frączek).

Istotnymi czynnikami, które utrudniać i znacząco podrażać mogą zastosowanie peronu wysokiego są natomiast:

- poziom hali operacyjnej dworca,
- konieczność podniesienia masywnych wiat peronowych.

Problem pierwszy dotyczy wyłącznie peronów przydworcowych- czyli jednej lub maksymalnie dwóch krawędzi; drugi zaś – przede wszystkim zabytkowych wiat. W takich przypadkach konieczna jest staranna analiza możliwości modernizacyjnych przy założeniu preferowania peronów wysokich nawet wówczas, gdy nie będzie możliwe zastosowanie tego standardu na całym dworcu.

Problem kosztów przebudowy peronów na większości stacji i przystanków osobowych nie powinien być przy tym wyolbrzymiany z uwagi na niewielkie bo 8–procentowe różnice wskazane w tabl. 2 .

Na korzyść peronów o wysokości 760 mm przemawia też analiza ryzyka uderzenia elementów taboru o ściankę lub płytę peronową wskutek samoistnego przesunięcia się toru lub przemieszczenia wystającego elementu wagonu poza skrajnię.

Rysunek 6. Perony wysokie na przebudowywanej stacji Leuven w Belgii (fot. R.Frączek).

Z uwagi na to, że najkorzystniejszy układ stopni i peronów uzyskuje się w przypadku zastosowania wejść 3—stopniowych i peronów o wysokości 760 mm należy uznać, że system taki winien być docelowym mimo, że perspektywa jego osiągnięcia wynosić może kilkadziesiąt lat. Dostrzeganie tego trendu jest szczególnie ważne w przypadku przebudowy peronów gdyż, ich trwałość liczona jest na kilkukrotnie dłuższy okres niż czas eksploatacji taboru danego typu, a koszt dostosowania peronu jest znacznie wyższy niż zmiana układu stopni w pociągach pasażerskich.

W ramach modernizacji infrastruktury kolejowej w Polsce należy więc preferować stosowanie peronów o wysokości 760 mm nie tylko na obszarach obsługujących aglomeracje. W świetle przedstawionych argumentów perony o wysokości 550 mm należy stosować na odcinkach, na których przewiduje się kursowanie wyłącznie taboru nisko-podłogowego w postaci tzw. autobusów szynowych lub w przypadku problemów wynikających z niskich poziomów hal operacyjnych oraz trudnych do przebudowy wiat.

Literatura

[1] Dane techniczne wagonu PKP typu Z1.
[2] Ernest Neufert: Podręcznik projektowania architektoniczno-budowlanego.
[3] Karta UIC-560-OR .
[4] Karta UIC-567-2.
[5] Karta UIC-741-OR.
[6] Rozporządzenie MTIGM z 10 września 1998 r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie.
[7] Standardy Techniczne – szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji linii kolejowej E-20 Kunowice – Poznań – Warszawa – Terespol .

Adam Janik, Jan Kaczmarek
PKP PLK S.A. Zakład Maszyn Torowych

Porównanie pracy pociągów do potokowej wymiany szyn przy robotach w Polsce i w Niemczech

Wstęp

Pociągi do potokowej wymiany nawierzchni pracują w Polsce od II połowy 1995 roku. Został wtedy wdrożony do pracy pierwszy pociąg P-93, w 1996 rozpoczął pracę drugi, a od roku 2000 pracuje pociąg P-95, wszystkie produkcji firmy Matisa ze Szwajcarii. Porównując możliwości techniczne pociągów P-93 i P-95 w zakresie potokowej wymiany nawierzchni można powiedzieć, że stosują analogiczną technologię i mają podobne wydajności, natomiast pociąg P-95 dodatkowo można przystosować do układania nowego toru. Przebudowa maszyny polega m. in. na demontażu głównego zespołu roboczego i zamontowaniu nowych zespołów układania podkładów.

W okresie pracy w latach 2000 – 2002, który będzie analizowany, pociągi dokonały w Polsce wymiany nawierzchni na długości 286,682 km toru. Wielkość ta nie wyraża ich możliwości technicznych, ale raczej możliwości finansowe w zakresie inwestycji w nową nawierzchnię kolejową. Pociągi pracowały ze średnią wydajnością ok. 930 m w ciągu ośmiogodzinnego dnia pracy.

Różnice w metodach pracy w PKP PLK S.A. i DB AG

W roku 2003 jeden pociąg P-93 oraz pociąg P-95 zostały wypożyczone firmom niemieckim i prowadzą prace przy wymianie nawierzchni na sieci DB. Porównując metodę pracy maszyn na obu rynkach nietrudno znaleźć wspólne cechy wynikające ze sposobu pracy maszyn, dostrzec można także różnice wynikające z przyjęcia odmiennych systemów organizacyjnych oraz technologicznych. Tabela nr 1 wyszczególnia te różnice.

Tablica nr 1.

Praca na sieci PKP	**Praca w Niemczech**
praca w dzień, wymagane odprężanie starej szyny	pociągi wykonywały wymianę nawierzchni tylko nocą dzięki czemu, szczególnie w lecie, wpływ temperatury

Praca na sieci PKP	**Praca w Niemczech**
	na naprężenia w szynie jest znacznie mniejszy,
stosuje się szyny długości 210 m	w pracach na prowadzonych przez pociągi odcinkach stosowano szyny 120 m, ale stosowane są także szyny 180 m
szyny nowe po wprowadzeniu na podkłady po przejściu pociągu pozostają połączone łubkami	końce szyn nowych, po zdemontowaniu łubków są dociągane na styk, operację tę wykonują operatorzy pociągu P-93 używając kleszczy zamontowanych na pociągu
nie stosuje się tej zasady	końce szyn muszą znajdować się w połowie komórki, aby umożliwić wykonanie spoiny termitowej. Chcąc spełnić ten wymóg, odległości pomiędzy 20 ostatnimi podkładami przed końcem szyny nowej są korygowane w zakresie dopuszczalnej podziałki między podkładami tj. w przedziale 59 – 62 cm.
nie stosuje się tej zasady	końce szyn muszą znajdować się na tej samej wysokości. Zasada ta obowiązuje zarówno na odcinkach prostych, jak i na łukach, więc koniec szyny dłuższej jest skracany do długości szyny krótszej.
szyny nowe w większości wypadków łączone są przez zgrzewarki, przez co ulegają skróceniu i połączenie końcowego odcinka szyny nowej z pozostawioną szyną starą wymaga wykonanie wstawki	ostatni odcinek wymienionej nowej szyny dopasowuje się z dokładnością wymaganą przez wielkość luzu dla wykonania spoiny termitowej
nie występują	na znacznej długości szlaku w Niemczech stosowane są podkłady stalowe
brak takiego sprzętu	stosuje się koparkę dwudrogową wyposażoną m. in. w łyżkę umożliwiającą w miejscach zabudowy i wybudowy pociągu, mechaniczne wybieranie z komórek podsypki (fot. 1, 2)

Fotografia 1 i 2. Koparka dwudrogowa wyposażoną m. in. w łyżkę umożliwiającą w miejscach zabudowy i wybudowy pociągu mechaniczne wybieranie z komórek podsypki.

Analiza wydajności pracy maszyn

Chcąc odpowiedzieć na pytanie czy powyższe różnice w sposobach wymiany szyn powodują widoczne różnice w wydajności pracy, w tabelach nr 2, 3 i 4 zostały zestawione miesięczne procentowe udziały czasów, które maszyny zużyły na:

- pracę efektywną,
- dojazd maszyny do pracy,
- zabudowę lub wybudowę na początku i końcu pracy,
- przestoje,
- obsługę codzienną

w czasie pracy w Polsce w latach 2000 – 2002. Wyliczono także:

- wielkość dziennego przerobu
- wielkość przerobu na godzinę zamknięcia
- wielkość przerobu na godzinę pracy efektywnej.

W każdej tabelce zaznaczono wartości ekstremalne:

- kolor żółty wartości minimalne
- kolor zielony wartości maksymalne

Tablica 2. *Pociąg P-93 nr 1.*

data	praca efekt	dojazd	zabudowa wybudowa	awarie	przestoje	OC	przerób na dzień	przerób na godz. zamkn.	przerób na godz. efekt.
	%	%	%	%	%	%	(mb)	(mb)	(mb)
05.2000	33,33	5,56	27,78	0,00	11,11	22,22	880,00	97,78	293,33
06.2000	51,40	5,03	10,61	0,00	19,55	13,41	1263,33	169,39	329,57
07.2000	27,59	6,90	15,52	0,00	41,95	8,05	730,60	83,98	304,42
08.2000	37,04	1,85	11,11	0,00	34,26	15,74	871,57	112,98	305,05

09.2000	39,73	8,04	13,39	1,34	24,55	12,95	939,64	117,46	295,62
10.2000	47,32	0,60	6,25	0,00	31,45	14,38	1001,24	125,15	264,48
11.2000	50,00	1,88	8,75	0,00	25,00	14,38	1241,50	155,19	310,38
12.2000	38,39	4,46	10,71	0,00	41,07	5,36	827,43	103,43	269,40
średnio za 2000	**42,49**	**3,97**	**10,68**	**0,23**	**30,03**	**12,61**	**997,99**	**124,84**	**293,84**
05.2001	25,00	8,33	14,58	10,42	31,25	10,42	639,33	79,92	319,67
06.2001	41,07	0,00	0,00	0,00	44,64	14,29	942,86	117,86	286,96
10.2001	62,86	0,00	5,71	0,00	10,00	21,43	2063,33	176,86	281,36
średnio za 2001	**44,35**	**1,74**	**4,78**	**2,17**	**31,30**	**15,65**	**1131,38**	**127,90**	**288,39**
06.2002	55,00	5,00	4,00	0,00	23,00	13,00	1741,60	174,16	316,65
11.2002	41,10	0,68	5,48	1,37	39,04	12,33	962,78	118,70	288,83
12.2002	38,00	0,00	26,00	0,00	26,00	10,00	914,33	109,72	288,74
średnio za 2002	**44,22**	**1,73**	**10,98**	**0,58**	**30,64**	**11,85**	**1142,95**	**132,13**	**298,81**
średnio w latach 2000 - 2002	**43,03**	**3,29**	**10,02**	**0,53**	**30,30**	**12,84**	**1038,28**	**126,55**	**294,09**

Tablica 3. *Pociąg P-93 nr 2.*

data	Praca efekt	dojazd	zabudo-wa wy-budowa	awarie	przestoje	OC	przerób na dzień	przerób na godz. zamkn.	przerób na godz. efekt.
	%	%	%	%	%	%	(mb)	(mb)	(mb)
07.2000	31,25	6,25	25,00	0,00	18,75	18,75	740,00	92,50	296,00
09.2000	50,00	8,33	8,33	0,00	8,33	25,00	1233,33	154,17	308,33
11.2000	44,32	5,68	8,52	1,14	11,93	18,75	960,09	120,01	270,79
12.2000	42,86	5,36	16,07	7,14	28,57	30,36	597,60	106,71	249,00
średnio za 2000	**44,26**	**6,08**	**10,81**	**2,03**	**14,86**	**21,96**	**899,45**	**121,55**	**274,64**
06.2001	39,58	8,33	16,67	0,00	14,58	20,83	980,00	122,50	309,47
08.2001	35,94	0,00	0,00	18,75	41,41	16,41	422,22	59,38	165,22
09.2001	38,89	2,78	9,72	0,00	27,78	16,67	932,22	116,53	299,64
10.2001	31,25	1,34	14,73	0,00	34,38	13,84	650,29	81,29	260,11
11.2001	41,41	1,56	1,56	0,00	39,84	15,63	617,25	77,16	186,34
12.2001	23,96	7,29	9,38	8,33	39,58	11,46	450,83	56,35	235,22
średnio za 2001	**34,77**	**2,60**	**8,59**	**4,17**	**34,64**	**15,23**	**650,55**	**83,01**	**238,78**
09.2002	34,38	11,46	13,54	0,00	21,88	18,75	833,50	104,19	303,09
10.2002	32,50	13,75	12,50	0,00	28,75	12,50	820,80	102,60	315,69
11.2002	41,32	2,78	8,68	0,00	30,56	14,93	927,38	83,72	202,62
12.2002	34,15	4,88	25,61	0,00	26,83	14,63	769,25	75,05	219,79
średnio za 2002	**37,73**	**6,23**	**12,64**	**0,00**	**28,21**	**15,20**	**865,64**	**88,78**	**235,32**

średnio w latach 2000 - 2002	**37,52**	**4,47**	**10,37**	**2,36**	**28,82**	**16,46**	**763,96**	**92,05**	**245,38**

Tablica 4. *Pociąg P – 95.*

data	praca efekt	dojazd	zabudowa wybudowa	awarie	przestoje	OC	przerób na dzień	przerób na godz. zamkn.	przerób na godz. efekt.
	%	%	%	%	%	%	(mb)	(mb)	(mb)
05.2000	33,79	3,20	14,16	2,74	24,20	21,92	658,79	84,23	249,27
06.2000	29,86	11,11	19,44	1,39	17,13	21,06	775,67	96,96	324,70
07.2000	31,25	12,50	9,38	0,00	23,96	22,92	925,00	115,63	370,00
08.2000	43,01	2,57	9,56	0,00	20,22	24,63	1083,76	135,47	314,94
09.2000	47,77	0,00	3,57	7,14	17,26	24,26	1311,21	163,90	343,12
10.2000	51,25	2,50	10,00	0,00	15,00	21,25	1225,00	153,13	298,78
11.2000	43,75	12,50	12,50	0,00	12,50	18,75	1000,00	125,00	285,71
12.2000	39,29	0,00	7,14	5,36	33,93	14,29	263,00	37,57	95,64
za 2000	**40,09**	**3,91**	**10,51**	**2,51**	**20,43**	**22,54**	**953,85**	**120,67**	**300,98**
05.2001	36,16	15,18	13,39	1,79	13,24	20,24	1107,14	138,39	382,72
06.2000	25,00	18,75	12,50	0,00	18,75	25,00	840,00	105,00	420,00
07.2000	37,50	12,50	12,50	0,00	31,25	6,25	1210,00	151,25	403,33
08.2000	33,75	20,63	6,25	0,00	25,63	13,75	936,40	117,05	346,81
10.2000	56,25	0,00	0,00	0,00	18,75	25,00	1400,00	175,00	311,11
za 2001	**35,65**	**16,67**	**10,19**	**0,93**	**18,90**	**17,67**	**1048,67**	**131,08**	**367,71**
za 2002							**0**	**0**	**0**
średnio	**38,82**	**7,56**	**10,42**	**2,06**	**20,00**	**21,15**	**980,80**	**123,66**	**318,55**

Analizując maksymalne i minimalne wartości czasu pracy efektywnej oraz przestojów jako czynników mających bezpośredni wpływ zarówno na przeroby dzienne jak i przeroby liczone na godzinę zamknięcia dostrzegamy, że ich wartości mieszczą się w szerokich granicach:

- praca efektywna od 23,96% do 62,83%
- przestoje od 8,33% do 44,64%.

Oczywiście tam gdzie podczas pracy maszyny rośnie udział przestojów, to maleje udział pracy efektywnej. Poprawienie tego stanu nie jest jednak łatwe, gdyż o przestojach w wielu wypadkach decyduje głównie zły stan toru, na którym prowadzone są prace oraz wyboczenia starej szyny powstające wskutek naprężeń cieplnych. W tabeli nr 6 zamieszczono przykłady procentowego udziału powyższych przyczyn występowania przestoju:

Tablica 6 .

% przestoju	okres pracy	przyczyna przestoju
68,4%	11.2002 - P-93 nr 2	wybudowa połamanych podkładów
66,7%	06.2000 - P-93 nr 1	odprężanie szyny starej
64,7%	12.2002 - P-93 nr 2	wybudowa połamanych podkładów
63,3%	12.2001 - P-93 nr 2	wybudowa połamanych podkładów
59,2%	11.2001 - P-93 nr 2	wybudowa połamanych podkładów
57,3%	11.2002 - P-93 nr 1	odprężanie szyny starej
54,8%	10.2000 - P-93 nr 1	wybudowa połamanych podkładów

Operatorzy pociągów pracujących na sieci DB nie mają dodatkowej czynności w postaci:

- ręcznego usuwania pękniętych podkładów,
- cięcia szyny celem odprężania szyny starej,

a maszyna pracuje praktycznie w sposób ciągły. Dotychczas zdarzył się tylko jeden przypadek pęknięcia podkładu, natomiast ani razu nie było potrzeba odprężać szynę. Dzięki temu, podczas gdy w Polsce przestoje liczone w skali roku, pochłonęły ok. 30% czasu pracy, w Niemczech dotychczas stanowiły średnio ok. 12,5% czasu pracy, co procentowało wzrostem udziału pracy efektywnej i przerobów na godzinę zamknięcia. Charakterystyczne wartości dla pracy pociągu P-95 w Niemczech zestawiono w tabeli nr 7.

Tablica 7. *Praca pociągu P - 95 w Niemczech.*

data	praca efekt	dojazd	zabudowa wybudowa	awarie	przestoje	OC	przerób na dzień	Przerób na godz. zamkn.	przerób na godz. efekt.
	%	%	%	%	%	%	(mb)	(mb)	(mb)
05.2003	50,96	0,96	22,12	0,00	15,38	10,58	1 728,75	132,98	260,94
06.2003	65,93	2,20	14,65	0,00	7,33	9,89	1888,75	166,04	251,83
07.2003	48,88	9,42	10,76	0,00	14,80	16,14	1411,00	113,89	233,01
średnio	**55,45**	**3,71**	**16,46**	**0,00**	**12,50**	**11,88**	**1438,69**	**138,88**	**250,49**

Podsumowanie

Okres pracy pociągu w Niemczech wynosi dotychczas tylko kilka miesięcy, dlatego też wnioski z analizy przytoczonych w tabeli danych muszą zostać potwierdzone w dłuższym przedziale czasowym. Analizując je jednak aktualnie i łącząc z obserwacją pracy pociągu w Niemczech można stwierdzić, że:

1. średnie miesięczne wydajności pracy pociągu liczone na godzinę zamknięcia, przy pracy w Polsce wahają się w znacznie szerszym zakresie niż przy pracy na sieci DB, co wynika głównie ze stanu technicznego wymienianej nawierzchni,
2. dążąc do zmniejszenia średniej wartości przestojów, w czasie pracy pociągu w Polsce, należy w miesiącach letnich rozpoczynać pracę maszyn bladym świ-

tem, kiedy słońce nie nagrzewa jeszcze szyn — przyjęcie takiego systemu ograniczy lub usunie problem odprężania szyny starej,

3. zły stan wymienianej nawierzchni, a głównie konieczność ręcznego usuwania pękniętych lub połamanych podkładów znacznie wydłuża czas pracy, co uwidacznia się zmniejszeniem wydajności maszyny. W takich przypadkach należy liczyć się z tym, że faktycznie poniesione koszty, będą wyższe od przewidywanych, co spowoduje obniżenie zakładanego zysku, lub nawet poniesienie straty.

Janusz Kasprowicz
Polskie Huty Stali S.A. Oddział Huta Katowice
Stanisława Liszka
Zakład Badań Ochrony Środowiska i Technologii Hutniczych Sp. z o.o.

Badanie własności połączeń spawanych i zgrzewanych szyn typu UIC60 w gat. 900 A

Wstęp

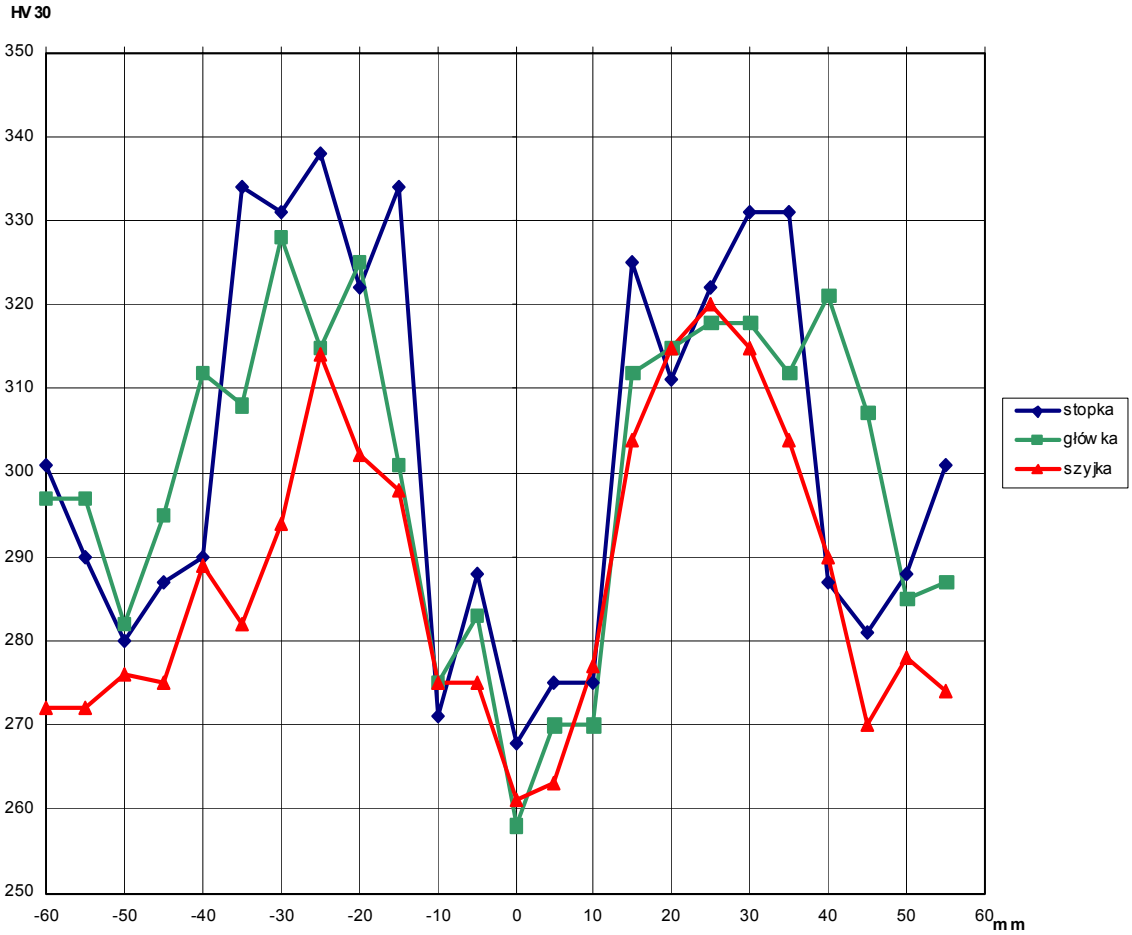
Tendencje do zwiększania prędkości w kolejowym ruchu pasażerskim oraz wzrastające obciążenia na oś w ruchu towarowym powodują ciągły wzrost wymagań stawianych zarówno szynom jak i ich połączeniom w torze. Do łączenia szyn — z historycznego punktu widzenia – stosowano spawanie termitowe, zgrzewanie iskrowe oraz obecnie coraz częściej spawanie łukowe. We wszystkich przypadkach występuje problem spawalności stali szynowych, ze względu na bardzo wysoki równoważnik węgla CE od 0,8 do 1,0 i ich przynależność do grupy stali bardzo trudno spawalnych. [1]

Po wprowadzeniu w Hucie Katowice technologii ciągłego odlewania stali do produkcji wsadu szynowego w gat. 900 A przeprowadzono na odcinkach szyn próby spawania i zgrzewania iskrowego.

W Ośrodku Spawalnictwa PKP w Maczkach wykonano operację spawania szyn typu UIC60 dostarczonych przez Hutę Katowice, odwalcowanych w Walcowni Dużej z kęsisk o przekroju 280 × 400 mm odlewanych na MCOS 1. Na szynach pochodzących z tego samego wytopu przeprowadzono próby zgrzewania oporowego doczołowego w zgrzewalni PKP w Skarżysku Kamiennej wg standardowej technologii. Wyniki badań własności mechanicznych spoin i zgrzein oraz badań makro i mikrostruktury i strefy wpływu ciepła (SWC) zaprezentowano w niniejszym referacie.

Badania spoiny termitowej

Rozkład twardości na przekroju wzdłużnym złącza (w głowie , szyjce i stopie szyny) przedstawia rys.1 [2].



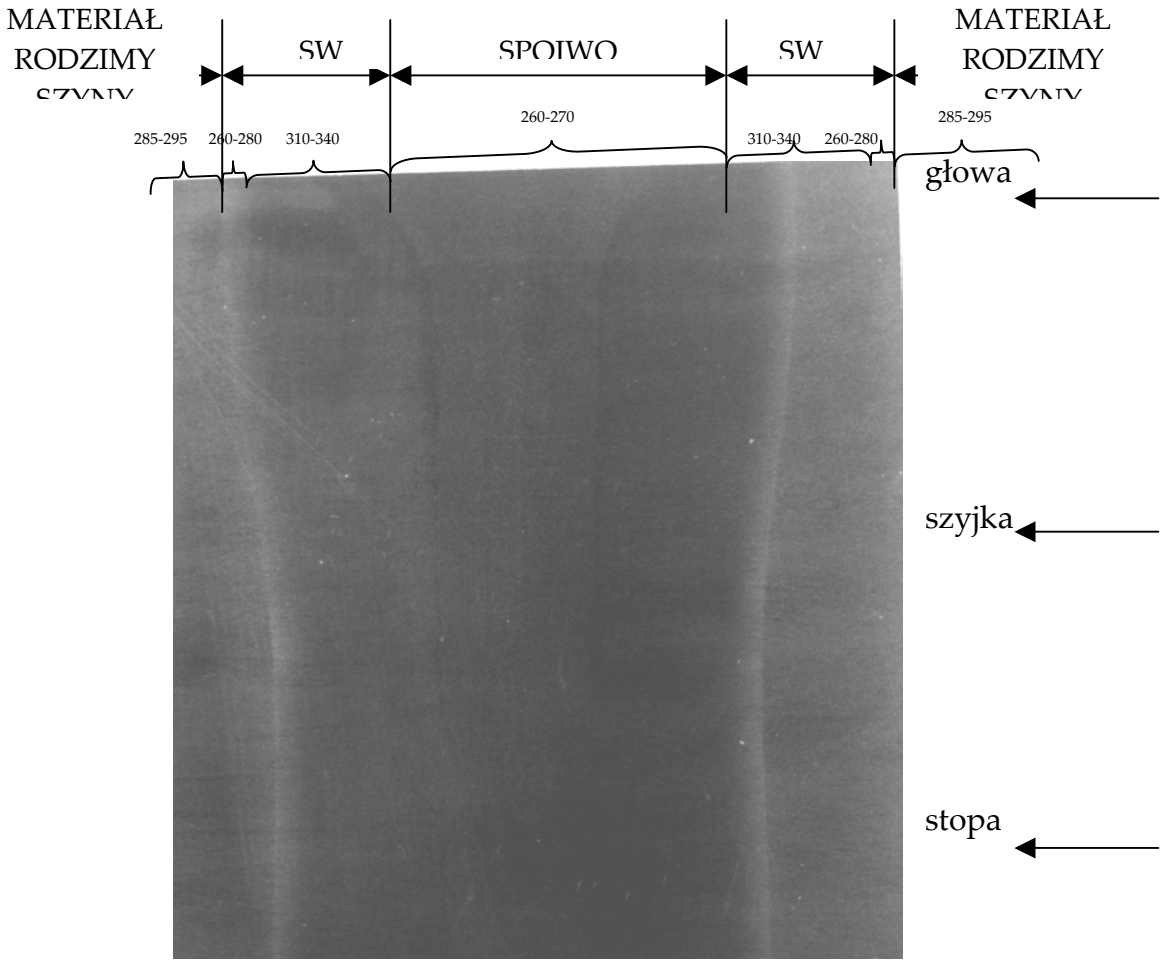
Rysunek 1. Rozkład twardości HV30 na przekroju wzdłużnym spoiny

Makrostrukturę szyn poddanych spawaniu ujawniono metodą Baumanna, a odbitki przedstawia rys.2 i 3. Charakter segregacji jest typowy dla szyn odwalcowanych z wsadu odlanego metodą ciągłą.

Rysunek 2. Odbitka Baumanna na przekroju szyny poddanej spawaniu termitowemu. W szyjce segregacja dodatnia w obszarze ujemnej (wz.2 wg Kodeksu UIC860).

Rysunek 3. Odbitka Baumanna na przekroju szyny poddanej spawaniu termitowemu. W szyjce segregacja dodatnia (wz.4 wg Kodeksu UIC860).

Przez badane złącze spawane wykonano przekrój wzdłużny w osi szyny i szlif poddano trawieniu 3%-wym roztworem HNO_3 w alkoholu, co pozwoliło na ujawnienie makrostruktury złącza (rys. 4) [2].



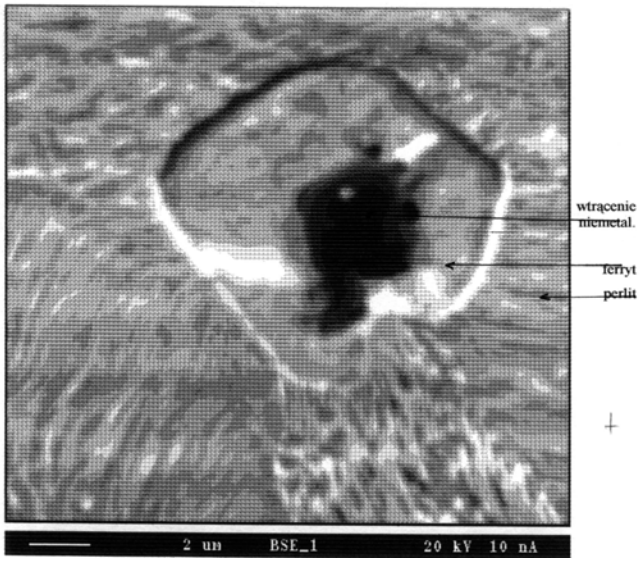
Rysunek 4. Makrostruktura spoiny termitowej. Podano twardość HV30.

W osi spoiny występuje pasmo spoiwa o szerokości od 30 mm w główce szyny do 26mm w stopce. Twardość materiału w tym obszarze wynosi 260-270 HV30.

Struktura stopiwa posiada budowę dendrytyczną, charakterystyczną dla odlewu, i złożona jest z wydłużonych ziaren perlitu z siatką ferrytu po ich granicach (rys.5.)

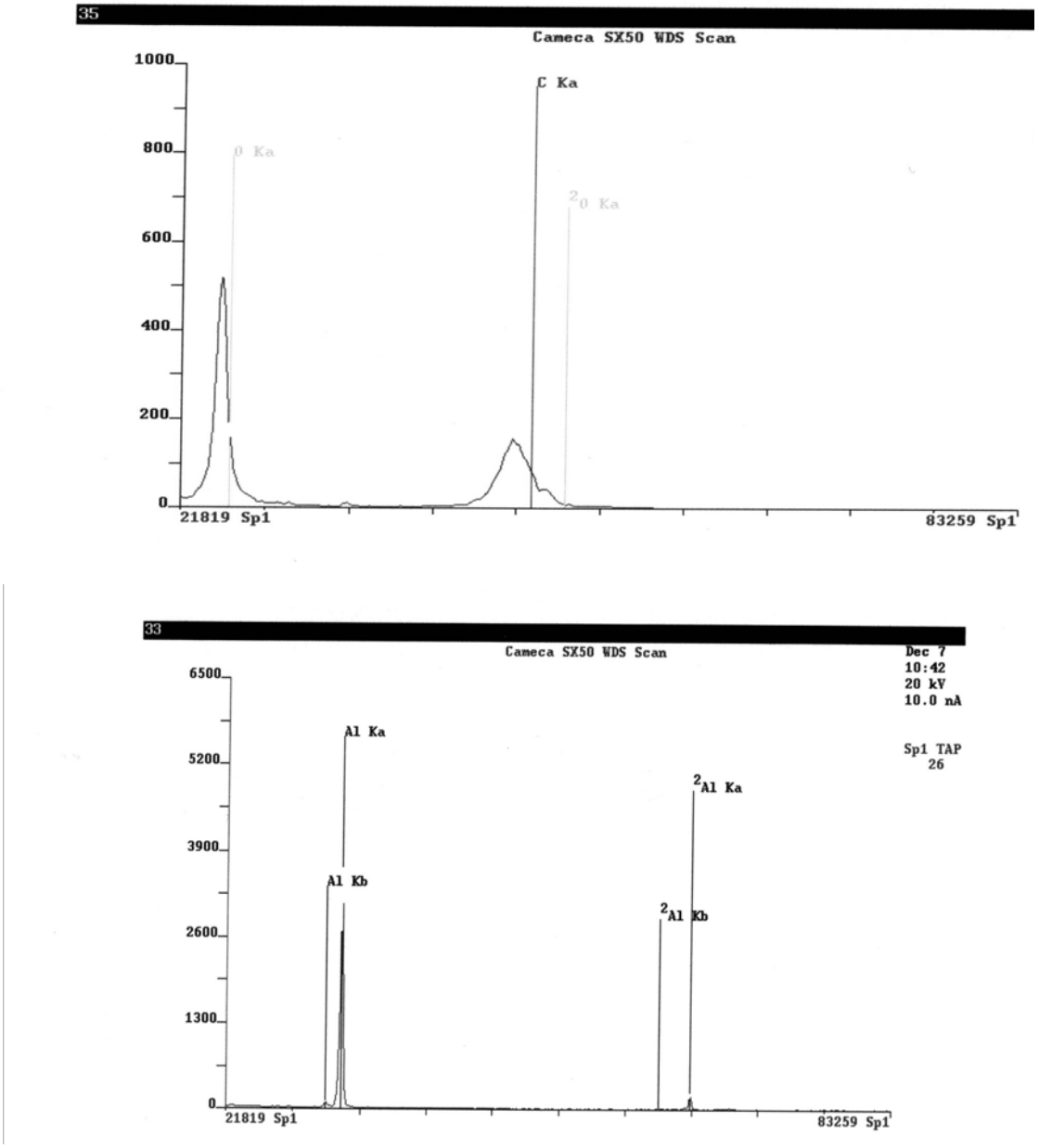
Rysunek 5. Struktura spoiwa: grube, dendrytyczne ziarna perlitu z siatką ferrytu po granicach. Wewnątrz ziarn perlitu punktowe wydzielenia ferrytu i wtrąceń globularnych.

Wewnątrz ziarn perlitu widoczne są punktowe wydzielenia tlenków w otoczkach fazy ferrytycznej (rys.6a).



Rysunek 6a. Obraz skaningowy fragmentu ziarna dendrytycznego w spoiwie.

Metodą mikroanalizy rentgenowskiej wykazano, że wtrącenia te są tlenkami Al (rys.6.b.c.)

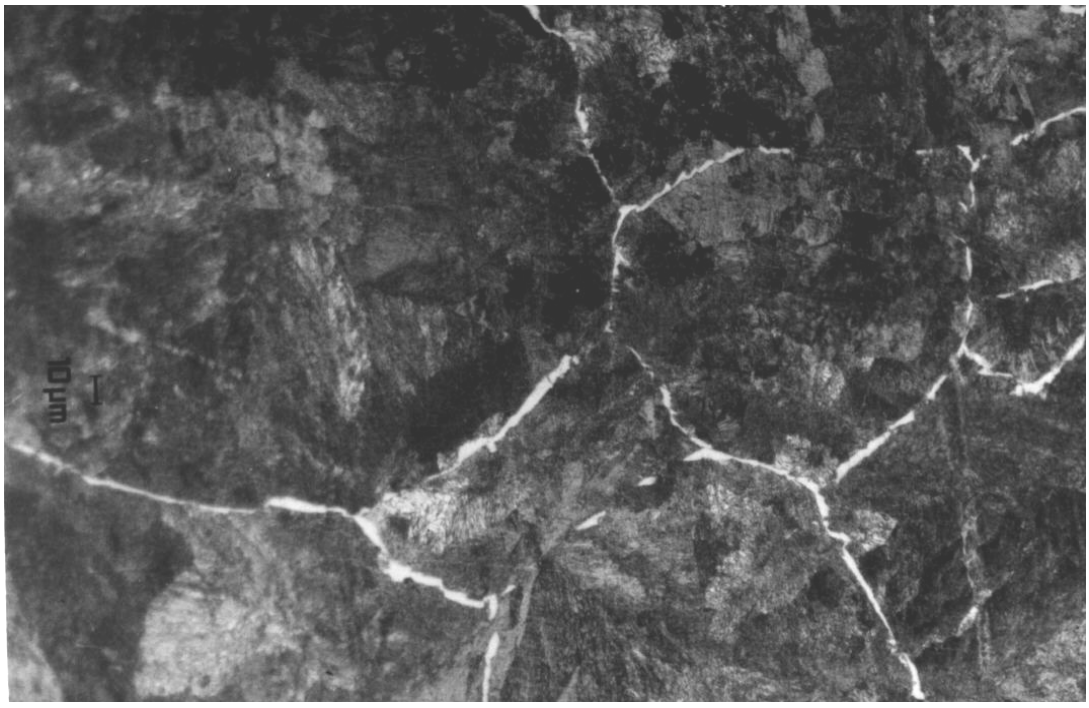


Rysunek 6 b,c. Widmo promieniowania rtg w obszarze wtrącenia niemetalicznego z rys. 6a.

Symetrycznie po obu stronach pasma spoiwa występuje strefa oddziaływania wysokich temperatur (SWC) o szerokości 35mm w główce i 30 mm w stopce.

Twardość w obszarze SWC wynosi 310÷340HV30. Struktura w główce i stopce jest głównie perlityczna ze śladami ferrytu (rys.7) natomiast w obszarze szyjki w perlicie występuje zróżnicowana zawartość ferrytu: od śladów (jak na rys. 7) do siatki po granicach ziaren (rys.8.)

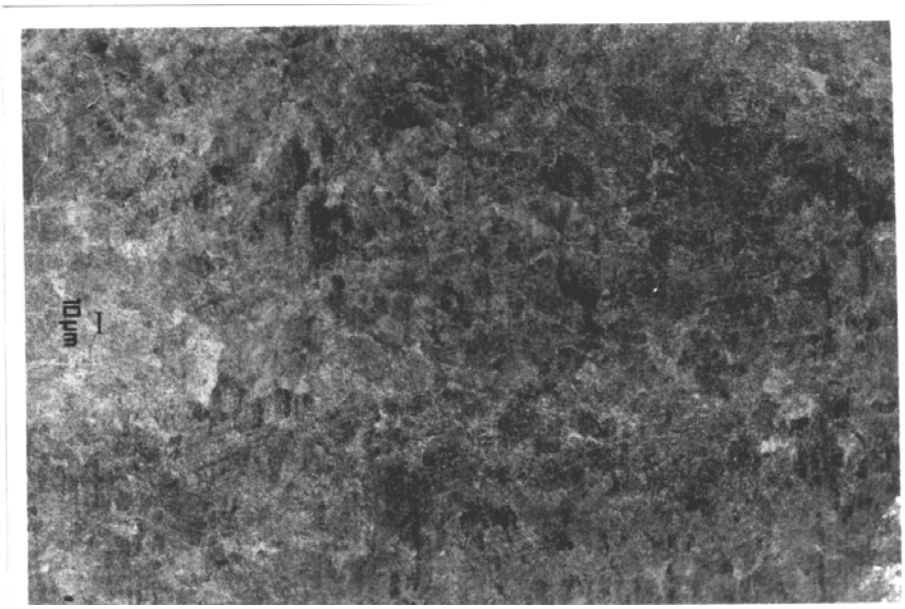
Rysunek 7. Struktura w SWC spoiny (główka szyny). Perlit + ślady ferrytu po granicach ziaren.



Rysunek 8. Struktura w SWC spoiny (szyjka szyny). Perlit + siatka ferrytu po granicach ziaren.

To zróżnicowanie zawartości ferrytu wynika z typu segregacji środkowej w szyjce szyny (dodatniej i ujemnej jak na rys.2 lub dodatniej jak na rys. 3).

W obszarze przejścia SWC w materiał rodzimy szyny występuje pasemko struktury perlitycznej z cementytem skoagulowanym (rys. 9), o twardości 260 – 280HV30.



Rysunek 9. Struktura w obszarze przejścia SWC w materiał szyny. Perlit ze skoagulowanym cementytem.

Szerokość spoiny wynosi 100 mm w główce i 86mm w szyjce szyny.

W obszarze badanego złącza wykonano analizy chemiczne i stwierdzono, że w SWC skład chemiczny jest porównywalny ze składem chemicznym materiału rodzimego szyny, tj. C≅0,75%, Mn≅1,10%, P≅0,020%, S≅0,016%, Al≅0,005%.

Skład chemiczny spoiwa wykazuje niższą zawartość C=0,57% oraz znacznie wyższą zawartość Al=0,11% w stosunku do materiału szyny. Koresponduje to ze strukturą spoiwa: ferryt po granicach ziaren perlitu oraz liczne wtrącenia tlenku Al.

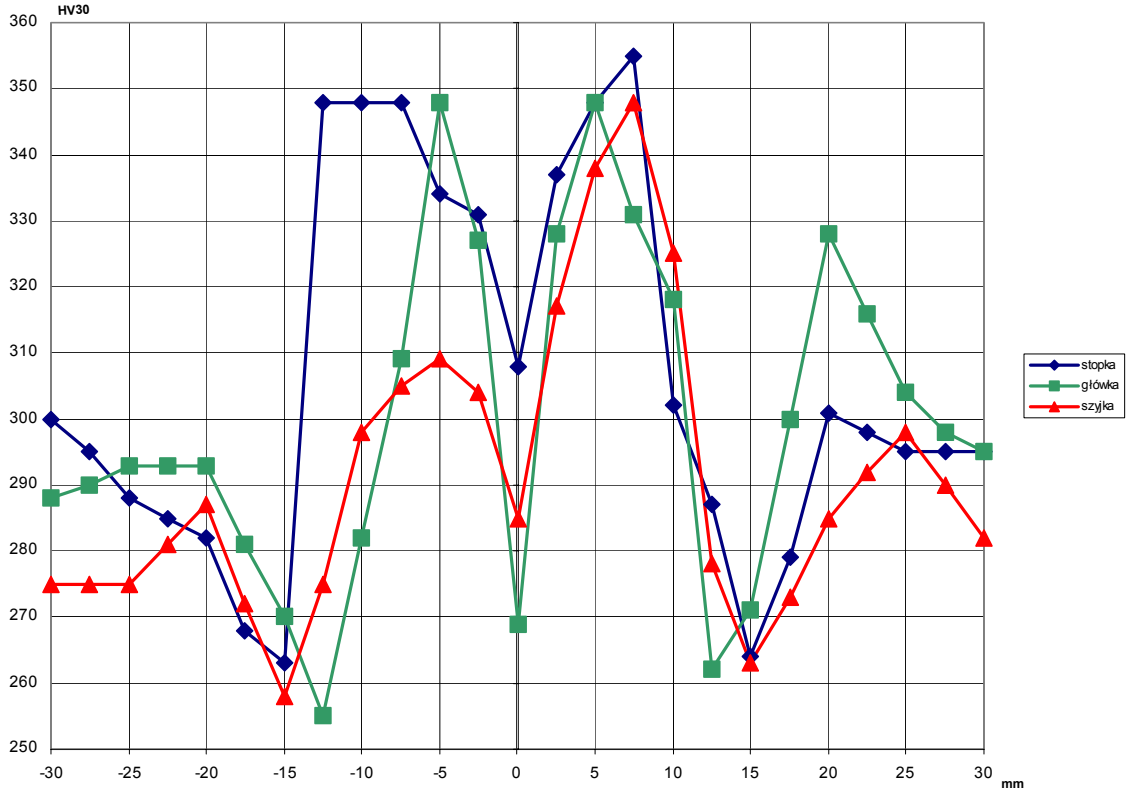
W obszarze spoiny — w główce i stopce szyny- wykonano próbę rozciągania. Stwierdzono, że:

- w główce: R_m= 782MPa, $R_{0,2}$=582MPa, A_5=11,4%, Z=4,0%
- w stopce: R_m= 717MPa, $R_{0,2}$=578MPa, A_5=11,8%, Z=4,0%

Uzyskane wartości Rm są niższe niż dla materiału szyny ze stali 900A. Przełomy zrywcze posiadały charakter kruchy, z dużym udziałem pęknięć łupliwych. Wynika to z gruboziarnistej, dendrytycznej struktury spoiwa i skutkuje niską wartością przewężenia.

Badania zgrzeiny iskrowej

Rozkład twardości HV 30 na przekroju wzdłużnym złącza przedstawiono na rysunku 10 [2].



Rysunek 10. Rozkład twardości HV 30 na przekroju wzdłużnym połączenia zgrzewanego iskrowo.

Obraz makrostruktury szyn poddanych zgrzewaniu ujawnionej metodą Baumanna przedstawia rys.11 i 12 — charakter segregacji jest typowy dla szyn z wsadu ciągłego.

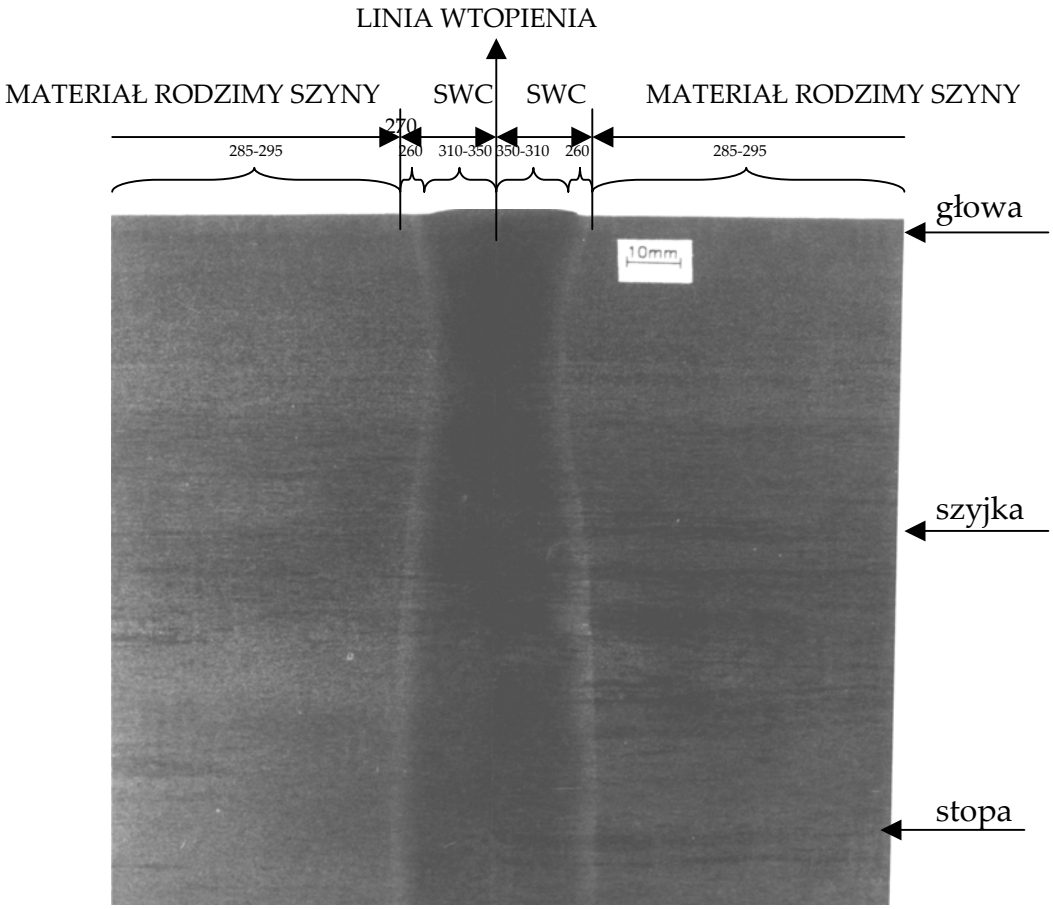
Rysunek 11. Odbitka Baumanna na przekroju szyny poddanej zgrzewaniu iskrowemu. W szyjce segregacja dodatnia (wz.4 wg Kodeksu UIC860).

Rysunek 12. Odbitka Baumanna na przekroju szyny poddanej zgrzewaniu iskrowemu. W szyjce segregacja dodatnia (wz.4 wg Kodeksu UIC860)

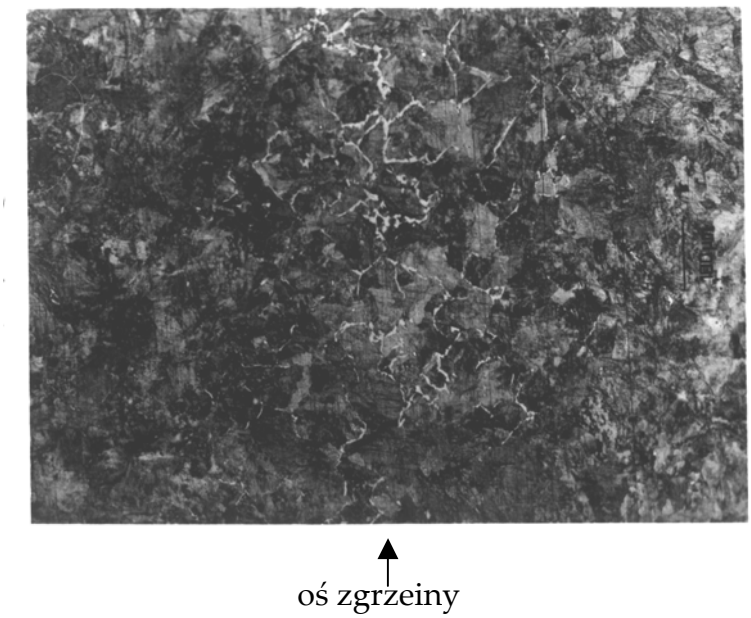
Analogicznie jak w przypadku spoiny termitowej wykonano przekrój wzdłużny przez zgrzeinę i ujawniono jej makrostrukturę (rys.13.) [2].

Ciemne pasma widoczne w obszarze szyjki jednej z szyn są wynikiem dość silnej dodatniej segregacji środkowej (patrz rys.12).

W osi zgrzeiny (linii wtopienia) występuje pasmo struktury perlitycznej z siatką ferrytu po granicach ziaren (rys.14) o szerokości ok. 0,3mm w głowie i stopce i 0,2mm w szyjce. Twardość w tym obszarze wynosi 270HV30



Rysunek 13. Makrostruktura spoiny iskrowej. Podano twardość HV30.

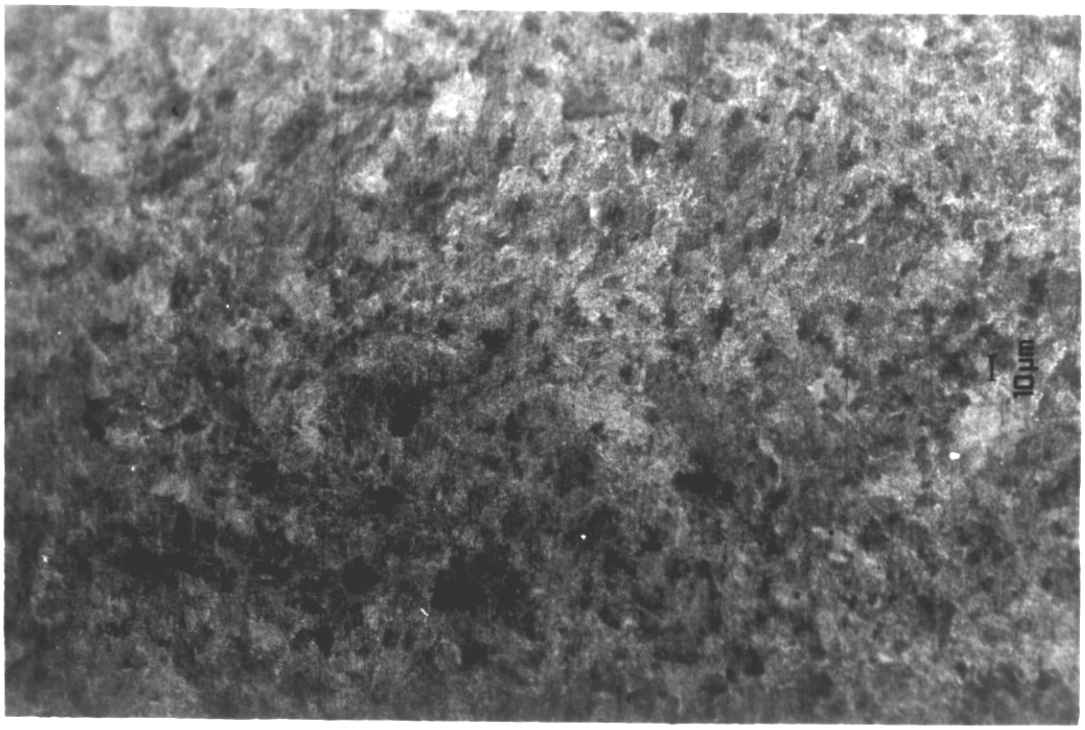


Rysunek 14. Struktura w osi zgrzeiny iskrowej. Perlit + siatka ferrytu po granicach ziaren w linii wtopienia i gruboziarnisty perlit w obszarze przyległym.

W strefie wpływu ciepła struktura jest perlityczna ze śladami ferrytu. W sąsiedztwie osi zgrzeiny występuje perlit w postaci grubych kolonii (rys.14), o twardości

350HV30. Ze wzrostem odległości od osi zgrzeiny wielkość koloni perlitu maleje (rys.15), a twardość spada do około 310HV30. W obszarze przejścia SWC w materiał rodzimy szyny cementyt w perlicie jest skoagulowany (rys.16), twardość wynosi 260HV30.

Rysunek 15. Struktura w SWC zgrzeiny iskrowej. Perlit + ślady ferrytu.



Rysunek 16. Struktura w obszarze przejścia SWC w materiał rodzimy szyny. Perlit ze skoagulowanym cementytem.

Szerokość zgrzeiny wynosi 24 – 34mm w główce i 30 – 34mm w stopce.

W obszarze zgrzeiny wykonano analizę chemiczną i stwierdzono, że w SWC zawartość C jest o 0,02 - 0,03% niższa niż w materiale rodzimym szyny, co związane jest z większym udziałem ferrytu w strukturze.

Próba rozciągania przeprowadzona na próbkach z obszaru złącza zgrzewanego dała następujące wyniki:

- w główce R_m= 930MPa, $R_{0,2}$=516MPa, A_5=8%, Z=20,8%
- w stopce: R_m= 941MPa, $R_{0,2}$=519MPa, A_5=7,6%, Z=19%

Wartości R_m, $R_{0,2}$ i Z występują na poziomie jak dla materiału szyny, A_5 wykazuje niewielkie obniżenie.

Podsumowanie

Szerokość strefy wpływu ciepła w obszarze spoiny termitowej (wraz z pasmem spoiwa) mierzona zmianami twardości wynosi ok. 100 mm, natomiast w przypadku zgrzeiny iskrowej obszar ten zawężony jest do około 40 mm. Struktury występujące w spoinie są znacznie mniej korzystne dla własności eksploatacyjnych toru, szczególnie obszar spoiwa z budową dendrytyczną i wzdłużnymi ziarnami perlitu z siatką ferrytu oraz z punktowymi wydzieleniami tlenków w otoczkach fazy ferrytycznej. Znajduje to potwierdzenie w poziomie wyników własności mechanicznych spoiny i zgrzeiny: wartości Rm i Z spoiny termitowej są znacznie niższe niż w przypadku zgrzeiny iskrowej. Dla tej ostatniej, wartości wytrzymałości na rozciąganie i przewężenia są porównywalne z uzyskanymi na szynach ze stali w gat. 900 A.

Literatura

[1] J. Dziubiński, P. Adamiec : „Technika łączenia szyn kolejowych". Materiały XIV Konferencji Naukowo – Technicznej Huty Katowice „Produkcja i eksploatacja szyn kolejowych"

[2] S.Liszka, J.Delung: Sprawozdanie z pracy badawczej nr TKJ/JO/848/95. „Badania metaloznawcze zgrzein iskrowych i termitowych szyn UIC 60 odwalcowanych z wlewków COS", nie publikowane.

Kazimierz Kłosek
Politechnika Śląska w Gliwicach

Modelowanie numeryczne geosyntetycznych wzmocnień podtorza na terenach górniczych i gruntach słabo nośnych

Wstęp

Modernizacja i naprawy podtorza linii magistralnych na terenach górniczych stanowią specyficzny problem techniczny, wymagający indywidualnych metod analitycznych. Charakter deformacji podłoża górniczego, związane z tym zmiany parametrów wytrzymałościowych podtorza oraz procesy prowadzące do jego uplastycznienia [4] posiadają specyficzny charakter, utrudniający stosowanie tradycyjnych metod oceny jego nośności i stateczności.

Funkcjonujące obecnie metody analityczne [7] zawierają szereg uproszczeń i mogą prowadzić do błędnych decyzji w procesie wymiarowania warstw nawierzchni. Aplikacja metod stosowanych na terenach „nie górniczych" jest w warunkach podłoża górniczego mało skuteczna i prowadzi do znacznego ograniczenia wzmocnień podtorza. Dotyczy to zwłaszcza wzmocnień z wykorzystaniem geosyntetyków [1]. Przykłady potwierdzające tę tezę przytoczono w pracy.

Szereg istniejących linii magistralnych w Aglomeracji Górnośląskiej będzie poddanych oddziaływaniom górniczym jeszcze przez najbliższy okres kilkunastu lat [5]. Problem jest więc wciąż aktualny.

Model obliczeniowy

W pracy przedstawiono założenia przyjętego modelu dyskretyzacji oraz wyniki obliczeń numerycznych nośności podtorza w ujęciu metody elementów skończonych dla analizy problemów sprężysto-plastycznych ośrodka dwufazowego tj. szkielety i wody. Zostały one sformułowane dla opisu zagadnień dużych odkształceń na bazie uaktualnionego opisu Lagrange'a. Analizując sprężysto-plastyczne własności nawierzchni i podtorza zdefiniowano kryterium uplastycznienia materiału:

$$F\{\sigma_{ij}) = F\{\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3\} = 0 \qquad (1)$$

gdzie:

σ_{ij} – składowe tensora naprężenia w przyjętym układzie współrzędnych.

Dla ciał izotropowych warunek plastyczności zależy tylko od naprężeń głównych $\sigma_{1,2,3}$ niezależnie od kierunków głównych. Równanie powyższe opisuje powierzchnię w przestrzeni naprężeń określaną jako powierzchnia warunku plastyczności (powierzchnia graniczna).

Obszary spełniające warunek:

- $F\{\sigma_{ij}) \leq 0$ są określane jako stan sprężysty, zaś warunek
- $F\{\sigma_{ij}) > 0$ odpowiada stanowi lepko plastycznemu. (2)

Stosowany w obliczeniach numerycznych program posiadał wbudowane sprężysto-plastyczne modele materiału (nawierzchni-gruntu podtorza). Badania doświadczalne wskazują, że w przypadku gruntów jak i skał (ośrodków rozdrobnionych) najbardziej adekwatny pozostaje warunek plastyczności (powierzchnia) Coulomba-Mohra:

$$F = (\sigma_1-\sigma_3) + (\sigma_1+\sigma_3)\sin\phi - 2c\cos\phi \qquad (3)$$

Interpretację graficzną powierzchni warunków plastyczności przedstawiono na rysunku 2.

Zakres przetwarzania danych umożliwia przyjęcie odpowiednich schematów deformacji poprzez przemieszczenia węzłów symulujących np. poziome odkształcenia jednostkowe podłoża górniczego ε. Efektem obliczeń są składowe naprężeń, niezmienniki, naprężenia główne oraz potencjał plastyczny F w postaci stref uplastycznienia. Granica stref uplastycznienia obejmuje obszary w których spełniony jest warunek plastyczności, co odwzorowano w technice izolinii.

Przykład obliczeniowy

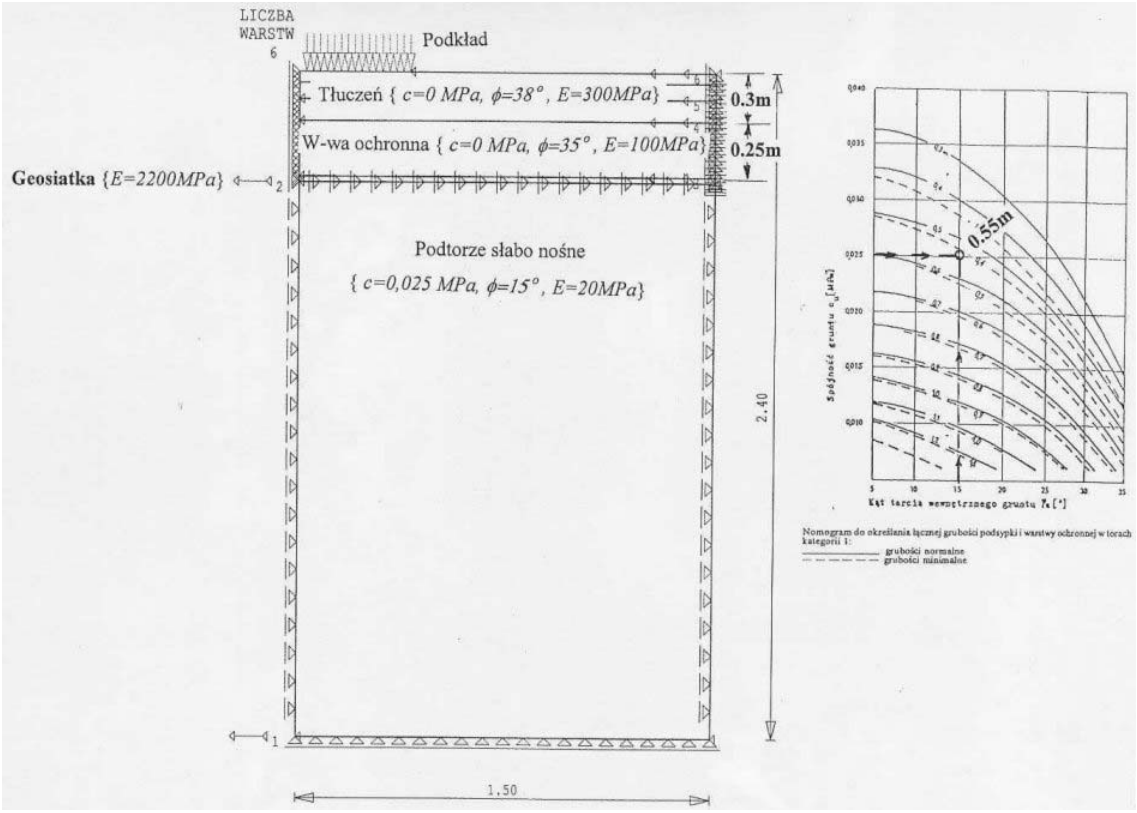
W pracy przedstawiono przykład obliczeniowy dla słabo nośnego podtorza w warunkach braku oddziaływań górniczych jak i dla przypadku wystąpienia w podłożu poziomych odkształceń rozluźniających ε. Rozpatrzono przypadek tradycyjnego wzmocnienia podtorza poprzez zastosowanie warstwy ochronnej, oraz w kolejnym wariancie, poprzez dodatkowe wzmocnienie nawierzchni geosiatką zlokalizowaną w strefie torowiska. Dane wyjściowe zestawiono na rys. 1.

Obliczenia grubości normalnej warstwy ochronnej w torach kategorii 1 wykonano zgodnie z Instrukcją [7]. Wyniki analizy numerycznej tego samego przypadku przedstawiono na rys. 2.

Wskazują one na rozległe strefy stanu lepkoplastycznego w nawierzchni i podtorzu co świadczy o zdecydowanie nie wystarczających parametrach warstwy ochronnej. Symulacja wymuszeń kinematycznych odpowiadających poziomym odkształceniom jednostkowym I–kategorii terenu górniczego $\varepsilon = 3$ mm/m została dla tego samego przypadku przedstawiona na rys. 3. Spowodowane poziomymi odkształceniami rozluźniajacymi, pełne uplastycznienie podłoża ilustruje z kolei rys. 4.

Obliczeniowy efekt dodatkowego wzmocnienia słabo nośnego podtorza warstwą geosiatki przedstawiono na rys. 5. Ilustruje on ewidentny wzrost nośności górnych warstw nawierzchni oraz cienkiej warstwy podtorza pracujących w stanie sprę-

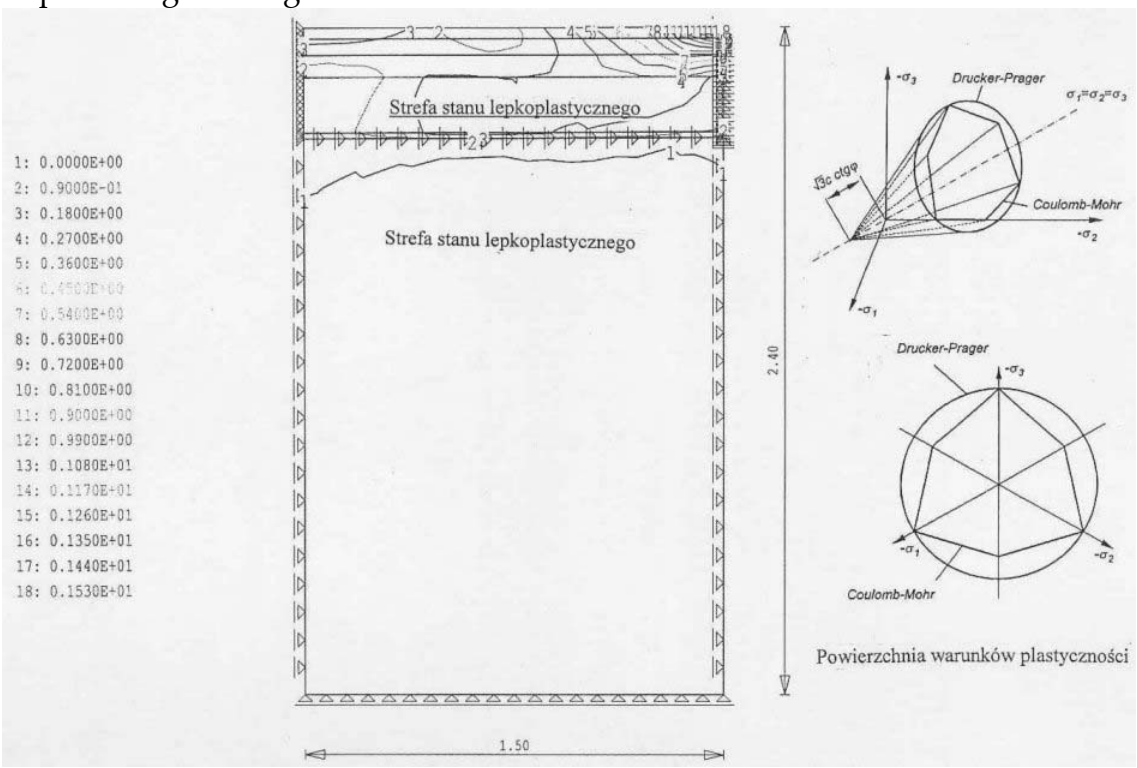
żystym. Warunkiem osiągnięcia tego stanu jest odpowiedni dobór geosiatki cechującej się wysoką wytrzymałością na rozciąganie oraz niską wydłużalnością własną. Wprowadzenie wymuszeń kinematycznych symulujących w tym przypadku poziome odkształcenia rozluźniające ε przedstawiono na rys. 6. Cechą charakterystyczną pola przemieszczeń jest kotwiący charakter geosiatki utrudniającej w istotny sposób propagację odkształceń rozluźniających w obręb górnych warstw nawierzchni. Zjawisko to potwierdzają wyniki badań doświadczalnych [4]. Odpowiadające tym wymuszeniom izolinie potencjału plastyczności dla odkształceń II/III kategorii terenu górniczego tj. ε = 6 mm/m wskazują na stałą obecność stref stanu sprężystego w podłożu mimo rozwoju stanu lepkoplastycznego w górnych warstwach nawierzchni oraz podtorzu. Strefy sprężyste otaczają dwustronnie warstwę zbrojenia podtorza geosiatką, która tworzy tu swoistą membranę wzmacniającą nawierzchnię. Górna strefa stanu plastycznego sprzyja dodatkowym osiadaniom nawierzchni względem torowiska, niezależnie od zasadniczych obniżeń terenu górniczego. Zjawisko takie obserwowane w praktyce [3], nie posiadało jak dotąd teoretycznego uzasadniania.



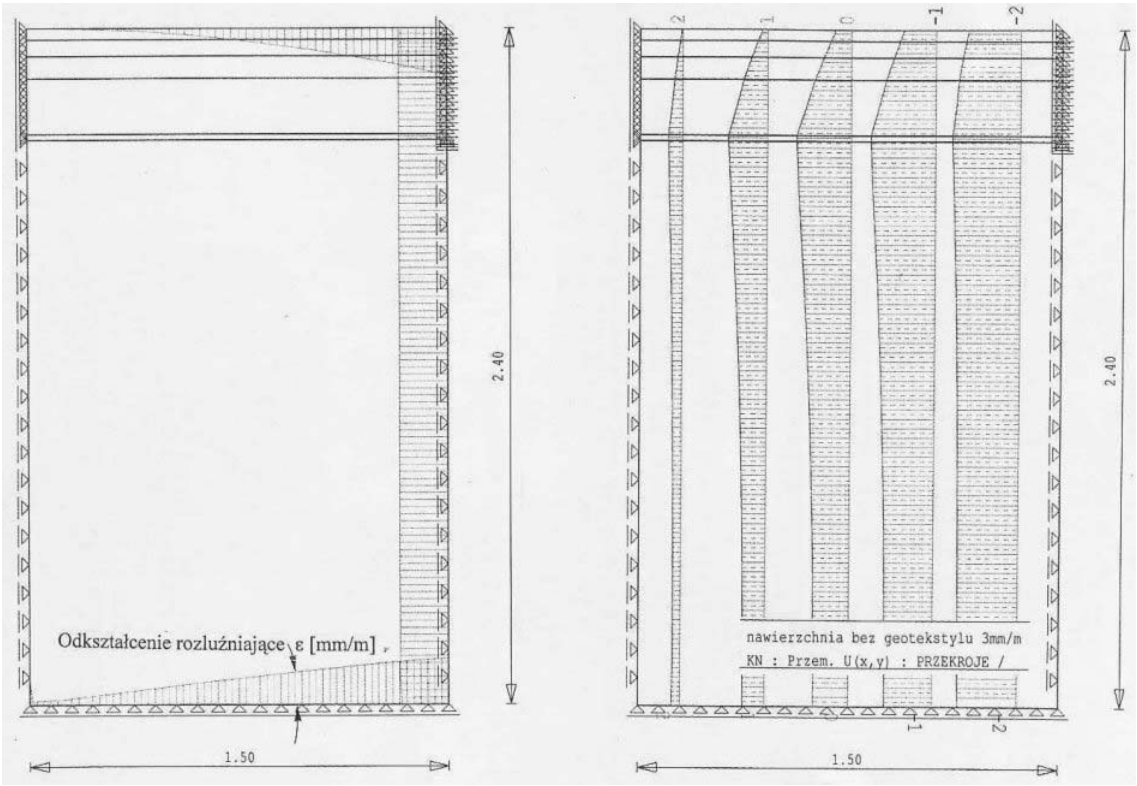
Rysunek 1. Model obliczeniowy słabo nośnego podtorza.

Technologie wzmocnień podtorza z wykorzystaniem geosiatek są zatem szczególnie korzystne w warunkach modernizacji i napraw podtorza, zwłaszcza na terenach górniczych. Stosowanie w tych warunkach innych technologii wzmocnień nie gwarantuje istotnej poprawy warunków nośności podłoża.

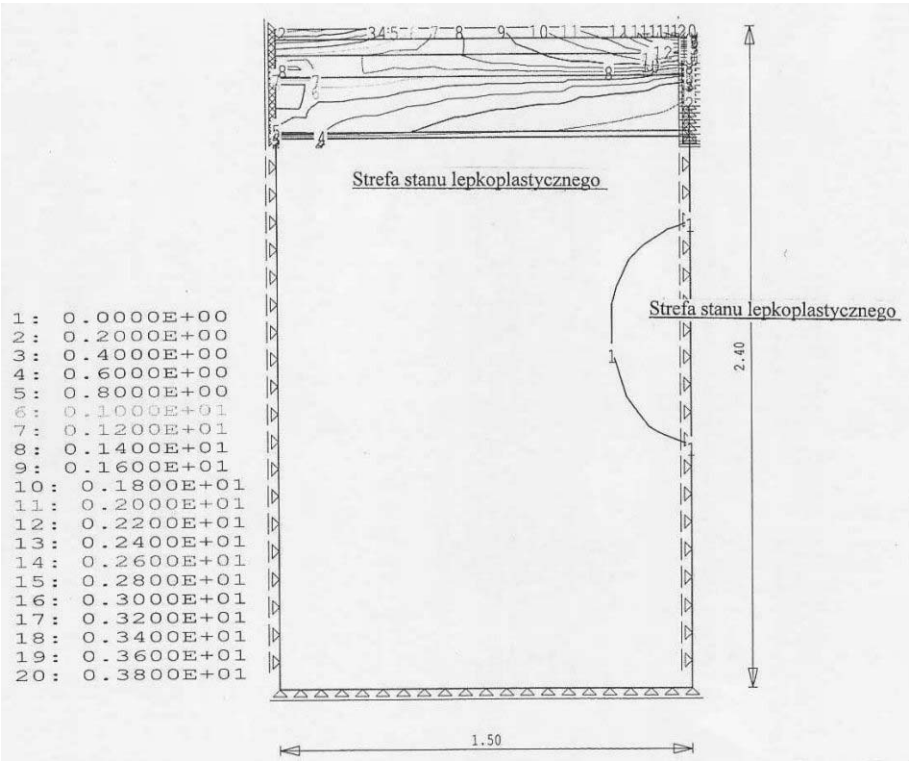
Przedstawione podejście analityczne pozwala zatem o wiele poprawniej określić realne warunki współpracy nawierzchni i podtorza, nie tylko w złożonych warunkach podłoża górniczego.



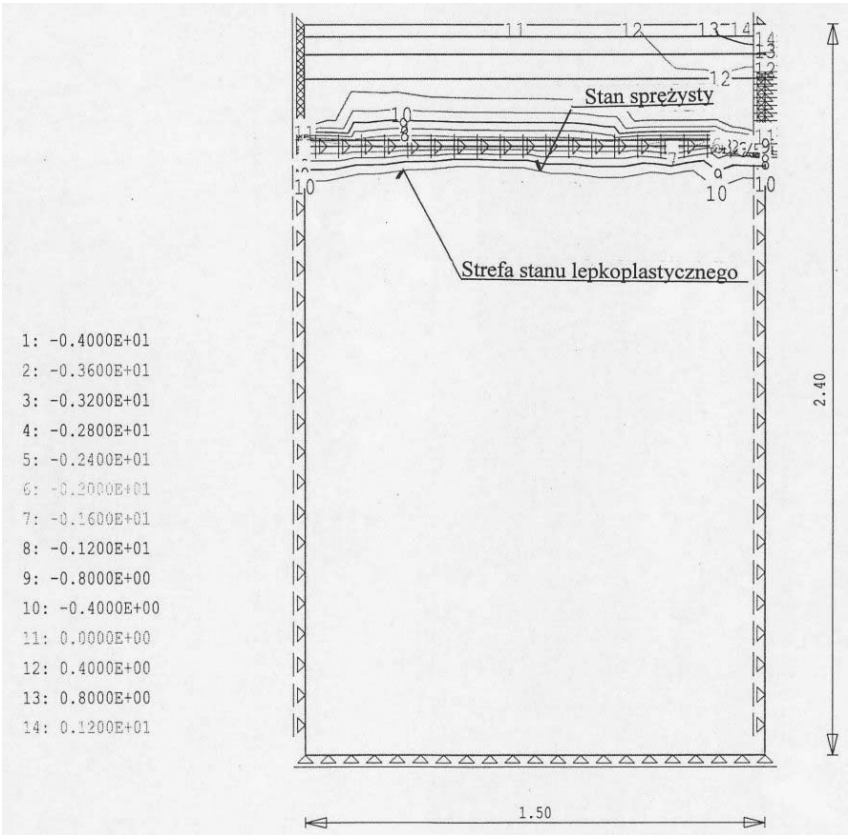
Rysunek 2. Izolinie potencjału plastyczności w nawierzchni i podtorzu bez geosiatki (ε = 0 mm/m).



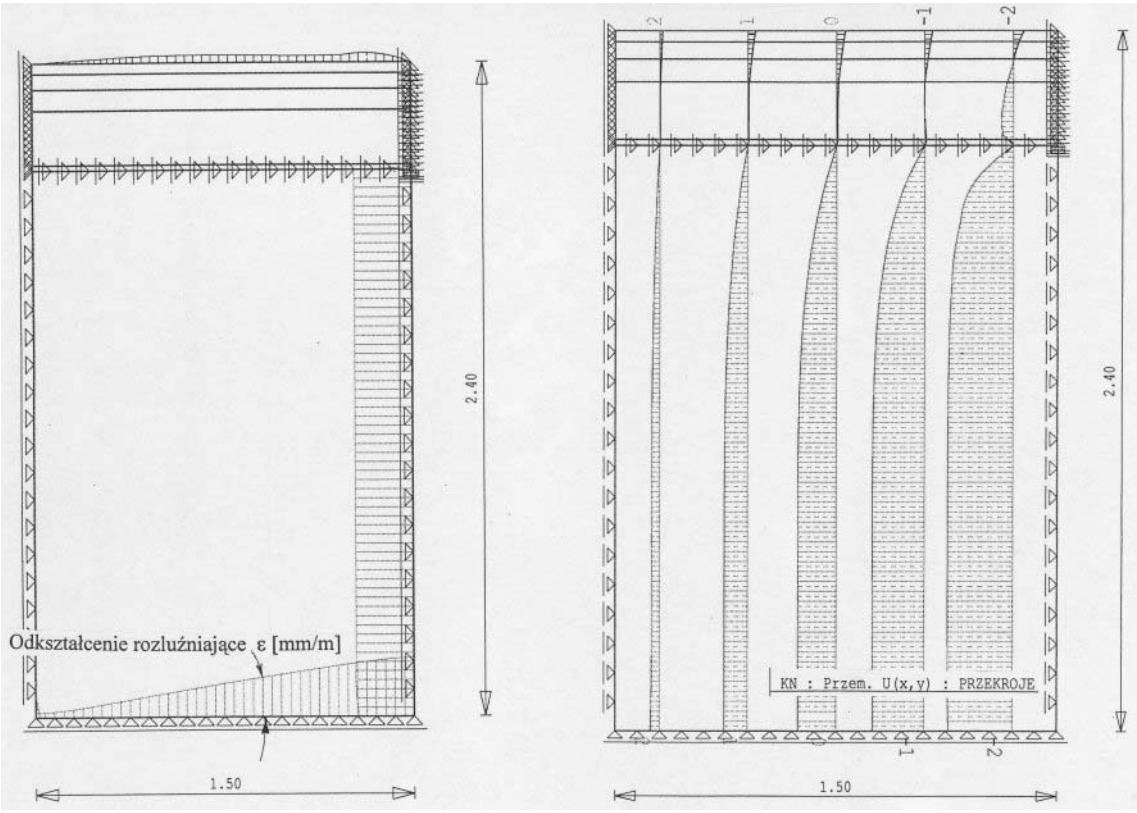
Rysunek 3. Schemat wymuszeń kinematycznych symulujących poziome, jednostkowe odkształcenie rozluźniające podtorza górniczego ε w podłożu bez geosiatki.



Rysunek 4. Izolinie potencjału plastyczności w nawierzchni i podtorzu górniczym bez geosiatki (ε = 3 mm/m).



Rysunek5. Izolinie potencjału plastyczności w nawierzchni i podtorzu wzmocnionym geosiatką (ε=0 mm/m).



Rysunek 6. Schemat wymuszeń kinematycznych symulujących poziome, jednostkowe odkształcenia rozluźniające podtorza górniczego ε w podłożu wzmocnionym geosiatką.

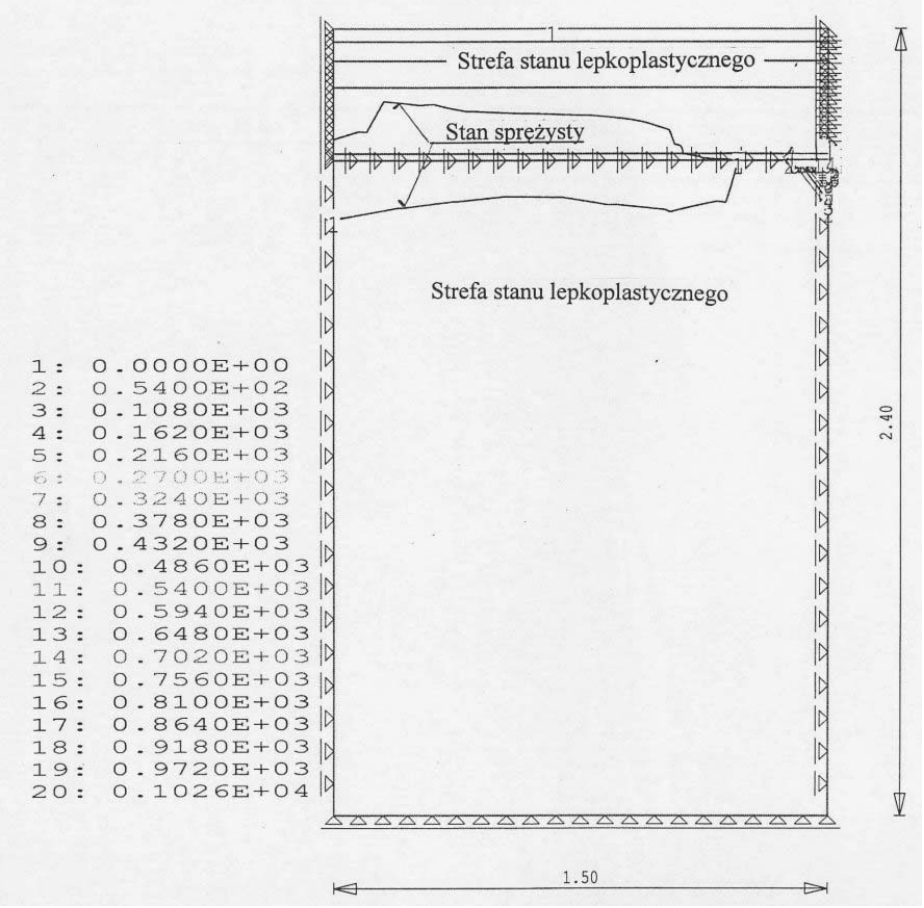
Wnioski

Numeryczne modelowanie warunków współpracy nawierzchni z modernizowanym, słabo nośnym podtorzem wskazuje na istotne braki funkcjonujących dotąd wytycznych i Instrukcji. Ich stosowanie może prowadzić do znacznego niedowymiarowania warstw ochronnych nawierzchni. W efekcie tak realizowanych prac modernizacja podtorza nie przyniesie oczekiwanych rezultatów, gdyż uplastycznienie warstw materiału nawierzchni i podtorza zniweczy oczekiwaną poprawę jego nośności.

Technologia wzmocnień podtorza kolejowego wymaga stosowania bardziej zaawansowanych metod analitycznych, uwzględniających współczesne osiągnięcia mechaniki gruntów. Przyjęty model gruntu, dobór warunków plastyczności i powierzchni potencjału w ujęciu metody elementów skończonych daje gwarancję skutecznego modelowania złożonych warunków współdziałania nawierzchni z podłożem. Dotyczy to zwłaszcza nietypowych przypadków deformacji podtorza górniczego oraz dodatkowych wzmocnień podłoża z wykorzystaniem geosiatek.

Skuteczność technologii wzmocnień podtorza poprzez jego zbrojenie wymaga nie tylko znajomości metod obliczeniowych na poziomie analiz modelowych. Istotnym warunkiem skuteczności pozostaje tu znajomość podstawowych zasad wymiarowania zbrojenia geosyntetycznego [6] na bazie metody globalnego współczynnika bezpieczeństwa lub metody stanów granicznych, z uwzględnieniem maksymalnego

wydłużenia pod obciążeniem, zdefiniowania uziarnienia warstw względem wielkości oczka geosiatki, geochemizmu gruntu oraz warunków zakotwienia geosiatki.



Rysunek 7. Izolinie potencjału plastyczności w nawierzchni i podtorzu górniczym wzmocnionym geosiatką (ε = 6 mm/m).

Literatura

[1] Ajdukiewicz J., Kłosek K.: Kryteria doboru oraz weryfikacja skuteczności stosowania geosyntetyków w podtorzu kolejowym. Mat. XI Konferencji Naukowo-Technicznej „Drogi Kolejowe 01". Wrocław-Żmigród, 2001.

[2] Dłużewski J.M. : Hydro-Geo – program elementów skończonych dla geotechniki, hydrotechniki i inżynierii środowiska. Oficyna Wyd. Pol. Warszawskiej, 1997.

[3] Kłosek K., Ajdukiewicz J.: Analiza teoretyczna współpracy nasypu kolejowego i słabo nośnego podtorza wzmocnionego geosyntetykami w świetle badań terenowych. Mat. XI Konferencji Naukowo-Technicznej „Drogi Kolejowe 01". Wrocław-Żmigród, 2001.

[4] Kłosek K.: Use of geosynthetics for strengthening road surface and subbase in areas with the mining activity. Proc. of International Symposium on "Earth Reinforcement", Fukuoka, Japan, 1996.

[5] Kłosek K.: Extreme impact of underground mining on linear transportation structures. Int. 18th Conf. of ASSMR 'Land Reclamation – a Different Approach', Albuquerque, New Mexico, USA, 2001.
[6] Sobolewski J., Ajdukiewicz J.: Zasady wymiarowania zbrojenia geosyntetycznego w nasypach i konstrukcjach oporowych linii kolejowych. Mat. XI Konferencji Naukowo-Technicznej „Drogi Kolejowe 01". Wrocław-Żmigród, 2001.
[7] Instrukcja D-4 o utrzymaniu podtorza kolejowego. Warszawa, 1996.

Kazimierz Kłosek
Politechnika Śląska w Gliwicach

Wpływ płytkiej eksploatacji górniczej na tor bezstykowy

Wstęp

Prowadzona w Polsce eksploatacja górnicza nie ogranicza się wyłącznie do centralnego obszaru Woj. Śląskiego, gdzie gęstość dróg szynowych — w tym zwłaszcza linii kolejowych dochodzi do 14 km/100 km^2. Przedstawiony w pracy problem dotyczy zagrożenia terenu i obiektów powierzchniowych w rejonie olkusko–bolesławskim gdzie od szeregu lat prowadzona jest eksploatacja rud cynku i ołowiu. Lokalizacja bogatych złóż pod korytem rzeki Baby, 2-torową linią kolejową nr 62 (tor bezstykowy) relacji Tunel–Sosnowiec Płd. oraz linią szerokotorową LHS spowodowała konieczność podjęcia istotnych decyzji z uwagi na znaczne zagrożenie bezpieczeństwa i ciągłości ruchu kolejowego w tym rejonie. Znaczny koszt zmiany konstrukcji toru bezstykowego na konwencjonalny a następnie powrót do konstrukcji bezstykowej na długości ~3.3 km uznano za istotny argument na rzecz podjęcia precedensowej w skali kraju decyzji zezwalającej na podjęcie ryzyka eksploatacji górniczej na warunkach specjalnych. Kierowano się tu opinią Komisji ds. Ochrony Powierzchni przy Wyższym Urzędzie Górniczym, która narzuciła ostre rygory działalności górniczej.

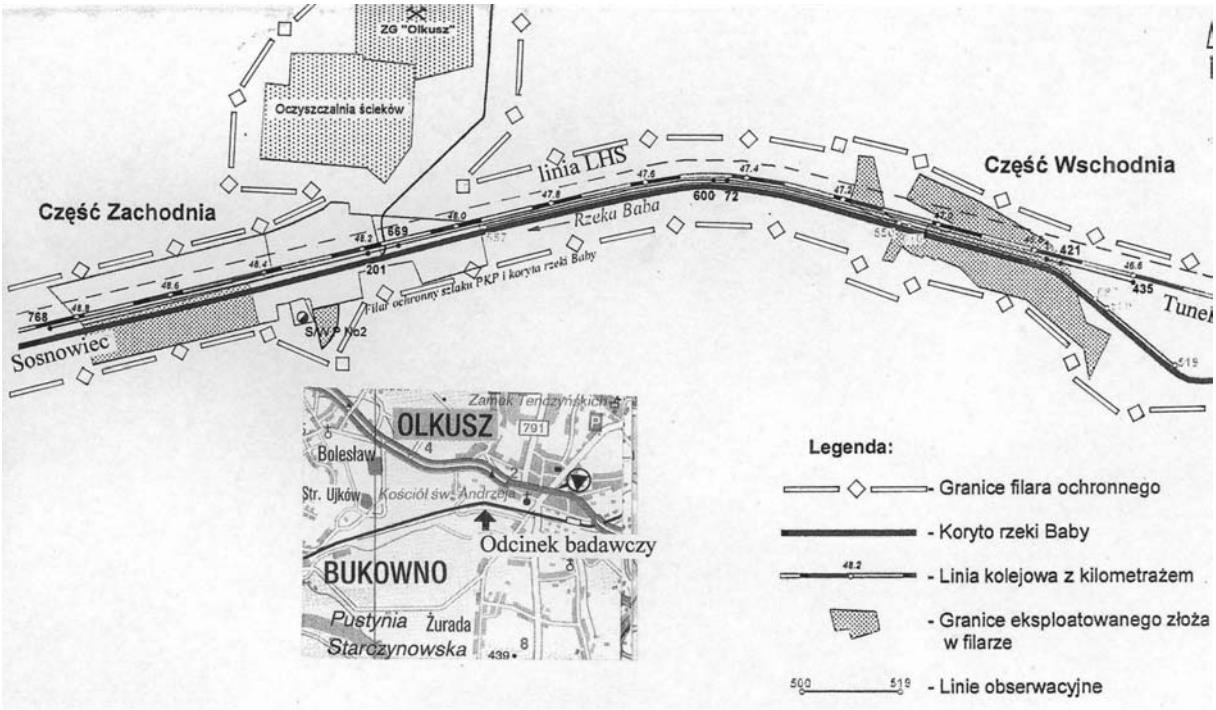
Istotnym elementem profilaktyki budowlanej określono stały monitoring stanu nawierzchni i podtorza, w tym zwłaszcza okresowe pomiary sił osiowych w szynach, koordynację ich lokalnego odprężania itp.

Opis sytuacji geologiczno-górniczej

W rejonie filara ochronnego kolei górotwór jest zbudowany z piaskowych warstw czwartorzędowych o grubości do kilkunastu metrów pokrytych cienką warstwą gleby i zwięzłych utworów triasowych w formie warstw wapiennych i dolomitowych. W warstwach dolomitów kruszconośnych zalega złoże rud cynku i ołowiu o zmiennej miąższości oraz nieregularnym układzie w planie. Złoże o łącznej powierzchni ~7 ha obejmowało swym zasięgiem całą szerokość filara na długości ~400 m w części zachodniej i ~300 m w części wschodniej, co pokazano na rys. 1. Jego miąższość wahała się od 2-8 m (lokalnie do 20 m).

Ze względów technologicznych grubość eksploatacji złoża ograniczono do 6 m wybierając najbogatsze w metal okruszcowane warstwy. Znaczną część filara stano-

wiły pola bezzasobowe. Minimalna głębokość eksploatacji wynosiła 67 m a maksymalna 81 m.



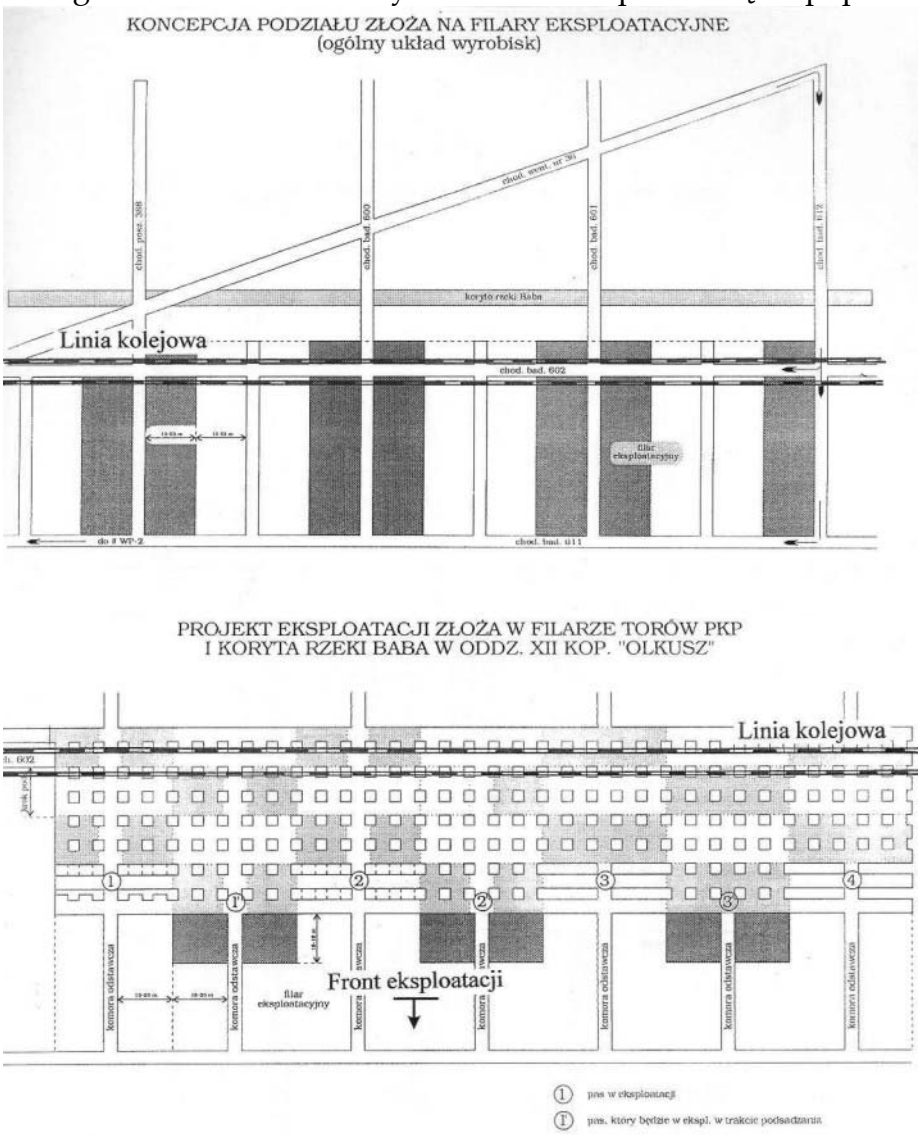
Rysunek 1. Lokalizacja filara ochronnego szlaku kolejowej i geodezyjnej sieci obserwacyjnej.

Istotne zagrożenia stwarzała budowa geologiczna warstw stropowych. Górotwór budowały w tym rejonie skały o średniej i niskiej wytrzymałości , zaś w strefie utlenionej tzw. okna erozyjne. Górotwór zbudowany w znacznej mierze ze spękanych i kawernistych dolomitów został uprzednio odwodniony, poniżej spągów projektowanych wyrobisk. Czynniki te podniosły ryzyko zagrożenia powierzchni deformacjami nieciągłymi w postaci lejów i zapadlisk.

W środkowej części filara ochronnego kolei zidentyfikowano uskok o zrzucie 1,5–5 m. Naruszenie w tym rejonie stateczności grubych i względnie sztywnych warstw stropowych groziło na powierzchni również powstaniem deformacji nieciągłych typu uskoków i progów.

W tak niekorzystnych warunkach ochrony powierzchni, jedyną możliwością złagodzenia tkwiących tu potencjalnie zagrożeń była rygorystycznie przestrzegana profilaktyka górnicza. Została ona ostatecznie sprowadzona do filarowo-komorowego systemu eksploatacji z pełną podsadzką hydrauliczną. W złożu pozostawiono system filarów podporowych o wymiarach w rzucie 3x3 m (max 4x4 m pod linią kolejową). Złoże było wybierane komorami o szerokości ~5 m i wysokości 6 m, co schematycznie ilustruje rysunek 2. Powstałe pustki wypełniano niezwłocznie podsadzką hydrauliczną z zabudową stropu celem minimalizacji opadu skał stropowych i propagacji nadmiernych obniżeń na powierzchni terenu. Przyjęty system eksploatacji charakteryzował się niską wartością współczynnika osiadania a=0,02 oraz prostym (globalnie) frontem usytuowanym równolegle do osi trasy linii kolejowej. Usytuowanie to uznano w przedmiotowych warunkach za korzystne dla chronionych

obiektów liniowych. Nie gwarantowało ono jedynie trwałego usytuowania linii w planie z uwagi na nieuniknione w tych warunkach przesunięcia poprzeczne jej osi.



Rysunek 2. Projekt eksploatacji złoża w filarze ochronnym PKP.

Eksploatację złoża w filarze ochronnym rozpoczęto w 1994 r. a ukończono w 2002 r. Ogółem wydobyto w tych warunkach 1.300.000 tys. ton przemysłowych złóż kruszconośnych.

Filar ochronny torów PKP został zaliczony do drugie kategorii ochrony powierzchni, co z uwagi na rodzaj nawierzchni i obowiązujące przepisy uzasadniały dalszą eksploatację linii na warunkach nadzwyczajnych.

Charakterystyka szlaku kolejowego

Nawierzchnia toru bezstykowego badanej linii 2-torowej kategorii 1 wykazywała duże zróżnicowanie wynikające zarówno z cech konstrukcyjnych, czasokresu eksploatacji nawierzchni oraz niesymetrycznego obciążenia na obu kierunkach. Zdecydowanie większe obciążenie przenosił tor ładowny nr 2 relacji Sosnowiec–Tunel. Li-

nia nie posiadała żadnych zabezpieczeń konstrukcyjnych zdolnych kompensować oddziaływania górnicze [4].

Nawierzchnię toru nr 1 w obrębie badanych, prostoliniowych odcinków tworzyły szyny ciężkie typu UIC 60 z Huty Katowice (1980), przytwierdzone do podkładów betonowych w sposób pośredni typu K. Stan toru, którego temperatura układki wynosiła w granicach 12-18^{o}C , można było określić jako dobry.

Nawierzchnię toru nr 2 tworzą szyny ciężkie typu UIC 60 (S 60) o długościach początkowych 25 m produkcji Huty Kościuszko, SYSCO–Sydney (Kanada), Huty Katowice oraz Donawitz z lat 1975-76. W trakcie eksploatacji wykonano liczne wstawki (1980 r – kilkanaście pęknięć zimowych) oraz odcinkowe wymiany nawierzchni (1985). Na długości dwóch odcinków badawczych szyny posiadały przytwierdzenie typu K do podkładów drewnianych. Temperatura przytwierdzenia wahała się w granicach 26–40° C dla jednego i 24–26° C dla drugiego odcinka. Ogólny stan nawierzchni oceniono jako zły z uwagi na duże nasilenie wad powierzchniowych w szynach i liczne uszkodzenia przytwierdzeń szynowych oraz samych podkładów. Wyniki tych obserwacji w pełni potwierdziły późniejsze badania defektoskopowe oraz parametry geometryczne z drezyny pomiarowej przy zapisie cyfrowym.

Całość podtorza dla obu odcinków jest ukształtowana w formie nasypów o wysokości 3–5m.

Metodyka i wyniki badań szlaku kolejowego

Metodyka badań skutków eksploatacji górniczej polegała głównie na zastosowaniu:

- metod geodezyjnych opartych na sieciach obserwacyjnych (AGH),
- technik satelitarnych GPS-u do oceny prostoliniowości torów,
- metod pomiaru sił osiowych w szynach,
- standardowych metod diagnostyki parametrów geometrycznych nawierzchni (wskaźniki „J" i „W_5").

Pomiary metodami geodezyjnymi

Badania metodami geodezyjnymi[1] bazowały na ciągach obserwacyjnych [5] zastabilizowanych wzdłuż linii kolejowej oraz pomiarach główek szyn sprowadzonych do ich niwelacji i pomiarów długościowych. Na bazie 30–cykli pomiarów określano aktualne wskaźniki deformacji powierzchni tj.:

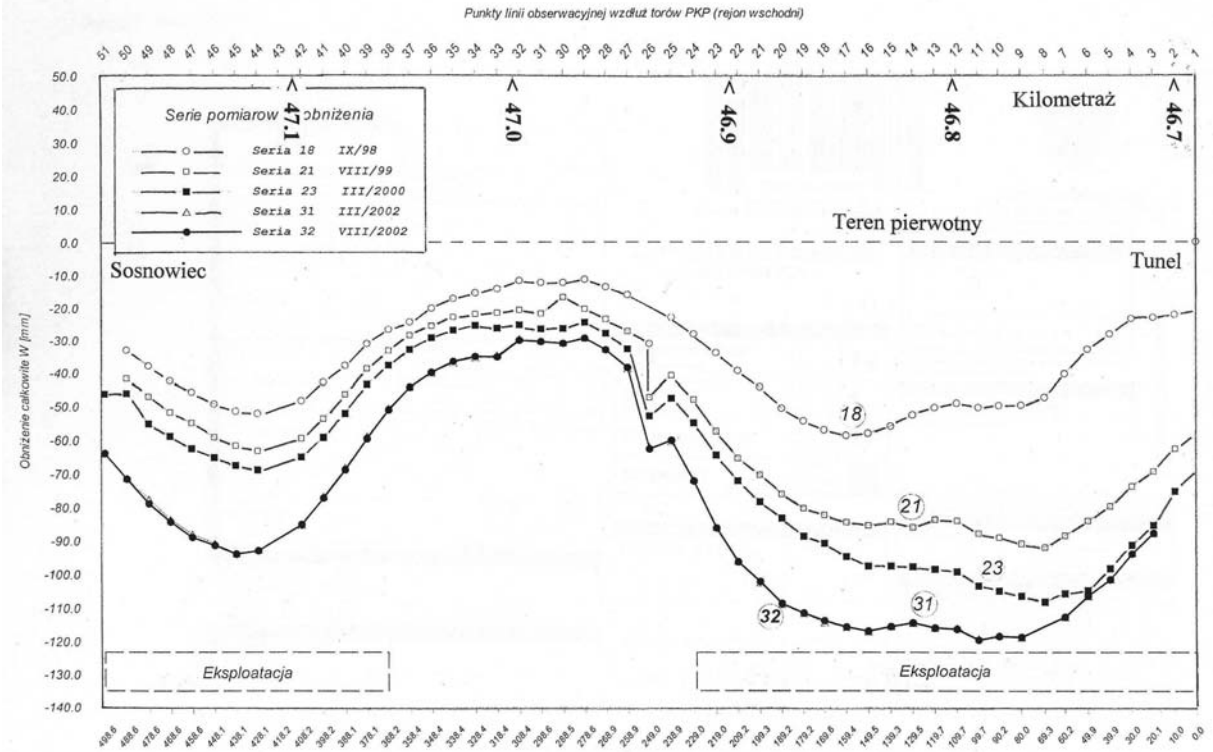
- obniżenia okresowe i całkowite[2] wzdłuż profilu linii (u podstawy nasypu) — rys. 3,
- obniżenia okresowe i całkowite główek szyn,
- jednostkowe odkształcenia poziome powierzchni,

[1] Pod kier. Prof. E. Popiołka – AGH.

[2] W pomiarach wysokościowych błędy średnie nie przekraczały $\pm$1mm dla podłoża i $\pm$1,2mm dla główki szyny.

- nachylenia terenu (wzdłużne i poprzeczne) oraz krzywizny.

Uzupełniająco przeprowadzono kilka serii pomiarów techniką satelitarną GPS celem oceny zmian prostoliniowości[3] dwóch odcinków toru bezstykowego we wschodniej i zachodniej części filara ochronnego.



Rysunek 3. Obniżenie wzdłuż linii obserwacyjnej w części wschodniej dla końcowej fazy eksploatacji.

Wyniki badań potwierdziły dobrą zgodność prognoz i pomiarów geodezyjnych, co dokumentuje porównanie maksymalnych wskaźników deformacji:

$W_{max}^{progn} = 0{,}120m$	$W_{max}^{pom} = 0{,}1181m$
$T_{max}^{progn} = 2{,}4mm/m$	$T_{max}^{pom} = 2{,}32mm/m$
$\varepsilon_{max}^{progn} = \pm 2{,}6mm/m$	$\varepsilon_{max}^{pom} = \pm 0{,}3mm/m$

Niwelacja główek szyn wykazała większe obniżenia $W_{max}^{pom} = 0{,}1418$ m co było wynikiem chwilowej utraty nośności przez podłoże w warunkach poziomych odkształceń rozluźniających podłoża górniczego [3]. Szczegółowa analiza obniżeń niwelety toru względem podstawy nasypu oraz punktów pomiarowych na fundamentach słupów trakcyjnych wykazała, że są one o ~20% większe w odniesieniu do niwelety główki szyn. Swego rodzaju „tonięcie" rusztu torowego w podsypce nie ma charakteru kumulacji odkształceń trwałych, jak na terenach nie górniczych. Podobne zjawisko zarejestrowano również w obrębie torów LHS. Okresowa rektyfikacja nawierzchni utrudniała precyzyjną rejestrację tego zjawiska. Można jednakże przyjąć,

[3] Z dokładnością wyznaczenia wzajemnego położenia punktów ~ ±2mm.

że 20% wzrost dodatkowych osiadań[4] trwałych nawierzchni kolejowej na terenach górniczych stanowi dolne oszacowanie tego zjawiska. Efekt ten jest w chwili obecnej praktycznie pomijany w szacowaniu robót rektyfikacyjnych w obrębie podtorza i nawierzchni , co naraża kolej na straty finansowe w usuwaniu skutków działalności górniczej.

Pomiary satelitarne GPS wykazały przemieszczenia poprzeczne osi toru zarówno wskutek wzrostu sił osiowych od przyrostu temperatury otoczenia[5] jak i wskutek oddziaływania eksploatacji górniczej wykazując w tych warunkach U_{max}^{pom} =0,0283 m.

W konkluzji można stwierdzić, że pomierzone wskaźniki deformacji na ogół nie przekroczyły prognozowanych. Szczególnie korzystna okazała się redukcja poziomych odkształceń jednostkowych, mająca zasadniczy wpływ na mobilizację sił osiowych w szynach toru bezstykowego. Duże znaczenie przypisać należy zachowaniu ciągłości ruchu kolejowego, co skutkowało możliwością samoistnego odprężenia nawierzchni w strefie styku z podłożem górniczym [2].

Pomiary sił osiowych w szynach

Eksploatacja filara ochronnego kolei została poprzedzona wyjściowym pomiarem naprężeń normalnych w szynach obu torów metodą nieniszczącą przy wykorzystaniu ultradźwiękowego miernika naprężeń Debro 20 (z Huty Katowice). Celowość podjęcia tych pomiarów wynikała z potrzeby oszacowania aktualnego stanu naprężeń osiowych w szynach toru bezstykowego przed jego ewentualnym odprężeniem.

Pomiar ten, po założeniu baz pomiarowych został następnie zweryfikowany przy wykorzystaniu ekstensometru elektronicznego (miernik sił – MS). Ocena rzeczywistych wartości naprężeń osiowych była jednakże możliwa dopiero po całkowitym odprężeniu nawierzchni. Odpowiednia korekta obliczeniowa naprężeń osiowych umożliwiła porównanie wyników obu testów dla toru nr 1.

Analiza wykresów wskazywała na niejednorodny charakter rozkładu naprężeń wzdłużnych, przy dominującym jednakże udziale naprężeń ściskających, mimo iż temperatura otoczenia była zbliżona do neutralnej. Próba wyjaśnienia charakteru zmienności zarejestrowanych naprężeń okazała się dość złożona z uwagi na liczne ingerencje w stan toru, spowodowane wieloletnimi zabiegami utrzymaniowymi. Polegały one zwłaszcza na usuwaniu zimowych pęknięć i braku późniejszych zabiegów odprężających. Te z kolei wynikały ze zbyt wysokich temperatur pierwotnego przytwierdzenia nawierzchni, co w okresie zimowym doprowadzało do powstawania znacznych — niekontrolowanych naprężeń rozciągających. Brak skutecznych metod kontroli stanu naprężenia w torach bezstykowych sprawiał zatem, że realna ocena bieżących warunków jego pracy była bardzo niepewna. Zrealizowane we wstępnej fazie pomiarów odprężenie dało dopiero możliwość oceny naprężeń dodatkowych.

[4] Tj. osiadań , niezależnych od obniżeń terenu górniczego 'w'

[5] Bez wpływu oddziaływań górniczych , rzędu .....mm

Podjęte następnie cykliczne badania z wykorzystaniem miernika sił (MS1) pozwoliły na bieżącą kontrolę warunków pracy nawierzchni na podłożu górniczym.

Analizy porównawcze wykazały znacznie zawyżoną wartość naprężeń ściskających pomierzonych techniką Debro 20 co w ocenie specjalistów z Huty Katowice wiązało się z redystrybucją naprężeń własnych nawierzchni (tzw. resztkowych), w stosunku do rzeczywistych naprężeń dodatkowych pochodzenia termicznego.

Zmiany te są bardzo istotne, a ich największa koncentracja zachodzi w strefie przekroju osiowego szyny[6] jak i w skrajnych włóknach stopki — głównie po stronie zewnętrznej względem osi toru. Amplituda zmian w główce dochodzi do 400 MPa, a pierwotne naprężenia rozciągające przechodzą w ściskające. Fakt ten posiada bez wątpienia swe odwzorowanie w technice pomiarów Debro, gdzie głowica pomiarowa jest z reguły przykładana do górnej części główki szyny.

Konsekwentny charakter posiadają również zmiany naprężeń resztkowych w szyjce szyny gdzie dochodzi do stałego wzrostu naprężeń ściskających. Lokowanie baz pomiarowych (bolców) w rejonie poziomej osi obojętnej jest zatem również obarczone nieuniknionymi błędami, które rzutują na ostateczne wyniki pomiarów dodatkowych naprężeń osiowych w szynach. Stwierdzenia powyższe powinny mieć zatem wpływ na odpowiedni dobór technik pomiarowych oraz sposoby interpretacji wyników.

Ocena wypadkowych naprężeń w określonych punktach przekroju szyny z uwzględnieniem sprężysto–plastycznych warunków pracy materiału jest więc problemem bardzo złożonym i wymagającym wciąż dalszych badań.

W ramach badań specjalnych wykonano:

- pomiary i ocenę stanu torów na bazie syntetycznego wskaźnika jakości toru „J", celem określenia maksymalnej — okresowej prędkości drogowej linii,
- pomiarów sił osiowych w szynach metodą nie niszczącą z wykorzystaniem szumów magnetycznych Barkhausena [1].

Ocena stanu utrzymania toru bazuje na syntetycznym wskaźniku jakości toru „J". Jest on przyjmowany jako obiektywna ocena stanu torów, niezależna od prędkości dopuszczalnej na linii.

Dopuszczalne wartości wskaźnika syntetycznego J w zależności od maksymalnej prędkości drogowej linii określono na podstawie instrukcji (dla PKP – D 75).

Wartości pionowe (przechyłka, wichrowatość, nierówności pionowe) i poziome (szerokość toru, gradient szerokości, nierówności toków szynowych w płaszczyźnie poziomej) parametrów geometrycznych toru kolejowego oraz wskaźnik oceny stanu toru „J" dla przedmiotowej linii uzyskano z taśmy pomiarowej drezyny EM-120 z uwzględnieniem lokalizacji poszczególnych odcinków badanego toru. Wartości te pozwoliły dostosować maksymalną prędkość drogową linii V_{max} = 30/50 km/h do zmiennych warunków planu i profilu linii na terenie górniczym.

[6] Oś obojętna x-x

Wśród szeregu nowych technik pomiarów naprężeń (np. pomiary parametrów sieci krystalicznej metodą rentgenowską, metodą dyfrakcji neutronów i in.) za szczególnie interesującą uznano metodę pomiaru szumów magnetycznych Barkhausena.

Każdy materiał ferromagnetyczny (w tym stal szynowa) złożony jest z obszarów zwanych domenami. Po przyłożeniu zewnętrznego pola magnetycznego do próbki materiału domeny o kierunku namagnesowania równoległym do kierunku zewnętrznego pola magnetycznego zaczynają wzrastać aż do wypełnienia całej objętości próbki tj. do stanu nasycenia. Domeny o innym niż równoległy kierunku namagnesowania będą zanikać co powoduje zmiany namagnesowania całej próbki. Umieszczając następnie próbkę w cewce indukcyjnej połączonej z głośnikiem uzyskuje się impulsy elektryczne przetwarzane na sygnały akustyczne zwane szumem magnetycznym Barkhausena (1919). Ustalono, że natężenie szumów magnetycznych zależy od mikrostruktury materiału oraz wartości sumy naprężeń. Zależność pomiędzy natężeniem szumów magnetycznych (MP – ang. Magnetoelastic Parameter lub MBN) a wielkością zadanych naprężeń można uzyskać wykonując krzywą kalibracji.

Stworzone przez specjalistów węgierskich w oparciu o powyższe założenia urządzenie RailScan zostało dostosowane do pomiarów naprężeń w górnej strefie szyjki szyny cechującej się zerowym stanem naprężeń resztkowych. Pomiar wyjściowy jest wykonywany w dwóch różnych temperaturach co daje prostą do ustalenia zmianę naprężeń. Pomiar realizowany w tych samych punktach umożliwia kalibrację poprzez określenie czułości (charakterystyki magnetycznej) w danym punkcie.

Procedura ta stanowi indywidualne kalibrowanie każdego punktu pomiarowego, niezależnie od zmian struktury materiału i naprężeń resztkowych po długości szyny. Punkt kalibracji jest zerowym stanem naprężeń.

Po odprężeniu nawierzchni badania kontynuowano w oparciu o pomiar zarówno miernikiem sił MS jak i RailScan'em , co umożliwiło wstępną weryfikację porównawczą obu technik pomiarowych.

Zasadniczą zaletą systemu pomiarowego RailScan jest poprawność założeń merytorycznych oraz prostota technologii pomiaru o cechach nieniszczących. Zrealizowane próby wykazały, że jest to układ nieczuły na oddziaływania elektromagnetyczne trakcji, oraz inne czynniki i błędy losowe (związane np. ze sposobem stabilizacji głowic pomiarowych na szynie). Możliwość rejestracji danych pomiarowych na dysku twardym umożliwia pełną archiwizację wyników oraz ich analizę porównawczą.

Aparatura RailScan umożliwia precyzyjne określenie zarówno temperatury neutralnej szyn jak i zmienności sił osiowych, co ułatwiło monitorowanie odcinków szczególnie zagrożonych ich koncentracją w dowolnych rejonach linii, nie tylko na terenach górniczych. Z uwagi na ograniczenia finansowe zrealizowano jedynie kilka cykli pomiarowych RailScanem, kontynuując dalsze pomiary wyłącznie metodą MS.

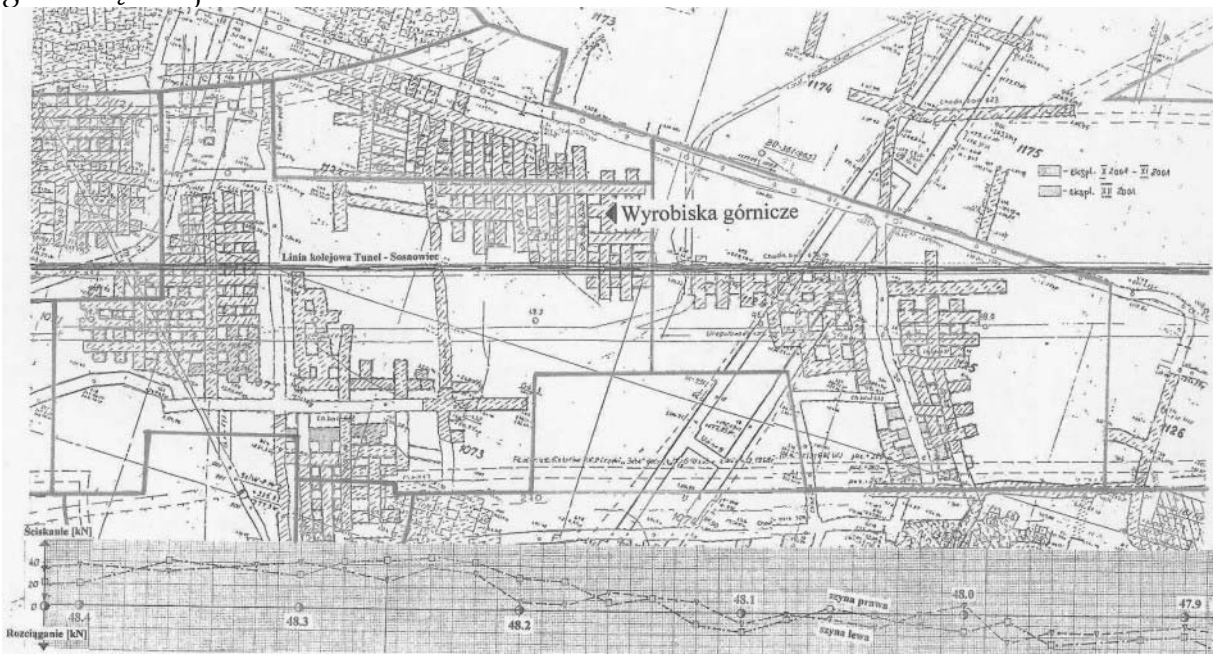
Wyniki pomiarów sił osiowych w szynach

Na przełomie ostatnich 6-lat wykonano 16-cykli pomiarowych sił osiowych w szynach. Były one związane ze zmieniającą się sytuacją górniczą w obrębie filara

ochronnego. Każdorazowa interpretacja rozkładu sił osiowych w nawierzchni była powiązana z aktualnym cyklem pomiarów geodezyjnych. Z uwagi na koszt przedsięwzięcia punkty pomiarowe umieszczono wyłącznie w torze nr 1.

Ostatnie pomiary sił osiowych w torze bezstykowym wykonano na przełomie IV/V 2002r. (cykl XV) oraz z końcem VIII br. (cykl XVI).

W trakcie pomiarów cyklu XV panowała bezwietrzna pogoda, a temperatura szyn wahała się w granicach 18-20^{o} C , tj. nieco poniżej temperatury przytwierdzenia. Wyniki pomiarów w ramach tego cyklu przedstawiono na rys. 4 wraz z sytuacją górniczą w rejonie zachodnim.



Rysunek 4. Wyniki końcowego pomiaru sił osiowych w części zachodniej.

W trakcie pomiarów cyklu XVI panowała wietrzna pogoda, temperatura szyn wahała się w granicach 37-39^{o} C , tj. nieco powyżej temperatury przytwierdzenia.

Rozkład sił osiowych w rejonie wschodnim już od cyklu XV charakteryzował brak obniżeń pochodzenia górniczego. Wartości sił oscylują w granicach zera.

Dwa lokalne maksima wystąpiły w km 46.9+20 (20kN) oraz w km 47.1+20 (15kN). Wartości minimalne o charakterze sił rozciągających wystąpiły odpowiednio w km 47.0+40 9 (-35kN) i km 46.8 (-35kN). Różnica wartości sił w obu szynach nie przekraczała 10-15kN.

Rozkład sił w rejonie zachodnim był w cyklu XV związany z zanikającymi obniżeniami górniczymi powierzchni terenu. Wartości sił pomierzonych w tym okresie miały charakter ściskający w części środkowej odcinka badawczego (do ~50kN), w rejonach skrajnych zbliżały się do zera lub nieco poniżej przechodząc w zakres rozciągań (–20-40kN). Maksymalne zróżnicowanie sił w obu szynach nie przekroczyło 15 kN.

Pomiary cyklu XVI charakteryzował całkowity zanik działalności wydobywczej w obrębie filara ochronnego kolei.

W rejonie wschodnim dominowały niewielkie siły ściskające w nawierzchni (do ~50kN), jedynie w km 46.8 wystąpiły również niewielkie rozciągania (~20kN).

Zróżnicowanie sił w obu tokach szynowych nie przekroczyło 40kN (km 46.8+80).

W rejonie zachodnim rozkład sił osiowych w szynach cechowała dominacja sił ściskających w środkowej strefie odcinka pomiarowego tj. km 48.2 – 48.5 (maks. ~100kN). W obszarach skrajnych siły te oscylowały w granicach 0 lub niewielkich ściskań do 40kN.

Pomiar cyklu XVI był niezwykle istotny, gdyż charakteryzował on nie tylko końcowy — rzeczywisty stan naprężeń w torze bezstykowym[7] po zakończeniu eksploatacji górniczej, lecz dawał zarazem pogląd co do wzajemnej korelacji rozkładu sił osiowych w szynach na tle profilu ostatecznie ukształtowanych niecek obniżeniowych (rysunek 3). Można zauważyć, zwłaszcza w rejonie zachodnim, wyraźną koncentrację ściskających sił osiowych w nawierzchni zgodną z lokalizacją dennych fragmentów — lokalnych, niepełnych niecek obniżeniowych gdzie dominują odkształcenia ściskające w podłożu.

Podobna prawidłowość może być zauważona również w rejonie wschodnim, aczkolwiek jest ona mniej wyraźna z uwagi na inny kształt niecek (pełna w km 46.8 i niepełna w km 47.1+20).

Wielkości sił osiowych w analizowanym rejonie nie zagrażają stateczności toru bezstykowego, co wiąże się z dokonanym uprzednio odprężeniem nawierzchni. Odprężenia te miały jednakże charakter lokalny. Planowo roboty te powinny być przeprowadzone na znacznie dłuższym odcinku, gdyż zabiegi takie nie były w tym rejonie w ogóle dotąd realizowane mimo wielu awarii nawierzchni[8] – zwłaszcza w okresie zimowym. Doprowadziło to bez wątpienia do licznych miejsc koncentracji naprężeń względnie ich nierównomiernego rozkładu w obu tokach szynowych.

Przeprowadzone badania i pomiary diagnostyczne nawierzchni wykazały, że po zakończeniu eksploatacji górniczej, maksymalna wartość syntetycznego wskaźnika jakości toru 'J' nie przekraczała J<3,3 . Z formalnego punktu widzenia nie nakładało to konieczności ograniczeń prędkości na analizowanej linii w granicach V<130 km/h. Uwzględniając jednak stan podtorza, wiek nawierzchni oraz liczne spękania i zarysowania podkładów[9] podjęto decyzję o czasowym ograniczeniu prędkości do V<60 km/h.

W torze nr 2 o złym stanie nawierzchni wskaźnik J<9,9, co uzasadniało ograniczenie prędkości V<50 km/h. Ostatecznie podjęto decyzję ograniczenia prędkości do V<30 km/h. Po całkowitej, wtórnej komprymacji podtorza i odprężeniu nawierzchni oraz rektyfikacji niwelety zostanie przywrócona pierwotna prędkość drogowa linii.

---

[7] Ponieważ tor ten był wstępnie odprężony - przed podjęciem robót górniczych,.

[8] Głównie pęknięcia nawierzchni w okresie zimowym, która po naprawie nigdy nie była odprężana i wyrównywana w granicach temperatur neutralnych.

[9] Powstałe w trakcie robót górniczych.

Zakończenie eksploatacji górniczej w całym rejonie Olkuskim filara ochronnego PKP przeniosło w praktyce pełną odpowiedzialność za dalszy stan nawierzchni na właściwe służby PKP.

Wnioski

Precedensowy charakter oddziaływań, płytkiej — podziemnej eksploatacji złoża na szczególnie wrażliwy obiekt powierzchniowy jakim jest bez wątpienia bezstykowa nawierzchnia toru kolejowego, upoważnia do następujących wniosków:

- przyjęta profilaktyka górniczo-budowlana, polegająca na pozostawieniu eksploatowanej konstrukcji toru bezstykowego w obrębie czynnej działalności górniczej była zasadna i może być realizowana ponownie w warunkach monitoringu specjalnego,
- metodyka badań i pomiarów była prawidłowa, gwarantując ciągłość i bezpieczeństwo ruchu, nawet w warunkach zagrożeń deformacjami nieciągłymi,
- pomiary sił osiowych w nawierzchni wykazały niewielki przyrost naprężeń, co miało bez wątpienia związek z zachowaniem ruchu na linii i odprężającym charakterem oddziaływań stycznych w strefie nawierzchnia–podtorze górnicze,
- istotnym działaniem służb drogowych na terenach górniczych musi pozostać stała kontrola sił osiowych i odprężanie nawierzchni skoordynowane z deformacjami powierzchni,
- doświadczenia uzyskane w trakcie 6-letnich badań powinny zostać wykorzystane w trakcie trwającej obecnie modernizacji linii AGC/AGTC zlokalizowanych na czynnych terenach górniczych jak i obszarach o zanikających wpływach.

Literatura

[1] Kłosek K.: Pomiar i ocena sił osiowych w torze bezstykowym relacji Tunel-Sosnowiec km 46,6–48,8 w warunkach dokonanej eksploatacji górniczej filara ochronnego PKP na terenie O.G. „Olkusz". wrzesień 1997 – październik 2002r. Praca niepublikowana, Gliwice, 2002.

[2] Kłosek K., Rosikoń A.: Analiza wpływu deformacji terenu górniczego na nawierzchnię kolejową w warunkach oddziaływań eksploatacyjnych taboru. Ochrona Terenów Górniczych nr 64, WUG–Katowice, 1983.

[3] Kłosek K.: Earthen structures in mining areas. 12th Annual Meeting of the ASSMR, vol. II, Gillette, Wyoming, WY, 1995

[4] Kłosek K.: 1994. Prevention of damage to highways and railroads in mining areas. Proceedings of the Int. Land and Mine Drainage Conf., Pittsburgh, PA, April 24- 29, 1994.

[5] Popiołek E.: Interpretacje wyników badań deformacji powierzchni terenu i chronionych obiektów pod wpływem eksploatacji złóż rud Zn i Pb w filarze ochronnym szlaku PKP Katowice–Tunel i koryta rzeki Baby za okres grudzień 2000 – czerwiec 2002. Praca niepublikowana. AGH, Kraków 2002 r.

Dariusz Korab
PKP PLK S.A.

Nowoczesne rozwiązania konstrukcyjne zastosowane w rozjazdach dla dużych[10] prędkości linii PKP PLK S.A.

Wstęp

Rozjazd jako jeden z najbardziej złożonych pod względem konstrukcyjnym elementów drogi kolejowej jest szczególnym obiektem prac badawczo-rozwojowych wszystkich zarządów kolejowych oraz zainteresowanych zakładów przemysłowych. Ostatnie lata przyniosły wiele gruntownych zmian w konstrukcji rozjazdów, związanych m.in. ze zmianą warunków ich eksploatacji. Na wielu liniach europejskich zwiększono prędkości pociągów, nastąpił wzrost nacisków na oś taboru, wzrost natężenia przewozów, wprowadzono nowe typy wagonów i lokomotyw. Jednocześnie wciąż nieustannie rosną wymagania stawiane rozjazdom przez eksploatatorów zapewnienia wyższej prędkości przy jednoczesnym polepszeniu komfortu jazdy, wyższej niezawodności i trwałości, bo od tych czynników w obecnej chwili zależy w znacznym stopniu sprawność i niezawodność działania całej linii kolejowej.

Z tych względów producenci dużą uwagę zwracają na stałe doskonalenie konstrukcji zwłaszcza biorąc pod uwagę ww. czynniki. Postęp w dziedzinie nawierzchni kolejowej a tym samym w zakresie rozjazdów wymuszony został także poprzez ciągłe doskonalenie i zmiany w innych obszarach takich jak:

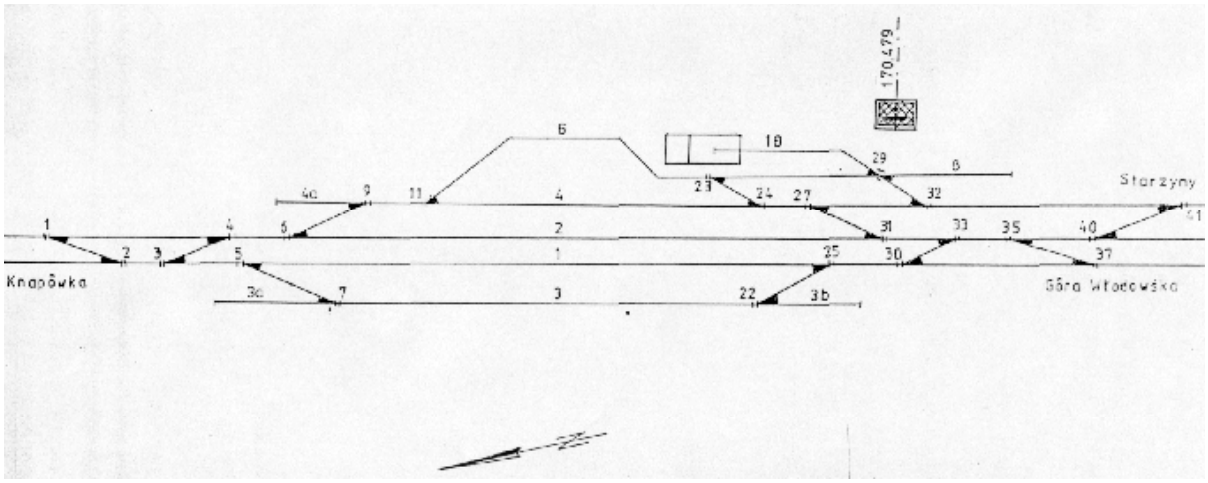
- rozwój metod badawczych szczególnie w zakresie współdziałania koło/szyna, które doprowadziły do lepszego poznania tego zjawiska,
- doskonalenie technologii metalurgicznej i metod ulepszania stali za pomocą obróbki cieplnej,
- wytwarzanie nowych materiałów konstrukcyjnych np. tworzyw sztucznych,
- pojawienie się nowych wymagań ekologicznych dotyczących ochrony środowiska które wymusiły powszechne przechodzenie z podkładów drewnianych na strunobetonowe i zastępowanie smarów i olejów innymi rozwiązaniami technicznymi,
- ciągły rozwój technologii montażu i zabudowy oraz utrzymania nawierzchni.

[10] Pojęcie „dużej prędkości" dotyczy wartości przekraczających 200 km/h

Rozwiązania technologiczne wdrożone w krajach Unii Europejskiej znajdują zastosowanie również na współcześnie budowanych odcinkach linii PKP PLK S.A. Z tego powodu warto bliżej je rozpoznać pod kątem ich zastosowania na modernizowanej do prędkości 200/250 km/h Centralnej Magistrali Kolejowej zwanej dalej CMK (linia nr 004: Grodzisk Mazowiecki – Zawiercie), a konkretnie na stacji Psary – szczególnym poligonie przydatnym do zdobywania w sposób przyspieszony cennych doświadczeń dzięki ekstremalnym pod wieloma względami warunkom eksploatacyjnym.

Stacja Psary – poligonem doświadczalnym

W torach głównych zasadniczych CMK znajduje się ponad 100 rozjazdów, których wymiana na konstrukcje nowej generacji jest jednym z wielu przedsięwzięć jakie trzeba wykonać aby dostosować Centralną Magistralę Kolejową do tzw. dużych prędkości. W celu wyboru optymalnych rozwiązań, wytypowano stację Psary jako pilotażowo-doświadczalną, na której zabudowane zostały rozjazdy różnych producentów zagranicznych jak i krajowych. Uzyskane wyniki badań pozwolą podjąć strategiczne decyzje związane m.in. z wyborem odpowiedniej konstrukcji rozjazdów. Układ torowy stacji Psary z poszczególnymi numerami rozjazdów przedstawia rysunek 1.



Rysunek 1 Schemat Stacji Psary.

Najnowszej generacji rozjazdy z ruchomym dziobem krzyżownicy i wielonapędowym systemem sterowania zostały zabudowane w torach nr 1 i 2. Obiekty o numerach 25, 30, 31, 33, 40 wbudowano w latach 1998 – 2001. Są to konstrukcje UIC60-500-1:12 (nr: 25, 31) oraz UIC60-1200-1:18.5 (nr: 30, 33, 40) opracowane w drugiej połowie lat 90-tych i wyprodukowane przez firmę „KolTram" w kooperacji z VAE która była dostawcą m.in. krzyżownic z ruchomym dziobem, oraz przez firmę WBG/BWG (rozjazdy nr 25 i 40). Dostawa i zabudowa ww. rozjazdów stała się mimowolnie I-etapem modernizacji stacji. W latach 2001- X 2002 zrealizowano drugi

etap kończąc jej modernizację poprzez opracowanie i wbudowanie następujących całkowicie nowych lub podobnych konstrukcji:

- rozjazdy nr 1 i 2 – UIC60-1200-1:18.5 w całości konstrukcja firmy „KolTram",
- rozjazdy nr 3 i 4 – UIC60-1200-1:18.5 w całości konstrukcja firmy „COGIFER",
- rozjazdy nr 5 i 6 – UIC60-500-1:12 w całości konstrukcja firmy VAE AG,
- rozjazdy nr 35 i 37 – UIC60-1200-1:18.5 w całości konstrukcja firmy VAE AG.

Wyżej wymienione rozjazdy dostosowano do polskich doborów podrozjazdnic strunobetonowych wyprodukowanych przez WPS „Suwałki" i wykonano w standardzie wszystkich szyn typu HSH (z perlityzowaną główką) i z pochyleniem toków szynowych 1:40.

Krótka charakterystyka zastosowanych rozjazdów

Nowe rozjazdy UIC60-1200-1:18.5 firmy „KolTram"

Widok krzyżownicy i zwrotnicy zabudowanego rozjazdu firmy „KolTram" przedstawiają rysunki 2-a oraz 2-b. Długość rozjazdu wynosi 66663mm.

Zwrotnica

Iglice zaprojektowano jako sprężyste z kształtownika Zu1-60, którego koniec jest przekuty w standardowy przekrój szyny UIC60. Pochylenie iglicy 1:40 realizowane jest poprzez obróbkę mechaniczną główki iglicy, przy czym na ostatnich czterech płytach żebrowych stopniowo kończy się obróbka mechaniczna z jednoczesnym skręceniem sprężystym profilu iglicy (wraz z przekutym końcem) na płytach żebrowych.

Rysunek 2. Rozjazd firmy KOLTRAM typu UIC60-1:18.5-1200 na st. Psary
a) krzyżownica, b) zwrotnica (fot. D. Korab).

Opornice wykonane są z szyn UIC60. Pochylenie opornicy 1:40 realizowane jest na całej długości za pomocą płyt żebrowych. Iglice i opornice wykonane są z materiału w gatunku 900A z perlityzowaną główką. Twardość na powierzchni główki wynosi 340-390 HB.

Zwrotnica wyposażona jest w trzy zamknięcia typu SZS oraz taka sama liczbę kontrolerów położenia iglic.

Krzyżownica z ruchomym dziobem

Krzyżownica posiada sprężyście odginany dziób główny i dziób pomocniczy wykonane z szyn UIC60 (z perlityzowaną główką typu HSH o twardości 340 – 390 HB) ze stali w gatunku 900A. Pochylenie toków 1:40 realizowane jest poprzez obróbkę mechaniczną główek ze sprężystym skręceniem szyn dziobowych na ostatnich trzech płytach z jednoczesnym zanikiem obróbki mechanicznej. Szyny skrzydłowe wykonane są z kształtownika Zu1-60 (HSH) i szyny UIC60 (HSH). Pochylenie 1:40 w części szynowej szyn skrzydłowych realizowane jest na płytach żebrowych, których skos stopniowo także zanika z jednoczesnym wprowadzeniem obróbki mechanicznej (w miejscu styku szyny skrzydłowej z kołem). Krzyżownica wyposażona jest w dwa zamknięcia klamrowe niewrażliwe na pełzanie typu SZS.

Dodatkowo wyposażona została w komplet spono-zamków kluczowych na stałe zainstalowanych w sąsiedztwie I zamknięcia dzioba krzyżownicy. W pełni przystosowana do zabudowy grzałek zwrotnicowych.

Nowe rozjazdy UIC60-500-1:12 oraz 1200-1:18.5 firmy „VAE"

Widok zabudowanego rozjazdu UIC60-500-1:12 firmy „VAE AG" przedstawia rysunek 3. Jego długość wynosi 45 361 mm.

Rysunek 3. Rozjazd firmy VAE typu UIC60-1:12-500 na st. Psary.

Szyny i iglice rozjazdów są z materiału podstawowego gatunku 900A, perlityzowane wg technologii HSH lub obróbki cieplnej główki szyny do twardości 340-390 HB.

Zwrotnica

Podobnie jak w przypadku rozjazdu firmy „KolTram" iglice zaprojektowano jako sprężyste z kształtownika Zu1-60, którego koniec przekuty jest w standardowy przekrój szyny UIC60. Przekucie to dodatkowo obrobione jest indukcyjnie w celu wyrównania twardości na całej iglicy. Jej pochylenie 1:40 realizowane jest poprzez obróbkę mechaniczną główki.

Opornice wykonane są z szyn UIC60. Pochylenie opornicy 1:40 realizowane jest na całej długości za pomocą płyt żebrowych. Zwrotnice wyposażone są:

- w trzy zamknięcia klamrowe VAE TEMPLEX III niewrażliwe na pełzanie (w rozjeździe UIC60-500-1:12 występują dwa zamknięcia tego typu) ,
- w trzy stalowe zaizolowane podrozjazdnice zespolone własnej konstrukcji z łożem pod napęd (w rozjeździe UIC60-500-1:12 występują dwie podrozjazdnice tego typu).

Ponadto w zwrotnicach zabudowane są trzy lub dwa (UIC-500-1:12) kontrolery położenia iglic, komplet spono-zamków zwrotnicowych kluczowych zabudowanych na stałe.

Krzyżownice z ruchomym dziobem

Krzyżownice składają się z dzioba zasadniczego i dodatkowego, śrubowo ze sobą połączonych z jednoczesnym umożliwieniem powstania niezbędnego przesunięcia wzdłużnego pomiędzy nimi koniecznego w trakcie przestawiania dzioba. Wykonane są z profilu szynowego UIC60. Szyny skrzydłowe wykonane są z asymetrycznego profilu iglicznego Zu1-60 przekutego w profil UIC60 i połączony z częścią szynową zgrzewem elektroiskrowym. Całość zmontowana jest na ciągłej i zwartej płycie ze wspawanymi usztywniającymi konstrukcje progami wzmacniajacymi. Płyta wraz z progami tworzy ramę służącą do przekazywania sił nacisku od dziobnicy i szyn skrzydłowych na podrozjazdnice i podsypkę.

Dziób krzyżownicy przestawiany jest dwoma lub w przypadku rozjazdu UIC60-500-1:12 jednym zamknięciem nastawczym w układzie jedno lub wielonapędowym.

Rozjazdy BWG/WBG

Wbudowane wcześniej rozjazdy nr 25 (UIC-500-1:12) i 40 (UIC60-1200-1:18.5) na stacji Psary są konstrukcjami firmy BWG/WBG obecnie wchodzącej w skład Holdingu VAE. Różnią się podstawowo w stosunku do wyżej opisanych konstrukcji następującymi rozwiązaniami:

- optymalną geometrią zwrotnic (FAKOP),
- elastycznym posadowieniem rozjazdu na podkładkach otoczonych kauczukiem w procesie wulkanizacji,
- zamknięciami rozjazdowymi typu HRS,
- podzielnymi długimi podrozjazdnicami strunobetonowymi (dotyczy UIC60-1200-1:18.5),
- innym typem zintegrowanych zespolonych podrozjazdnic stalowych.

Rozjazdy UIC60-1200-1:18.5 firmy „COGIFER"

Są to konstrukcje w zdecydowany sposób różniące się od wcześnie opisanych. Widok krzyżownicy i zwrotnicy zabudowanego rozjazdu firmy „COGIFER" przedstawiają rysunki 4–a oraz 4–b. Długość budowy rozjazdu podobnie jak poprzednich wynosi 66663 mm. Charakteryzują się między innymi:

- monoblokowym łożem ze staliwa manganowego pod ruchomą dziobnicą,
- szybkobieżnym systemem przestawiania zwrotnic i dzioba (VCC -VPM),
- elektronicznym systemem kontroli położenia dzioba krzyżownicy,
- nowym profilem 60D40 iglic z pochyloną główką 1:40.
- własną konstrukcją przekładek o sztywność rzędu 70 kN/mm (w przedziale obciążeń 60-90 kN.

Zwrotnica

Iglice wykonane ze stali 900A jako sprężyste z kształtownika 60 D 40 (wysokość 142 mm), z ulepszaną cieplnie główką do jakości HSH o strukturze perlitycznej z twardością 340-390 HB. Opornice wykonane z ww. stali z kształtownika szynowego UIC60 wg karty UIC 860, z ulepszaną cieplnie główką do jakości HSH o strukturze perlitycznej z twardością 340-390 HB. Iglice przestawiane w czterech miejscach jednym napędem zwrotnicowym poprzez sprzężenie jednocięgłowe. Trzy niezależne kontrolery położenia iglic z dodatkowym kontrolerem w zamknięciu VCC, zwrotnica wyposażona w komplet zamków zwrotnicowych kluczowych na stałe zainstalowanych w bezpośrednim sąsiedztwie zamknięć, toki szynowe pochylone 1:40.

Krzyżownica z ruchomym dziobem

Krzyżownica typu monoblokowego, w strefie dzioba z korpusem wykonanym ze staliwa manganowego, odlew zgodny z wymaganiami karty UIC 866-0, elementy ze staliwa manganowego zgrzane przy pomocy wkładki austenitycznej z elementami ze stali szynowej 900A, Szyny dziobowe i dziób krzyżownicy wykonane z profilu iglicowego 60 D 40, przekutego w profil szyny UIC60 ze stali szynowej jw. (900A ulepszona cieplnie do klasy HSH), śruby poziome krzyżownicy M24 kl. 10.9 z nakrętkami samo-zabezpieczającymi manganowy korpus krzyżownicy przytwierdzony do płyt przytwierdzeniem Skl12.

Rysunek 4. Rozjazd firmy COGIFER typu UIC60-1:18.5-1200 na st. Psary a) krzyżownica b) zwrotnica (fot. D. Korab).

Dziób krzyżownicy przestawiany w dwóch miejscach zamknięciem typu VPM jednym napędem zwrotnicowym poprzez sprzężenie jednocięgłowe. Dziób kontrolowany za pomocą niezależnego kontrolera typu PALVE, oraz kontrolera w zamknięciu VPM, krzyżownica wyposażona w komplet spono-zamków kluczowych, na stałe zainstalowanych w sąsiedztwie zamknięcia dzioba krzyżownicy. Toki szynowe pochylone w stosunku 1:40.

Niestandardowe rozwiązania zastosowane na stacji Psary

FAKOP

FAKOP (akronim od Fahrkinematische Optimierung) jest kinematyczną optymalizacją ukształtowania toków szynowych dla przejazdu taboru przez rozjazd, powodującą zmniejszenie tarcia zestawów i spokojny przejazd pojazdu, co daje mniejsze zużycie części stalowych nawierzchni i zapewnia wysoki komfort jazdy przy dużych prędkościach.

Optymalizacja ta [1] polega na zminimalizowaniu sił bocznych w strefie opornicy, a tym samym zmniejszenie zużycia opornicy i iglicy, poprzez wyłukowanie obu opornic w kierunku zewnętrznym. Promień tego łuku wynosi 1000 m, strzałka od 6,5 do 10,0 mm (w zależności od typu rozjazdu). Długość wyłukowania jest również zależna od typu rozjazdu.

Podstawą do opracowania tego systemu były jazdy symulowane (uwzględniające warunki kinematyczne), a jej celem było dążenie do uzyskania w rozjeździe warunków ruchu pojazdu najbardziej zbliżonych do warunków ruchu po torze na szlaku, czyli aby zachować sinusoidalny bieg zestawu.

Bieg taki wynika ze stożkowatości kół i występującego luzu między obrzeżem koła i krawędzią toczną szyny. Przy biegu sinusoidalnym i niewielkich przyspieszeniach bocznych nie dochodzi do styku obrzeża koła z krawędzią główki szyny. Przy tradycyjnym układzie geometrycznym zwrotnicy, warunki kontaktu zmieniają się w momencie przechodzenia koła z opornicy na iglicę, oba połączone sztywno koła jednej osi toczą się różnymi średnicami okręgu tocznego po odchylających się od siebie opornicach. Skutkiem tego zjawiska jest skręcanie się osi. Następnie skręcanie to powoduje, że obrzeża kół kontaktują się z krawędziami iglic i opornic, po czym dochodzi do zakłóconego biegu sinusoidalnego i niespokojnej jazdy po rozjeździe.

W wyniku optymalizacji FAKOP uzyskano bieg prawie sinusoidalny.

Sprężyste posadowienie

Podczas przejazdu taboru po rozjeździe oprócz obciążeń statycznych i dynamicznych występują również drgania w jego całym korpusie. Zależnie od prędkości drgania te poruszają się w obszarze około 25 Hz. Ponadto w korpusie rozjazdu występują drgania o dużej częstotliwości około 100-125 Hz. Wpływ na te ostatnie wywierają szczególnie rowki, fale, wady położenia oraz szczególnie obszary przejścia kół z opornicy na iglicę i odwrotnie jak również z szyny skrzydłowej na dziób.

Rozwiązanie zaproponowane i sprawdzone w eksploatacji przez BWG/WBG [3] izoluje płytę żebrową pionowo i poziomo od podkładu, znacznie zmniejsza jego obciążenia statyczne i dynamiczne, a przede wszystkim tłumi drgania wysokiej częstotliwości dzięki zastosowaniu absorbującego ich energię materiału elastomerowego. Zwiększenie możliwości sprężystego osiadania szyny powoduje rozkład obciążenia na większą liczbę podrozjazdnic, przez co statyczne sumaryczne obciążenie jest znacznie zmniejszone. Uzyskanie elastycznego usprężynowienia nawierzchni stalo-

wej redukuje dynamiczne oddziaływanie pionowe i poziome na podrozjazdnice i podtorze.

Konstrukcja ta składa się z systemu sprężyn elastomerowych przywulkanizowanych do płyty żebrowej łączących w sobie funkcje nośne, tłumiące i sprężające. Początkowa sztywność statyczna wynosi 17.5 kN/mm przy założeniu ugięcia sprężystego nie większego niż 4 mm, potem sztywność ta gwałtownie wzrasta.

Zamknięcia nastawcze oraz rozwiązania usprawniające pracę zwrotnic

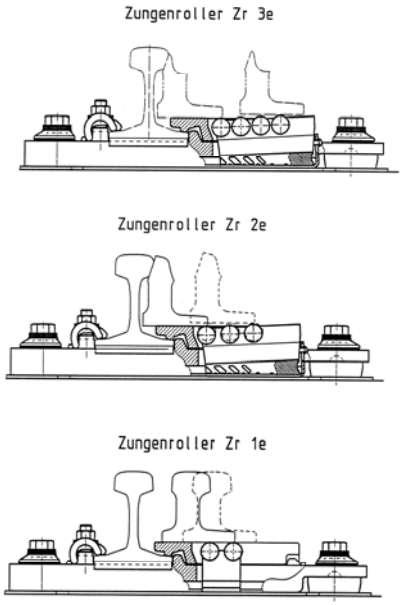
Nowa konstrukcja zamknięć typu HRS [1], [4] (akronim Heben Rollen Sichern) zapewnia skośność siły trzymania iglicy odlegającej i dolegającej (w porównaniu do zamknięcia klasycznego) co zapewnia bezpieczeństwo przy dużych prędkościach pociągów.

Zamknięcie zapewnia pracę przy zmianach termicznych powodujących pełzanie iglic w zakresie ± 40 mm. Samo zamknięcie wykonuje swe ruchy nie poprzez tarcie ślizgowe, lecz wykorzystuje korzystniejsze dla procesu przestawiania jak i dla zaryglowania iglic — tarcie toczne. Zaryglowanie to zapewnia dostateczną skośną siłę docisku do opornicy jak i do siodełka podiglicowego, ponadto dzięki temu rozwiązaniu iglica przylegająca, opornica i płyty ślizgowe tworzą jedną całość w stosunku do drgań całego układu, oraz iglica jest dociskana w takim samym stopniu w jakim opornica po której jedzie koło. W ten sposób wyeliminowane zostały przypadki uderzeń w położoną wyżej iglicę przez przetaczające się obrzeże. Iglica odlegająca natomiast podnoszona jest przez zamknięcie HRS i podparta przez rolki podiglicowe. Główny cel tego podparcia, to uspokojenie drgań tej iglicy wzbudzonych poprzez płyty ślizgowe.

Rolki podiglicowe (rys. 5.) spełniają także drugie zadanie polegające na podnoszeniu iglicy w trakcie przestawiania i poprzez to ułatwiają przebieg całego procesu jak również eliminują potrzebę smarowania siodełek. Układ ten współpracuje z systemem „Brandenburg" sprężystego przytwierdzenia opornic wykorzystującego pionowy nacisk koła w celu dociskania wewnętrznej stopki opornicy. Przytwierdzenie to cechuje się prostym montażem elementów sprężystych, znacznie zwiększonym oporem (o 50% w stosunku do rozwiązań normalnych) na przesunięcia podłużne poprzez zastosowanie odpowiednich przekładek, lepszym rozkładem obciążeń elementów sprężystych.

Zamknięcie firmy Cogifer zwane „Verrou CC" (Verrou Carter Coussinet) [2] jest obowiązkowo stosowane na SNCF we wszystkich rozjazdach na których prędkość jazdy jest większa od 40 km/h. Zamknięcie jest nierozpruwalne (zniszczenie następuje przy sile rzędu 20 kN). Dwie iglice połączone są dodatkowo sztywnym drążkiem co zapewnia zamknięcie w jednej fazie. Według danych katalogowych zamknięcie jest niewrażliwe na pełzanie nawet do 40 mm, co jest wystarczające przy zmianach temperatury -30 ^{0}C, +70^0 C. Uzupełnieniem zamknięcia jest prosty w konstrukcji i niezawodny w działaniu elektromechaniczny kontroler położenia iglic. Prawidłowe

dosunięcie iglicy jest wykazywane przy odległości mniejszej od 4 mm, prawidłowe odsunięcie przy odległości większej od 72 mm.



Rysunek 5. Widok rolek podiglicowych (Zungenroller Zr) stosowanych przez DB.

Rysunek 6. Fragment zamknięcia typu SZS.

Zamknięcia nastawcze firmy Cogifer są przestawiane jednym elektromechanicznym napędem rozjazdowym, umieszczonym na początku iglicy. Przeniesienie napędu na długie iglice następuje za pomocą sztywnych cięgieł.

Na całej długości położenie obu iglic jest sprawdzane za pomocą kontrolerów VCC. Nie kontroluje się natomiast położenia suwaka napędu rozjazdowego. Skok iglicy wynosi 115 mm, a opory przestawienia średnio 4 kN (maksymalnie 4,8 kN).

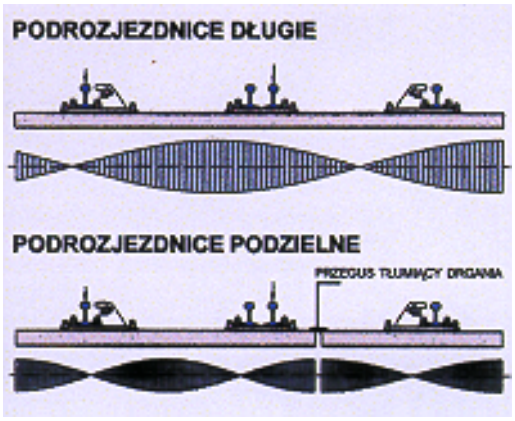
Ruchome dzioby krzyżownic mają podobne zamknięcia, kontrolery.

W rozjazdach VAE zastosowano zamknięcia nastawcze niewrażliwe na pełzanie iglic typu „TEMPLEX" kompensujące wydłużenie w zakresie ±35 mm [5]. Zamknięcie te są konstrukcjami stosowanymi na PKP od około 10 lat. Na bazie tego rozwiązania firma „KolTram" opracowała nową konstrukcje zamknięcia nastawczego typu SZS. Podstawowa różnica między tymi dwoma zamknięciami polega na systemie

łączącym klamrę ze stopką iglicy. W zamknięciu SZS zastosowano wałek i pierścień (rysunek 6).

Tłumienie drgań w długich podrozjazdnicach

Dla zmniejszenia długości fal i amplitud drgań w długich podrozjazdnicach, zastosowano ich dzielenie w ten sposób, że największa długość części składowej nie przekracza 2.9 m [9]. Dwie części połączone są za pomocą elastomerowych tłumików drgań, przy czym odpowiednie długości poszczególnych części podrozjazdnicy są tak dobrane aby zapobiegać nakładaniu się fal. Połączenia są sztywne w kierunku podłużnym podrozjazdnicy, lecz umożliwiają poprzeczne ruchy sprężyste . Tłumiki drgań przenoszą tylko siły podłużne wskutek tego w podzielonych częściach podrozjazdnicy powstają ośrodki drgań o różnych długościach fal, których wzajemne oddziaływanie tłumi ruch podrozjazdnicy. Efekt końcowy zastosowania tego rozwiązania schematycznie przedstawia rysunek 6.



Rysunek 6. Poziom drgań w podrozjazdnicach długich i podzielonych.

Zalety zastosowania podrozjazdnic długich tłumiących drgania poprzez dzielenie i łączenie ich elastycznym przegubem, to:

- zmniejszenie amplitud drgań (szczególnie w torze zwrotnym rozjazdu),
- szybszy zanik drgań, co w powiązaniu ze sprężystym posadowieniem podkładek zmniejsza obciążenie przenoszone na podsypkę,
- rozjazdy montowane kompletnie w wytwórni poprzez demontaż przegubów są tak podzielone, że możliwy jest transport gotowych, zmontowanych części na miejsce ich wbudowania.

Podsumowanie

Najbardziej zaawansowane prace nad praktycznym wdrażaniem w Polsce rozwiązań konstrukcyjnych dróg szynowych w zakresie dużych prędkości wydają się dotyczyć techniki rozjazdowej. Przy okazji opisu zastosowanych konstrukcji na stacji Psary warto też wskazać przewidywane kierunki działań PKP PLK S.A. w tym zakresie.

Przede wszystkim biorąc pod uwagę spokojność jazdy taboru przez rozjazd, stopniowo wprowadza się konstrukcję rozjazdów z pochylonymi główkami szyn,

dostosowując to pochylenie do toru przed i za rozjazdem. Rozjazdy takie zastosowane zostały w 2002 roku na stacjach Opole Zachodnie i Lewin Brzeski w ramach modernizacji linii E30. Wyeliminuje się tym sposobem potrzebę budowania odcinków przejściowych i w znacznym stopniu zmniejszy zakłócenia ustalonego biegu sinusoidalnego pojazdu. Ponadto, w rozjazdach przeznaczonych do prędkości rzędu 200-250 km/h stosuje się krzyżownice z ruchomym dziobem w celu wyeliminowania przerwy w toku jezdnym oraz kierownic jako źródła zakłóceń ruchu.

Ze spokojnością jazdy bezpośrednio związana jest także problematyka nowych konstrukcji tłumiących drgania. Wprowadzono amortyzujące przekładki nowego kształtu o znacznie mniejszej w stosunku do tradycyjnych sztywności statycznej. Powinien być to początek poszukiwania docelowego rozwiązania zapewniającego optymalny komfort przejazdu taboru przez rozjazd pod względem tłumienia drgań w układzie koło-szyna-podrozjazdnica.

Obok kwestii związanych ze spokojnością jazdy, istnieje potrzeba wdrożenia konstrukcji bezpośrednio wiążących się z bezpieczeństwem ruchu. Chodzi tu o wyeliminowanie klasycznych suwakowych zamknięć nastawczych wrażliwych na pełzanie iglic i zastąpienie ich nowymi rozwiązaniami eliminującymi tę wrażliwość a jednocześnie stabilizującymi położenie iglic, szczególnie odlegających. Zamknięcia takie od wielu lat stosowane są w Europie, ich udoskonalone konstrukcje sprawdziły się w eksploatacji.

Oczywiście należy zdawać sobie sprawę, że niektóre rozwiązania, np. krzyżownice z ruchomymi dziobami, podwyższają znacznie koszty inwestycji i z tego powodu PKP w obecnym czasie stosować będzie takie konstrukcje na wybranych liniach, ale inne rozwiązania mogą z powodzeniem znaleźć się na sieci nieporównywalnie mniejszym nakładem środków jako standard.

Literatura

[1] Höhne H.: Nowoczesne technologie rozjazdów. Seminarium międzynarodowe „Nowe technologie w budowie rozjazdów kolejowych" Warszawa 1993.
[2] Cogifer Sicatelec: Materiały informacyjne 1998.
[3] Schulz P.: Nowoczesne technologie rozjazdów. Seminarium międzynarodowe „Nowe technologie w budowie rozjazdów kolejowych" Warszawa 1993.
[4] Schulz P. Höhne H.: Konstruktive Innovationen bei Weichen für den Hochgeschwindigkeitsverkehr. Der Eisenbahn Ingenierung 1999 nr 9.
[5] VAE: Materiały informacyjne 1999.

Władysław Koc, Eligiusz Mieloszyk, Jarosław Kubitzki
Politechnika Gdańska

Ocena dokładności stosowanych metod projektowania układów geometrycznych toru

Wstęp

W czasach kiedy tworzono podstawy projektowania dróg kolejowych starano się wprowadzać różnego rodzaju uproszczenia w rozpatrywanych modelach układów geometrycznych, co wpływało niekorzystnie na uzyskiwaną dokładność. Obecnie, kiedy możliwości obliczeniowe są praktycznie nieograniczone, zaś technika wykonawcza osiągnęła bardzo wysoki poziom (wykorzystując zresztą sterowanie komputerowe), nasuwa się pytanie, czy tradycyjne metody projektowania układów geometrycznych odpowiadają stawianym wymaganiom. W pierwszym rzędzie nie ulega wątpliwości, że należałoby zrezygnować z wszelkich wzorów przybliżonych oraz zweryfikować stosowane modele układów w celu podniesienia jakości procesu projektowania.

W pracy szczegółowej analizie poddano trzy wybrane zagadnienia. Pierwsze to błąd, jaki powstaje w wyniku stosowania uproszczonego sposobu wyznaczania rzędnych poziomych na podstawie równania krzywizny. Zaproponowano tutaj nowe rozwiązanie, z zastosowaniem rachunku operatorów.

Drugie rozpatrywane zagadnienie to określenie zakresu stosowalności rozwiązań analitycznych wykorzystujących wielomiany wyższego stopnia oraz ich kombinacje z funkcjami trygonometrycznymi.

Trzeci problem dotyczy projektowania krzywej przejściowej, a konkretnie jej lokalizacji między prostą a łukiem kołowym. Chodzi tutaj głównie o określenie położenia środka krzywej w zależności od kąta zwrotu stycznych projektowanej trasy.

Wyznaczanie rzędnych układu na podstawie równania krzywizny

Metody projektowania układów geometrycznych toru można podzielić na dwie zasadnicze grupy: metody oparte na projektowaniu krzywizny oraz metody bezpośredniego wyznaczania rzędnych układu. Z kolei w każdej z tych grup można wyodrębnić techniki obliczeń symbolicznych i techniki obliczeń numerycznych.

Na modelowaniu krzywizny opierają się metody poszukiwania różnych postaci krzywych przejściowych. Identyfikację problemu można przeprowadzić za pomocą równań różniczkowych [4]. W rezultacie otrzymuje się ścisłe wzory na odpowiednią krzywiznę. Po przyjęciu równania krzywizny musimy wyznaczyć rzędne krzywej przejściowej. I tutaj pojawia się poważny problem. Rzędne y(x) powinniśmy uzyskać ze ścisłego wzoru na krzywiznę, tj. ze wzoru

$$k_1(x) = \frac{y''(x)}{\sqrt{\left[1 + \left(y'(x)\right)^2\right]^3}} \quad , \qquad x \in \langle 0, l \rangle \tag{1}$$

W praktyce inżynierskiej najczęściej stosuje się następujący związek przybliżony

$$y''(x) \approx k_1(x) \quad , \tag{2}$$

z którego łatwo wyznaczyć równanie krzywej $y(x)$. W przypadku dużych kątów zwrotu wykorzystanie wzoru (2) budzi pewne wątpliwości, bowiem może być źródłem błędu (jest to przyczyną stosowania tzw. współczynników korekcyjnych [1]).

W celu ograniczenia błędu proponuje się tutaj, jak w pracy [5], zastąpienie wzoru (1) także wzorem przybliżonym, jednak postaci

$$\frac{y''(x)}{1 + \left[y'(x)\right]^2} \approx k_1(x) \tag{3}$$

Do wyznaczenia $y(x)$ ze wzoru (3) wykorzystuje się układ dynamiczny Riccatiego, nieklasyczny rachunek operatorów oraz jego reprezentację Eulera. Zastosowanie wspomnianego aparatu w pracy [5] doprowadziło do wyznaczenia postaci funkcji $y(x)$. Funkcja ta określona jest wzorem

$$y(x) = \int_0^x \frac{\sin K_1(\tau)}{\cos K_1(\tau)} d\tau \tag{4}$$

gdzie:
$$K_1(\tau) = \int_0^\tau k_1(\xi) d\xi$$

W tym miejscu warto odnotować, że określona wzorem (4) krzywa zastosowana w inżynierii transportowej ma następujące właściwości:

1^0 $y(x) \geq 0$ dla $x \in \langle 0, l \rangle$,

2^0 funkcja $y(x)$ jest funkcją rosnącą w analizowanym przedziale,

3^0 jeżeli $k_{11}(x) \leq k_{12}(x)$, to $y_1(x) \leq y_2(x)$.

Właściwości 1^0, 2^0 oznaczają, że krzywa przejściowa jest dobrze określona z praktycznego punktu widzenia. Właściwość 3^0 mówi, że rzędne krzywej przejściowej wyznaczonej ze wzoru (4) w oparciu o mniejsze krzywizny są również mniejsze.

Dla ilustracji prześledźmy najpierw rezultaty stosowania wzorów (1), (2) i (3) na przykładzie elementarnego układu geometrycznego, a mianowicie bezpośredniego

połączenia prostej z łukiem kołowym. Krzywizna łuku kołowego jest wartością stałą i wynosi

$$k = \frac{1}{R}$$

Wstawiając tę wartość do równania (1) otrzymujemy ścisły wzór

$$y = R - \sqrt{R^2 - x^2} \quad , \quad x \in \langle 0, R \rangle \tag{5}$$

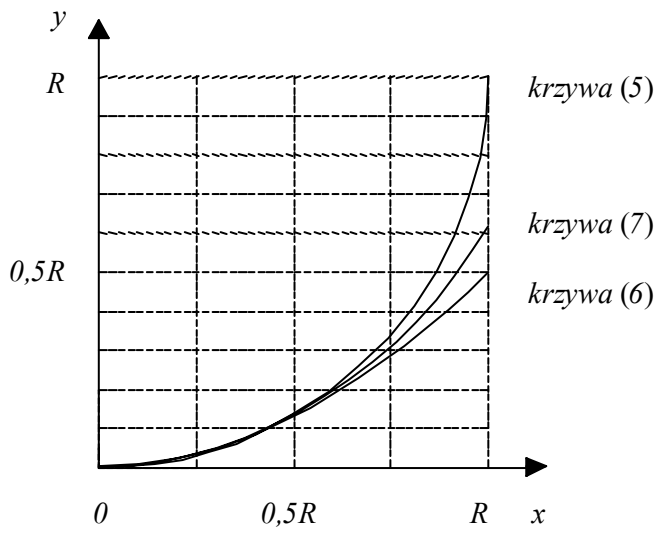
będący oczywiście równaniem okręgu w przyjętym na rysunku 1 układzie współrzędnych.

Wykorzystanie równania (2) prowadzi do rozwiązania w postaci

$$y = \frac{1}{2R} x^2 \quad , \quad x \in \langle 0, R \rangle \tag{6}$$

W proponowanej metodzie na podstawie równania (3) otrzymuje się równanie

$$y = -R \ln \cos \frac{x}{R} \quad , \quad x \in \langle 0, R \rangle \tag{7}$$



Rysunek 1. Wykresy rzędnych połączenia prostej z łukiem kołowym wyznaczonych za pomocą wzorów (5), (6) i (7).

Rysunek 1 przedstawia zestawienie uzyskanych rozwiązań. Jak widać, rozwiązania przybliżone różnią się wyraźnie od rozwiązania prawidłowego (ścisłego), opisanego wzorem (5). Na końcu każdej krzywej, tj. dla $x = R$, otrzymujemy:

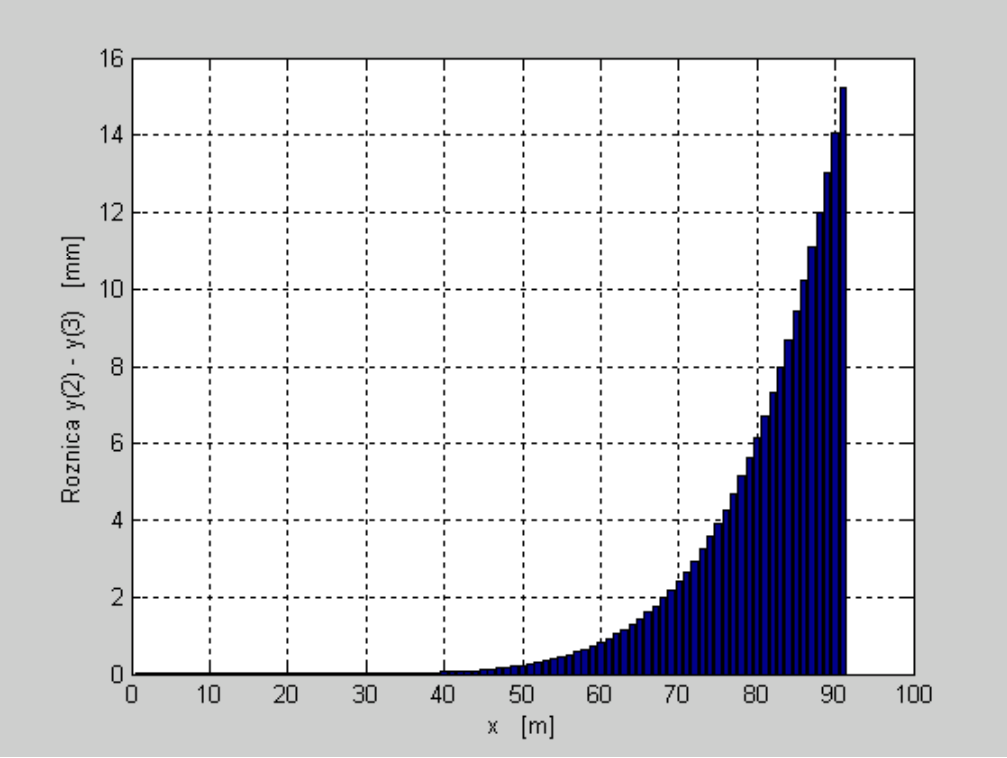
- ze wzoru (5) $y_k = 1{,}00\ R$
- ze wzoru (6) $y_k = 0{,}50\ R$
- ze wzoru (7) $y_k = 0{,}63\ R$

Są to więc bardzo duże różnice, jednak widać, że wzór (7) jest dokładniejszy od wzoru (6). Warto zatem wprowadzić nowy sposób wyznaczania rzędnych poziomych do praktyki projektowej, nie zaprzestając jednocześnie poszukiwania metod obliczeń symbolicznych jeszcze bliższych rozwiązaniu ścisłemu.

Poddajmy jednak problem błędu, jaki powstaje w wyniku stosowania uproszczonego sposobu wyznaczania rzędnych poziomych na podstawie równania krzywizny, bardziej szczegółowej analizie. W tym celu zostały opracowane dwa programy w języku MATLAB: program KRZYWA oraz program KRZYWIZNA.

Program KRZYWA służy do obliczania rzędnych krzywej przejściowej wybranego typu przy zastosowaniu metody tradycyjnej, wykorzystującej wzór (2), oraz metody bardziej dokładnej, wykorzystującej wzór (3). Program KRZYWIZNA wyznacza wartości krzywizny dla konkretnego typu krzywej przejściowej. Do postaci krzywizny dochodzimy na trzy sposoby, tj. wykorzystując wzór (1), uproszczony wzór (2) i wreszcie równanie (3). Praca programu w głównej mierze polega na różniczkowaniu równań krzywych przejściowych zgodnie z podanymi wzorami.

Wykorzystując program KRZYWA określono różnice rzędnych krzywej przejściowej wyznaczone obiema stosowanymi metodami. Na rysunku 2 pokazano przykładowy rozkład tych różnic na długości krzywej o parametrach: R = 300 m i l = 91 m.



Rysunek 2. Rozkład różnic rzędnych na długości krzywej o parametrach: R = *300 m i* l = *91 m, wyznaczonych za pomocą równań (2) i (3)*

W tablicy 1 zestawiono obliczone różnice rzędnych na końcu krzywej przejściowej w postaci paraboli trzeciego stopnia. Przyjęto promienie łuku kołowego R = 300 ÷1000 m i długości krzywych l = 27 ÷ 167 m (odpowiadające zadanym prędkościom).

Jak widać, różnice wartości rzędnych na końcu krzywej przejściowej uzyskanej dwiema omawianymi metodami zależą zarówno od promienia R, jak i długości krzywej l. Różnice owe są tym większe, im promień łuku kołowego jest mniejszy. Dotyczy to również innych rodzajów krzywych przejściowych. Przy promieniu

R = 300 m różnice, o których mówimy, są kilkakrotnie większe niż przy promieniu R = 1000 m.

Odwrotna sytuacja zachodzi w odniesieniu do długości krzywej przejściowej. Różnice rzędnych są tym większe, im krzywa jest dłuższa. Dotyczy to również, tak jak w przypadku promieni, każdego typu krzywej przejściowej. Tak więc uproszczenie zawarte we wzorze (2) daje w obliczeniach tym większe błędy, im mniejszy stosujemy promień łuku kołowego oraz im dłuższa jest przy tym krzywa przejściowa.

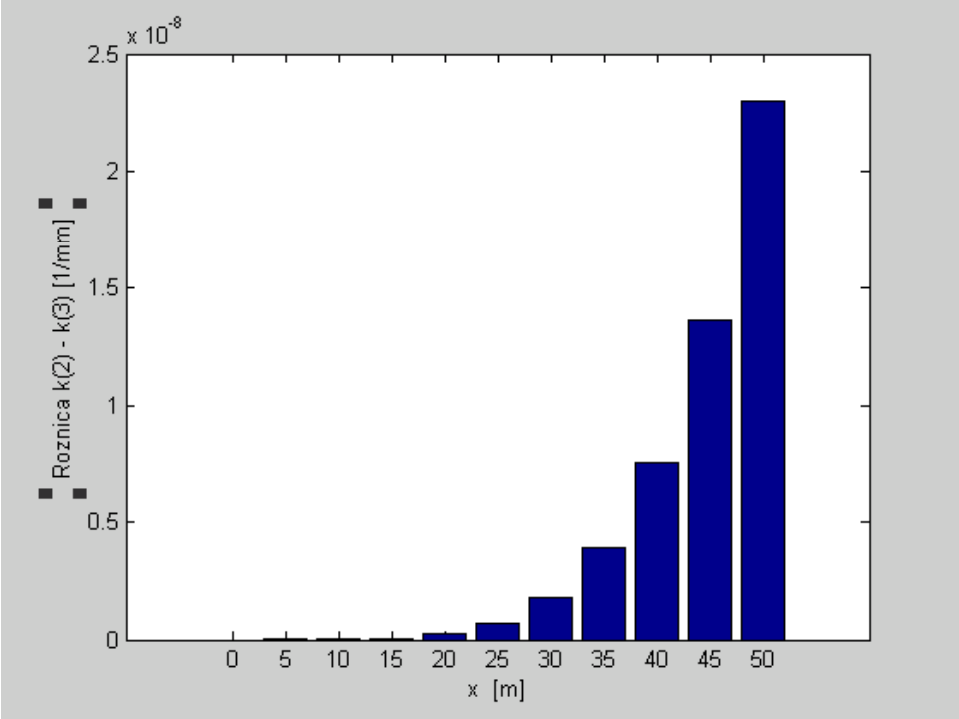
Jeżeli chcemy uzyskać jak największą prędkość, zwłaszcza na łuku o małym promieniu, i wymagana jest duża przechyłka, konieczne staje się zastosowanie odpowiednio długiej krzywej przejściowej. Jak wynika z tablicy 1, różnica rzędnych końcowych pomiędzy rozpatrywanymi metodami osiągnie rząd kilkunastu milimetrów. Zastosowanie równania (3), które daje wyniki bliższe ścisłemu rozwiązaniu, o taką właśnie wartość zmniejszy błąd występujący w stosowanym dotąd powszechnie uproszczonym sposobie wyznaczania rzędnych poziomych.

Tablica 1. *Wyniki obliczeń dla paraboli trzeciego stopnia uzyskane za pomocą programu KRZYWA.*

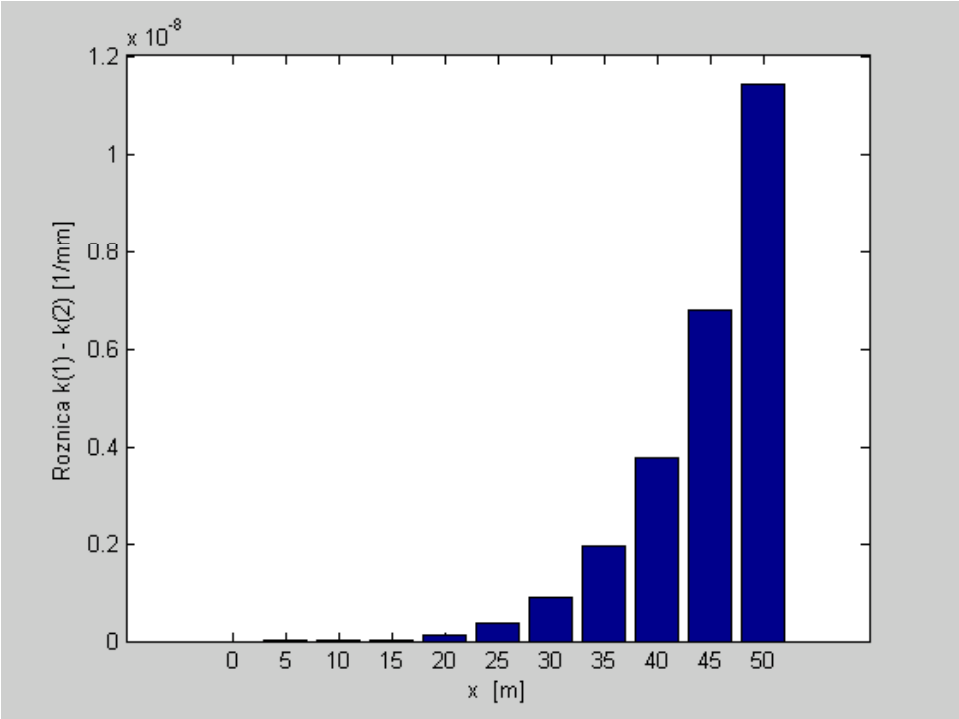
Promień R [m]	Prędkość v [km/h]	Długość krzywej l [m]	Rzędna końca krzywej $y_{(2)}$ [m]	Rzędna końca krzywej $y_{(3)}$ [m]	Różnice rzędnych $y_{(3)} - y_{(2)}$ mm]
300	40	27	0,4050	0,4051	0,1172
	50	52	1,5022	1,5038	1,6150
	60	91	4,6006	4,6158	15,2071
350	45	33	0,5186	0,5187	0,1647
	55	59	1,6576	1,6593	1,6853
	65	99	4,6671	4,6805	13,4044
400	50	39	0,6338	0,6340	0,2153
	60	66	1,8150	1,8168	1,7678
	70	106	4,6817	4,6935	11,7945
450	55	44	0,7170	0,7173	0,2450
	65	71	1,8670	1,8687	1,6626
	75	112	4,6459	4,6562	10,3191
500	60	48	0,7680	0,7683	0,2529
	70	77	1.9763	1.9780	1.6765
	80	118	4,6413	4,6506	9,2651
750	75	72	1,1520	1,1524	0,3794
	85	103	2,3576	2,3591	1,5899
	95	145	4,6722	4,6785	6,2919
1000	90	91	1,3802	1,3806	0,4084
	100	124	2,5627	2,5641	1,4087
	110	167	4,6482	4,6528	4,6380

Program KRZYWIZNA umożliwił porównanie krzywizny, określonej za pomocą wzorów (1), (2) i (3). Na rysunku 3 pokazano różnice wartości krzywizny dla pa-

raboli trzeciego stopnia o parametrach: R = 300 m i l = 50 m, wyznaczonej za pomocą równań (2) i (3), zaś na rysunku 4 – z pomocą równań (1) i (2).



Rysunek 3. Różnice wartości krzywizny dla paraboli trzeciego stopnia o parametrach: R = 300 m i l = 50 m, wyznaczonej za pomocą równań (2) i (3).



Rysunek 4. Różnice wartości krzywizny dla paraboli trzeciego stopnia o parametrach: R = 300 m i l *= 50 m, wyznaczonej za pomocą równań (1) i (2).*

Jak widać, krzywizna obliczona przy użyciu wzoru (2) ma wartości bardziej zbliżone do rozwiązania ścisłego niż do stosowanego powszechnie rozwiązania uproszczonego. Potwierdzają to jednoznacznie dane zawarte w tablicy 2.

Tablica 2. *Wyniki obliczeń dla paraboli trzeciego stopnia uzyskane za pomocą programu KRZYWIZNA.*

Promień R [m]	Prędkość v [km/h]	Długość krzywej l [m]	Różnice wartości krzywizn $k_{(2)} - k_{(3)}$ [1/mm]	Różnice wartości krzywizn $k_{(3)} - k_{(1)}$ [1/mm]
300	40	27	0,6736	0,3363
	50	52	2,4850	1,2360
	60	91	7,4950	3,6840
350	45	33	0,6336	0,3163
	55	59	2,0150	1,0020
	65	99	5,6030	2,7600
400	50	39	0,5927	0,2958
	60	66	1,6900	0,8407
	70	106	4,3130	2,1290
450	55	44	0,5299	0,2645
	65	71	1,3740	0,6840
	75	112	3,3890	1,6750
500	60	48	0,4597	0,2295
	70	77	1,1790	0,5860
	80	118	2,7470	1,3590
750	75	72	0,3065	0,1530
	85	103	0,6257	0,3118
	95	145	1,2340	0,6129
1000	90	91	0,2066	0,1031
	100	124	0,3829	0,1909
	110	167	0,6924	0,3444

Zakres stosowalności rozwiązań wielomianowych

Metoda równań różniczkowych zastosowana do projektowania układów geometrycznych toru [2] pozwala na uzyskanie rozwiązań spełniających dowolną liczbę założonych warunków brzegowych oraz pośrednich punktowych. Warunki te determinują rząd równania różniczkowego. Rozwiązaniem problemu jest najczęściej wielomian wyższego rzędu lub jego kombinacja z funkcją trygonometryczną. Bardzo istotną kwestią staje się problem monotoniczności. Zajmiemy się tym zagadnieniem na konkretnym przykładzie.

Wyznaczamy (w sposób ścisły [2]) krzywą przejściową spełniającą następujące warunki brzegowe:

$$\begin{cases} y(0)=0\ , & y(l)=d \\ y'(0)=0\ , & y'(l)=tg\varphi=d_1 \\ y''(0)=0\ , & y''(l)=\dfrac{1}{R}\left(\sqrt{1+tg^2\varphi}\right)^3=d_2 \\ y'''(0)=0\ , & y'''(l)=\dfrac{3tg\varphi}{R^2}\left(1+tg^2\varphi\right)^2=d_3 \end{cases} \qquad (8)$$

gdzie $d=R-\sqrt{R^2-\left(\dfrac{l}{2}\right)^2}+n\cos\dfrac{\alpha}{2}$, $tg\varphi=\dfrac{1}{\sqrt{\left(\dfrac{2R}{l}\right)^2-1}}$

W powyższych wzorach występują oznaczenia:

- R promień łuku kołowego,
- l długość krzywej przejściowej,
- n wartość przesunięcia łuku kołowego,
- α kąt zwrotu stycznych,
- φ kąt nachylenia stycznej do łuku kołowego na końcu krzywej przejściowej.

Wykorzystując równanie różniczkowe liniowe jednorodne rzędu 8.

$$y^{(8)}=0 \qquad (9)$$

oraz warunki (8) otrzymamy równanie krzywej przejściowej postaci

$$y=a_1x^4+a_2x^5+a_3x^6+a_4x^7\ ,\ x\in[0,l] \qquad (10)$$

gdzie:

$$a_1=35\frac{d}{l^4}-15\frac{d_1}{l^3}+\frac{5}{2}\frac{d_2}{l^2}-\frac{1}{6}\frac{d_3}{l}\ ,\quad a_3=70\frac{d}{l^6}-34\frac{d_1}{l^5}+\frac{13}{2}\frac{d_2}{l^4}-\frac{1}{2}\frac{d_3}{l^3}\ ,$$

$$a_2=-84\frac{d}{l^5}+39\frac{d_1}{l^4}-7\frac{d_2}{l^3}+\frac{1}{2}\frac{d_3}{l^2}\ ,\quad a_4=-20\frac{d}{l^7}+10\frac{d_1}{l^6}-2\frac{d_2}{l^5}+\frac{1}{6}\frac{d_3}{l^4}\ .$$

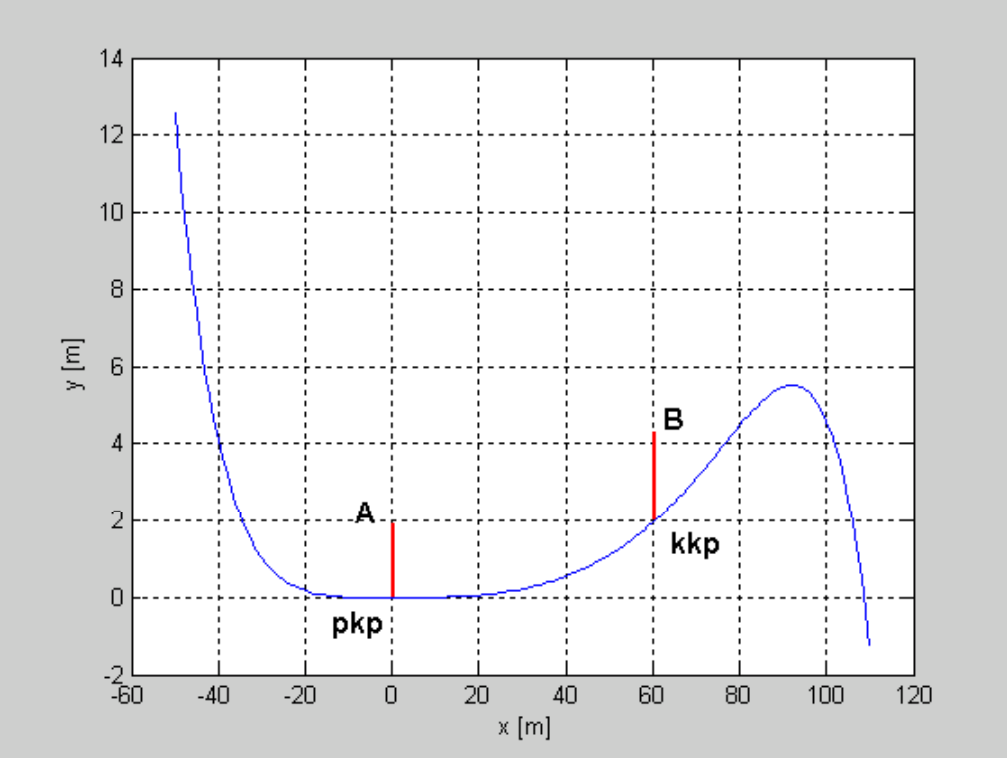
Aby wielomian (10) spełniał warunki monotoniczności, opisując krzywa przejściową o jednostajnym i proporcjonalnym przyroście krzywizny, muszą zostać spełnione jednocześnie następujące warunki dodatkowe dla jego współczynników:

$$a_1>0\ ,\qquad a_4>0\ ,\qquad 144\ a_3^2-420\ a_2\ a_4<0 \qquad (11)$$

Analizę problemu przeprowadzono za pomocą programu MATLAB. Zmieniając w bardzo szerokim zakresie parametry układu geometrycznego R, l i α starano się znaleźć zadowalające rozwiązanie. Nie zakończyło się to powodzeniem. Należy jednak zauważyć, że warunki (11) są warunkami bardzo silnymi i dlatego trudno jest znaleźć odpowiednią postać krzywej przejściowej.

Zachowanie koniunkcji (11) gwarantuje, że krzywa przejściowa opisana równaniem (9) ma właściwy, jednostajny przyrost krzywizny nie tylko na długości l, lecz

w zakresie wszystkich liczb rzeczywistych. Ponieważ w praktyce interesuje nas jedynie długość *l*, warunki (11) nie muszą być spełnione w sposób bezwzględny, aby krzywa przejściowa odpowiadała wymaganiom projektowym. Na rysunkach 5 i 6 zostały przedstawione wykresy przykładowych krzywych przejściowych opisanych przez równanie (10), które potwierdzają postawioną tezę. W obu przypadkach krzywe wielomianowe spełniają warunki stawiane krzywej przejściowej tylko na pewnym, stosunkowo krótkim odcinku.

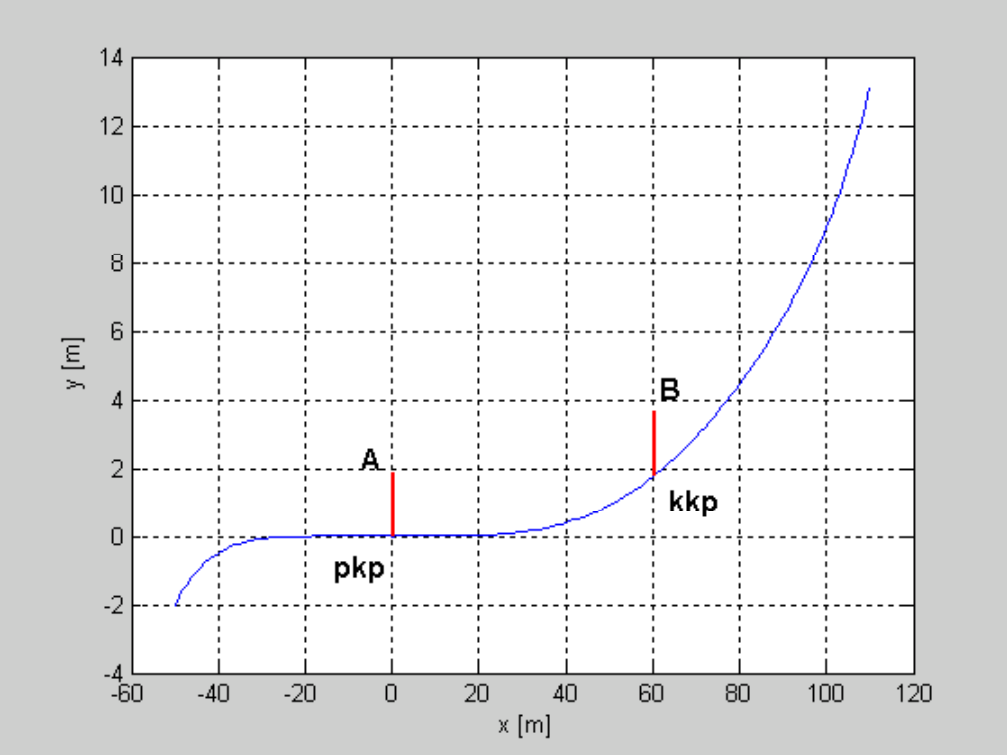


Rysunek 5. Wykres funkcji y(x) *dla krzywej wielomianowej o parametrach:* R = *300 m*, l = *60 m*, $\alpha = 60^0$.

W sytuacji kiedy znalezienie poprawnego rozwiązania spełniającego warunki (11) jest w praktyce niemożliwe, należy zadowolić się wyszukiwaniem odpowiedniej krzywej przejściowej metodami numerycznymi, i dalej za pomocą wizualizacji. Nie wystarcza oczywiście sama analiza wykresów $y(x)$; należy także dokonać wizualizacji pochodnych tej funkcji. Daje to możliwość wyboru korzystnego rozwiązania. Wiele takich przypadków rozpatrzono w pracy dyplomowej [3], uzyskując krzywe przejściowe o korzystnym rozkładzie krzywizny na długości.

Stosując wielomiany wyższego rzędu musimy się zatem liczyć z brakiem uniwersalności i koniecznością indywidualnego doboru rozwiązania dla konkretnego przypadku. Opracowana metoda wizualnej klasyfikacji krzywych przejściowych dowodzi, że istnieją wielomiany wysokich rzędów, które spełniają wymagania projektowe układów geometrycznych toru. Jest faktem, że zakres parametrów, dla których można zastosować daną krzywą, jest dość wąski, ale przy obecnych możliwościach obliczeniowych nie stanowi to istotnego problemu; odpowiednio manipulując

parametrami toru w końcu znajduje się odpowiednie rozwiązanie dla każdego przypadku.



Rysunek 6. Wykres funkcji y(x) *dla krzywej wielomianowej o parametrach:* R = *300 m*, l = *60 m*, α = *120* ^{0} .

Problem lokalizacji krzywej przejściowej

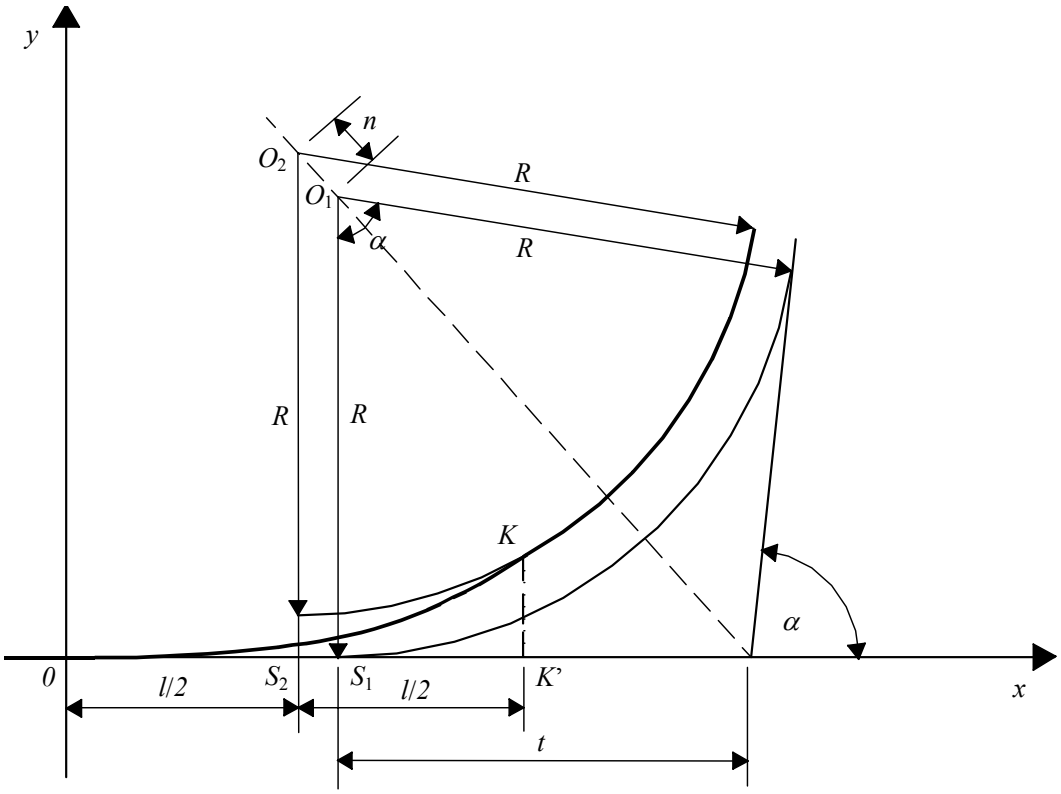
W stosowanej powszechnie metodzie projektowania krzywej przejściowej rzut środka przesuniętego łuku kołowego nie pokrywa się ze środkiem krzywej przejściowej. Wartość przesunięcia środka luku nie uwzględnia bowiem kąta zwrotu stycznych, a przecież zmiana położenia łuku odbywa się wzdłuż dwusiecznej kąta zawartego pomiędzy łączonymi kierunkami trasy (rys. 7).

Jak widać na rysunku 7, przesunięcie n łuku kołowego po dwusiecznej kąta α powoduje, iż teoretyczny środek projektowanej krzywej przejściowej przesuwa się z punktu S_1 do punktu S_2 (oznaczmy tę wartość przez p). Dla paraboli trzeciego stopnia przesunięcie p wyznacza się ze wzoru:

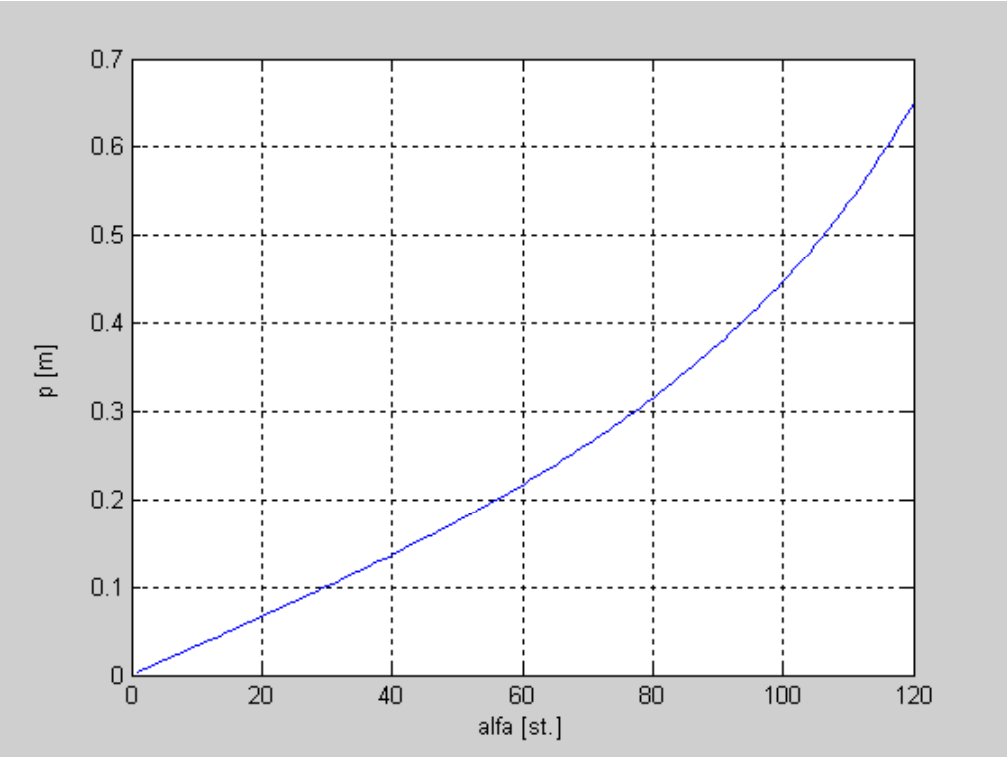
$$p \cong \frac{l^2}{24 \cdot R} \tan\frac{\alpha}{2} \qquad (12)$$

Jak wynika ze wzoru (12), wartość p rośnie wraz ze wzrostem kąta zwrotu α (rys. 8). W tablicy 3 podano wyniki szczegółowych obliczeń dla kąta α = 120 ^{0}. Wynika z nich, że błąd wynikający z przyjmowanego uproszczenia może przekroczyć 2 m. W sytuacjach typowych, tj. przy mniejszym kącie zwrotu, błąd ten jest oczywiście mniejszy i wynosi kilkadziesiąt centymetrów. Nie jest to więc dużo, ale po co

stosować rozpatrywane uproszczenie, kiedy uzyskanie ścisłego rozwiązania nie stanowi żadnego problemu.



Rysunek 7. Ścisły sposób kształtowania krzywej przejściowej.



Rysunek 8. Wykres zależności p = f(α) *dla przykładowej paraboli trzeciego stopnia* (R = *300 m,* l = *52 m).*

Tablica 3. *Zestawienie wartości przesunięcia środka krzywej przejściowej w postaci paraboli trzeciego stopnia* ($\alpha = 120^0$).

Promień łuku R [m]	Prędkość v [km/h]	Długość krzywej l [m]	Przesunięcie p [m]
300	40	27	0,1754
	50	52	0,6505
	60	91	1,9921
350	45	33	0,2245
	55	59	0,7178
	65	99	2,0209
400	50	39	0,2744
	60	66	0,7859
	70	106	2,0272
450	55	44	0,3105
	65	71	0,8085
	75	112	2,0117
500	60	48	0,3326
	70	77	0,8558
	80	118	2,0098
750	75	72	0,4988
	85	103	1,0209
	95	145	2,0231
1000	90	91	0,5976
	100	124	1,1097
	110	167	2,0127

Zakończenie

Rozwój elektronicznej techniki obliczeniowej sprawił, że uległy zwiększeniu potencjalne możliwości uzyskania większej dokładności w projektowaniu układów geometrycznych toru. Możliwości te nie zawsze są jednak wykorzystywane. Panuje pogląd, że nie warto zmieniać istniejących metod projektowania, gdyż najczęściej błąd będący wynikiem stosowanych uproszczeń nie jest duży. Jest to prawda, czy jednak uzasadnia takie podejście? Podstawowy problem tkwi zapewne w utrwalonych nawykach. Niniejsza praca stanowi zatem próbę przełamania pewnej bariery psychologicznej.

Bibliografia

[1] Bałuch H.: Optymalizacja układów geometrycznych toru. WKŁ, Warszawa 1983.
[2] Koc W., Mieloszyk E.: Mathematical modelling of railway track geometrical layouts. Archives of Civil Engineering 1998, vol. XLIV, iss. 2.

[3] Kubitzki J.: Techniki zaawansowanego projektowania układów geometrycznych toru. Praca dyplomowa, Politechnika Gdańska 2003.
[4] Mieloszyk E., Koc W.: General dynamic method for determining transition curve equations. Rail International - Schienen der Welt 1991, nr 10.
[5] Milewska A.: Nieklasyczne metody operatorowe w układach dynamicznych. Rozprawa doktorska, Politechnika Gdańska 2002.

Władysław Koc, Andrzej Wilk, Piotr Dobrowolski,
Sławomir Grulkowski, Grzegorz Kostro
Politechnika Gdańska

Teoretyczne i empiryczne aspekty metody wymuszonych przemieszczeń poprzecznych toru kolejowego

Wstęp

Metoda wymuszonych przemieszczeń poprzecznych, polegająca na podnoszeniu odłączonego od podkładów odcinka szyny, znalazła zastosowanie do wyznaczania sił podłużnych w szynach toru bezstykowego w USA [5, 6] i Wielkiej Brytanii [13]. Osiągnęła tam fazę wdrożenia, jednak nie nastąpiło jej upowszechnienie. Zdecydowała o tym nie tylko konieczność demontażu przymocowań szyn do podkładów na znacznej długości, lecz przede wszystkim istotne ograniczenia metodyczne. Jak wykazały badania przeprowadzone w Politechnice Gdańskiej [1], stosowanie przemieszczania szyny w kierunku poziomym jest lepszym rozwiązaniem przy ocenie sił podłużnych w torze kolejowym.

Sama idea metody wymuszonych przemieszczeń poprzecznych jest niewątpliwie poprawna, zaś prace prowadzone w Politechnice Gdańskiej poszły w kierunku wymuszania przemieszczeń poziomych całego rusztu torowego za pomocą podbijarki [11].

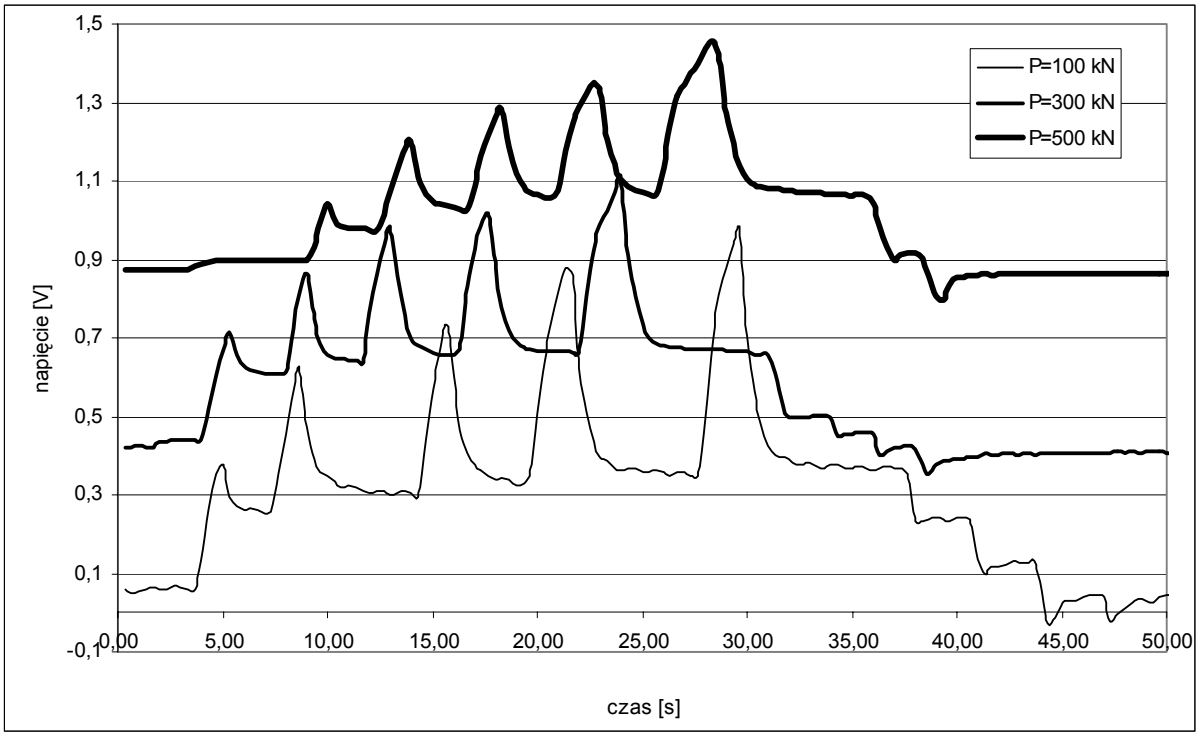
Określenie zasadniczego kierunku badań

Realizowany aktualnie kierunek badań jest wynikiem wstępnej serii eksperymentów terenowych z zastosowaniem podbijarki PT 800, która została przeprowadzona na odcinku doświadczalnym zlokalizowanym w eksploatowanym torze kolejowym [11]. Pomiary polegały na naciąganiu obu toków szynowych (w zakresie 0 ÷ 500 kN) i poziomym nasuwaniu rusztu torowego. Za pomocą oryginalnej aparatury pomiarowej [12] rejestrowano sygnały: siły poprzecznej, siły osiowej w szynie oraz przemieszczenia poziomego. Najistotniejszą informację uzyskano z analizy sygnału odkształceń zginanej szyny

Podczas prowadzonych pomiarów rejestrowano odkształcenia osiowe szyny za pomocą czujnika indukcyjnego liniowego. Pozwalało to wyznaczyć wartość siły osiowej wprowadzanej naprężaczem szynowym przed rozpoczęciem poprzecznego przemieszczania toru. Podczas nasuwania toru odczyty z omawianego czujnika cha-

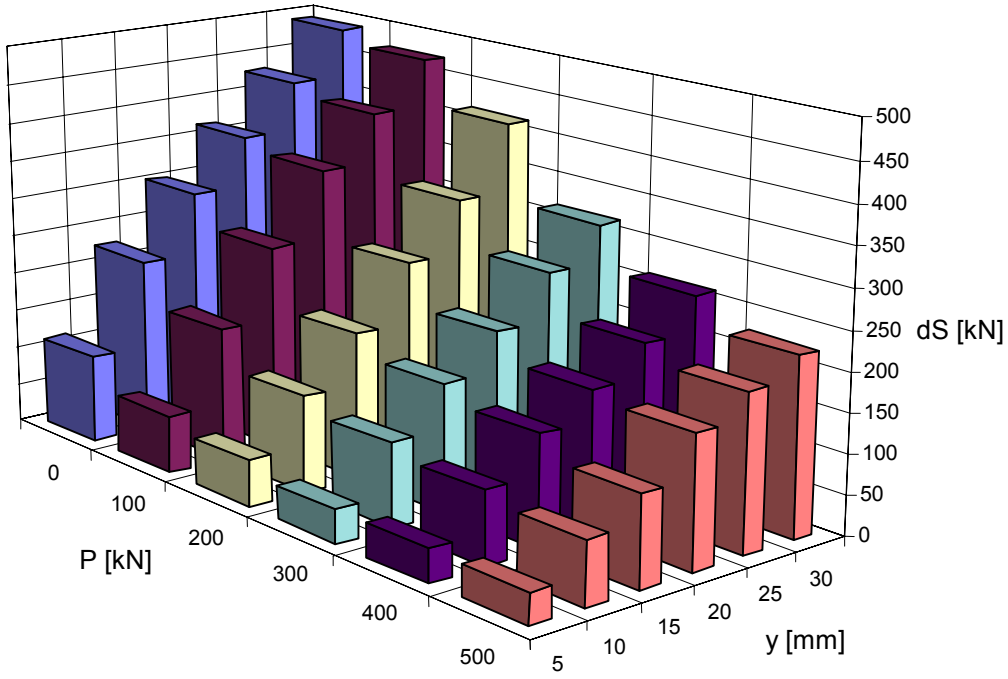
rakteryzują wygięcie osi odkształconej szyny, określają więc w umowny sposób jej krzywiznę poziomą. Uzyskana wartość liczbowa ΔS zależy od konstrukcji czujnika. Wyrażono ją w jednostkach siły, chociaż w rzeczywistości czujnik określa siłę w szynie tylko wtedy, gdy przemieszczenie poprzeczne jest równe zeru. Na rysunku 1 pokazano przykładowe przebiegi czasowe sygnału ΔS .

Jak widać, wskaźnik ΔS wykazuje wyraźną zależność od siły P. Potwierdza to jednoznacznie rysunek 2, na którym pokazano kształtowanie się zależności funkcji $\Delta S = f(y, P)$ dla wybranych serii pomiarowych. Diagramy na rysunku 2 wskazują na wyraźną zależność wskaźnika ΔS od siły osiowej występującej w szynie przed rozpoczęciem nasuwania toru. Wraz ze wzrostem tej siły wskaźnik ΔS maleje, co odpowiada mniejszej krzywiźnie wyginanej szyny. Wynika stąd wniosek, że rejestracja krzywizny, przy określonej wartości przemieszczenia poprzecznego y , może stanowić podstawę do wyznaczania siły osiowej w szynie.

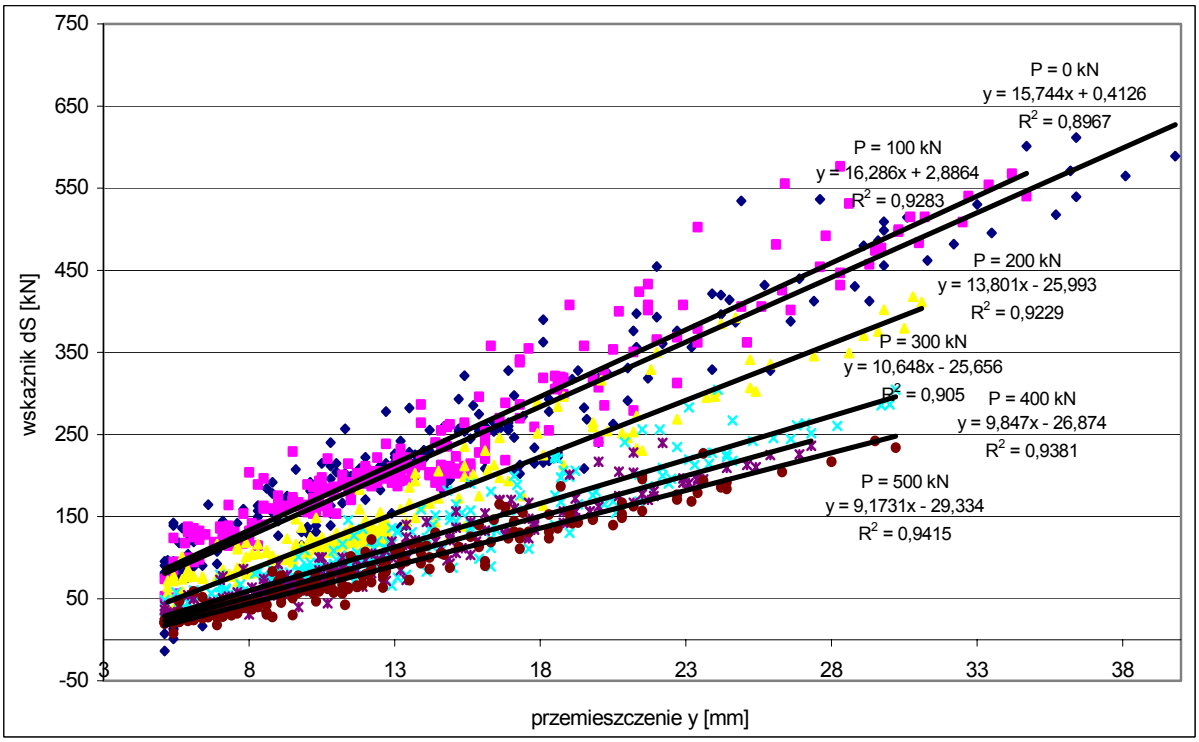


Rysunek 1. Przykładowe przebiegi czasowe sygnału wskaźnika ΔS *[41,5 Mpa/V] dla różnych wartości siły osiowej w szynie.*

To interesujące spostrzeżenie zostało w pełni potwierdzone w toku dalszej, bardziej szczegółowej analizy. Zbadano istnienie korelacji pomiędzy pomierzonymi wartościami wskaźnika ΔS i przemieszczenia y dla różnych wartości siły P. Uwzględniono wszystkie wyniki pomiarowe, uzyskane dla $y \geq 5$ mm. Rezultaty przeprowadzonej analizy przedstawia rysunek 3.



Rysunek 2. Wrażliwość czujnika liniowego ΔS w funkcji siły osiowej P w szynie i przemieszczenia poprzecznego y.



Rysunek 3. Wykresy prostych regresji ΔS =f(y) *dla różnych wartości siły osiowej w szynie.*

Istotność korelacji nie ulega wątpliwości. W najgorszym przypadku, dla $P = 0$, współczynnik korelacji $r = 0{,}947$. Otrzymane proste regresji różnią się przede wszystkim współczynnikiem nachylenia. Współczynnik ten maleje wraz ze wzrostem siły P (z wyjątkiem przypadku $P = 100$ kN, ale tutaj mogły odgrywać rolę wa-

runki przeprowadzenia eksperymentu, w temperaturze około 0^0 C i straty wprowadzanej siły na pokonanie oporu podłużnego).

Tak więc, jak widać, jest możliwe wnioskowanie na temat siły podłużnej w szynach na podstawie pomiaru krzywizny przy różnych wartościach przemieszczenia poprzecznego. Wymaga to jednak dalszych badań terenowych oraz stosowania odpowiedniego czujnika do pomiaru krzywizny, instalowanego do ramy podbijarki. W omawianych badaniach krzywiznę określano bowiem w sposób pośredni (czujnikiem liniowym do pomiaru siły), co niewątpliwie miało wpływ na uzyskiwaną dokładność.

Charakterystyka problemu z punktu widzenia analizy wytrzymałościowej konstrukcji

Z teoretycznego punktu widzenia modelem szyny kolejowej (stanowiącej podstawowy element konstrukcyjny nawierzchni) jest pręt, który podczas regulacji geometrycznej doznaje przemieszczeń poprzecznych. Długość tego pręta jest określona przez położenie skrajnych wewnętrznych osi wózków podbijarki, zaś jego przemieszczenie wykonuje układ nasuwająco-podbijający. Przypadek wyginanej szyny nie spełnia założeń klasycznej teorii belek; jest to specyficzny ustrój, w którym podczas zginania występuje osiowa siła podłużna. Problem komplikuje się jeszcze bardziej, kiedy siła podłużna w szynie istnieje już w stanie wyjściowym i nie jest też sprawą obojętną, czy jest to siła rozciągająca czy ściskająca. Krzywiznę k należy tutaj wyznaczać w sposób ścisły; obowiązują następujące zależności:

$$k = \frac{1}{\rho} = \frac{|y''|}{\left(\sqrt{1+y'^2}\right)^3} = -\frac{M}{EJ} \tag{1}$$

Model matematyczny szyny wyginanej poprzecznie siłą P podczas procesu regulacji geometrycznej (przy założeniu braku naprężeń osiowych w stanie początkowym) pokazano na rysunku 4.

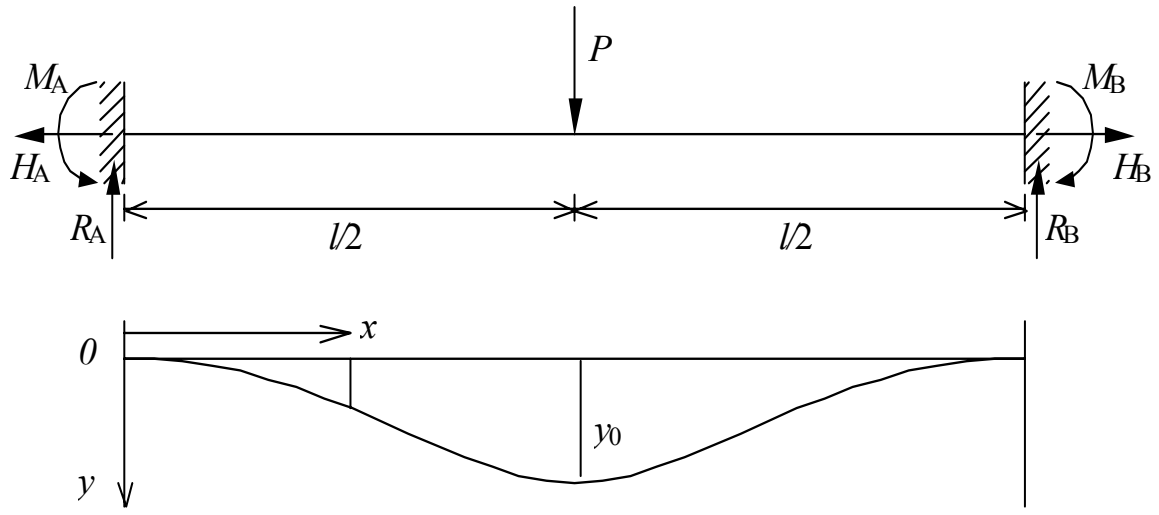
Ze względu na symetrię układu mamy:

$$R_A = R_B = \frac{P}{2}\ , \qquad H_A = H_B = N_0\ , \qquad M_A = M_B = M_0$$

i jednocześnie osiowa siła podłużna na długości szyny

$$N(x) = N_0 = const$$

Pozostały zatem jeszcze dwie niewiadome wielkości podporowe N_0 i M_0, których jednak nie potrafimy wyznaczyć z ogólnych warunków równowagi. Układ jest dwukrotnie statycznie niewyznaczalny, musimy więc do wyznaczenia reakcji uwzględnić odkształcenia układu. Wyraża się to w postaci warunków geometrycznych dotyczących przemieszczeń; warunki te są narzucone podporami ograniczającymi przemieszczenia układu. Będziemy zatem musieli wyznaczyć i następnie wykorzystać równanie osi wygiętej $y(x)$.



Rysunek 4. Model matematyczny szyny podczas procesu regulacji geometrycznej.

Niewiadomą N_0 wyznaczamy z warunku na wydłużenie osi zginanego pręta. Wydłużenie Δl można wyznaczyć ze wzoru

$$\Delta l = 2\int_0^{\frac{l}{2}} \sqrt{1+\left[y'(x)\right]^2}\,dx - l$$

Ponieważ szyna jest zamocowana na obu końcach, jej wydłużenie o Δl generuje siłę rozciągającą

$$N_0 = EA\frac{\Delta l}{l}$$

Ścisły wzór na siłę osiową powstającą w wyginanej szynie jest więc następujący:

$$N_0 = EA\left(\frac{2}{l}\int_0^{\frac{l}{2}} \sqrt{1+\left[y'(x)\right]^2}\,dx - 1\right) \tag{2}$$

Równanie różniczkowe osi wygiętej w przedziale $x \in [0, l/2)$ ma postać:

$$\frac{EJy''(x)}{\left(\sqrt{1+\left[y'(x)\right]^2}\right)^3} = M_0 - EA\left(\frac{2}{l}\int_0^{\frac{l}{2}} \sqrt{1+\left[y'(x)\right]^2}\,dx - 1\right)y(x) - \frac{P}{2}x \tag{3}$$

przy czym obowiązują następujące warunki brzegowe:

$$y(0) = y'(0) = y'\left(\frac{l}{2}\right) = 0 \tag{4}$$

Nie jesteśmy w stanie wyznaczyć funkcji $y(x)$ oraz wielkości podporowych N_0 i M_0 w sposób ścisły, metodami analitycznymi. Niezbędne staje się zastosowanie metod numerycznych i komputerowej techniki obliczeń. Stanowi to poważne utrudnie-

nie, chociaż liczba równań jaką dysponujemy powinna wystarczyć, aby wyznaczyć zarówno stałe całkowania dla równania różniczkowego (3), jak i brakujące reakcje. O złożoności problemu świadczy jednak fakt, że w klasycznej teorii belek obowiązuje podstawowe założenie, że styczna do krzywej ugięcia jest bardzo mała (tj. $y' \cong 0$) i wówczas rozwiązanie problemu nie sprawia zwykle żadnych trudności. Otrzymujemy, że $\Delta l = 0$ i $N_0 = 0$, zaś wzór na krzywiznę (1) ulega znacznemu uproszczeniu, podobnie jak równanie (3). W stosowanych modelach obliczeniowych przyjmuje się dodatkowo możliwość swobodnych przesunięć belki w kierunku podłużnym (niezależnie od sposobu zamocowania). Wszystko to jeszcze dobitniej podkreśla specyfikę modelu matematycznego zginanej szyny w torze kolejowym.

Analiza pracy zginanej szyny z wykorzystaniem wybranych metod numerycznych

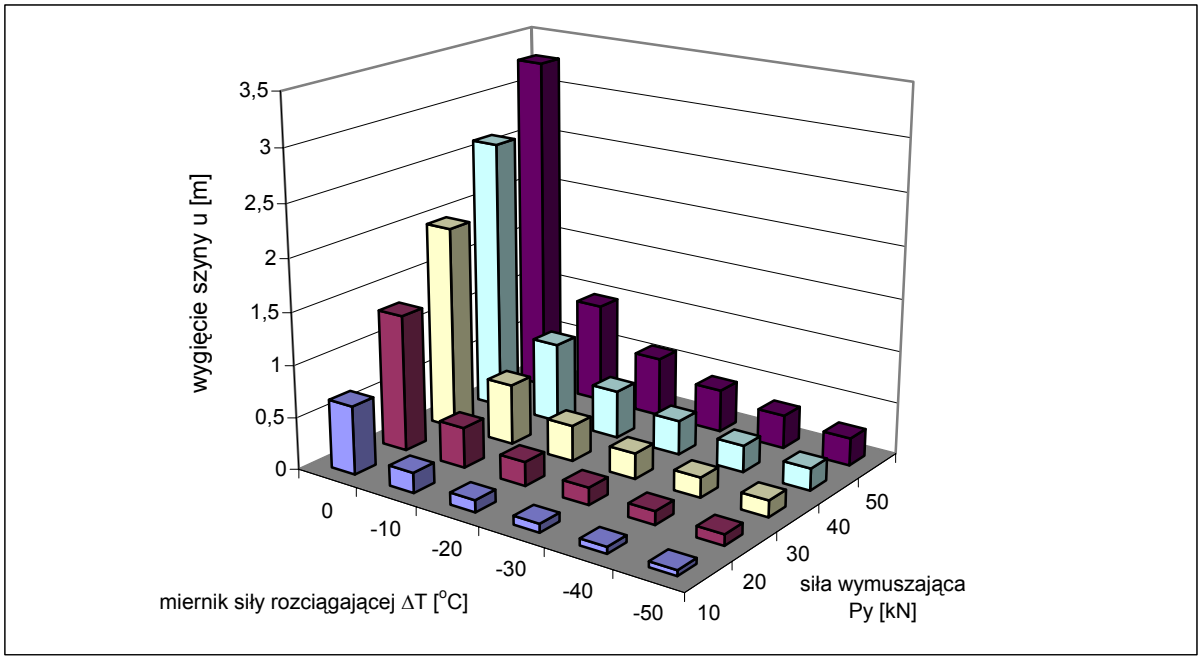
Zastosowanie programów polowych

W ramach prac związanych ze sposobem pomiaru i analizą sił panujących w szynach toru kolejowego w czasie pracy podbijarki torowej, przeprowadzono obliczenia statyczne modelu utwierdzonej i wyginanej szyny S49. W pierwszym etapie dokonano oceny przydatności wybranych programów polowych (wykorzystujących metodę elementów skończonych) do realizacji zakładanego celu. Założono przy tym, że model obliczeniowy powinien uwzględniać istotne nieliniowości w badanym zjawisku, co może stanowić dodatkowy problem. Zwrócono również uwagę, na ile w tych programach znajdują zastosowanie uproszczone modele teorii II rzędu [4].

Jak wykazała analiza wielu przypadków, poszczególne programy polowe dają wyniki różniące się od siebie, niekiedy bardzo znacznie. Trudno jest bez weryfikacji eksperymentalnej określić, które rozwiązanie jest rozwiązaniem właściwym.
Rozpatrzono — miedzy innymi — przypadek obejmujący następujące parametry w preprocesorze: długość odcinka szyny — 20 m, wartości osiowych sił rozciągających determinowane spadkiem temperatury w przedziale od 0 ^{0}C do – 50 ^{0}C, punkt przyłożenia siły poprzecznej w połowie odcinka szyny, krańce szyny utwierdzone na stałe (brak stopni swobody). Wyniki uzyskane przy zastosowaniu wybranego programu polowego pokazano na rysunku 5.

Jak widać, wyniki dla $\Delta T = 0$ ^{0}C muszą budzić poważne zastrzeżenia (np. przy $P_y = 50$ kN uzyskana z obliczeń wartość przemieszczenia wynosiła 3,28 m).

W analizie osiowych sił podłużnych przyjęto — przykładowo — następujące parametry w preprocesorze: długość odcinka szyny — 9,5 m, początkowa wartość siły osiowej w szynie – 0 kN, poprzeczna siła wymuszająca o stałej wartości – 100 kN, punkt przyłożenia siły poprzecznej w połowie odcinka szyny, krańce szyny utwierdzone na stałe. W wyniku obliczeń z zastosowaniem różnych pakietów MES uzyskano wartości liczbowe różniące się znacznie między sobą. M. in. moduł siły podłużnej w osi geometrycznej szyny przy obliczeniach jednym z programów wynosił 350 kN, a przy obliczeniach innym programem – 919 kN.



Rysunek 5. Wygięcie poprzeczne szyny u w funkcji miernika siły rozciągającej w szynie ΔT i siły wymuszającej P_y dla wybranego programu polowego.

Doświadczenie wyniesione z pracy stosowanymi programami pozwala na stwierdzenie, że interpretacja otrzymanych wyników obliczeń wymaga dużej ostrożności i krytycznego spojrzenia, szczególnie w przypadku analiz o charakterze naukowym. Przypadek belki (szyny) dwustronnie utwierdzonej i wyginanej siłą poprzeczną jest bowiem dla tego typu obliczeń przypadkiem niestandardowym. Może to stanowić podstawę do podjęcia decyzji o konieczności opracowania własnego programu komputerowego, uwzględniającego dodatkowo niejednorodność konstrukcyjną nawierzchni kolejowej.

Metoda energetyczna Lagrange'a

Charakterystyka problemu

W konstrukcji toru kolejowego występuje szereg sprzężonych ze sobą zjawisk fizycznych. Jednak największy wpływ na pracę toru mają te zjawiska, które występują na styku pomiędzy poszczególnymi elementami tj. szyna – podkład oraz podkład – podsypka. Zjawiska te mają charakter nie tylko statyczny, ale także dynamiczny. Dynamiczne oddziaływania pojawiają się na danym odcinku toru głównie podczas ruchu pojazdów szynowych. Charakter tych zjawisk zależy od właściwości fizycznych ośrodka pomiędzy szyną i podkładem oraz pomiędzy podkładem i podsypką.

Programy polowe oparte są na dyskretyzacji obiektu na elementy skończone. Oznacza to, że topologia obiektu musi być znana w każdym punkcie. Co więcej musi być także znany zbiór parametrów charakteryzujący lokalne właściwości fizyczne ośrodka. W przypadku toru kolejowego występują obszary, w których określenie lokalnych parametrów jest niejednoznaczne np. na styku podkład podsypka (ośrodek niejednorodny). Stosuje się w takim przypadku zastępowanie fragmentów ob-

szaru elementami skupionymi posiadającymi parametry będące wypadkową po całym skupianym obszarze. Elementami tymi są masa, sprężyna i tłumik charakteryzujące właściwości bezwładnościowe, sprężyste i lepkie zarówno w ruchu liniowym, jak też obrotowym. Podejście takie redukuje liczbę węzłów, co pozwala na analizę znacznie większych obszarów. Tym niemniej liczba stopni swobody układu jest tak duża, że właściwym podejściem jest zastosowanie metody energetycznej Lagrange'a do wyprowadzenia układu równań różniczkowych, opisującego zachowanie się fragmentu toru kolejowego w stanach statycznych i dynamicznych.

Problematyce modelowania matematycznego toru kolejowego poświęcono szereg prac badawczych [7, 8, 2]. Jest to jednak zagadnienie trudne i wymaga kontynuowania dalszych prac badawczych. Są dwie zasadnicze przyczyny tej trudności. Pierwsza dotyczy złożoności modelu fizycznego toru, w tym zwłaszcza podsypki. Druga przyczyna wynika z niedostatecznej znajomości odpowiednich parametrów fizycznych (współczynników sprężystości, tłumienia itp.) niektórych ośrodków i parametrów fizycznych obszarów styczności pomiędzy poszczególnymi ośrodkami. Jest przy tym oczywiste, że właściwości fizyczne niektórych ośrodków charakteryzują się nieliniowością, histerezą i anizotropią.

Metodyka sformułowania modelu

Opracowanie modelu matematycznego toru składającego się z wielu ośrodków wymaga przyjęcia odpowiedniej metodyki obliczeń. Do wyprowadzenia równań wykorzystano funkcję Lagrange'a L i funkcję dyssypacji Rayleigha P. Funkcje te umożliwiają sformułowanie układu równań różniczkowych modelu z ogólnie znanego wzoru [3]

$$\frac{d}{dt}\left[\frac{\partial L(\dot{\xi},\xi,t)}{\partial \dot{\xi}_k}\right]-\frac{\partial L(\dot{\xi},\xi,t)}{\partial \xi_k}+\frac{\partial P(\dot{\xi})}{\partial \dot{\xi}_k}=Q_k \qquad k=1,2,\ldots,n \quad , \qquad (5)$$

gdzie k określa liczbę stopni swobody (zmiennych uogólnionych) modelowanego układu, ξ jest współrzędną uogólnioną, Q_k jest siłą uogólnioną.

Rozwiązanie tego równania w odniesieniu do toru kolejowego wymaga sformułowania funkcji Lagrange'a dla wszystkich obwodów zachowawczych (mogących gromadzić i oddawać energię). Ponadto wymagane jest sformułowanie funkcji dyssypacji Rayleigha dla obwodów dyssypatywnych (tracących energię).

W strukturze toru można wyróżnić elementy zachowawcze, gromadzące energię kinetyczną ruchu postępowego (elementy bezwładnościowe) oraz energię potencjalną przemieszczeń (elementy sprężyste). Wśród elementów dyssypatywnych można wyróżnić tłumiki ruchu postępowego odwzorowujące straty energii w wyniku tłumienia wewnętrznego (materiałowego) oraz zewnętrznego (tarcie).

Funkcja Lagrange'a jest różnicą pomiędzy funkcją koenergii J całego układu, a funkcją energii V całego układu.

$$L(\dot{\xi},\xi,t)=J(\dot{\vartheta},\vartheta,q,t)-V(\vartheta,q,t) \qquad (6)$$

Funkcja całkowitej koenergii układu elementów toru składa się z sumy poszczególnych koenergii kinetycznych E_k.

$$J(\overset{\dot{x}}{\dot{\vartheta}}, \overset{x}{\vartheta}, q, t) = \sum E_k'(\overset{\dot{x}}{\dot{\vartheta}}, \overset{x}{\vartheta}, t) \tag{7}$$

Funkcja całkowitej energii układu składa się z sumy poszczególnych energii potencjalnych E_p.

$$V(\overset{x}{\vartheta}, q, t) = \sum E_p(\overset{x}{\vartheta}, t) \tag{8}$$

Zasadniczym punktem wyjścia w kierunku sformułowania równań jest zatem podział toru na odpowiednią liczbę elementów skupionych. Przy takim ujęciu cała struktura toru musi być przedstawiona za pomocą wielu elementów skupionych w postaci skupionych mas, sprężyn i tłumików. Następnie należy stworzyć dla każdego elementu odpowiadającą mu funkcję stanu we współrzędnych lokalnych. To pozwala obliczyć poszczególne koenergie oraz energie zgromadzone w skupionych elementach zachowawczych. Ponadto oblicza się dyssypację energii w układach niezachowawczych.

Następnym problemem, który należy rozwiązać jest przekształcenie współrzędnych nieuogólnionych w układ współrzędnych uogólnionych. To pozwala na wyrażenie poszczególnych funkcji stanu we współrzędnych uogólnionych. Zakłada się przy tym, że to przekształcenie może być wykonane tylko wtedy, gdy więzy są holonomiczne. Oznacza to, że równania więzów muszą stanowić zależności tylko pomiędzy współrzędnymi a nie pomiędzy ich różniczkami.

Tak sformułowane funkcje stanu elementów zachowawczych i dyssypatywnych mogą być użyte w równaniu Lagrange'a, które prowadzi do sformułowania układu równań różniczkowych toru.

Podstawowe założenia modelu

Zakłada się, że szyna jest ośrodkiem ciągłym zbudowanym z mas, sprężyn i tłumików [9]. Pomiędzy szyną i każdym podkładem występują skupione elementy sprężyste i tłumiące. Podkład jest traktowany tylko jako element bezwładnościowy. Jest doskonale sztywny i nie wprowadza tłumienia. Pomiędzy podkładem i podsypką występują elementy sprężyste i tłumiące. Elementy te występują zarówno w przypadku przemieszczeń poziomych jak też pionowych. Opracowany model dotyczy odcinka toru równego odległości pomiędzy wewnętrznymi osiami wózków jezdnych podbijarki. Nie uwzględniono obrotów elementów konstrukcyjnych.

Model styku szyna – podkład

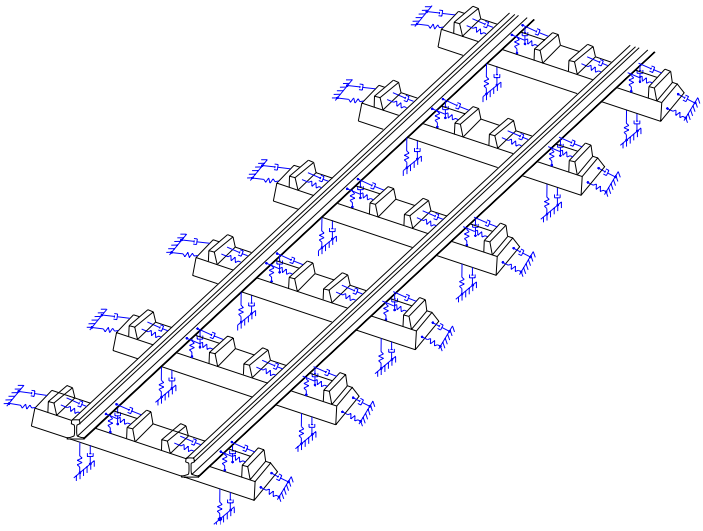
Pomiędzy stopką szyny i podkładem znajduje się podkładka z tworzywa sztucznego. Stopka szyny jest przyciskana do podkładu za pomocą (odpowiednio wyprofilowanych) sprężyn. Model fizyczny takiego zamocowania pokazano na rysunku 6. Zastosowano elementy sprężyste i tłumiące mające wpływ na oddziaływania poziome i pionowe.

Rysunek 6. Model fizyczny przytwierdzenia szyny do podkładu z uwzględnieniem elementów sprężystych i tłumiących: 1 – szyna, 2 – podkład, 3 – sprężyna, 4 – element tłumiący.

Model styku podkład – podsypka

Podkład leży na podsypce i jest częściowo zasypany. Model obszaru styczności jest trudny do wyznaczenia ze względu na nieciągłość punktów styczności, nierównomierne zagęszczenie podsypki itp. Również w tym modelu fizycznym postanowiono wykorzystać elementy sprężyste i tłumiące (rys. 7). Elementy tłumiące odzwierciedlają tarcie jakie zachodzi pomiędzy podkładem i podsypką. Tarcie to może wystąpić zarówno w kierunku pionowym jak też poziomym.

Rysunek 7. Model fizyczny obszaru styczności podkładu z uwzględnieniem elementów sprężystych i tłumiących: 1 – szyna, 2 – podkład, 3 – sprężyna, 4 – element tłumiący.



Rysunek 8. Model fizyczny toru z dwoma szynami na odcinku zawierającym sześć podkładów (1 – szyna, 2 – podkład, 3 – sprężyna, 4 – element tłumiący).

Ogólny model fizyczny toru

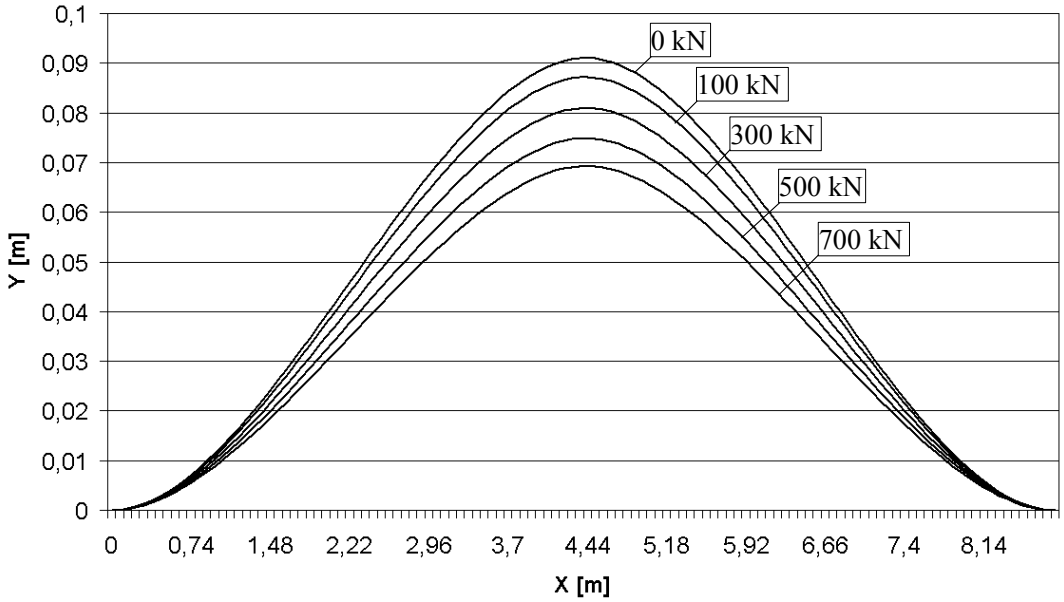
Zgodnie z przyjętymi założeniami ogólny model fizyczny badanego odcinka toru zawiera dwie szyny położone na określonej liczbie podkładów (rys. 8). Pomiędzy szyną i każdym podkładem znajdują się sprężyny i tłumiki. Elementy te obejmują oddziaływania poziome i pionowe podczas przemieszczania szyny względem podkładu. Pomiędzy podkładem i podsypką także umieszczono sprężyny i tłumiki, które z kolei uwzględniają przemieszczenia poziome i pionowe podkładu względem podsypki.

Wybrane wyniki obliczeń numerycznych

Opracowany model matematyczny toru zawiera kilkaset stopni swobody. Są to przemieszczenia oraz ich prędkości zawierające składowe przestrzenne *x*, *y*, *z*. Siły wymuszające od układu podnosząco nasuwającego przyłożone są punktowo do obu toków szynowych. Siły te zawierają składowe *Fx* i *Fy* jako funkcje czasu. Podczas pracy podbijarki są to funkcje o charakterze impulsowym, których kształt został określony we wcześniejszych badaniach [9].

Rozwiązanie modelu musi zatem uwzględniać oddziaływania dynamiczne, z czego wynika konieczność wyznaczenia nie tylko przemieszczeń poszczególnych węzłów, ale także ich prędkości. Odpowiedź modelu na wymuszenie sił zewnętrznych będzie w znacznym stopniu zależeć od parametrów fizycznych ośrodka. W przypadku wyprowadzenia modelu matematycznego z równań Lagrange'a zasadniczy wpływ na wynik obliczeń ma zatem kształt funkcji stanu elementów sprężystych i tłumiących.

Odcinek toru poddano działaniu sił poprzecznych *Fy* przyłożonych do obu toków. Na rysunku 9 pokazano kształt osi jednej z szyn przy wymuszeniach siłami *Fy* = 50kN i przy kilku wartościach osiowych sił rozciągających.

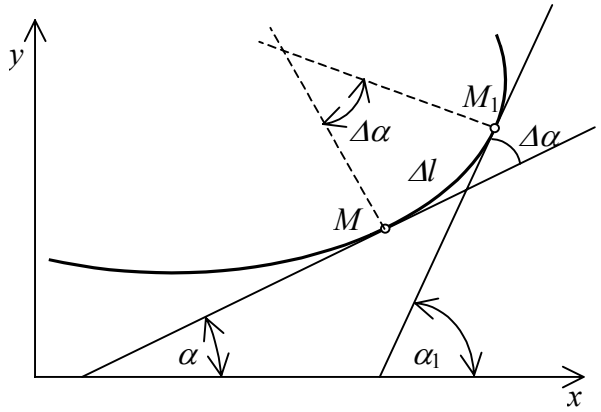


Rysunek 9. Kształt szyny w torze kolejowym przy działaniu siły poziomej Fy = *50kN oraz różnych wartościach osiowych sił rozciągających.*

Założenia metody wyznaczania krzywizny szyny podczas pracy podbijarki

Zasada określania krzywizny

Podstawę nowej metody wyznaczania sił podłużnych stanowić będą pomiary bezpośrednie w torze. Najważniejszym problemem jest znalezienie sposobu określania krzywizny. Jeśli dysponujemy równaniem krzywej danej w postaci jawnej $y = y(x)$ lub przedstawionej równaniami parametrycznymi $x = x(t)$, $y = y(t)$, możemy skorzystać ze wzoru na krzywiznę. Ponieważ jednak na drodze pomiarowej trudno byłoby wyznaczyć równanie krzywej wygięcia, należy spróbować znaleźć rozwiązanie problemu wychodząc z samej definicji krzywizny toru. Otóż miarą zakrzywienia łuku toru kolejowego jest stosunek kąta, o jaki zmienia się kierunek osi podłużnej wagonu po przebyciu pewnego łuku, do długości tego łuku (rys. 10).

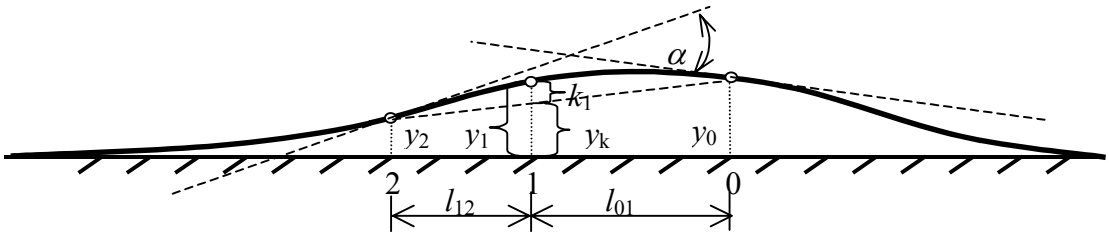


Rysunek 10. Schemat ideowy dla zdefiniowania krzywizny toru.

Krzywizną krzywej K w punkcie M nazywamy granicę, do której dąży stosunek kąta ostrego między stycznymi do krzywej K w punktach M i M_1 do długości łuku MM_1 , gdy punkt M_1 dąży po krzywej K do punktu M .

$$k = \lim_{\Delta l \to 0} \left| \frac{\Delta \alpha}{\Delta l} \right| \tag{9}$$

Wychodząc z przedstawionej definicji można by wyznaczać krzywiznę przez pomiar kątów nachylenia stycznej w dwóch, blisko względem siebie położonych punktach na krzywej. W przypadku toru kolejowego byłoby to jednak bardzo trudne do realizacji. Przyjęto zatem inny sposób szacowania wielkości krzywizny, z pośrednictwem odpowiedniego wskaźnika. Sposób ten polega na pomiarze przemieszczeń w trzech punktach na długości toku szynowego; linię odniesienia stanowi rama podbijarki (rys. 11).



Rysunek 11. Schemat ideowy sposobu wyznaczania wskaźnika krzywizny k_1.

Pomiar przemieszczeń poziomych y_0 , y_1 i y_2 odbywa się za pomocą czujników zainstalowanych na ramie podbijarki torowej. Przyjęty wskaźnik krzywizny k_0 jest określony przez wartość strzałki poziomej w punkcie *1* dla cięciwy łączącej punkty *0* i *2*. Wielkość wskaźnika k_1 jest zależna od kąta α między stycznymi do krzywej wygięcia w obu skrajnych punktach pomiarowych. Oznacza to zgodność z definicją krzywizny, oczywiście w pewnym przybliżeniu. Jak wynika z rysunku 6, wskaźnik krzywizny k_1 stanowi różnicę rzędnej y_1 i wartości y_k , wyznaczanej z następującej zależności (dla $y_0 > y_2$):

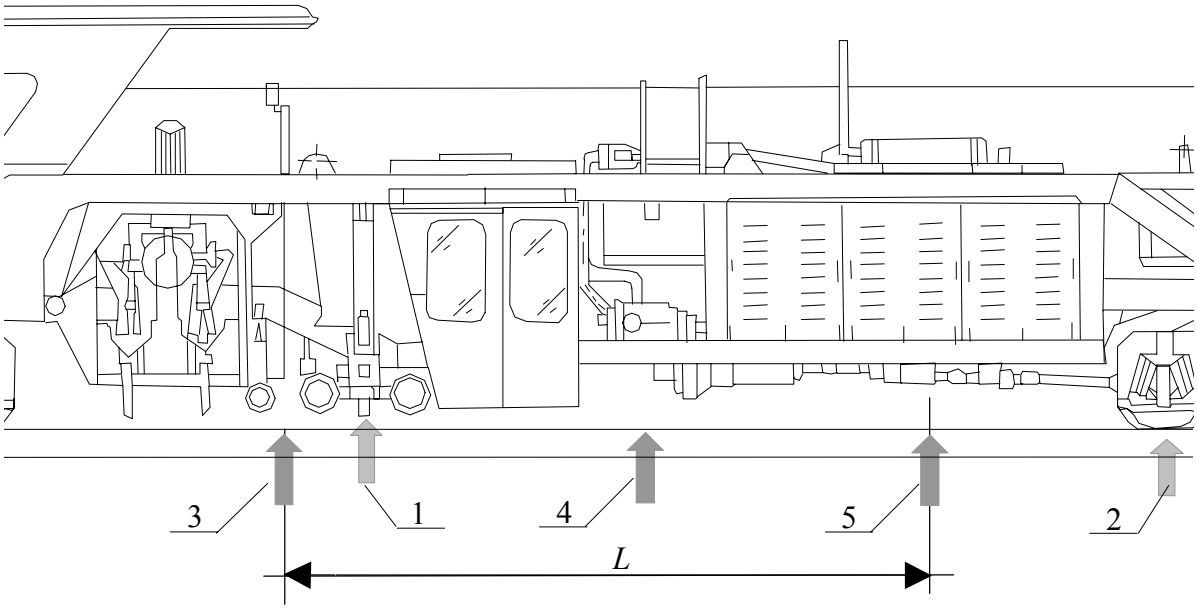
$$y_k = y_0 - (y_0 - y_2)\frac{l_{01}}{l_{01} + l_{12}} \tag{10}$$

Aparatura pomiarowa

Układ pomiarowy podbijarki torowej może być wykorzystany do określenia krzywizny szyn na odcinku podlegającym przemieszczeniu, jednakże wymaga to wprowadzenia dodatkowych urządzeń konstrukcyjnych oraz ingerencji w sam układ elektroniczny maszyny. Biorąc pod uwagę aspekty ekonomiczne i techniczne zaproponowano inne rozwiązanie konstrukcyjne. Polega ono na zastosowaniu zestawu kilku urządzeń do pomiaru przemieszczenia szyn. Działają one niezależnie od pracy układów funkcjonalnych podbijarki. Mają własny układ zasilający i są odseparowane od układów elektronicznych maszyny torowej. Urządzenia te są sztywno montowane na czas pracy do ramy maszyny, ale w sposób rozłączny. To sprawia, że mają uniwersalną konstrukcję i mogą być montowane na innych podbijarkach. Rama maszyny w miejscu zamocowania urządzenia pomiarowego jest uznawana jako punkt odniesienia dla przemieszczenia główki szyny na danym odcinku. Do określenia krzywizny toru wybrano trzy charakterystyczne punkty pomiarowe oznaczone numerami 3, 4 i 5 pokazane na rysunku 12. Są one rozmieszczone równomiernie na odcinku pomiarowym *L*.

Podczas pracy podbijarki główka szyny przemieszcza się w kierunku poziomym i pionowym. Proponowana metoda oceny sił w szynach polega głównie na analizie krzywizny w kierunku poziomym. Wydaje się jednak uzasadnione rejestrowanie krzywizny szyny także w kierunku pionowym jako dodatkowego sygnału diagnostycznego. Korelacja tych dwóch sygnałów może dostarczyć dodatkowych informacji odnośnie sił osiowych w torze kolejowym. Aby dokonać pomiaru jednocześnie obu

sygnałów przemieszczenia główki szyny opracowano specjalną konstrukcję przyrządu pomiarowego.



Rysunek 12. Uproszczony schemat podbijarki z zaznaczonymi charakterystycznymi punktami pomiaru przemieszczenia główki szyny: 1 – układ podnosząco-nasuwający, 2 – oś koła wózka jezdnego, 3, 4, 5 – poszczególne punkty pomiaru przemieszczenia szyny, L – odcinek pomiarowy krzywizny szyny.

Istnieje szereg metod pomiaru przemieszczenia poprzecznego główki szyny. Pierwsza wersja aparatury oparta była na metodzie dotykowej [10]. Napęd na czujnik pomiarowy był przenoszony z bocznej powierzchni główki szyny. Podczas badań wystąpiły dwa dodatkowe problemy. Pierwszy dotyczył zużycia eksploatacyjnego bocznej powierzchni główki szyny, co powodowało dodatkowe uchyby. Drugi problem dotyczył nadmiaru podsypki w okolicy główki szyny, co uniemożliwiało pomiar. W związku z tym zaprojektowano inną konstrukcję czujnika opartego na rejestracji sygnału pochodzącego z górnej powierzchni główki szyny.

Zasadniczym elementem konstrukcyjnym jest odpowiednio ukształtowana bryła, której powierzchnia dolna ślizga się po główce szyny. Bryła ta jest zamocowana do belki, która może wykonywać obrót wokół osi skierowanej wzdłuż osi toru. Powierzchnia ślizgowa bryły wykonana jest ze specjalnego tworzywa sztucznego o dużej odporności na zużycie i małym współczynniku tarcia. Istotnym elementem pomiarowym jest umieszczona w bryle odpowiednio ukształtowana cewka, która spełnia rolę indukcyjnego czujnika przemieszczenia poprzecznego poziomego szyny.

Znamienną cechą tego przyrządu jest pomiar wektora odległości r pomiędzy charakterystycznym punktem ramy a boczną powierzchnią główki szyny i może być opisany wzorem

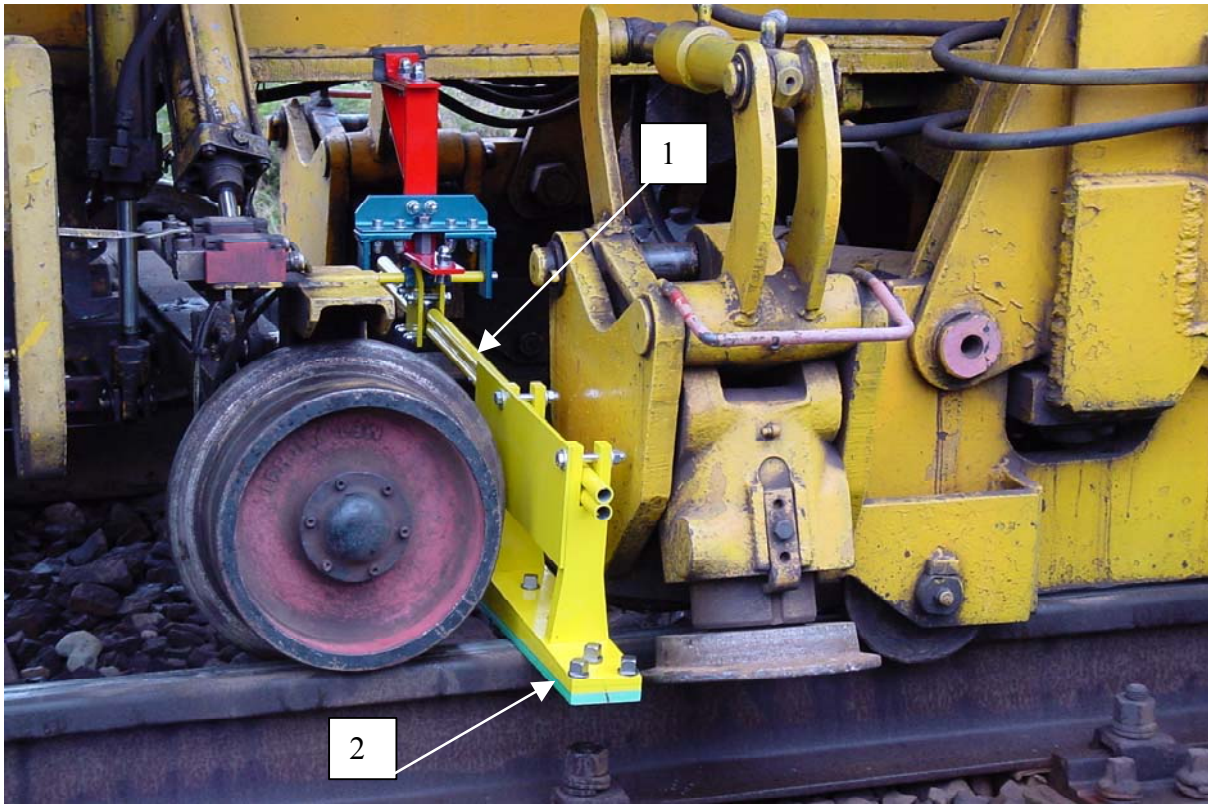
$$r = R(\varphi)e^{j\varphi} \tag{11}$$

Wielkość kąta obrotu wektora r jest mierzona poprzez przetworzenie obrotu belki wokół jej osi na napięcie elektryczne. Zastosowano w tym przypadku przetwornik indukcyjny umieszczony blisko osi obrotu belki. Na podstawie modułu

i kąta obrotu można wyznaczyć położenie główki szyny w kierunku pionowym oraz poziomym. Moduł wektora jest w niewielkim stopniu zależny od kąta obrotu belki, co wynika z niewielkiej zmienności punktu styczności powierzchni ślizgowej bryły dotykającej górną powierzchnię główki szyny. Poprawka ta jest uwzględniana w programie komputerowym analizującym dane.

Na podbijarce zainstalowane są co najmniej trzy takie urządzenia. Przetworniki wielkości mechanicznych na elektryczne są połączone ekranowanymi kablami z jednostką centralną umieszczoną w kabinie operatora. Sygnały wyjściowe z przetworników są elektrycznymi napięciami modulowanymi amplitudowo lub fazowo. W jednostce centralnej następuje proces demodulacji, filtracji i wzmocnienia sygnału do odpowiedniego poziomu. Tak przetworzony sygnał jest podawany na wejście wielofunkcyjnej karty pomiarowej umieszczonej w przenośnym komputerze.

Aparatura dokonuje jednocześnie pomiaru modułu i kąta obrotu trzech wektorów *r* w funkcji czasu. Na ilustracji (rys. 13) pokazano urządzenie pomiarowe zainstalowane na podbijarce typu PT 800, tuż przy układzie podnosząco-nasuwającym, czyli w miejscu największych przemieszczeń szyny.



Rysunek 13. Widok urządzenia pomiarowego zainstalowanego na podbijarce w pobliżu układu podnosząco-nasuwajacego: 1 – belka obrotowa, 2 – bryła z czujnikiem indukcyjnym.

Opracowane przez autorów oprogramowanie umożliwia archiwizację danych w pamięci masowej komputera praktycznie w czasie rzeczywistym. Ilość zarejestrowanych próbek zależy jedynie od wielkości pamięci masowej komputera.

Podsumowanie

1. Nie ulega wątpliwości, że jest możliwe wnioskowanie na temat siły podłużnej w szynach na podstawie pomiaru krzywizny przy różnych wartościach przemieszczenia poprzecznego. Praktyczna realizacja tej tezy nie jest jednak prosta. Trudności pojawiają się już na etapie analizy teoretycznej problemu. Nie jesteśmy w stanie wyznaczyć funkcji poziomego wygięcia szyny oraz wielkości podporowych w sposób ścisły, metodami analitycznymi. Niezbędne staje się zastosowanie metod numerycznych i komputerowej techniki obliczeń. Wynika to ze specyfiki modelu matematycznego zginanej szyny w torze kolejowym.
2. Jak wykazała analiza wielu przypadków, programy polowe dają często wyniki różniące się od siebie, niekiedy bardzo znacznie. Programy te są oparte na dyskretyzacji obiektu na elementy skończone. Oznacza to, że topologia obiektu musi być znana w każdym punkcie, a także musi być znany zbiór parametrów charakteryzujący lokalne właściwości fizyczne ośrodka. W przypadku toru kolejowego występują obszary, w których określenie tych parametrów jest niejednoznaczne. W tej sytuacji trudno jest bez weryfikacji eksperymentalnej określić, które z uzyskanych rozwiązań jest rozwiązaniem właściwym.
3. Opracowany program komputerowy opisuje model toru, w którym zastąpiono fragmenty obszaru elementami skupionymi, posiadającymi parametry będące wypadkową po całym skupianym obszarze. Takie podejście redukuje liczbę węzłów, co pozwala na analizę znacznie większych obszarów.
4. Przyjęty sposób szacowania wielkości krzywizny polega na pomiarze przemieszczeń w trzech punktach na długości toku szynowego; linię odniesienia stanowi rama podbijarki. Do pomiaru przemieszczenia poprzecznego główki szyny opracowano dwie wersje aparatury. Pierwsza wersja aparatury oparta była na metodzie dotykowej, gdzie napęd na czujnik pomiarowy był przenoszony z bocznej powierzchni główki szyny. W wersji zmodyfikowanej znalazł zastosowanie czujnik do rejestracji sygnału pochodzącego z górnej powierzchni główki szyny.

Literatura

[1] Barylski A., Koc W., Kuć K., Wilk A.: Pomiar sił osiowych w szynach metodą przemieszczeń poprzecznych. Przegląd Kolejowy 1999, nr 1.
[2] Esveld C.: Modern Railway Track. Duisburg: MRT-Productions, 1989.
[3] Goldstein H.: Classical Mechanics. Addison-Wesley, Reading, Mass., 1950.
[4] Jastrzębski P., Mutermilch J., Orłowski W.: Wytrzymałość materiałów. Warszawa, Arkady, 1974.
[5] Kalay, S.: Measuring lateral and longitudinal track strength. Railway Track & Structures, No. 5, 1994 r.

[6] Kish A., Kalay S., Hazell A., Schoengart J., Samavedam G.: Rail longitudinal measurement evaluation studies using the track loading vehicle. Bulletin AREA, No. 742, 1993.
[7] Knothe K., Grassie S.: Modelling of railway track and vehicle/track interaction at high frequencies, Vehicle System Dynamics, 22, 1993.
[8] Knothe K., Wu Y.: Receptance behaviour of railway track and subgrade, Archive of Applied Mechanics, 68, 1998.
[9] Koc W., Wilk A., Dobrowolski P., Grulkowski S.: Numerical analysis of the rail mechanics in the process of adjustment of track level. [CD–ROM] Conference Papers of The Fifth International Conference RAILWAY ENGINEERING–2002 "Maintenance & Renewal of Permanent Way; Power & Signalling; Structures & Earthworks", London, United Kingdom, 2002, Rail Maintenance & Improvement Section.
[10] Koc W., Wilk A., Dobrowolski P., Kostro G., Grulkowski S.: Determination of longitudinal forces in continuous welded rail track using horizontal curvature measurement of the rail bent. [CD–ROM] Conference Papers of The Sixth International Conference RAILWAY ENGINEERING–2003 "Maintenance & Renewal of Permanent Way; Power & Signalling; Structures & Earthworks", London, United Kingdom, 2003, Rail Design Section.
[11] Koc W., Wilk A., Grulkowski S.: Możliwości wykorzystania pracy podbijarki w diagnostyce toru kolejowego. (Materiały) Drugie Seminarium Diagnostyki Nawierzchni Kolejowej, Gdańsk – Sycowa Huta 2000.
[12] Koc W., Wilk A.: Komputerowa akwizycja danych w pomiarach sił i przemieszczeń toru kolejowego. (Materiały) Pierwsze Seminarium Diagnostyki Nawierzchni Kolejowej na temat: „Pomiary nawierzchni kolejowej", Gdańsk – Wdzydze Kiszewskie 1999.
[13] Shrubsall P.R., Webber P.J.: VERSE: non-destructive stress free temperature measurement of CWR. Rail Engineering International 2001, No. 4.

Marek Krużyński, Andrzej Piotrowski
Politechnika Wrocławska, Instytut Inżynierii Lądowej

Badania warstw ochronnych zabudowanych maszyną AHM800R PL

Wstęp

Przedmiotem badań było określenie, w ustalonych lokalizacjach na linii E30 na odcinku Opole – Wrocław, wartości wskaźników zagęszczenia oraz modułów odkształcenia warstw ochronnych zabudowanych maszyną AHM800R PL, po około półrocznym okresie eksploatacji torów. Warstwy ochronne zostały wykonane w październiku i listopadzie 2000 r. i bezpośrednio po ich wbudowaniu oznaczono wartości wskaźników zagęszczenia oraz modułów odkształcenia. W maju 2001 r. wykonano drugą serię pomiarów w lokalizacjach, w których poprzednio stwierdzono najniższe wartości modułów odkształcenia wtórnego i najniższe wskaźniki zagęszczenia. W referacie przedstawiono wyniki w/w badań wraz z analizą wpływu obciążenia eksploatacyjnego toru na zmianę wartości wskaźników zagęszczenia i modułów odkształcenia [1].

Zakres badań

Zakres badań obejmował:

- Określenie modułów wtórnego odkształcenia (15) warstwy ochronnej celem oszacowania zmian tego parametru od chwili zabudowy.
- Oznaczenie wskaźników zagęszczenia (45) wg normy niemieckiej DIN18125 dla celów uzgodnień gwarancyjnych i odbiorów robót.
- Analizę zmian parametrów nowych warstw ochronnych wskutek eksploatacji toru.

Na podstawie prowadzonej na bieżąco podczas prac badawczych analizy wyników badań warstw ochronnych wykonano: 16 badań modułów odkształcenia, 49 oznaczeń wskaźników zagęszczenia w miejscach z ułożoną geowłókniną, 49 oznaczeń składu ziarnowego niesortu dla wszystkich lokalizacji badań .

Lokalizacja

W przekroju poprzecznym toru badania prowadzono w jednej z dwóch stref. Strefa 1 znajdowała się poza obszarem bezpośredniego działania obciążeń eksploatacyjnych toru. Badania w tej strefie prowadzono podczas eksploatacji toru bez żadnych ogra-

niczeń prędkości jazdy pociągów. Prace badawcze (pobieranie próbek do badań laboratoryjnych oraz badania polowe) prowadzono po usunięciu warstwy podsypki od czoła podkładów bez naruszania powierzchni ich podparcia. W strefie 1 wykonano 33 oznaczenia wskaźnika zagęszczenia.

Strefa 2 uwzględniała bezpośrednie obciążenia eksploatacyjne. Badania w tej strefie prowadzono podczas zamknięcia toru. Z okienek między podkładami od strony ławy torowiska usuwano podsypkę do górnej powierzchni warstwy ochronnej. W strefie 2 wykonano 16 oznaczeń wskaźnika zagęszczania oraz modułów odkształcenia w przekrojach, w których podczas badań kontrolnych bezpośrednio po ułożeniu warstwy ochronnej w 2000 r. stwierdzono niskie wartości wtórnego modułu odkształcenia (wyniki firmy ARCADIS).

Wskaźniki zagęszczenia określono w przekrojach, w których podczas badań kontrolnych bezpośrednio po ułożeniu warstwy ochronnej z geowłókniną stwierdzono niskie ich wartości. Wykonano 16 oznaczeń wskaźników zagęszczenia w strefie 2 oraz 33 oznaczenia w strefie 1.

Symbole i oznaczenia zawarte w artykule

Poniżej zestawiono podstawowe symbole i oznaczenia zawarte w artykule:

I_s — wskaźnik zagęszczenia,

$$I_s = \frac{\rho_d}{\rho_{ds}},$$

ρ_d — gęstość pozorna (objętościowa) [g/cm^3],

$\rho_{ds.}$ — maksymalna gęstość pozorna (objętościowa) [g/cm^3],

w — wilgotność [%],

w_n — wilgotność naturalna [%],

w_{opt} — wilgotność optymalna [%],

V — objętość [cm^3],

m_w — masa próbki o wilgotności naturalnej [g],

m_s — masa próbki w stanie suchym [g],

E — moduł odkształcenia [MPa],

$$E = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D,$$

E_1 — moduł odkształcenia pierwotnego [MPa],

E_2 — moduł odkształcenia wtórnego [MPa],

I_0 — wskaźnik odkształcenia,

$$I_0 = \frac{E_2}{E_1},$$

Δp — przyrost nacisku płyty badawczej [MPa],

Δs — przyrost osiadań odpowiadający przyrostowi nacisku płyty badawczej [mm],

D — średnica płyty badawczej [mm].

Badanie modułów odkształcenia

Moduły odkształcenia — pierwotnego i wtórnego — oznaczono metodą obciążenia okrągłą płytą sztywną o średnicy 300 mm i powierzchni ~700 cm² tzw. metodą VSS z przedziału ciśnienia 0,05 ÷ 0,15 MPa przy całkowitym zakresie ciśnień płyty na podtorze do 0,25 MPa. Badania przeprowadzono łącznie w 16-tu lokalizacjach: 8 na szlaku Brzeg – Lipki w torze nr 2; 4 na szlaku Lewin Brzeski – Łosiów w torze nr 1; 4 na szlaku Lewin Brzeski – Łosiów w torze nr 2, w których bezpośrednio po ułożeniu warstwy ochronnej przez maszynę AHM stwierdzono niskie wartości modułów odkształcenia wtórnego.

Przykładowe wyniki pomiarów i obliczeń oraz graficzne zależności miedzy naciskami a przemieszczeniami płyty dla jednego z miejsc pomiaru pokazano na rysunku 1.

Nazwa instytucji wykonującej badanie: Instytut Inżynierii Lądowej Politechnika Wrocławska

BADANIE PŁYTĄ VSS

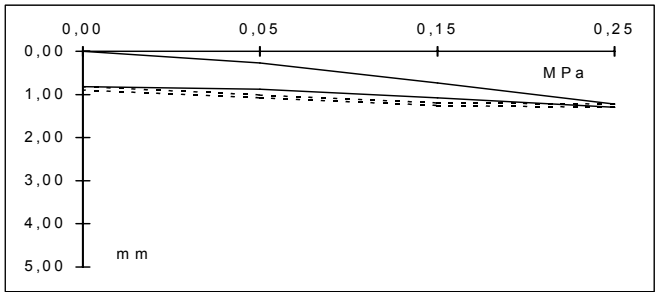
Data: 6.06.2001
Km: 142.080
Nr toru: 2
Podłoże płyty: niesort

Szlak: Brzeg - Lipki

Nr stanowiska: 8
Średnica płyty: 30 cm
Stan pogody : pogodnie

P	czas	Odczyt na czujnikach			Odczyty średnie	Od - kształ - cenia	E	P	czas	Odczyt na czujnikach			Odczyty średnie	Od - kształ - cenia	E
MPa	min	L	S	P	(L+S+P) / 3	mm	MPa	MPa	min	L	S	P	(L+S+P) / 3	mm	MPa
1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8
0,00		9,83	3,60	4,98	6,14	0,00		0,00		10,55	4,55	5,77	6,96	0,82	
0,05	0'	10,06	3,92	5,22				0,05	0'	10,60	4,64	5,81			
	2'	10,07	3,92	5,22	6,40	0,27			2'	10,60	4,64	5,81	7,02	0,88	
0,15	0'	10,46	4,43	5,62			63,83	0,15	0'	10,80	4,85	5,99			150,00
	4'	10,52	4,46	5,64	6,87	0,74			2'	10,80	4,86	5,99	7,22	1,08	
0,25	0'	10,82	4,92	6,07				0,25	0'	10,99	5,08	6,19			
	6'	10,93	5,02	6,14	7,36	1,23			2'	11,00	5,10	6,20	7,43	1,30	
0,15	0'	10,92	4,97	6,13				0,15	0'	10,99	5,04	6,19			
	2'	10,92	4,97	6,12	7,34	1,20			2'	10,96	5,03	6,18	7,39	1,25	
0,05	0'	10,74	4,76	5,96				0,05	0'	10,78	4,83	6,04			
	2'	10,73	4,75	5,96	7,15	1,01			2'	10,78	4,83	6,04	7,22	1,08	
0,00	0'	10,56	4,56	5,78				0,00	0'	10,60	4,63	5,86			
	5'	10,55	4,55	5,77	6,96	0,82			5'	10,60	4,63	5,86	7,03	0,89	

dane do wykresu	obciążenie pierwsze	odciążenie pierwsze	obciążenie drugie	odciążenie drugie	I_o
0,00	0,00	0,82	0,82	0,89	
0,05	0,27	1,01	0,88	1,08	
0,15	0,74	1,20	1,08	1,25	2,35
0,25	1,23	1,23	1,30	1,30	



Rysunek 1. Formularz badania modułu odkształcenia i wskaźnika odkształcenia.

Na rys. 1 w górnej części zamieszczono informacje dotyczące miejsca pomiaru (szlak, nr toru), datę oraz stan pogody. Podłożem płyty każdorazowo była warstwa ochronna z niesortu. W górnej tabeli podano dane z protokołów sporządzonych na miejscu badań oraz wartości wyliczonych modułów odkształcenia E_1(pierwotnego)

w lewej części tabeli oraz E_2 (wtórnego) w części prawej. Lewa część tabeli dotyczy obciążenia pierwotnego a prawa wtórnego. W tabeli dolnej zamieszczono dane wykorzystane do obliczenia wskaźnika odkształcenia I_0 oraz skonstruowania wykresu zależności przemieszczeń płyty od nacisków (w dolnej części rysunku po prawej stronie). Linią ciągłą zaznaczono tę zależność dla narastającego nacisku (obciążenie płyty) a linią przerywaną dla odciążenia płyty.

Wyniki badań zostały zestawione w tablicach 1–3.

Tablica 1.

Numer stanowiska	Kilometr	DATA:6.VI.2001			DATA: 11.X-7.XI.2000		
		E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_0	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_0
8	142.080	63,83	150,00	2,35	17,44	56,60	3,20
7	142.880	51,14	103,45	2,02	14,15	47,62	3,40
6	143.650	69,23	109,76	1,59	22,56	66,67	3,00
5	143.677	83,33	246,71	3,18	30,00	76,92	2,60
4	144.280	66,67	96,77	1,45	14,42	50,00	3,50
3	144.880	64,75	123,29	1,90	14,56	53,57	3,70
2	145.480	57,32	107,14	1,87	17,34	50,85	2,90
1	145.880	61,22	136,36	2,23	15,08	53,57	3,60
Wartość średnia		64,69	134,19	2,07	18,19	56,98	3,24

Tablica 2.

Numer stanowiska	Kilometr	DATA:6.VI.2001			DATA: 11.X-7.XI.2000		
		E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_0	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_0
13	126.510	45,23	73,17	1,62	8,33	30,00	3,60
14	126.600	51,14	81,82	1,60	20,00	34,88	1,70
15	126.700	24,19	66,67	2,76	7,48	27,52	3,70
16	127.650	72,00	126,76	1,76	15,96	58,82	3,70
Wartość średnia		48,14	87,11	1,94	12,94	37,81	3,175

Tablica 3.

Numer stanowiska	Kilometr	DATA:6.VI.2001			DATA: 11.X-7.XI.2000		
		E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_0	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_0
9	126.200	90,00	180,00	2,00	23,81	88,24	3,7
10	126.400	93,75	138,46	1,48	24,59	103,45	4,2
11	128.200	125,00	264,71	2,12	25,21	85,71	3,4
12	128.670	70,31	126,76	1,80	24,59	75,00	3,1
Wartość średnia		94,77	177,48	1,85	24,55	88,10	3,60

Z analizy powyższych danych można wyciągnąć wniosek ogólny, że po ponad półrocznym okresie eksploatacji torów z nowa warstwą ochronną z niesortu, zabudowaną przy użyciu maszyny AHM800R widoczne są znaczące, korzystne zmiany parametrów określających nośność i zagęszczenie materiału.

Oznaczanie wskaźników zagęszczenia warstwy ochronnej

Wskaźniki zagęszczenia oznaczono w 16-tu lokalizacjach w strefie 2 oraz 33-ech lokalizacjach w strefie 1.

Wskaźniki zagęszczenia „I_s" obliczono ze wzoru:

$$I_s = \frac{\rho_d}{\rho_{ds}}$$

gdzie:

ρ_d – gęstość objętościowa (pozorna) [g/cm^3],

ρ_{ds} – maksymalna gęstość objętościowa (pozorna) [g/cm^3].

Gęstość objętościową „ρ_d" obliczano zgodnie z niemiecka normą DIN 18125-2 oznaczając objętość pobranej próbki objętościomierzem wodnym o pojemności 3000 ml wody a „ρ_{ds}" z badania Proctora zgodnie z niemiecką normą DIN 18127-P150X.

Przykładowe wyniki badań pokazano w tabeli 4, w której poszczególne symbole oznaczają: km – kilometr lokalizacji, V_1 – objętość pierwotna przed pobraniem próbki [cm^3], V_2 – objętość wtórna po pobraniu próbki [cm^3], $V=V_2 - V_1$ – objętość próbki [cm^3], m_w – masa próbki o wilgotności naturalnej [g], m_s – masa próbki w stanie suchym [g], ρ_d – gęstość objętościowa [g/cm^3], w_n – wilgotność naturalna [%], w_{opt} – wilgotność optymalna [%], ρ_{ds} – maksymalna gęstość objętościowa [g/cm^3], I_s – wskaźnik zagęszczenia.

Tablica 4.

Lp	km	V_1 [cm^3]	V_2 [cm^3]	V [cm^3]	m_w [g]	m_s [g]	ρ_d [g/cm^3]	w_n [%]	w_{opt} [%]	ρ_{ds} [g/cm^3]	I_s
1	142.080	123	1192	1069	2520	2380	2,23	5,88	9,6	2,38	0,94
2	142.880	138	1424	1286	2685	2530	1,97	6,13	10,0	2,225	0,89
3	143.650	60	1342	1282	2870	2740	2,14	4,74	9,7	2,39	0,90
4	143.677	152	1253	1101	2620	2490	2,26	5,22	9,5	2,375	0,95
5	144.280	232	1562	1330	3255	3080	2,32	5,68	10,3	2,35	0,99
6	144.880	37	1179	1142	2810	2660	2,33	5,64	9,2	2,315	1,01
7	145.480	231	1282	1051	2405	2270	2,16	5,95	9,5	2,395	0,90
8	145.880	164	1544	1380	3170	2985	2,16	6,20	10,0	2,39	0,91
							Wartość średnia				0,936

Na podstawie 49-ciu wykonanych oznaczeń stwierdzono, że wszystkie wartości średnie wskaźników zagęszczenia na przebadanych odcinkach torów przekraczają wartość 0,9.

Oznaczanie uziarnienia

W celu kontroli zgodności składu ziarnowego badanego materiału z zaleceniami „Regulaminu pracy zespołu do napraw torowisk..." [2] (wydanie II rys. 6.6) dla każdej pobranej próbki określono skład ziarnowy i wykonano wykresy uziarnienia. Celem badań było też uwzględnienie ewentualnych korekt wyników oznaczeń gęstości maksymalnej oraz możliwości porównania wyników uzyskanych dla różnych odcinków torów.

Na wykresach uziarnienia liniami ciągłymi oznaczono graniczne krzywe uziarnienia materiału zalecanego do budowy warstw ochronnych przy użyciu maszyny AHM-800R podane na rys. 6.6 „Regulaminu ..."[2] a linią przerywaną krzywe uziarnienia oznaczone dla poszczególnych próbek pobranych w trakcie prowadzonych badań.

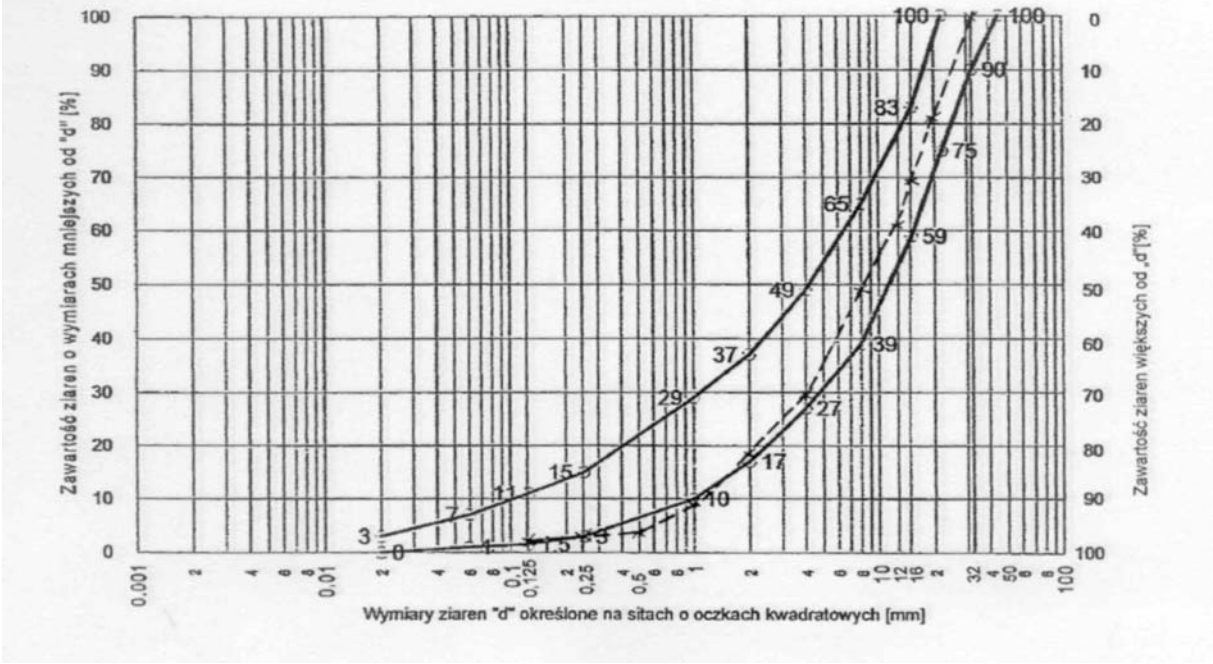
Przykładowy wykres uziarnienia pokazano na rys. 2.

Na podstawie oznaczeń stwierdzono, że na szlaku Brzeg – Lipki w torze nr 2 oraz Lewin Brzeski – Łosiów tory nr 1 i 2 zastosowany materiał w zasadzie spełnia wymagania dotyczące uziarnienia, określone w „Regulaminie..."[2]. W pewnych lokalizacjach zauważa się nieznaczne odchyłki wykresu uziarnienia od krzywych granicznych. Dotyczy to uziarnienia dla frakcji 0÷2 mm.

Zestawienie wyników oznaczenia składu ziarnowego

Wymiar oczka sita kontrolnego [mm]	Udział frakcji [g]	Udział frakcji (a_i) [%]	Przesiew (b_n) [%]
50	0	0	100
32	0	0	100
20	449	19,1	80,9
16	276	11,7	69,2
12	200	8,5	60,7
8	280	11,9	48,8
4	448	19,0	29,8
2	270	11,5	18,3
1	211	9,0	9,3
0,5	105	4,5	4,8
0,25	44	1,8	3,0
0,125	27	1,1	1,9
0,00	45	1,9	0
Razem	2355	100,0	

Wykres uziarnienia



Rysunek 2. Wykresy uziarnienia gruntu warstwy ochronnej.
____ krzywe graniczne, ------ przykładowy wykres uziarnienia niesortu

Analiza wyników

Wyniki badań wskaźników zagęszczenia, modułów odkształcenia oraz wskaźników odkształcenia wykonanych w roku 2000 przez firmę ARCADIS bezpośrednio po ułożeniu warstwy ochronnej oraz w roku 2001 po upływie około półrocznego czasu eksploatacji toru zestawiono tabelarycznie. Przykład zestawienia zawarto w tab. 5.

Tablica 5.

lp	Km	POLITECHNIKA WROCŁAWSKA - 2001					ARCADIS – 2000				
		I_s	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_o	strefa	I_s	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	I_o	strefa
1	126.090	0,97				1	0,85				2
2	126.510	0,95	45,23	73,17	1,62	2	0,86	8,33	30,00	3,60	2
3	126.600	0,93	51,14	81,82	1,60	2	0,78	20,00	34,88	1,70	2
4	126.630	0,91				1	0,78				2
5	126.700	0,84	24,19	66,67	2,76	2	0,84	7,48	27,52	3,70	2
6	127.010	0,93				1	0,88				2
7	127.250	0,88				1	0,75				2
8	127.460	0,90				1	0,68				2
9	127.650	0,94	72,00	126,76	1,76	2	0,78	15,96	58,82	3,70	2
10	128.180	0,88				1	0,86				2
11	128.450	1,01				1	0,84				2
12	129.350	1,01				1	0,82				2
Wart. średnie		0,93	48,14	87,10	1,93		0,81	12,94	37,80	3,17	
Odchylenie standardowe		0,05	19,67	27,15	0,55		0,06	6,05	14,34	0,98	
min		0,84	24,19	66,67	1,60		0,75	7,48	27,52	1,70	
max		1,01	72,00	126,76	2,76		0,88	20,00	58,82	3,70	
wsp. zmienn.		0,05	0,41	0,31	0,29		0,07	0,47	0,38	0,31	

Podsumowanie i wnioski końcowe

Przedstawione w referacie badania wykonano w celu określenia wpływu eksploatacji na nośność i zagęszczenie warstw ochronnych z mieszanek kruszyw mineralnych (niesort) wbudowanych przy użyciu maszyny AHM800R. Początkowe wartości analizowanych cech wzmocnionych torowisk pomierzone zostały przez firmę Arcadis – Ekokonrem bezpośrednio po wykonaniu warstw ochronnych w październiku i listopadzie 2000 r. Eksploatację wznowiono w listopadzie 2000 r., a w maju 2001 wykonano drugą serię pomiarów, w wybranych lokalizacjach, gdzie stwierdzono poprzednio najniższe wartości modułów odkształcenia wtórnego i najniższe wskaźniki zagęszczenia.

Porównano ze sobą następujące parametry: moduły odkształcenia pierwotnego E_1, moduły odkształcenia wtórnego E_2, wskaźniki odkształcenia $I_0=E_2/E_1$, wskaźniki zagęszczenia $I_s=\rho_d/\rho_{ds}$.

Ponadto przebadano uziarnienie materiału warstw ochronnych w lokalizacjach, w których wykonywano oznaczenia wyżej wymienionych parametrów. Z analizy wyników można wnioskować, że:

- Na poszczególnych szlakach wykonano pomiary zagęszczenia warstwy ochronnej w tych samych lokalizacjach, ale w dwóch strefach: strefa 1 – poza zasięgiem bezpośredniego działania obciążeń eksploatacyjnych, strefa 2 – w bezpośrednim zasięgu działania obciążeń. Stwierdzono ogólnie wyższe parametry zagęszczenia w strefie 2.
- Prawie wszystkie wartości średnie wskaźników zagęszczenia przekraczają wartość 0,9. Najlepiej zagęszczona jest warstwa ochronna w torze nr 2 na szlaku Lewin Brzeski – Łosiów; $I_{śr}$=0,946 (strefa 1) i $I_{śr}$=1,003 (strefa 2). Najniższe wartości wskaźnika zagęszczenia uzyskano na szlaku Brzeg – Lipki w torze nr 2; $I_{śr}$=0,912 (strefa 1) i $I_{śr}$=0,936 (strefa 2). Największy rozrzut wyników stwierdzono na szlaku Lewin Brzeski – Łosiów w torze nr 1, gdzie średnia wartość modułu w strefie 1 jest wyższa niż w strefie 2. Może to świadczyć o stosunkowo znacznej niejednorodności warstwy.
- Wzmocnienie warstw ochronnych wbudowanych maszyną AHM800R w roku 2000, po półrocznej eksploatacji osiągnęło poziom dwukrotnie przekraczający nośność torowiska określoną bezpośrednio po ich wykonaniu. Średni moduł odkształcenia wtórnego wynosił wtedy około 60 MPa, i zwiększył się do około 133 MPa. Wartość modułu odkształcenia spełnia warunek normowy $E_2 \geq 120$ MPa.
- Zagęszczenie mieszanek kruszyw (niesortów), wbudowanych jako warstwy ochronne, po półrocznej eksploatacji wyraźnie zwiększyło się, na co wskazuje wzrost średniej wartości wskaźnika zagęszczenia z $I_{śr}$=0,803 do $I_{śr}$=0,931 w strefie 1 i do $I_{śr}$=0,951 w strefie 2, oraz zmniejszenie się średniej wartości wskaźnika odkształcenia z $I_{ośr}$=3,34 do $I_{ośr}$=1,95. Aktualna wartość średnia wskaźnika odkształcenia spełnia warunek normowy $I_o \leq 2{,}20$.
- Materiał zastosowany do budowy warstw ochronnych na linii E-30 w zasadzie spełnia wymagania dotyczące uziarnienia określone w „Regulaminie..." [2]. W niektórych lokalizacjach stwierdzono niewielkie odchyłki wykresu uziarnienia od krzywych granicznych. Dotyczy to głównie mniejszej zawartości frakcji 0÷2mm.
- Niskie wartości wskaźników zagęszczenia I_s w dwóch lokalizacjach na szlaku Lewin – Łosiów w torze nr 2 wynikają głównie z lokalnego niedogęszczenia warstwy. W strefie przejściowej między odcinkiem podtorza modernizowanego i istniejącego stwierdzono niedogęszczenie materiału warstwy.
- W związku ze stwierdzonym i udowodnionym pozytywnym wpływem eksploatacji na parametry geotechniczne warstw ochronnych wykonanych z niesortu przy użyciu maszyny AHM800R, należałoby rozważyć możliwość ustalenia nowych wartości tych parametrów i skorygowanych procedur badawczych do celów odbioru robót.
- W związku z nieosiągnięciem po półrocznej eksploatacji wartości wskaźników zagęszczenia $I_s \geq 1{,}03$ dla nasypów i $I_s \geq 1{,}00$ dla przekopów i miejsc zerowych,

wymaganych w Instrukcji D4 (tablica 7) [3], należałoby rozważyć możliwość wyposażenia maszyny AHM800R w nowe wibratory, dysponujące większą mocą. Doświadczenia austriackie w tym przedmiocie są pozytywne.

Literatura

[1] Krużyński M., Piotrowski A., Trupkiewicz R.: „Badania warstw ochronnych zabudowanych maszyną AHM800R w roku 2000 na linii E-30", Raport Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej serii SPR nr 41/2001.

[2] Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, „Regulamin pracy zespołu do naprawy torowisk oraz poszczególnych jego maszyn i zaleceń projektowania wzmocnień torowisk przewidywanych do wykonania maszyną AHM800R-PL", wydanie II, czerwiec 2000 r.

[3] D-4 Instrukcja o utrzymaniu podtorza kolejowego, PKP Warszawa 1993 r. z poprawkami z 4.XI.1996 r.

Piotr Lesiak, Piotr Gołąbek, Tomasz Ciszewski
Politechnika Radomska, Wydział Transportu

Badanie charakterystyk ultradźwiękowych wad w szynach kolejowych

Wstęp

W zautomatyzowanych badaniach wad w szynach kolejowych metodą ultradźwiękową, dokonuje się porównania zmierzonych parametrów wad rzeczywistych z parametrami wzorcowych (sztucznych) wad o określonych wymiarach, kształtach i lokalizacji w przekroju wzdłużnym szyny. Jednak tworzenie wzorców z pełną gamą wad sztucznych dla poszczególnych głowic ultradźwiękowych, staje się uciążliwe lub wręcz niemożliwe [10].

Dlatego wygodnie jest posłużyć się badaniami symulacyjnymi i wyznaczyć charakterystyki obwiedni sygnałów wyjściowych z głowic ultradźwiękowych dla przykładowych wad wzorcowych. W tym celu stworzono model matematyczny dla ultradźwiękowych fal odbitych od charakterystycznych reflektorów (otwór płaskodenny, powierzchnia cylindryczna) [6], [8] a następnie opracowano model wirtualny w zintegrowanym środowisku programistycznym VEE Pro [1], dla układu: typowa głowica kątowa – wada. Wyniki zweryfikowano pomiarami wagonem defektoskopowym [4].

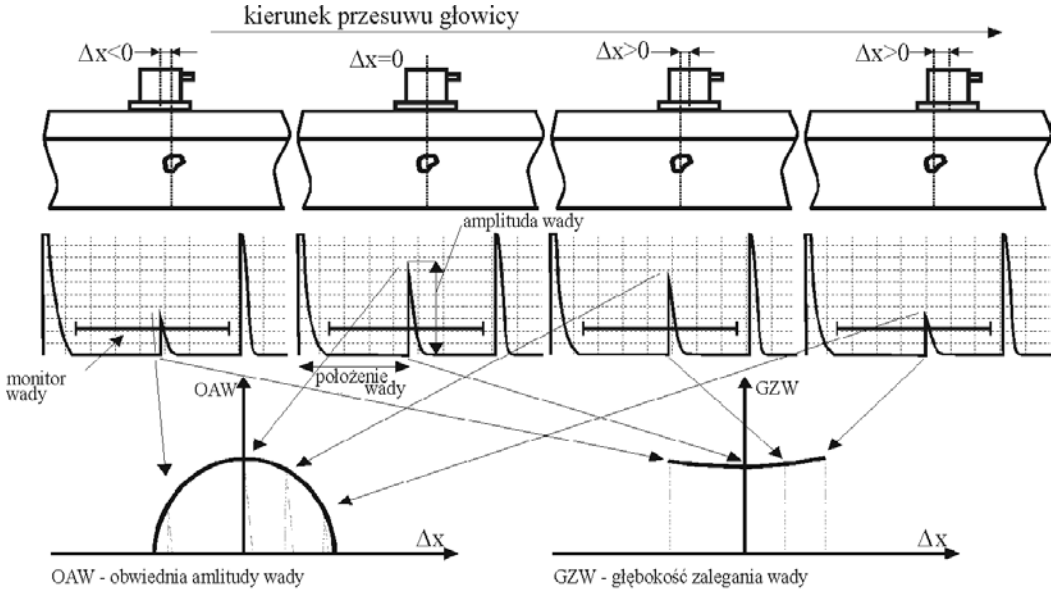
Podstawy tworzenia ultradźwiękowych sygnałów wad

Złożoność i nierównomierność powierzchni wad rzeczywistych, skłania do rozpatrywania ich jako dyskretne małe powierzchnie (wady punktowe, tzn. znacznie mniejsze od rozmiaru wiązki fali), z których metodą superpozycji tworzy się wady zastępcze.

W trakcie jazdy wagonu defektoskopowego głowice ultradźwiękowe przesuwane są po szynie i przy próbkowaniu jej długości z częstością co 2, 5 lub 10 mm, powstaje seria pomiarów zdefiniowana obwiednią amplitudy wady OAW i głębokością jej zalegania GZW, rys. 2. Największe echo wady uzyskuje się, gdy wiązka fal ultradźwiękowych centralnie odbija się od wady. Przesuwając głowicę w lewo lub w prawo, wada widziana jest przez skrajne pro-mienie wiązki (o mniejszym ciśnieniu akustycznym) i amplituda wady maleje.

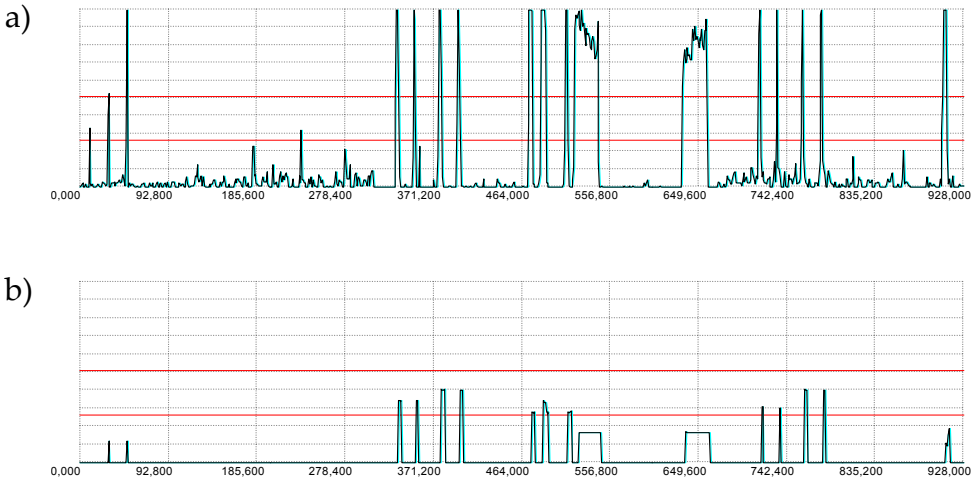
Jednocześnie zmienia się nieznacznie położenie echa wady — dla przypadku drugiego, rys. 1, droga fal do powierzchni wnikania jest najkrótsza, dla pierwszego

i trzeciego nieco dłuższa. Sporządzając wykres amplitudy echa wady w funkcji przesunięcia *x otrzymuje się wykres tzw. obwiedni echa wady.



Rysunek 1. Ilustracja tworzenia obwiedni echa wady

Kształt obwiedni związany jest z geometrią wiązki głowicy i geometrią przestrzenną wady. Obwiednia wady odpowiada sytuacji z ręcznych badań aparaturą analogową, gdzie jako miarę wady wykorzystuje się tzw. rozciąg wady (długość obwiedni na określonym poziomie komparacji względnym lub stałym) i maksymalną amplitudę obwiedni [6],[7],[8],[17], [18],[19].



Rysunek 2. Przykład zarejestrowanych badań na szlaku kolejowym, a) obwiednie amplitudy wad, b) głębokość zalegania wad (od powierzchni tocznej główki szyny)

Dość rzadki krok próbkowania obwiedni (przy prędkości badawczej przekraczającej 40 km/h wynosi 10 mm) sprawia, że obwiednia jest tworzona z małej ilości próbek, a ich ilość zależy od kształtu wady rzeczywistej. Ponadto rejestrowane są tylko te sygnały, które przekraczają określony próg komparacji Zdarza się też, że tylko

otrzymuje się pojedynczą próbkę, która stanowi podstawę do aproksymacji obwiedni, jak na rys. 2.

W artykule ograniczono się do problemów wad poprzecznych, a więc wykrywanych głowicami kątowymi (wady wykrywane głowicami normalnymi stanowią uproszczoną wersję). Większość z tych wad cechuje się szybkim rozwojem, szczególnie w obszarze główki szyny, powodując jej złamanie [2], [3], [7], [9].

Podstawy teoretyczne badań symulacyjnych

W badaniach defektoskopowych szyn, przesuwające się wzdłuż osi x po powierzchni tocznej główki głowice ultradźwiękowe (ruch ten nadaje operator defektoskopu szynowego lub wagon pomiarowy), podłączone do części nadawczo-odbiorczej defektoskopu, rys. 3, rejestrują wady w postaci obwiedni sygnału napięciowego o amplitudzie $U_{wy}(x)$ równej [11]:

$$U_{wy}(x) = k_f U_W(x) - U_P \tag{1}$$

gdzie:

$U_W(x)$ amplituda sygnału echa na wejściu odbiornika defektoskopu,

k_f regulowane wzmocnienie wzmacniacza w.cz. defektoskopu,

U_P napięcie podcięcia sygnału (odcięcie poziomu szumu).

Wielkość napięcia $U_W(x)$ zależy zarówno od funkcji opisującej charakterystykę kierunkową głowicy $\psi_g(\beta_i)$ (rozkład ciśnienia fali) jak i funkcji charakteryzującej zdolność odbicia fali ultradźwiękowej przez wadę $\psi_W(\beta_i)$.

Dla głowicy kątowej z przetwornikiem o kwadratowej powierzchni drgającej, a więc typowo używanym we współczesnych konstrukcjach, kierunkowy rozkład promieniowania opisuje zależność 0:

$$\psi_g(\beta_i) = \frac{\sin\gamma}{\gamma} \approx 1 - \frac{\gamma^2}{6} \tag{2}$$

gdzie:

$$\gamma = \frac{\pi a f}{C_{T_2} \sin\alpha}\left(\sin\beta_i - \sin\beta_o\right)$$

$$\sin\beta_i = \frac{x_o - x}{r_p}$$

a długość boku przetwornika piezoelektrycznego głowicy,

f częstotliwość głowicy,

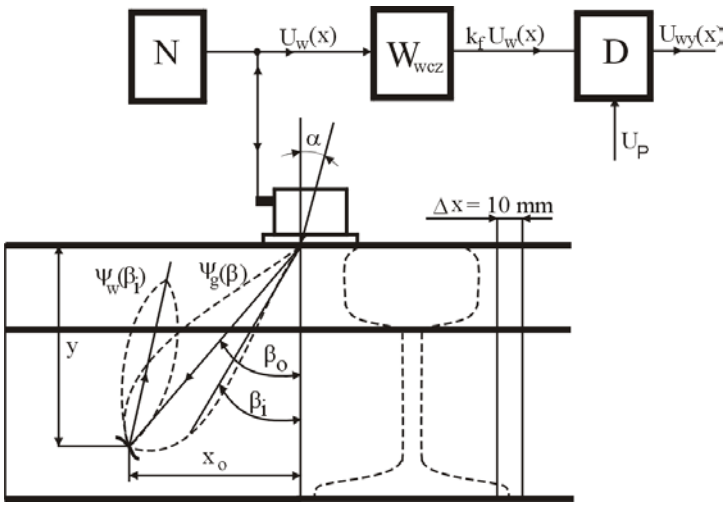
C_{T_2} prędkość fal poprzecznych w materiale badanym (stal szynowa),

α kąt nachylenia przetwornika (kąt klina pleksiglasowego) głowicy,

β_i kat chwilowy głowicy (kąt wiązki ultradźwiękowej, przy którym uzyskuje się echo od wady – rozbieżność charakterystyki głowicy sprawia, że wada jest już widoczna przez skrajne promienie charakterystyki o innym kacie i mniejszym ciśnieniu fali niż przy położeniu centralnym),

β_o kąt załamania głowicy (wnikania fali do szyny),

r_p odległość chwilowa głowicy od wady wzdłuż promienia r, rys. 4.



Rysunek 3. Ilustracja sposobu badania szyny głowicą kątową N - nadajnik defektoskopu, Wwcz -wzmacniacz wielkiej częstotliwości, D - detektor amplitudy

W celu wyznaczenia wyrażenia na wielkość echa $U_w(x)$ elementarnej (punktowej) wady, znajdującej się w odległości x od punktu W na osi z wiązki wysyłanej przez głowicę, rys. 4, wyznaczono rozkład ciśnienia $P_W(zx)\big|_r$ w polu dalekim (tj. w odległości większej od 3N, gdzie $N = 1.37\frac{a^2 f}{4C_{T_2}}$) wiązki fal odbitych od tej wady z wyrażenia:

$$P_W(z,x)\big|_r = P(z)\big|_r \psi_g(\beta_i)\ \psi_W(\beta_i) \tag{3}$$

gdzie:

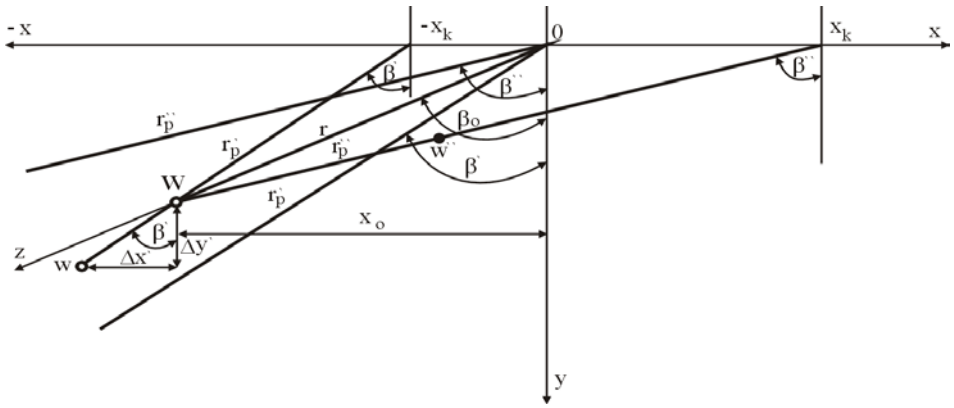
$P(z)\big|_r$ ciśnienie w punkcie W osi z,

$\psi_W(\beta_i)$ charakterystyka kierunkowa wady.

Zakładając identyczność charakterystyki $\psi_g(\beta_i)$ w przypadku nadawania i odbioru, uzyskuje się:

$$U_W(x) = P(z)\big|_r P_W(z)\big|_r \psi_g^2(\beta_i)\ \psi_W(\beta_i) \tag{4}$$

gdzie: $P_W(z)\big|_r$ - ciśnienie fali odbitej od wady na osi wiązki z w odległości r.



Rysunek 4. Ilustracja sposobu określenia położenia wady głowicą kątową

Modele typowych wad w szynach

Do badań wybrano modele dwóch typowych reflektorów punktowych: otwór płaskodenny i powierzchnię cylindryczną, tabela 1. Symulują one następujące wady rzeczywiste:

- otwór płaskodenny to płatki, pęcherze gazowe lub wtrącenia niemetaliczne, wady 211.20 i 211.10,
- powierzchnia cylindryczna to wady zmęczeniowe 211 i wady w zgrzeinach 411.

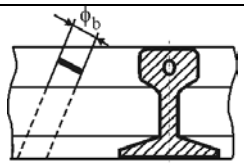
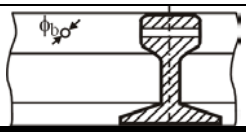
W badaniach zautomatyzowanych, ultradźwiękowy obraz wady tworzony jest bądź z punktowych odbić fali od wady, bądź też aproksymowana jest na podstawie tych jednostkowych ech obwiednia sygnału, której szerokość określa się skrajnymi wielkościami $\pm x_k$,rys. 4, czyli dla $U_W(x) \geq U_k$, gdzie U_k - poziom komparacji.

Porównując amplitudę echa sygnału od wady dla $x = x(U_k)$ i x=0, przyjmując $\psi_g(\beta_i)\big|_{x=0} = 1$ oraz uwzględniając zależność (4), otrzymuje się:

$$\frac{U_W(x)}{U_W(x=0)}[\mathrm{dB}] = w_g\, 20 \lg \frac{\psi_g^2(\beta_i)\psi_w(\beta_i)}{\psi_W(0)} \tag{5}$$

gdzie: w_g czułość układu defektoskop-głowica.

Tablica l.

Rodzaj wady	$\psi_W(\beta_i)$
	$\frac{\pi D_{lt}(a\phi_b f)^2}{\left[2C_{T_2}(r_p + r_2)\right]^2}\frac{\cos\beta_0}{\cos\alpha}e^{-\xi}$
	$\frac{D_{lt}a^2 f}{2C_{T_2}}\frac{\cos\beta_0}{\cos\alpha}\sqrt{\frac{\phi_b}{2(r_p + r_2)^3}}\,e^{-\xi}$

Gdzie: D_{lt} - współczynnik przechodzenia fali ultradźwiękowej przez granicę kontaktu głowica-szyna,

$\xi = 2(\delta_l r_l + \delta_t r_p)$ - tłumienie fal ultradźwiękowych,

δ_l - współczynnik tłumienia fali w głowicy (w pleksiglasie),

r_l - droga fali w głowicy,

δ_t - współczynnik tłumienia fali poprzecznej w szynie,

$r_2 = \frac{C_{L_1} \cos\beta_0}{C_{T_2} \cos\alpha} r_l$ - zastępcza droga fali w głowicy,

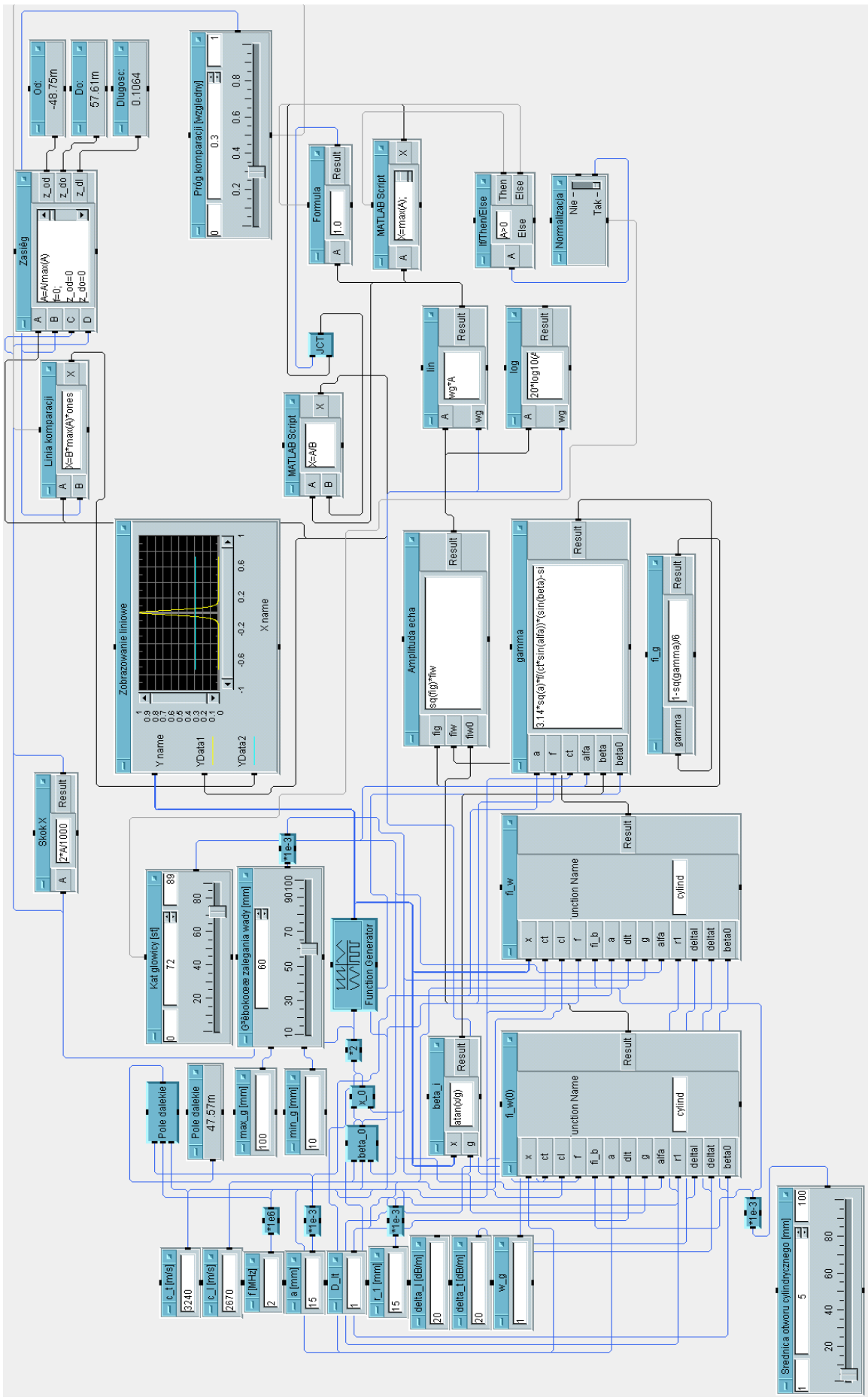
C_{L_1} - prędkość fali podłużnej w głowicy.

Badania symulacyjne w środowisku VEE Pro

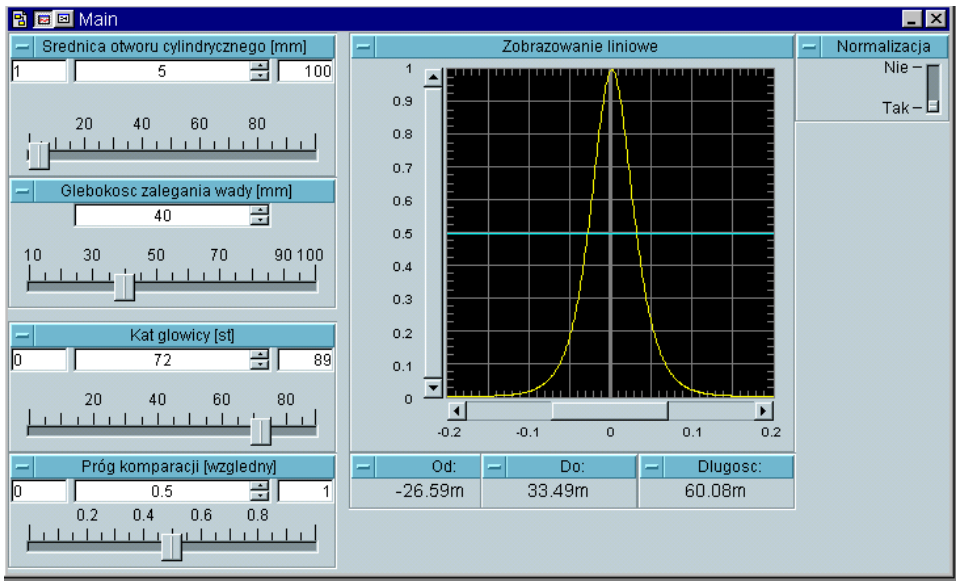
Do modelowania przebiegu sygnału z głowicy ultradźwiękowej, opisanej wyrażeniem (5), zastosowano zintegrowane środowisko programistyczne VEE Pro (ang. *Visual Engineering Environment*), firmy Agilent (dawna firma Hewlett–Packard), wykorzystywane w Laboratorium Aparatury Diagnostycznej Wydziału Transportu Politechniki Radomskiej. Jest to graficzne środowisko programistyczne przeznaczone do tworzenia aplikacji kontrolno–pomiarowych oraz przyrządów wirtualnych. Tworzenie oprogramowania za pomocą pakietu Agilent VEE polega na selekcji obiektów z menu przedstawionych w postaci ikon i odpowiednim ich podłączeniu. Powstaje w ten sposób, łatwy do użycia i zrozumienia, diagram przepływowy, który stanowi kod programu. Diagramowi odpowiada wirtualny panel, na którym wizualizowane są wyniki badań, dokonywane są nastawy i regulacje wielkości wymuszających. Niewątpliwą zaletą środowiska jest również wykorzystanie skryptów języka MATLAB, do analizy i prezentacji bardziej złożonych funkcji matematycznych. Proste zależności realizują tzw. formuły. Oprogramowanie korzysta też z szeregu operacji logicznych.

Modelując wyrażenie (5) i korzystając z opisów funkcji $\psi_W(\beta_i)$ zamieszczonych w tabeli l, opracowano diagram przepływu sygnałów, rys. 5 (przykład dotyczy powierzchni cylindrycznej).

Korzystając z panelu, rys. 6, można zmieniać nastawy: średnicy otworu wady, jego głębokości zalegania licząc od powierzchni tocznej główki szyny, kąta głowicy, poziomu komparacji. Można też wprowadzić normalizację amplitudy sygnału (wartość względna). Inny panel realizuje te same funkcje dla otworu płaskodennego.



Rysunek 5. Przykładowy diagram symulacji obwiedni wady o cylindrycznej powierzchni i pomiaru jej parametrów.



Rysunek 6. Panel symulacji z przykładową obwiednią echa wady cylindrycznej.

Analiza wybranych badań

Badania symulacyjne wykonano dla obszaru główki szyny i poszczególnych poziomów zmieniających się z krokiem $\Delta y = 5$ mm, począwszy od poziomu 20 mm (ograniczenie polem bliskim głowicy). Natomiast kolejne emisje fali ultradźwiękowej następują z bardzo małym krokiem $\Delta x = 0.01$ działki przyrządu w celu uzyskania bardzo dużej dokładności obwiedni.

Symulacje przeprowadzono dla następujących parametrów:

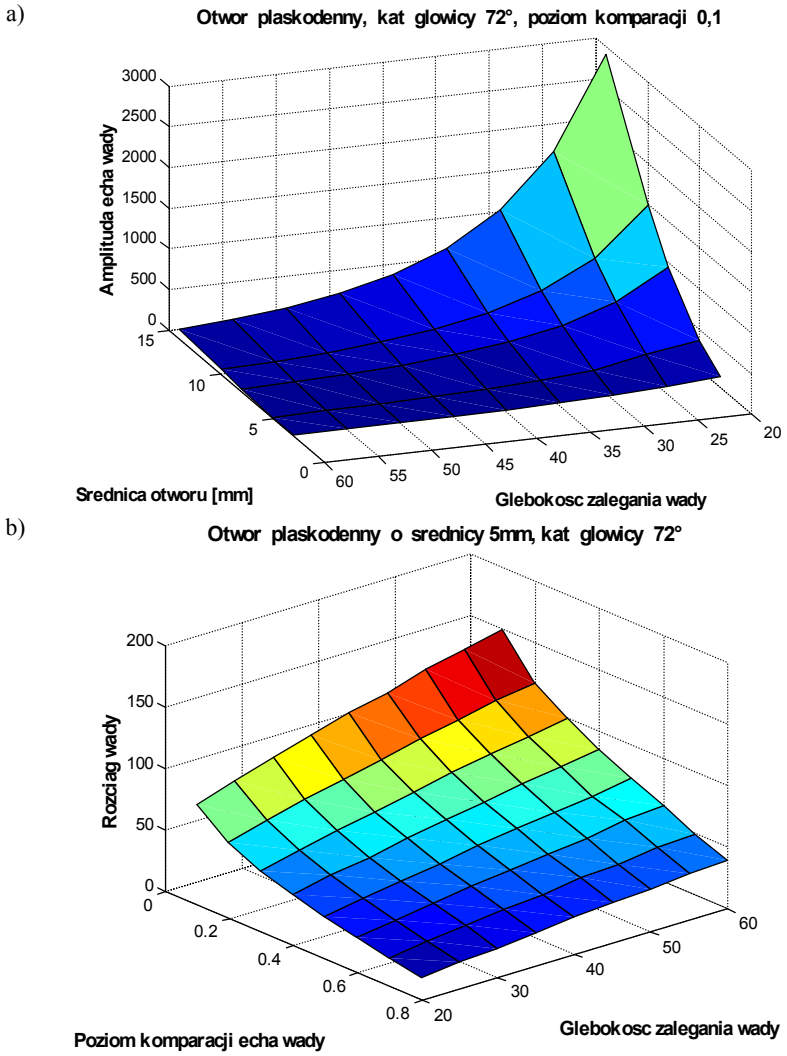
$\Phi_b = 3.....14$ mm, C_{L_1} =2670 m/s, C_{T_2} =3200 m/s, $\beta_0 = 72^0$ i $\beta_0 = 45^0$, f =2 MHz, a=15 mm, δ_t =20 dB/m, δ_l = 20 dB/m, r_l = 15 mm, D_{lt} =1, w_g = 1.

Następnie wyznaczono amplitudę echa wady w funkcji jej średnicy i głębokości zalegania, rys. 7a i 7a, rozciąg wady w funkcji poziomu komparacji i głębokości zalegania, rys. 7b oraz w funkcji średnicy wady i głębokości zalegania, rys. 8b.

Należy zauważyć silne uzależnienie amplitudy echa wady od rozmiaru otworu, przy czym amplitudy dla otworów płaskodennych na tych samych poziomach zalegania, są znacząco większe niż dla powierzchni cylindrycznych, rys. 7a i 8a. Na przykład dla głowicy 72^0 i głębokości zalegania 20 i 60 mm, stosunek amplitud dla otworów o średnicy $\Phi_b = 5$ mm, wynosi odpowiednio 3.97 i 1.79. Te sam stosunek tylko dla głowicy 45^0, wynosi 12.7 i 8.4, a więc niewspółmiernie więcej, niż dla głowicy 72^0. Dla średnic otworów $\Phi_b = 14$ mm i $\Phi_b = 5$ mm, stosunek amplitud nie zależy od głębokości zalegania i wynosi 7.85 dla powierzchni płaskiej i 1.7 dla cylindrycznej.

A więc model potwierdza fizykę zjawiska, gdyż od powierzchni płaskich wad uzyskuje się silniejsze sygnały. Ponadto dzięki węższej wiązce fali dla głowicy 45^0, uzyskuje się jej wyższą czułość.

Oczywiście amplituda echa maleje w miarę wzrostu odległości, rys. 7a i 8a. I tak dla skrajnych położeń 20 i 60 mm, uzyskuje się jej osłabienie dla powierzchni płaskiej i cylindrycznej odpowiednio 24.9 oraz 16.6 razy. Spowodowane jest to zarówno rozbieżnością wiązki fali ultradźwiękowej głowicy jak i jej tłumieniem w szynie. Uzasadnia to zastosowanie w aparaturze tzw. *zasięgowej regulacji wzmocnienia* (*ZRW*), czyli zwiększającego się wzmocnienia odbiornika ultradźwiękowego w miarę wzrostu odległości echa wady.



Rysunek 7. Wizualizacja przykładowych badań symulacyjnych dla otworu płaskodennego.

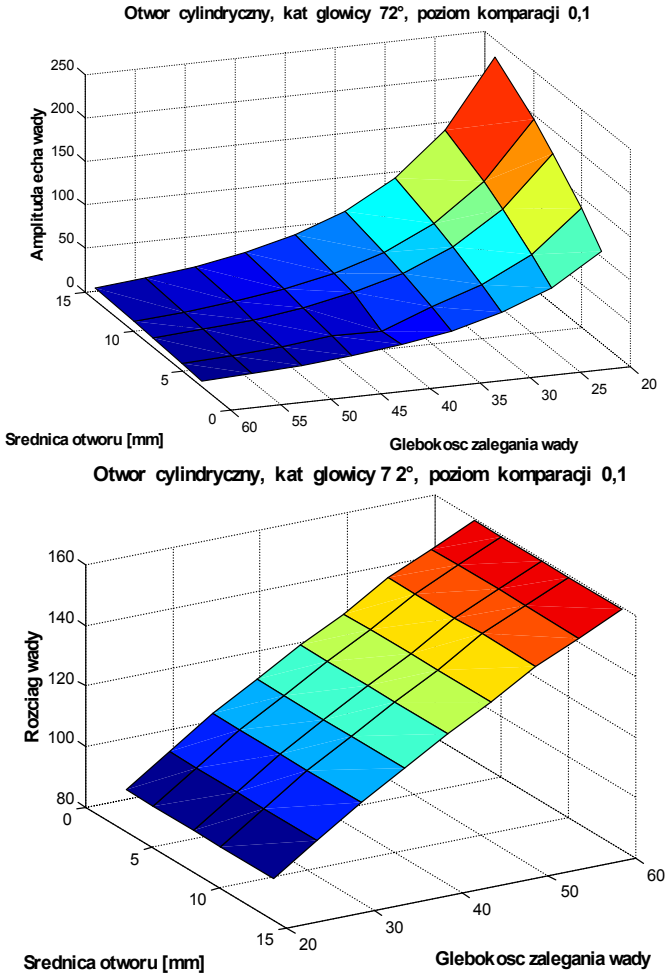
Inny parametr wady czyli tzw. rozciąg, istotnie zależy zarówno od głębokości zalegania jak i przyjętego poziomu komparacji, rys 7b. I tak dla $\Phi_b = 5$ mm, o głębokościach zalegania wady 20 i 60 mm, poziomie komparacji 0.1, przy powierzchniach cylindrycznej i płaskiej, odpowiednio stosunek rozciągu dla głowic 72^0 oraz 45^0, jest identyczny i wynosi 1.12 i 1.06, pomimo różnić w wartościach bezwzględnych. Przy poziomie komparacji 0.8, i tych samych parametrach, stosunki rozciągów wynoszą 1.09 i 1.05.

Również potwierdza to słuszność przyjętego modelu, gdyż powierzchnia cylindryczna „dłużej" odbija falę niż powierzchnia płaska. Różnice wartości w zależności od poziomu komparacji, świadczą o nieliniowości charakterystyki obwiedni. Jednak stosunkowo niewielkie różnice dla obu powierzchni wad, potwierdzają słuszność wyboru kryterium obwiedni do oceny wad, które jest stosowane dotychczas w badaniach ręcznych (praktycznie przy skanowaniu ciągłym). Jednak w badaniach mobilnych o znaczących prędkościach pomiarów, ze względu na „rzadkie" skanowanie (patrz wyjaśnienia punkt 1), właściwsze będzie przyjęcie kryterium amplitudowego.

Na rozciąg nie ma wpływu rozmiar wady, gdyż przyjęto model wady punktowej, rys. 8b.

a)

b)



Rysunek 8. Wizualizacja przykładowych badań symulacyjnych dla otworu cylindrycznego.

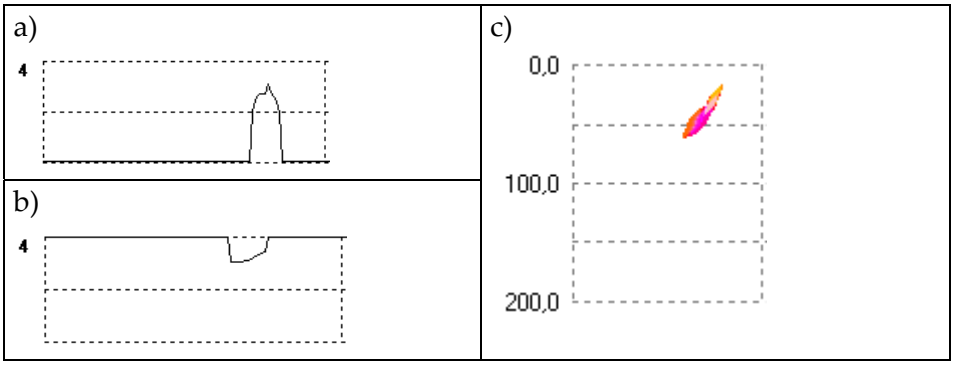
Weryfikacja doświadczalna badań symulacyjnych

Do weryfikacji doświadczalnej posłużą wybrane wyniki pomiarów z toru próbnego. Rozpatrzono dwie powierzchnie: płaskodenną o średnicy Φ=8 mm i kącie orientacji $\zeta = 20^0$ (w celu uzyskania quasi prostopadłości dla głowicy 72^0 pracującej w kanale nr 4), w odległości od powierzchni tocznej główki szyny 60 mm, rys. 9 oraz powierzchnię cylindryczną o średnicy Φ=5 mm w odległości 40 mm, rys. 10.

W celu uzyskania jak największej dokładności zobrazowania, pomiary wykonywano z minimalnym odstępem próbkowania co 2 mm (typowy odstęp wynosi 10 mm, a przy mniejszych prędkościach 5 lub 2 mm, co pokazano w tabelach 2 i 3. Próg komparacji podczas badań w torze ustawiono dla otworu płaskodennego na 0.75, czyli przy 8 bitowej kwantyzacji ma wartość 192, tabela 2, a dla powierzchni cylindrycznej na ok. 0.5, czyli 126, tabela 3. Pokazano też obrazy tych wad, rys. 9c i 10c .

Otwór płaskodenny „widziany" jest przez 11 mm (jego pozorne zwiększenie wynika z rozbieżności wiązki fali ultradźwiękowej), przy maksymalnej amplitudzie 212, tabela 2. Czyli przy typowej częstości skanowania co 10 mm, byłoby widziane jedno ewentualnie dwa echa fali.

Porównując z wynikami symulacji, otrzymano dla tych parametrów: rozciąg od – 13.8 do +20.7 czyli 34.5 w skali przyrządu. Toteż stosunek rozciągu uzyskanego z symulacji i pomiarów, wynosi 3.13.



Rysunek 9. Wizualizacja rejestracji powierzchni płaskodennej o Φ=8 mm w odległości 60 mm od powierzchni tocznej główki szyny (próbkowanie zgodnie z tabelą 2), a) obwiednia echa ultradźwiękowego, b) głębokość zalegania, c) obraz wady widziany przez głowicę 72⁰ w kanale 4 .

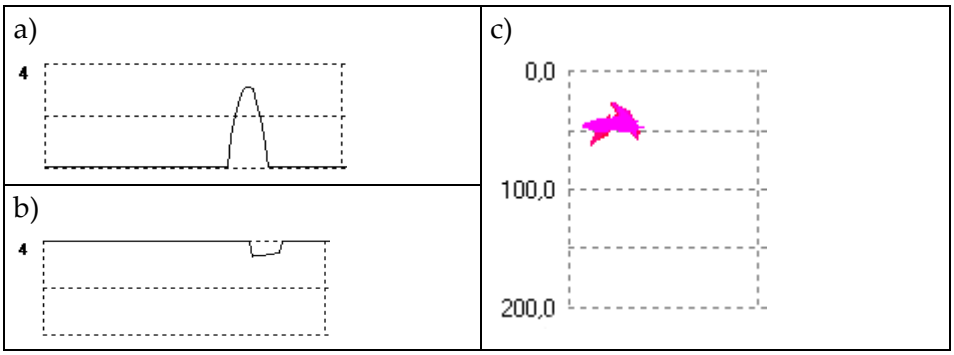
Tablica 2.

Numer próbki	Kilometraż	Kanał	Amplituda wady [0-255]	Głębokość zalegania wady [mm]
1.	0,036001	4	192	65
2.	0,036003	4	198	64
3.	0,036005	4	202	62
4.	0,036007	4	208	61
5.	0,036009	4	212	60
6.	0,036011	4	196	69
7.	0,036013	4	192	67

Powierzchnia cylindryczna rejestrowana jest przez 20 mm (patrz wyjaśnienie punkt 4), przy amplitudzie 188, tabela 3. Podczas pomiarów uzyskuje się co najmniej dwa echa wady (na obrazie dwa oczka siatki skaningowej). Dla tego otworu wyniki symulacji są następujące: rozciąg od –26.6 do +33.5 czyli sumując 60.1 (patrz panel na rysunku 6).

Toteż przyjmując ten sam mnożnik, co dla powierzchni płaskodennej uzyskuje się rozciąg 60.1/3.13≈19.2 mm (z pomiarów 20 mm).

Tak więc efekt powstawania rozciągu wady polega początkowo na wzroście głębokości zalegania w miarę zbliżania się głowicy do wady, gdyż najpierw głowica kątowa wykrywa dolną krawędź położoną głębiej, a potem głębokość maleje, gdy kolejne echa odbijają się od środkowej i górnej części wady, co wyraźnie widać na zarejestrowanych przebiegach, rys. 9b i 10b. Dlatego jego szerokość istotnie wpływa na dokładność lokalizacji wady. Im rozciąg mniejszy, tym większa dokładność.



Rysunek 10. Wizualizacja rejestracji powierzchni cylindrycznej o Φ=5 mm w odległości 40 mm od powierzchni tocznej główki szyny (próbkowanie zgodnie z tabelą 3), a) obwiednia echa ultradźwiękowego, b) głębokość zalegania, c) sumaryczny obraz wady widzianej przez kilka głowic(dwie NO^0, 72^0 i 45^0) zgodnie i przeciwnie do kierunku jazdy wagonu

Tablica 3.

Numer próbki	Kilometraż	Kanał	Amplituda wady [0-255]	Głębokość zalegania wady [mm]
1.	0,017736	4	126	43
2.	0,017738	4	156	42
3.	0,017740	4	164	42
4.	0,017742	4	168	41
5.	0,017744	4	172	40
6.	0,017746	4	172	39
7.	0,017748	4	188	38
8.	0,017750	4	176	38
9.	0,017752	4	164	36
10.	0,017754	4	156	34
11.	0,017756	4	126	34

Należy sobie zdawać też sprawę z istotnego wpływu czułości układu defektoskop–głowica na amplitudę echa. W symulacjach dla uproszczenia przyjęto wartość 1. Właściwa czułość jest ustalana doświadczalnie, podczas kalibracji na torze doświadczalnym.

Podsumowanie

Przedstawiona w artykule tematyka badania charakterystyk ultradźwiękowych wad w szynach kolejowych, stanowi bardzo ważny element w procesie automatycznego rozpoznawania i oceny wad.

W tym celu posłużono się badaniami symulacyjnymi modeli wad, stosując oryginalne narzędzie, zintegrowane środowisko programistyczne VEE Pro. Pokazuje ono dużą łatwość w tworzeniu takich modeli wirtualnych. Oczywiście przyjęto uproszczone opisy dla wad punktowych, zakładając późniejszą superpozycję dla wad złożonych, również wykrywanych kilkoma głowicami. To zagadnienie będzie przedmiotem dalszych prac.

Weryfikacja doświadczalna w torze próbnym z wadami wzorcowymi, za pomocą aparatury wagonu defektoskopowego, pokazuje dobrą zbieżność podstawowych parametrów wad uzyskanych w symulacjach.

Literatura

[1] Advanced VEE Pro Programming Techniques, Agilent 2000,
[2] Bałuch H.: Diagnostyka nawierzchni kolejowej. WKiŁ, Warszawa 1978,
[3] Chmiel E., Świderski Z.: Defektoskopowe badanie elementów nawierzchni kolejowej. WKiŁ. Warszawa 1978,
[4] Ciszewski T.: Metoda kompresji i obróbki sygnałów w automatycznych badaniach ultradźwiękowych szyn kolejowych i obręczy kołowych. Praca doktorska, Wydział Transportu Politechniki Radomskiej 2003,
[5] Ciszewski T., Gołąbek P., Lesiak P.: Rozpoznawanie wzorców w defektoskopowych danych pomiarowych za pomocą sieci neuronowych. Zeszyty Naukowe Wydziału Elektrotechniki i Automatyki Politechniki Gdańskiej, nr 18, Zastosowanie Komputerów w Nauce i Technice, Gdańsk 2002, pp. 27–32,
[6] Deputat J.: Badania ultradźwiękowe. Podstawy. Wyd. Instytutu Metalurgii Żelaza i Ośrodka Doskonalenia Kadr Kierowniczych i Specjalistycznych Ministerstwa Hutnictwa, Gliwice 1979,
[7] Gurwicz A.K.(red) : Nierazruszajuszczij kontrol relsow pri ich eksploatacji i remontie. Transport, Moskwa 1983,
[8] Gurwicz A.K., Kuzmina L.I.: Sprawocznyje diagramy naprawliennosti iskatelej ultrazwukowych defektoskopow. Technika, Kijew 1980,
[9] Heyder R.: Nowy katalog UIC uszkodzeń szyn. Technika Transportu Szynowego, nr 1–2, 2002, (na podstawie The new UIC of rail defects. Der Eisenbahningenieur 9, 2001), pp. 50 – 56,
[10] Lesiak P., Karcz A., Wlazło J.: Badania ultradźwiękowej aparatury wagonowej WAD-1 w torze próbnym. Materiały XVII Krajowej Konferencji Badań Nieniszczących, Częstochowa 1988, pp. 131 - 134,
[11] Lesiak P.: Symulacyjne badania modeli wad dla celów defektoskopii ultradźwiękowej szyn. Zeszyty Naukowe Pol. Śląskiej, Transport Nr 14, Materiały Konfe-

rencji Naukowo-Technicznej "Wytężenie zużycie i regeneracja zestawów kołowych i szyn", Gliwice 1989, pp. 143-150,

[12] Lesiak P.: Sistema awtomaticzeskowo ultrazwukowogo kontrola kaczestwa relsow żeleznodorożnych linii, Defektoskopia Nr 7, Rosyjska Akademia Nauk, 1992, pp. 25-30, (wydanie w USA, System for Automatic Ultrasonic Quality Control of Railroad Rails, Russian Journal of Nondestructive Testing, Vol. 28:7, 1992. pp. 383-388),

[13] Lesiak P., Gołąbek P., Ciszewski T., Wieczorek D., Bojarczak P., Korneta A., Rojek B.: Nowa inteligentna aparatura ultradźwiękowa do badania szyn w torze. Zeszyty Problemowe, Badania Nieniszczące, Zeszyt nr 5 z XXIX Krajowej Konferencji Badań Nieniszczących w Krynicy, Warszawa 2000, pp. 135-142,

[14] Lesiak P.: Automatyzacja badań defektoskopowych szyn na szlaku kolejowym. Problemy Kolejnictwa nr 134, Warszawa 2001, pp. 105–121,

[15] Lesiak P.: Rozwój ultradźwiękowej aparatury defektoskopowej w badaniach szyn na szlaku kolejowym. Materiały V Seminarium Diagnostyki Nawierzchni Szynowych, Politechnika Gdańska, Gdańsk – Krynica Morska, 2003, pp. 101- 115,

[16] Lesiak P., Gołąbek P.: Laboratorium Aparatury Pomiarowo – Diagnostycznej, część II, Komputerowe systemy pomiarowo – diagnostyczne (w przygotowaniu do druku),

[17] Lewińska–Romicka A.: Badania nieniszczące. Podstawy defektoskopii. WNT, Warszawa 2001,

[18] Norma branżowa BN 77/3518-02. Nieniszczące metody badań. Badania ultradźwiękowe szyn w eksploatacji.

[19] Obraz J.: Ultradźwięki w technice pomiarowej, WNT 1983,

Cezary Lipko
Zakład Dróg Kolejowych i Przewozów, Centrum Naukowo-Techniczne Kolejnictwa

Dopuszczenie do stosowania oraz zapewnienie jakości wyrobów i systemów stosowanych w budowlach i urządzeniach kolejowych w świetle istniejących uwarunkowań formalno–prawnych

Wprowadzenie

Zasady wprowadzania i dopuszczania do stosowania wyrobów stosowanych w kolejnictwie budzi ostatnio wiele wątpliwości i niejasności tak u producentów jak i u odbiorców tych wyrobów. W referacie chciałem przedstawić właściwą w świetle obecnie obowiązujących przepisów procedurę postępowania przy dopuszczeniu wyrobu lub systemu do stosowania w budownictwie kolejowym. Przy okazji chciałbym również zwrócić uwagę na niedoskonałości obowiązującego w tej materii prawa i wynikające z tego tytułu nieprecyzyjne jego interpretacje mające negatywny wpływ na producenta i konsumenta.

O bezpieczeństwie, jakości i trwałości obiektów budowlanych, stanowiących finalny efekt procesu budowlanego w znacznym stopniu decydują właściwości użytkowe i własności techniczne wyrobów stosowanych przy wznoszeniu tych obiektów. Obiekt budowlany może zagrażać bezpieczeństwu, zdrowiu i mieniu użytkownika nie tylko wtedy, kiedy został niewłaściwie zaprojektowany lub wykonany, ale również jeżeli do jego wykonania zostały użyte niewłaściwe wyroby. Ta właśnie zależność pomiędzy właściwościami użytkowymi i własnościami technicznymi wyrobów, stosowanych przy wykonywaniu robót budowlanych, a wymaganiami stawianymi tym obiektom, stanowi istotę regulacji prawnych określających zasady dopuszczenia tych wyrobów do obrotu i stosowania. Głównym celem tych przepisów jest ochrona użytkowników obiektów budowlanych przed szeroko pojętymi zagrożeniami, jakie mogą wystąpić w wyniku użycia niewłaściwych wyrobów.

Wyroby stosowane w budownictwie kolejowym mają z reguły długi okres ich użytkowania w obiekcie, co czyni szczególnie ważnym problem zachowania ich właściwości w czasie (trwałość wyrobów), jak i możliwość długotrwałego, negatywnego oddziaływania na użytkowników.

W tym kontekście oczywiste jest, że wyroby te nie mogą być oceniane w oderwaniu od obiektu budowlanego. Przedmiotem użytkowania, a więc i potencjalnego

zagrożenia użytkowania, nie jest bezpośrednio tylko wyrób, a obiekt, w którym ten wyrób jest zastosowany. Wymagania są więc stawiane obiektom, a następnie poprzez specyfikacje techniczne przenoszone na wyroby. Powoduje to szczególne komplikacje przy ocenie przydatności takiego wyrobu, w szczególności wyklucza w większości przypadków możliwość dokonania takiej oceny przez konsumenta.

Przepisy tworzące system legalizacji wyrobów określają zasady i procedury dokonywania ocen przydatności wyrobów do stosowania w budownictwie, a następnie ich atestacji.

Podstawowe założenia systemu dopuszczenia wyrobów do stosowania

Podstawowe przepisy określające zasady i procedury dopuszczania wyrobów budowlanych do obrotu i stosowania stanowią następujące akty prawne:

1. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku – Prawo budowlane (Dz.U. z 2000r; nr 106, poz.1126 z późniejszymi zmianami),
   - Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 5 sierpnia 1998 roku w sprawie aprobat technicznych i kryteriów technicznych oraz jednostkowego stosowania wyrobów budowlanych (Dz.U. nr 107, poz. 679),
   - Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 31 lipca 1998 roku w sprawie systemów oceny zgodności, wzoru deklaracji zgodności oraz sposobu znakowania wyrobów budowlanych dopuszczonych do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie (Dz.U. 113, poz. 728),
   - Rozporządzenie MSWiA z 24 lipca 1998 w sprawie określenia wykazu wyrobów budowlanych nie mających istotnego wpływu na spełnianie wymagań podstawowych oraz wyrobów wytwarzanych i stosowanych według uznanych zasad sztuki budowlanej (Dz.U. nr 99 poz. 637 44).
2. Ustawa z dnia 30 sierpnia 2002 roku o systemie zgodności (Dz.U. nr 166, poz. 1360)

Powyższe regulacje prawne wprowadziły szereg zmian i nowych postanowień, a w szczególności że:

- dokumentem dopuszczającym wyrób do obrotu i stosowania jest określony prze-pisami dokument atestacyjny, potwierdzający zgodność rzeczywistych właściwości wyrobu (a ściślej określonej partii tego wyrobu) z wymaganiami zawartymi w dokumentach odniesienia tzn. Polskiej Normie lub Aprobacie Technicznej. Tak więc dotychczasowa jednostopniowa formuła akceptacyjna (PN, świadectwo = dopuszczenie wyrobu do stosowania), zastąpiono formułą dwustopniową (PN, AT + dokument atestacyjny = dopuszczenie wyrobu do stosowania)
- zamiast dokumentu decyzji (świadectwa) dopuszczającego nowe rozwiązanie do stosowania, wydawany jest dokument Aprobaty Technicznej którego rolą jest

pozytywna ocena techniczna stwierdzająca jego przydatność do stosowania w budownictwie. Dokument ten określa również właściwości użytkowe i własności techniczne wyrobu oraz sposób postępowania przy sprawdzaniu spełniania tych wymagań.

Ocena przydatności wyrobów do stosowania

Rozporządzenie MSWiA z dnia 5 sierpnia 1998 roku w sprawie aprobat technicznych i kryteriów technicznych oraz jednostkowego stosowania wyrobów budowlanych określa:

1. szczegółowe zasady i tryb dopuszczania wyrobów budowlanych do jednostkowego stosowania w obiekcie budowlanym,
2. szczegółowe zasady i tryb udzielania, uchylania lub zmiany aprobat technicznych i zasady odpłatności z tego tytułu,
3. jednostki organizacyjne upoważnione do wydawania aprobat technicznych,
4. zakres oraz szczegółowe zasady i tryb opracowywania i zatwierdzania kryteriów technicznych.

Postępowaniem aprobacyjnym objęty jest wyrób, dla którego nie ustanowiono Polskiej Normy, lub wyroby, których właściwości użytkowe, odnoszące się do wymagań podstawowych, różnią się istotnie od właściwości określonych w Polskiej Normie.

Aprobata Techniczna udzielana jest na podstawie oceny właściwości użytkowych należycie zidentyfikowanego wyrobu, potwierdzonych, w zależności od potrzeb, badaniami, obliczeniami, oględzinami, opiniami ekspertów i innymi dokumentami, z zastosowaniem przepisów szczególnych, w tym techniczno–budowlanych, Polskich Norm wprowadzonych do obowiązkowego stosowania, norm i przepisów ustanawianych przez organizacje międzynarodowe, jeżeli wynika to z zawartych porozumień, a także z uwzględnieniem Polskich Norm, których stosowanie jest dobrowolne, norm europejskich oraz warunków stosowania wyrobu i przewidywanej jego trwałości.

Aprobata Techniczna zawiera m.in. wskazanie obowiązującego systemu oceny zgodności oraz wykaz dokumentów wykorzystanych w postępowaniu aprobacyjnym, w tym wykaz raportów z badań.

Należy przy tym pamiętać, że Aprobata Techniczna udzielana jest na wniosek producenta i tylko on może ją stosować przy atestacji zgodności jako dokument odniesienia.

Innym dokumentem na podstawie którego można ocenić przydatność danego wyrobu do stosowania określający jego właściwości użytkowe i techniczne są kryteria techniczne (warunki techniczne). Dokument ten powinien jednoznacznie określać:

- właściwości użytkowe i wynikające z nich własności techniczne, podlegające sprawdzeniu,

- poziom wymagań w odniesieniu do właściwości i własności, ustalony na podstawie Polskich Norm lub Aprobat Technicznych oraz, w uzasadnionych przypadkach, odrębnych przepisów i dokumentów technicznych.
- sposób sprawdzania spełnienia tych wymagań przez określenie metod badań oraz innych metod weryfikacji, gdy ma to zastosowanie.

Opracowanie kryteriów technicznych w postaci odrębnego dokumentu jest wymagane, jeżeli właściwe przedmiotowo Polskie Normy lub Aprobaty Techniczne nie po-zwalają na jednoznaczne określenie wymagań.

Kryteria techniczne powinny być opracowywane i zatwierdzane przez właściwe jednostki certyfikujące, zgodnie z przepisami o badaniach i certyfikacji.

Atestacja zgodności wyrobu przeznaczonego do powszechnego stosowania

Ocena zgodności (wyników badań) wyrobu z wymaganiami dokumentu odniesienia (normatywnego) polega na sprawdzeniu:

- czy badania zostały przeprowadzone na próbce reprezentatywnej,
- zgodnie z odpowiednim dokumentem odniesienia,
- w laboratorium akredytowanym, lub niezależnym laboratorium, posiadającym odpowiednie kompetencje techniczne sprawdzone przez jednostkę oceniającą,
- w terminie gwarantującym ich ważność.

Rozporządzenie MSWiA z dnia 31 lipca 1998 mówi, że oceny zgodności wyrobu budowlanego, wprowadzonego do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie, z właściwym dokumentem odniesienia dokonuje się, stosując systemy oceny zgodności polegające na:

- certyfikacji zgodności z dokumentem odniesienia, dokonywanej w trybie przepisów o badaniach i certyfikacji oraz normalizacji,
- deklarowaniu przez producenta zgodności z dokumentem odniesienia (Polska Norma lub Aprobata Techniczna).

Proces oceny zgodności wyrobu zgodnie z Ustawą z dnia 30 sierpnia 2002 roku o systemie zgodności (Dz.U. nr 166, poz. 1360) prowadzony jest w celu spełnienia wymagań prawa i zwiększenia zaufania do wyrobu. Polega on na potwierdzeniu, czy wymagania określone w odpowiednim dokumencie odniesienia są spełnione przez wyrób. Ocena zgodności ma zapewnić użytkownika/nabywcę wyrobu właściwy poziom zaufania i jest ściśle związana z przeprowadzeniem badań wyrobu.

Deklarowanie zgodności polega na wydaniu przez producenta deklaracji zgodności z: Polską Normą, Aprobatą Techniczną, Warunkami Technicznymi na podstawie dokumentacji uzyskanej w wyniku:

- przeprowadzonych wstępnych badań pełnych wyrobu (badanie typu) w zakresie i metodami określonymi we właściwym dokumencie odniesienia
- prowadzenia systematycznych działań kontrolnych procesów produkcyjnych wyrobu,

- badania gotowych wyrobów zgodnie z ustalonym programem badań przez producenta lub na jego zlecenie.

Przez badania typu należy rozumieć pełny zestaw badań, które są wykonywane przy uruchomieniu produkcji, w zakresie i metodami określonymi w dokumencie odniesienia, pozwalające na identyfikację wyrobu i określenie spełnienia wymagań podstawowych.

Deklaracja zgodności jest wydawana dla każdej partii wyrobu określonej w programie badań i powinna zawierać m.in.: identyfikację dokumentu odniesienia, z którym potwierdza się zgodność: numer, tytuł i rok ustanowienia Polskiej Normy lub numer, tytuł i rok wydania Aprobaty Technicznej oraz nazwę jednostki aprobującej oraz oświadczenie producenta, że wyrób spełnia wymagania dokumentu odniesienia.

Przez wydanie deklaracji zgodności producent potwierdza, że przedstawiona powyżej procedura została przeprowadzona i wykazuje zgodność wyrobu z właściwym dokumentem odniesienia.

W celu umożliwienia odniesienia deklaracji do wyników oceny zgodności, na podstawie których deklaracja została zgłoszona, mogą być podane dodatkowe informacje:

- nazwa i adres zaangażowanego laboratorium badawczego lub jednostki certyfikującej,
- powołanie się na raport z badań zgodności,
- powołanie się na zastosowany system zarządzania,
- powołanie się na dokument akredytacji laboratorium.

Producent musi być w stanie udokumentować na podstawie aktualnych wyników badań deklarowaną zgodność wyrobu z dokumentami odniesienia.

Producent jest zobowiązany przechowywać wydana deklarację zgodności przez okres pięciu lat i udostępniać ją odbiorcom wyrobów i właściwym organom kontroli.

Podsumowanie

1. Wprowadzenie do obrotu i powszechnego stosowania w budownictwie wyrobów nie objętych wykazem zamieszczonym w Rozporządzeniu MSWiA z 24 lipca 1998 musi być poprzedzone wydaniem właściwego dokumentu odniesienia (atestacyjnego), a w przypadku braku Polskiej Normy, uzyskaniem Aprobaty Technicznej.
2. Wyroby są dopuszczone do obrotu i stosowania po przeprowadzeniu procedury obejmującej:
   - ocenę przydatności wyrobu do stosowania — potwierdzona zgodność z dokumentami odniesienia (Polska Norma, Aprobata Techniczna, Kryteria techniczne – Warunki Techniczne),
   - atestację zgodności z dokumentami odniesienia (certyfikat zgodności — dla wyrobów podlegających certyfikacji zgodnie z Rozporządzeniem MSWiA

z dnia 22 kwietnia 1998 roku; Dz.U. nr 55 poz. 362; certyfikat lub deklaracja zgodności – dla pozostałych wyrobów).

3. Deklarację zgodności może wystawić wyłącznie producent wyrobu (PN-EN 45014: 2000 Ogólne kryteria deklaracji zgodności składanej przez dostawcę).
4. Wystawienie deklaracji zgodności bez przeprowadzenia badań jest niezgodne z prawem.

Podstawy prawne dla dopuszczenia wyrobów i systemów stosowanych w budownictwie kolejowym

W roku 1994 Dyrektor Generalny PKP wydał zarządzenie nr 32 w sprawie uprawnień Centrum Naukowo-Technicznego Kolejnictwa do wydawania świadectw kwalifikacji systemów i wyrobów do stosowania w przedsiębiorstwie PKP oraz zakres wydawania tych świadectw.

W myśl tego zarządzenia CNTK opracowywało dokument odniesienia (Dokument normatywny) jak również wydawało dokument atestacyjny (opinia + świadectwo kwalifikacji). Wydawane przez CNTK świadectwa określały m.in. system lub wyrób, zakres jego stosowania, stwierdzenie spełnienie wymagań określonych w odpowiednim dokumencie normatywnym. Integralną częścią świadectwa była opinia z badań zawierająca m.in. program i wyniki badań, ocenę zgodności z wymaganiami, okresy kontroli, stwierdzenie czy wyrób lub system odpowiada wymaganiom PKP. Jak więc widać już wtedy procedury dopuszczeniowe stosowania wyrobów lub systemów w przedsiębiorstwie PKP były zgodne z postanowieniami Ustawy Prawo budowlane.

W 1997 roku weszła w życie Ustawa o transporcie kolejowym która powołała do życia urząd Głównego Inspektora Kolejnictwa. Stanowiła ona, że zarząd kolei jest zobowiązany uzyskać, na budowle i urządzenia przeznaczone do prowadzenia ruchu kolejowego, świadectwo dopuszczenia do eksploatacji, wydane przez Głównego Inspektora Kolejnictwa.

Zgodnie z zapisami tej Ustawy nie producent, a użytkownik musiał się legitymować posiadaniem dopuszczenia do stosowania budowli lub urządzenia. Zapis ten był niezgodny z zapisami Ustawy Prawo budowlane. Należy mieć bowiem na uwadze, że obiekty kolejowe jako obiekty budowlane, co wynika z poniżej zamieszczonych pojęć, podlegały i podlegają pod Prawo budowlane.

Budowla — *każdy obiekt budowlany nie będący budynkiem lub obiektem małej architektury, jak: linie kolejowe, mosty, estakady, tunele, sieci techniczne, budowle ziemne, wolno stojące urządzenia techniczne, konstrukcje oporowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, sieci uzbrojenia terenu itd. — Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku – Prawo budowlane.*

Wyrób budowlany — *wyrób w rozumieniu przepisów o ocenie zgodności, wytworzony w celu wbudowania, wmontowania, zainstalowania lub zastosowania w sposób trwały w obiekcie budowlanym — Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku – Prawo budowlane.*

Budowla kolejowa — *obiekt budowlany wraz z instalacjami i urządzeniami oraz gruntem, na którym jest usytuowany, służący do ruchu pojazdów kolejowych, organizacji*

i sterowania ruchem, umożliwiający dokonywanie przewozu osób lub rzeczy, a w szczególności: drogi kolejowe normalnotorowe, szerokotorowe, wąskotorowe, koleje niekonwencjonalne, budowle ziemne z elementami zabezpieczającymi i odwadniającymi, budowle inżynieryjne, rampy, perony, place ładunkowe, skrzyżowania linii kolejowych z drogami publicznymi w jednym poziomie, urządzenia zasilania elektrotrakcyjnego, urządzenia kierowania i sterowania ruchem, urządzenia elektroenergetyki nietrakcyjnej i inne budowle i urządzenia usytuowane na obszarze kolejowym, służące do prowadzenia ruchu kolejowego i utrzymania infrastruktury kolejowej — Rozporządzenie MTiGM z dnia 10 września 1998 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie.

Linia kolejowa — *droga kolejowa mająca początek i koniec, na którą składają się odcinki linii i stacje kolejowe z budynkami, budowlami i urządzeniami przeznaczonymi do kierowania i prowadzenia ruchu kolejowego wraz z zajętym pod nie gruntem — Ustawa z dnia 28 marca 2003 roku o transporcie kolejowym.*

Droga kolejowa — *nawierzchnia kolejowa wraz z podtorzem i budowlami inżynieryjnymi oraz gruntem, na którym jest usytuowana.*

Nawierzchnia kolejowa — *konstrukcja składająca się z szyn, podkładów, elementów łączących i przytwierdzających oraz podsypki; zamiast podkładów i podsypki mogą być stosowane inne elementy łączące i przytwierdzające*.

Pomimo zapisu w Ustawie o transporcie kolejowym nakładającego obowiązek występowania o świadectwa dopuszczenia na użytkownika, ponad 90% świadectw zostało wydanych dla producentów, a więc niezgodnie z prawem. Zamiast więc znowelizować zły zapis nagminnie go łamano.

Zamieszczone w Ustawie delegacje zaowocowały rozporządzeniami które również zawierały niejasne i często sprzeczne z innymi wcześniej uchwalonymi dokumentami zapisy. I tak Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 22 kwietnia 1999 roku w sprawie świadectw dopuszczenia do eksploatacji budowli i urządzeń przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego oraz typu pojazdu szynowego (Dz.U. 47, poz. 475) mówiło, że:

- Świadectwo dopuszczenia jest wydawane bezterminowo — pominięty został całkowicie proces atestacji wyrobów i systemów pomimo takich zapisów w Ustawie Prawo budowlane. Zapis ten spowodował, że producenci poczuli się zwolnieni z obowiązku certyfikacji lub atestacji swoich produktów, a przecież świadectwo dopuszczenia jest jedynie dokumentem homologacyjnym którego zadaniem jest potwierdzenie, że dany typ budowli czy urządzenia do prowadzenia ruchu kolejowego, z punktu widzenia wymagań bezpieczeństwa ruchu kolejowego, może być dopuszczone do eksploatacji.
- Wśród jednostek organizacyjnych upoważnionych do przeprowadzenia badań koniecznych do uzyskiwania świadectwa dopuszczenia do eksploatacji pojawił się producent — ABB Daimler Benz Adtranz ZWUS sp. z o.o. Katowice — co zaprzeczało zasadzie, że jednostką atestującą jest strona trzecia.
- Z wnioskiem o wydanie świadectwa dopuszczenia do eksploatacji budowli przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego zarząd kolei występuje do Głównego Inspektora Kolejnictwa, załączając pozwolenie na użytkowanie bu-

dowli, wydane w trybie określonym w przepisach Prawa budowlanego. Nasuwa się pytanie, dlaczego mając pozwolenie na eksploatację (użytkowanie) obiektu, zgodnie z Prawem budowlanym trzeba było występować o takie samo pozwolenie do GIK?

- Z wnioskiem o wydanie świadectwa dopuszczenia do eksploatacji urządzenia przeznaczonego do prowadzenia ruchu kolejowego zarząd kolei występuje do Głównego Inspektora Kolejnictwa, załączając wyniki badań urządzenia, przeprowadzonych przez jednostkę organizacyjną upoważnioną do prowadzenia badań koniecznych do uzyskania świadectwa dopuszczenia do eksploatacji. Natomiast Rozporządzenie MTiGM w sprawie badań koniecznych do uzyskania świadectwa dopuszczenia mówiło, że zakres badań może być przez Głównego Inspektora Kolejnictwa ograniczony do sprawdzenia dokumentów, w przypadku gdy te budowle, urządzenia, lub ich elementy: posiadają certyfikaty uprawnionych jednostek badawczych krajowych lub zagranicznych, były badane i są eksploatowane w innych krajach, posiadają referencje użytkowników krajowych lub zagranicznych.

Kolejne Rozporządzenie MTiGM z dnia 20 lipca 2000 roku w sprawie badań koniecznych do uzyskania świadectwa dopuszczenia do eksploatacji budowli i urządzeń przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego oraz świadectwa dopuszczenia do eksploatacji każdego typu pojazdy szynowego (Dz.U. nr 69, poz. 813) mówiło, że:

- Zakres badań, nawierzchni i elementów nawierzchni kolejowej obejmuje: zbadanie zgodności z Polskimi Normami lub przepisami Międzynarodowego Związku Kolei — UIC, zbadanie zgodności z warunkami technicznymi określonymi w przepisach o warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie oraz analizę wyników prób eksploatacyjnych. Zapis ten jest nieprecyzyjny i zawiera nieprawdziwe odwołania. Powołuje się bowiem na nieistniejące przepisy UIC, nie uwzględnia faktu, że na wiele wyrobów nie ma ustanowionych Polskich Norm, a dokumentem równoważnym jest Aprobata Techniczna o której nie wspomina; wymaga zbadania zgodności z warunkami technicznymi określonymi w nieistniejących przepisach.
- Zakres badań, skrzyżowań linii kolejowych z drogami publicznymi w jednym poziomie, obejmuje: zbadanie zgodności nawierzchni drogowych na przejazdach z warunkami technicznymi określonymi w przepisach o warunkach technicznych, ja-kim powinny odpowiadać skrzyżowania linii kolejowych z drogami publicznymi i ich usytuowanie, próby i badania eksploatacyjne. W tym przypadku znowu mamy do czynienia z niewłaściwymi odwołaniami bowiem Rozporządzenie o warunkach technicznych jakim powinny odpowiadać skrzyżowania linii kolejowych nie stawia żadnych wymagań konstrukcjom nawierzchni układanych na skrzyżowaniach.

W roku 2003 (Dz.U. Nr 86, poz. 789)) weszła w życie nowa Ustawa o transporcie kolejowym. Najważniejsze postanowienia tej Ustawy dotyczące zapewnienia jakości

wyrobów i systemów stosowanych w budowlach i urządzeniach kolejowych są następujące:

1. Centralnym organem administracji rządowej, właściwym w sprawach nadzoru technicznego nad eksploatacją i utrzymaniem linii kolejowych oraz pojazdów kolejowych oraz bezpieczeństwem ruchu kolejowego jest Prezes Urzędu Transportu Kolejowego który jest organem wyspecjalizowanym, w rozumieniu przepisów o systemie oceny zgodności, sprawującym nadzór nad wprowadzonymi do stosowania wyrobami, w stosunku do których przysługują mu uprawnienia kontrolne (ustawa o systemie oceny zgodności z dnia 30 sierpnia 2002 roku mówi, że organem sprawującym nadzór nad wyrobami wprowadzonymi do obrotu jest prezes Urzędu Ochrony Konkurencji i Konsumentów, który wykonuje nadzór przy pomocy organów wyspecjalizowanych — w przypadku zagadnień dotyczących kolejnictwa organem tym jest Urząd Transportu Kolejowego).
2. Zarządca, przewoźnik kolejowy i użytkownik bocznicy kolejowej oraz przedsiębiorca wykonujący przewozy w obrębie bocznicy kolejowej mogą eksploatować wyłącz-nie typy budowli i urządzeń przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego i typy pojazdów kolejowych, na które Prezes UTK wydał świadectwo dopuszczenia typu do eksploatacji.
3. O uzyskanie świadectw dopuszczenia do eksploatacji typów budowli i urządzeń przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego oraz typów pojazdów kolejowych mogą się starać ich producenci lub wykonawcy oraz zarządca, przewoźnik kolejowy i użytkownik bocznicy kolejowej oraz przedsiębiorca wykonujący przewozy.
4. Minister właściwy do spraw transportu określi w drodze rozporządzenia jednostki organizacyjne upoważnione do przeprowadzania badań koniecznych do uzyskania świadectwa oraz wykaz typów budowli i urządzeń przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego oraz typów pojazdów kolejowych.

Najważniejsze zmiany w stosunku do Ustawy z 1997 roku to zapis, że:

- zarządca, przewoźnik kolejowy i użytkownik bocznicy kolejowej oraz przedsiębiorca wykonujący przewozy w obrębie bocznicy kolejowej mogą eksploatować wyłącznie typy budowli i urządzeń na które Prezes UTK wydał świadectwo dopuszczenia typu – było zarząd kolei jest zobowiązany uzyskać, na budowle i urządzenia świadectwo dopuszczenia do eksploatacji, oraz
- o uzyskanie świadectw dopuszczenia do eksploatacji mogą się starać ich producenci lub wykonawcy oraz zarządca, przewoźnik kolejowy i użytkownik bocznicy kolejowej.

Czytając nową Ustawę oraz związane z nią rozporządzenia nasuwa się szereg pytań i wątpliwości.

1. Dlaczego z wnioskiem o wydanie świadectwa dopuszczenia do eksploatacji typu urządzenia występuje użytkownik a nie tylko i wyłącznie jego producent? Zgodnie z rozporządzeniem MSWiA z dnia 5 sierpnia 1998 roku w sprawie aprobat i kryteriów technicznych oraz jednostkowego stosowania wyrobów budowlanych (Dz.U. Nr 107, poz. 679) z wnioskiem o stwierdzenie przydatności do

stosowania w budownictwie danego produktu występuje zawsze jego producent lub grupa producentów a nie dystrybutor czy tym bardziej jego przyszły użytkownik.

2. Świadectwo jest ważne tylko na typ urządzenia wyprodukowany przez konkretnego producenta – patrz wzór świadectwa. W przypadku, gdy ten sam typ urządzenia jest produkowany przez innych producentów powinny być wydane oddzielne świadectwa dla każdego producenta. W związku z tym czy wnioskodawca (użytkownik) będzie musiał występować wielokrotnie o świadectwa dopuszczenia tego samego typu urządzenia?
3. Dlaczego wnioskodawca (użytkownik) ma ponosić koszty badań niezbędnych do wydania świadectwa dopuszczenia? — badania atestacyjne są obowiązkiem producenta nie użytkownika.
4. Kto zwróci poniesione koszty wnioskodawcy (producentowi) związane z dopuszczeniem danego typu urządzenia (wyrobu) skoro wydane świadectwo dopuszczenia ma obejmować wszystkich pozostałych producentów tego typu urządzenia (wyrobu) i jego użytkowników?
5. Co należy rozumieć pod pojęciem rok budowy w przypadku urządzenia?
6. Jakie postępowanie jest przewidziane przez Prezes UTK w przypadku stwierdzenia nie spełniania przez wyrób zasadniczych wymagań — cofnięcie świadectwa dopuszczenia? Jeżeli tak to komu te świadectwo zostanie cofnięte użytkownikowi, producentowi czy może wszystkim producentom?
7. Warunkiem koniecznym do wystąpienia o świadectwo dopuszczenia jest przedstawienie wyników badań. O jakich więc innych badaniach i ekspertyzach które można dołączyć do wniosku jest mowa w Rozporządzeniu?

Tak więc w nowej Ustawie nie tylko nie poprawiono nieprecyzyjnych zapisów, a wręcz powiększono listę wątpliwości, a w projektach nowych aktów wykonawczych (rozporządzenie w sprawie wykazu typów budowli i urządzeń przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego oraz typów pojazdów kolejowych, na które wydawane są świadectwa dopuszczenia do eksploatacji) pojawiają się takie zapisy:

„Świadectwo dopuszczenia do eksploatacji wymagane jest dla budowli kolejowych na każdy typ:

a) toru kolejowego,
b) skrzyżowania torów kolejowych,
c) rozjazdu kolejowego,
d) na związany z torem kolejowym lub skrzyżowaniem torów kolejowych lub rozjazdem kolejowym każdy typ:
   - *złącza szynowego,*
   - *odbojnicy,*
   - *przyrządu wyrównawczego,*
   - *kozła oporowego."*

Bez komentarza.

Wnioski

1. Ustawa o transporcie kolejowym oraz rozporządzenia z nią związane są niespójne z innymi przepisami obowiązującymi w Polsce — Ustawa Prawo budowlane, Ustawa o systemie oceny zgodności.
2. Świadectwo dopuszczenia do eksploatacji typu wydawane przez UTK jest dokumentem homologacyjnym a nie atestacyjnym.
3. Świadectwo dopuszczenia do eksploatacji urządzenia typu powinno być wydawane wyłącznie na wniosek producenta.
4. Każdy wyrób lub system powinien posiadać aktualne dokumenty atestacyjne (badania) zgodnie z dokumentem odniesienia potwierdzającym spełnienie przez niego tych wymagań.
5. Posiadanie Świadectwa dopuszczenia do eksploatacji wydane przez GIK lub UTK nie zwalnia Producenta w świetle obowiązujących w RP przepisów z obowiązku posiadania aktualnych dokumentów atestacyjnych.
6. Wystawienie deklaracji zgodności przez Producenta bez przeprowadzenia badań jest niezgodne z prawem.

Jacek Makuch
Politechnika Wrocławska, Instytut Inżynierii Lądowej

Ocena konstrukcji torowisk tramwajowych na podstawie analizy ugięć szyn

Wstęp

Konstrukcje torowisk tramwajowych historycznie wywodzą się z rozwiązań kolejowych. W przypadku torowisk wydzielonych z jezdni stosuje się najczęściej rozwiązania identyczne jak na kolei. Inaczej jest w przypadku torowisk zabudowanych, gdzie oprócz rozwiązania klasycznego opracowano szereg nowych, niekonwencjonalnych konstrukcji.

O ile klasyczne konstrukcje toru, udoskonalone i sprawdzone w dużo cięższych warunkach pracy w ruchu kolejowym, nie powodują niespotykanych dotąd problemów w utrzymaniu i eksploatacji, to inaczej bywa w przypadku nowych rozwiązań niekonwencjonalnych, które niekiedy po krótkim okresie eksploatacji ujawniają swoje mankamenty, albo też nie przynoszą spodziewanych efektów. Wdrażaniu nowych rozwiązań konstrukcji torów tramwajowych powinno więc towarzyszyć przeprowadzanie badań i analiz dotyczących warunków ich pracy.

W referacie przedstawiono propozycję diagnostycznej metody oceny konstrukcji torowisk tramwajowych z punktu widzenia ich nośności — to znaczy na podstawie analizy:

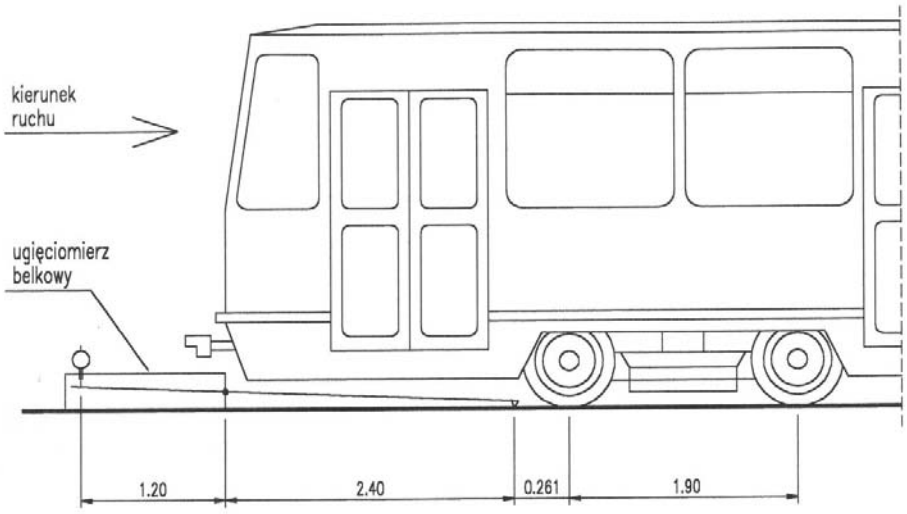
- rzeczywistych ugięć szyn obciążonych taborem — uzyskanych z pomiarów dokonanych przy pomocy drogowego ugięciomierza belkowego oraz
- teoretycznych wartości ugięć szyn — określonych w oparciu o model belki na sprężystym podłożu.

Referat jest kontynuacją problematyki prezentowanej przez autora na poprzednich konferencjach: Drogi Kolejowe 1997 [1] i 2001 [2] oraz IV Seminarium Diagnostyki Nawierzchni Szynowych [3], stanowi podsumowanie etapu badań zakończonego obroną pracy doktorskiej [4].

Badania terenowe ugięć szyny

Opis przeprowadzonych badań terenowych wraz z koniecznymi modyfikacjami drogowej metody pomiaru ugięć nawierzchni został szczegółowo przedstawiony przez autora referatu podczas poprzedniej konferencji Drogi Kolejowe [2], dlatego poniżej przypomniane zostaną jedynie najważniejsze założenia metody:

- pomiary ugięć szyn w torach wykonano z wykorzystaniem drogowego ugięciomierza belkowego (rys.1), według wariantu pomiaru umożliwiającego określenie ugięcia sprężystego,



Rysunek 1. Pomiar ugięcia szyny tramwajowej ugięciomierzem belkowym.

- badania przeprowadzono pod ruchem tramwajów liniowych, w celu zmniejszenia uciążliwości pomiarów wykorzystano postoje tramwajów na przystankach lub przed światłami sygnalizacji świetlnej,
- pomiarami objęto jedynie kilkuletnie torowiska znajdujące się w dobrym stanie, tak aby wyeliminować wpływ niewłaściwej pracy konstrukcji na wyniki pomiarów ugięć (np. lokalny brak podparcia szyny albo zerwane przytwierdzenie),
- badania przeprowadzono dla pięciu, obecnie najczęściej stosowanych we Wrocławiu typów torowisk zabudowanych, dwóch klasycznych:
  1. tor na podkładach drewnianych i podsypce,
  2. tor na podkładach betonowych i podsypce

  i trzech niekonwencjonalnych:
  3. tor na podbudowie betonowej i podporach punktowych,
  4. tor typu węgierskiego,
  5. tor na podbudowie betonowej z szyną obłożoną wkładkami gumowymi.
- badania wykonano na łącznie 14 stanowiskach pomiarowych, gdyż typy torowisk stosowane częściej (2, 3 i 4) ze względu na różnice szczegółów rozwiązań konstrukcyjnych oraz wieku przebadano w kilku różnych lokalizacjach oznaczając je kolejnymi literami alfabetu (np.: 2a, 2b, 2c),
- ze względu na wykorzystanie do obciążeń pojazdów o różnym nacisku koła na szynę (dwa odmienne typy eksploatowanych tramwajów oraz różny stopień napełnienia pasażerami), zmierzone ugięcia rzeczywiste przeliczono na odpowiadające jednej ustalonej wartości nacisku koła na szynę (22,2 kN), które nazwano skorygowanymi.

ARKUSZ POMIARU UGIĘĆ SZYNY TRAMWAJOWEJ

stanowisko: 2a
data: 20.07.2001
godzina: 11.10

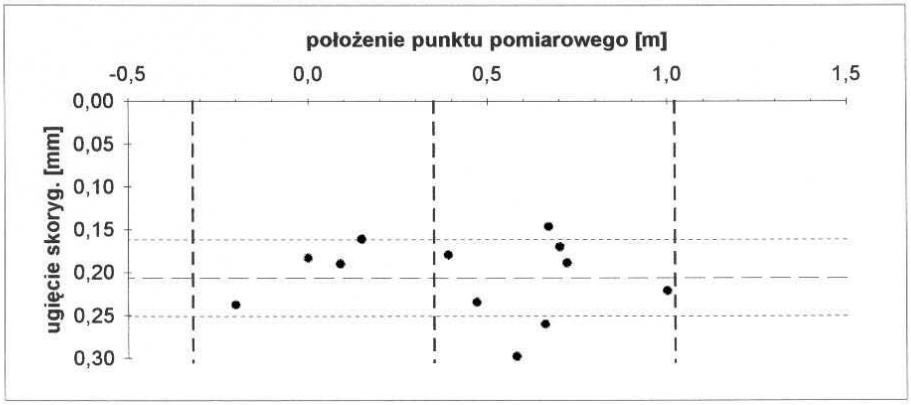
pogoda: pochmurno
temp.: + 22 C

miesce: ul. Ślężna / Wiśniowa
kierunek: do Parku Pd
szyna: prawa

typ toru: z podkł. bet.
wiek: 2 lata

Nr po-miaru i	typ tabo-ru	liczba pasa-żerów ipi	nacisk koła na szynę Pi	położenie punktu pomiar. lbi	odczyt wskazań czujnika zegarowego		ugiecie zmierzo-ne yi	ugięcie skorygo-wane ysi
					przed odj. tram. y0i	po odj. tram. y1i		
-	-	-	[kN]	[cm]	[0,01 x mm]		[mm]	[mm]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	105	7	21,80	0	986	977	0,18	0,183
2	105	3	21,12	67	984	977	0,14	0,147
3	105	9	22,15	9	985	975,5	0,19	0,190
4	105	3	21,12	72	986	977	0,18	0,189
5	105	5	21,46	-20	986,5	975	0,23	0,238
6	105	14	23,00	100	992,5	981	0,23	0,222
7	105	1	20,77	70	991	983	0,16	0,171
8	105	0	20,60	15	987	979,5	0,15	0,162
9	105	10	22,32	58	986	971	0,30	0,298
10	105	1	20,77	47	987	976	0,22	0,235
11	105	2	20,94	39	986	977,5	0,17	0,180
12	105	4	21,29	66	987	974,5	0,25	0,261
		wart.śr.=	21,45			wart.śr.=	0,200	0,206
		odch.st.=	0,70			odch.st.=	0,0469	0,0447
		wsp.zm.=	3%			wsp.zm.=	0,235	0,217

Wykres ugięć skorygowanych na długości toru



pozioma linia przerywana rzadka - wartość średnia ugięć skorygowanych
poziome linie przerywane gęste - odchylenia standardowe od wartości średniej

pionowe linie przerywane - osie podkładów

Rysunek 2. Przykład arkusza pomiarowego.

Po zakończeniu pomiarów dokonano statystycznego opracowania wyników badań obejmującego:

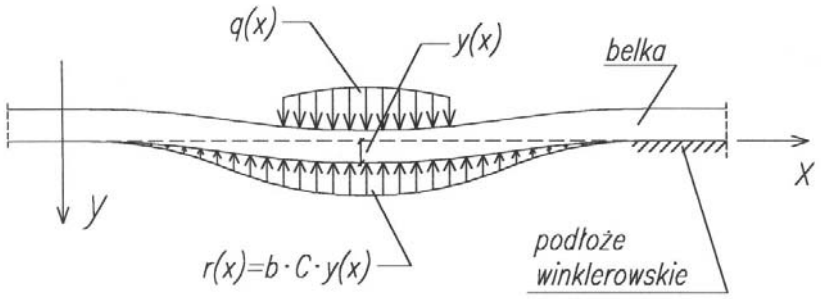
- eliminację błędów dużych,
- określenie rzeczywistych wartości mierzonych wielkości,
- ocenę dokładności pomiarów oraz
- sprawdzenie normalności rozkładów.

Wyniki badań opracowano w postaci arkuszy pomiarowych sporządzonych dla każdego stanowiska, zawierających część opisową, tabelaryczną i graficzną (rys.2).

Obliczenie teoretycznych wartości ugięć szyny

Opis metody obliczeń teoretycznych ugięć szyny został szczegółowo przedstawiony przez autora referatu podczas IV Seminarium Diagnostyki Nawierzchni Szynowych [3], dlatego podobnie jak w poprzednim punkcie poniżej przypomniane zostaną jedynie najważniejsze założenia metody:

- obliczenia przeprowadzono zgodnie z klasyczną teorią obliczania nawierzchni szynowej według Zimmermanna, z modyfikacjami wprowadzonymi przez Sallera i Hankera oraz Timoszenkę,
- szyna jest traktowana jako odkształcalna belka nieskończonej długości, na ciągłym sprężystym podłożu typu winklerowskiego, o współczynniku podłoża *C* (rys.3),



Rysunek 3. Zginanie belki na sprężystym podłożu (oznaczenia w tekście).

- ugięcie *y* zginanej szyny o sztywności giętnej *EJ* szerokości stopki *b* oraz obciążeniu zewnętrznym *q(x)* wyraża przedstawione równanie różniczkowe:

$$EJ\frac{d^4y}{dx^4} + Cby = q(x) \tag{1}$$

- modyfikacja metody zaproponowana przez Timoszenkę polega na zastąpieniu podparcia poprzecznego szyny teoretycznym podparciem podłużnym, w wyniku czego we wzorach iloczyn $C{\cdot}b$ zostaje zastąpiony współczynnikiem podłoża szyny *U*,
- rozwiązanie równania różniczkowego dla obciążenia zewnętrznego w postaci sił skupionych P_i przybiera postać:

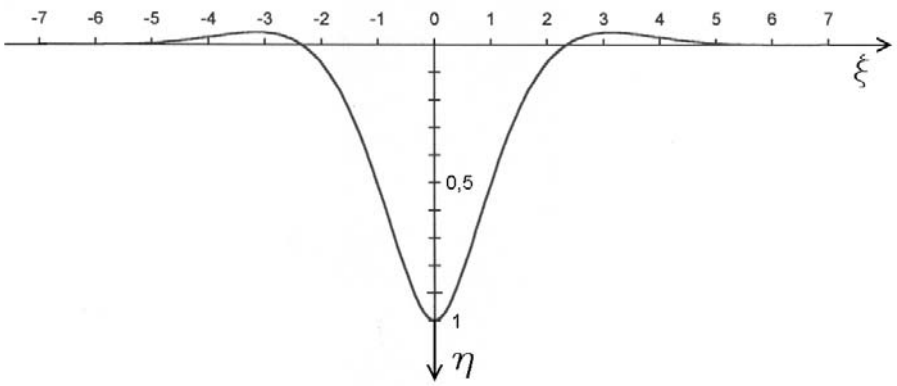
$$y = \frac{1}{2UL}\sum_{i=1}^{n} P_i \eta_i \tag{2}$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{U}} \tag{3}$$

$$\eta_i = e^{-\xi_i}\left(\cos\xi_i + \sin\xi_i\right) \tag{4}$$

$$\xi_i = \frac{x_i}{L} \tag{5}$$

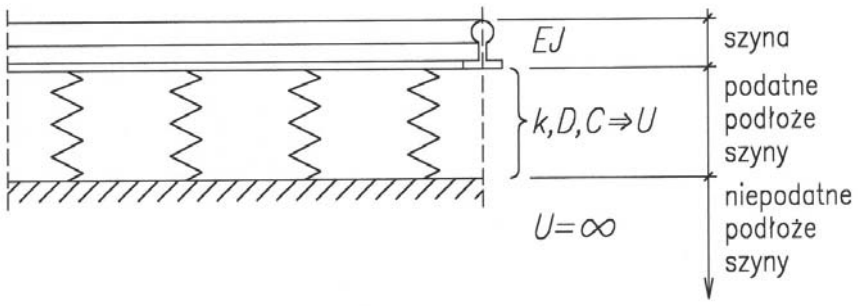
L jest długością zastępczą belki na sprężystym podłożu, η i ξ są odpowiednio rzędnymi i odciętymi wykresu linii wpływowej ugięcia belki na sprężystym podłożu (rys.4), natomiast x_i - odległością ustawienia i-tego nacisku od miejsca ugięcia.



Rysunek 4. Wykres linii wpływowej ugięcia belki na sprężystym podłożu.

Ze względu na znaczne zróżnicowanie konstrukcji pięciu analizowanych typów torowisk zabudowanych, zdefiniowano, a następnie zastosowano uproszczony model obliczeniowy nawierzchni szynowej (rys.5), w którym konstrukcję toru podzielono ideowo na następujące trzy elementy:

- szynę,
- podatne podłoże szyny,
- niepodatne podłoże szyny.



Rysunek 5. Uproszczony model obliczeniowy nawierzchni szynowej.

W modelu tym punktowe podparcie i zamocowanie szyny zostaje sprowadzone do ciągłego, dzięki czemu staje się on uniwersalny — możliwy do zastosowania w przypadku wszystkich pięciu analizowanych konstrukcji torowisk zabudowanych. Sztywności zastępcze podatnego podłoża szyny wyrażane wielkościami innymi niż współczynnik podłoża szyny U są w zaproponowanym modelu na niego przeliczane.

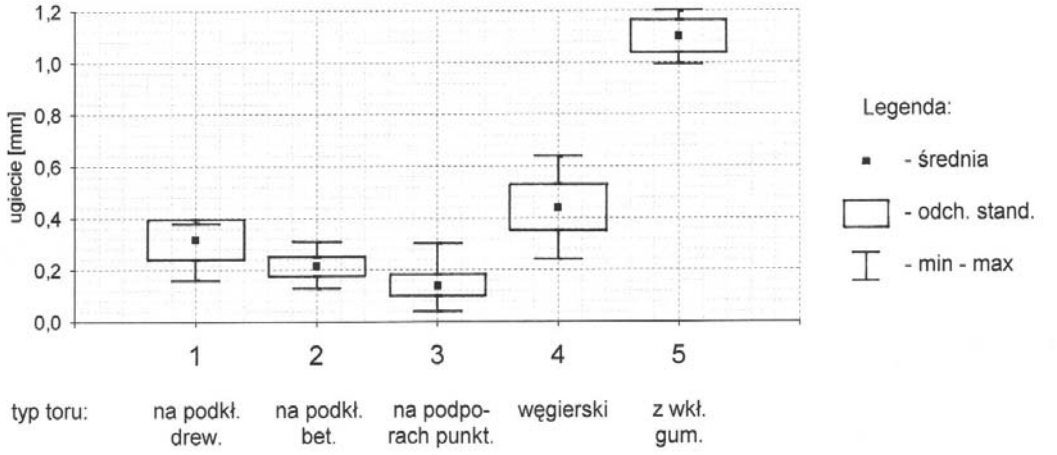
Do obliczeń sztywności wykorzystano dane zaczerpnięte z literatury, opracowań badawczych oraz określone przez producentów elementów podparć i zamocowania szyn (wykresy „siła — ugięcie", cykl odciążenia). W przypadku danych dotyczących ruchu kolejowego dokonano ich przeliczenia dostosowując je do specyfiki ruchu tramwajowego (mniejsze obciążenia, inne wymiary elementów).

Jako schemat obciążenia szyny przyjęto naciski dwóch kół wózka tramwaju (po 22,2 kN), za którym dokonywane były pomiary ugięć szyny.

Ocena wyników badań terenowych i analiz teoretycznych

Analiza porównawcza wartości ugięć skorygowanych szyny

Analizę porównawczą wartości ugięć skorygowanych szyny przeprowadzono dla pięciu przebadanych typów konstrukcji torowisk tramwajowych (rys.6).



Rysunek 6. Analiza porównawcza wartości ugięć skorygowanych szyny.

Najmniejsze wartości ugięć osiągnął tor na podporach punktowych (0,14 mm), bardziej podatne były kolejno tory: na podkładach betonowych (0,21 mm), na podkładach drewnianych (0,32 mm) i węgierski (0,44 mm), natomiast najbardziej podatny okazał się tor z wkładkami gumowymi (1,1 mm).

Analiza zróżnicowania wartości ugięć skorygowanych szyny na długości toru

Zróżnicowanie wartości ugięć skorygowanych szyny na długości toru uzyskane w pomiarach terenowych na każdym ze stanowisk jest spowodowane trzema następującymi przyczynami:

- błędem pomiaru ugięć,
- błędem w oszacowaniu wartości nacisku koła na szynę,
- niejednorodnością konstrukcyjną toru wzdłuż jego długości.

Dwie pierwsze przyczyny mają charakter błędów przypadkowych, zróżnicowanie ugięć szyny na długości toru spowodowane tymi przyczynami nie powinno wykazywać regularności. Trzecia przyczyna może natomiast powodować pewne regularności w zróżnicowaniu wartości ugięć szyny na długości toru.

Niejednorodność konstrukcyjna toru może być dwojaka:

- zamierzona — wynikająca z projektu konstrukcji toru (np.: podparcie punktowe szyny, dylatacje podbudowy, styki płyt nawierzchni),
- niezamierzona — wynikająca z technologii wykonania konstrukcji toru oraz cech materiałowych jego elementów składowych (np.: różny stopień zagęszczenia podsypki, niejednorodność podłoża, podbudów, materiałów wibroizolacyjnych).

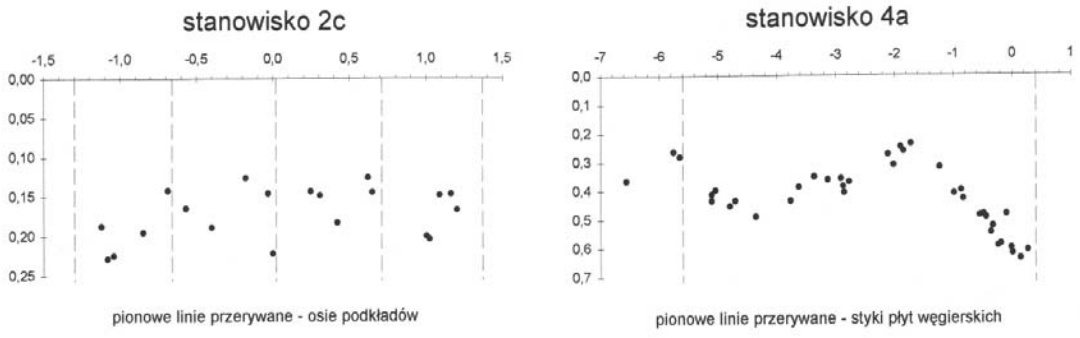
Pomiary terenowe wykonywane były bez odkrywek. Nie na wszystkich stanowiskach możliwe było uzyskanie pełnej informacji o zamierzonej niejednorodności konstrukcyjnej toru, na niektórych znany był jedynie takt niejednorodności w postaci rozstawu podkładów lub podpór.

W wyniku przeprowadzonej analizy nie stwierdzono zauważalnej zależności wartości ugięć szyny od występujących w torze zamierzonych niejednorodności konstrukcyjnych - co potwierdza poprawność założeń konstrukcyjnych analizowanych rozwiązań.

Stwierdzono natomiast w przypadku czterech stanowisk (dwóch dla toru na podporach punktowych i dwóch dla toru węgierskiego) zauważalne, regularne zróżnicowanie wartości ugięć szyny na długości toru, co świadczy o niskiej jakości zastosowanych materiałów lub złej jakości wykonania robót w tych miejscach.

Dla zilustrowania przedstawiono poniżej dwa najbardziej reprezentatywne przykłady przeprowadzonej analizy (rys.7):

- stanowisko 2c — w przypadku którego brak jest regularności w zróżnicowaniu wartości ugięć szyny na długości toru,
- stanowisko 4a — gdzie występuje wyraźnie regularne zróżnicowanie wartości ugięć szyny na długości toru, nie związane jednak z występującymi w torze zamierzonymi niejednorodnościami konstrukcyjnymi.



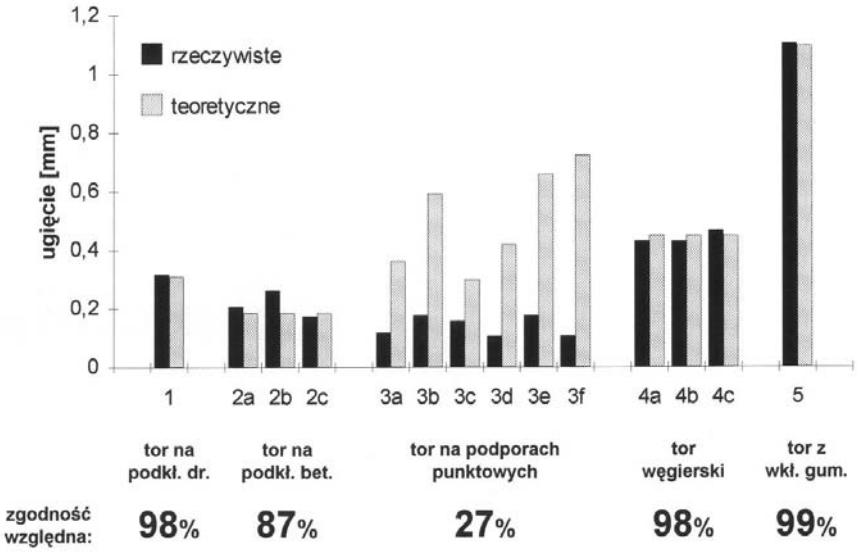
Rysunek 7. Zróżnicowanie wartości ugięć skorygowanych szyny na długości toru.

Analiza porównawcza ugięć rzeczywistych i teoretycznych

W celu ułatwienia porównania analizowanych wielkości określono pomocniczą miarę, którą nazwano zgodnością względną, a był to wyrażany procentowo stosunek wielkości mniejszej do większej porównywanej pary (ugięcia rzeczywistego i teoretycznego).

W wyniku przeprowadzonej analizy porównawczej (rys.8) uzyskano bardzo dobrą zgodność względną wynoszącą 98 i 99% dla torów z podkładami drewnianymi, węgierskiego i z wkładkami gumowymi oraz stosunkowo dobrą wynoszącą 87% dla toru z podkładami betonowymi, co pozwala wysnuć wniosek, że konstrukcje te w rzeczywistości pracują poprawnie — to znaczy w sposób zgodny z teoretycznymi założeniami, według których zostały zaprojektowane i wykonane.

Zaskakująca jest natomiast bardzo niska zgodność względna wynosząca 27% uzyskana dla toru na podporach punktowych, gdzie ugięcia rzeczywiste średnio okazały się około czterokrotnie mniejsze od teoretycznych.



Rysunek 8. Analiza porównawcza ugięć rzeczywistych i teoretycznych.

Przyczyn takiego stanu rzeczy należy upatrywać zdaniem autora w rozbieżności pomiędzy modelem teoretycznym a obiektem rzeczywistym, w wyniku zastosowania w torze na podporach punktowych zbyt twardych mas podlewowych pod stopą szyny na odcinkach pomiędzy podporami, co powoduje, że tor tego typu pracuje w sposób niewłaściwy, gdyż:

- masy podlewowe, które miały pełnić jedynie rolę wypełniacza stają się tak naprawdę podporą przekazującą obciążenia na betonową podbudowę, co może powodować ich szybką degradację,
- tor taki nie daje efektu tłumienia drgań, jaki powinny zapewnić materiały wibroizolacyjne zastosowane w podporach.

- zniszczenie mas podlewowych może powodować dalszą degradację następnych elementów składowych konstrukcji toru.

W przypadku toru na podporach punktowych konieczna jest więc zmiana materiału stosowanego pod stopką szyny na odcinkach pomiędzy podporami.

Podsumowanie

W wyniku przeprowadzonych badań potwierdzona została przydatność analizy ugięć szyn do oceny konstrukcji torowisk tramwajowych z punktu widzenia ich nośności, za czym przemawiają następujące argumenty:

- dzięki przeprowadzonym badaniom terenowym dla każdego typu analizowanych konstrukcji torowisk zabudowanych uzyskano odpowiadające im wartości ugięć szyny tramwajowej (w postaci wartości średnich) oraz przedziały zróżnicowania tych wartości (w postaci odchyleń standardowych),
- metoda pomiarowa okazała się wystarczająco dokładna aby określić, dla których z badanych stanowisk tor nie wykazywał regularności w zróżnicowaniu wartości ugięć na jego długości, a dla których takie regularności wystąpiły,
- klasyczna teoria obliczania nawierzchni szynowej w oparciu o model belki na sprężystym podłożu okazała się być wygodnym i wystarczająco dobrym narzędziem do obliczania ugięć teoretycznych, w wyniku czego uzyskano wartości zbliżone do występujących w rzeczywistości dla torowisk wykonanych zgodnie z dokumentacją projektową, o niewielkim stopniu zużycia,
- na przykładzie analizy zgodności rzeczywistych i teoretycznych ugięć szyny wykazano, że stanowi ona prosty diagnostyczny sposób oceny poprawności pracy konstrukcji toru tramwajowego pod obciążeniem,
- w wyniku przeprowadzonych badań terenowych ujawnione zostały zalety proponowanej metody pomiarowej:
  - jest nieniszcząca (bez naruszania konstrukcji toru),
  - nadaje się do zastosowania zarówno w przypadku torowisk eksploatowanych, gdzie powoduje minimalne utrudnienia w liniowym ruchu tramwajowym, jak i w przypadku torowisk nowo zbudowanych lub wyremontowanych (w trakcie odbioru powykonawczego podczas jazd próbnych wagonem tramwajowym).

W proponowanej metodzie, w pierwszej kolejności przeprowadzone zostają badania nośności torowisk tramwajowych, a następnie wyniki tych badań wykorzystywane są do znacznie szerszego zakresu wnioskowania, obejmującego trzy kolejne etapy funkcjonowania toru:

- projektowania,
- wykonawstwa,
- eksploatacji,

a dotyczące:

- poprawności założeń teoretycznych (projektu) konstrukcji toru tramwajowego,
- jakości wykonania toru tramwajowego oraz zastosowanych materiałów,

- stanu toru eksploatowanego w postaci stopnia jego zużycia pod kątem utraty nośności.

Ocena **nośności** torowisk tramwajowych jest możliwa dzięki przeprowadzonym pomiarom ugięć szyny pod statycznym naciskiem kół taboru wraz ze statystycznym opracowaniem ich wyników oraz porównaniu z założonymi wartościami dopuszczalnymi albo uzyskanymi z obliczeń teoretycznych.

Ocena **poprawności założeń teoretycznych** (projektu) konstrukcji toru tramwajowego jest możliwa w oparciu o analizę zróżnicowania wartości ugięć na długości toru, a mianowicie czy cykliczne, zamierzone nieregularności konstrukcyjne toru nie wywołują cyklicznego zróżnicowania wartości ugięć szyny.

Ocena **jakości** wykonania toru tramwajowego oraz zastosowanych materiałów jest możliwa w oparciu o:

- analizę zróżnicowania wartości ugięć szyny na długości toru, a mianowicie czy nie występuje zauważalne regularne zróżnicowanie wartości ugięć szyny,
- w oparciu o porównanie ugięć rzeczywistych i teoretycznych szyny, a mianowicie czy model pracy toru oraz własności sprężyste wbudowanych materiałów są zgodne z przewidzianymi w dokumentacji projektowej.

Ocena **stanu toru eksploatowanego** w postaci stopnia jego zużycia pod kątem utraty nośności jest możliwa dzięki porównywaniu zmierzonych wartości ugięć szyny w miarę upływu czasu użytkowania danego toru.

Jako wnioski z przeprowadzonych badań wyłaniają się ponadto następujące postulaty zmian w przepisach i praktyce projektowania, budowy i utrzymania torowisk tramwajowych:

- zakładanie braku ugięć szyny tramwajowej pod przejeżdżającym taborem jako kryterium poprawności wykonania torowiska, usankcjonowane zapisem w wytycznych projektowania torów tramwajowych [5] jest błędem, przy najbliższej nowelizacji wspomnianych przepisów należałoby usunąć ten zapis, natomiast do zakresu diagnostyki torowisk tramwajowych (eksploatacyjnej, przedmodernizacyjnej i powykonawczej) wprowadzić proponowany w niniejszym referacie sposób oceny ich nośności,
- w przypadku podatnych materiałów stosowanych w różnych systemach przytwierdzenia i podparcia szyny (przekładki, podlewy) wskazane jest wprowadzenie wymogu określania przez producentów tych materiałów ich statycznych charakterystyk sprężystych (najlepiej w formie wykresów „siła — ugięcie" z rozróżnieniem cyklu obciążania i odciążania),
- w obecnych czasach, kiedy to zarządy miast decydują się na stosowanie nowych, niekonwencjonalnych rozwiązań konstrukcji zabudowanych torowisk tramwajowych, proponowana metoda jest godna polecenia, gdyż jak wykazano na przykładzie toru na podporach punktowych stosowanego od kilku lat we Wrocławiu, użycie drogich materiałów (elastomery modyfikowane, żywice poliuretanowe) nie zawsze idzie w parze z wykorzystaniem w pełni ich właściwości,
- najbardziej pożądaną formą wykorzystania proponowanej metody byłoby zdaniem autora wprowadzenie stałej praktyki przeprowadzania pomiarów ugięć

szyny w przypadku każdego nowo zbudowanego lub wyremontowanego torowiska, dzięki czemu uzyskiwano by "metrykę" toru umożliwiającą nie tylko ocenę jakości wykonania i zastosowanych materiałów oraz zgodność z projektem, ale i ocenę stopnia zużycia konstrukcji toru w kolejnych latach jego eksploatacji.

Literatura

[1] Makuch J.: Konstrukcje torowisk tramwajowych stosowanych we Wrocławiu od początku lat 90-tych. IX Konferencja Naukowa „Drogi Kolejowe", Kraków – Kościelisko 1997.

[2] Makuch J.: Pomiary ugięć szyny w zabudowanych torowiskach tramwajowych. XI Konferencja Naukowo – Techniczna „Drogi Kolejowe", Wrocław 2001.

[3] Makuch J.: Zgodność teoretycznych i rzeczywistych ugięć szyny jako parametr oceny poprawności pracy nawierzchni tramwajowych zabudowanych. IV Seminarium Diagnostyki Nawierzchni Szynowych, Gdańsk—Sobieszewo 2002.

[4] Makuch J.: Ugięcie szyny jako parametr oceny konstrukcji torowisk zabudowanych (praca doktorska). Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Raport PRE 14/2002, Wrocław 2002.

[5] Wytyczne techniczne projektowania, budowy i utrzymania torów tramwajowych. Ministerstwo Administracji Gospodarki Terenowej i Ochrony Środowiska, Warszawa 1983.

Andrzej Massel
Politechnika Gdańska, Katedra Inżynierii Kolejowej

Wpływ czynników eksploatacyjnych na podejmowanie decyzji przy utrzymaniu nawierzchni

Wstęp

Decyzje utrzymaniowe podejmowane przez kadrę techniczną zarządcy infrastruktury opierają się przede wszystkim na diagnostyce. Przy ocenie diagnostycznej uwzględnia się wyniki pomiarów parametrów charakteryzujących stan nawierzchni, które kojarzy się z obserwacjami. Podstawowe wnioski wynikające z diagnostyki sprowadzają się do określenia zakresu niezbędnych robót, a w przypadku niemożności ich wykonania — do określenia prędkości ograniczonej, która zapewnia bezpieczeństwo ruchu.

Diagnostyka jest podstawą obiektywnej oceny stanu toru, opierającej się o jasno określone kryteria. Nie podważając jej znaczenia należy zwrócić uwagę na konsekwencje eksploatacyjne podejmowanych decyzji o wykonaniu określonych robót lub o ograniczeniu prędkości.

Występuje ścisłe powiązanie pomiędzy prędkością rozkładową i wprowadzonymi ograniczeniami a czasem przejazdu. Istnieje też bezpośredni wpływ stanu torów i rozjazdów na komfort jazdy. Zły stan nawierzchni oznacza również zwiększone oddziaływanie na środowisko. Głównym czynnikiem negatywnego wpływu na środowisko jest hałas spowodowany falistym zużyciem szyn oraz złym stanem połączeń szynowych (zapadnięte czy zbite końce szyn). Dodatkowym, aczkolwiek również istotnym czynnikiem jest wzrost zużycia energii.

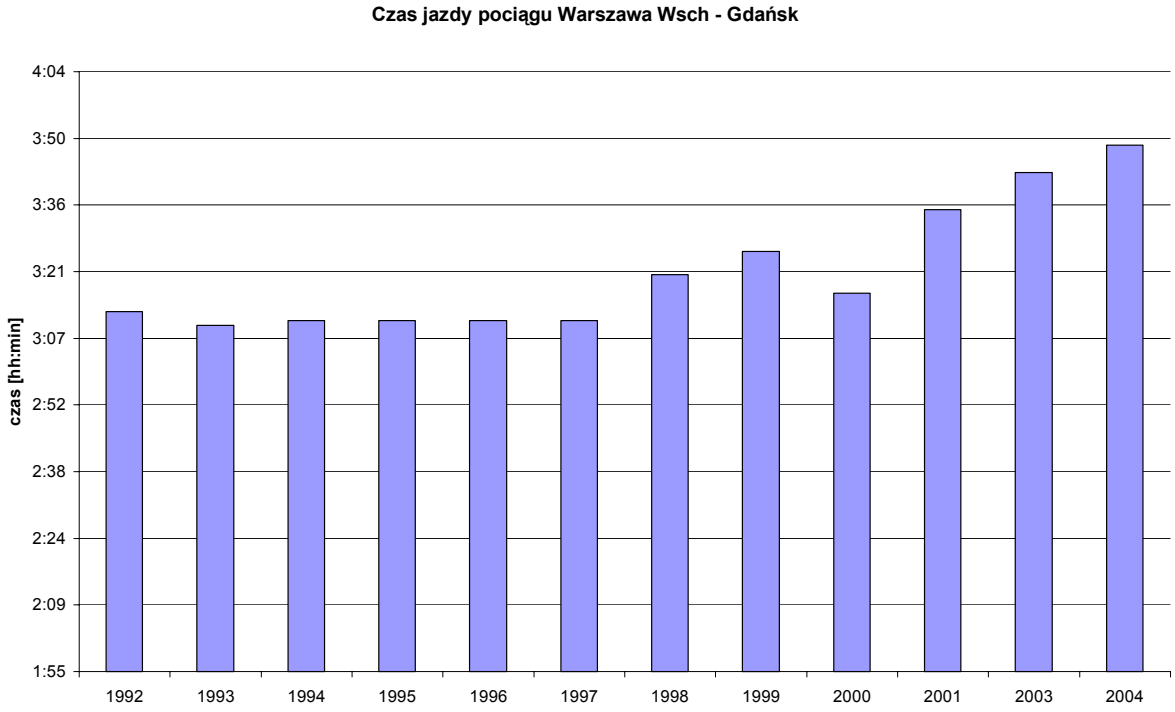
Nie można też nie uwzględniać aspektu handlowego stanu infrastruktury kolejowej. Zły stan infrastruktury i będące jego konsekwencją występowanie ograniczeń prędkości oznaczają pogorszenie pozycji konkurencyjnej kolei. Skutkiem jest zmniejszenie liczby pasażerów korzystających z pociągów, zmniejszenie przychodów przewoźników kolejowych i zmniejszenie przychodów zarządcy infrastruktury.

Na szeregu trasach łączących największe miasta w Polsce doszło w ostatnich kilku latach do znacznego wydłużenia czasów przejazdu. Najbardziej reprezentatywne przykłady wydłużeń:

- Warszawa – Gdańsk o 33 minuty,
- Warszawa – Kielce o 31 minut,
- Warszawa – Wrocław przez Łódź o 33 minuty,

- Wrocław – Gdańsk o 38 minut.

W każdym z powyższych przypadków porównano obecny czas jazdy z najkrótszym czasem jazdy w danej relacji. Na przykład najkrótszy czas jazdy w relacji Warszawa Wschodnia – Gdańsk był osiągany w rozkładzie jazdy 1993/1994 i wynosił 3 godziny 10 minut. Obecnie czas ten wynosi 3 godziny 43 minut. Dalsze wydłużenia są planowane na rozkład jazdy 2003/2004.



Rysunek 1. Czas przejazdu na trasie Warszawa – Gdańsk.

Skutkiem wydłużeń czasów przejazdu jest rosnąca groźba utraty części pasażerów na rzecz innych środków transportu, przede wszystkim samochodu osobowego, ale coraz częściej także samolotu. Widoczne jest to wyraźnie na trasie Warszawa – Gdańsk, na której w 1999 roku z transportu lotniczego skorzystało około 104 tysięcy pasażerów rocznie, a w roku 2002 już 152 tysiące rocznie.

Rośnie liczba relacji, z których z powodu wydłużenia czasów jazdy są wycofywane pociągi międzyregionalne (pospieszne). Na przykład na trasie Szczecin – Wrocław przez Magistralę Nadodrzańską czas jazdy wydłużył się z 4 godzin 53 minut w roku 1994 do 7 godzin 41 minut w rozkładzie jazdy 2002/2003. Na następny rozkład jazdy nie przewiduje się już żadnych pociągów bezpośrednich w takiej relacji. Na trasie Katowice – Poznań przez Ostrów Wielkopolski (320 km) czas przejazdu wynosi obecnie 6 godzin 43 minuty. W roku 1993 był on aż o 2 godziny krótszy. Przyczyną jest zmniejszenie prędkości rozkładowych, na przykład na odcinku Chorzów Miasto – Bytom do 30 km/h, a Kluczbork – Jarocin do 50 km/h.

Pogarszający się stan infrastruktury i zmniejszanie prędkości na wielu liniach jest jedną z zasadniczych przyczyn regresu przewozów regionalnych w Polsce. Szczególnie dramatycznie ten regres jest widoczny na linii Wrocław – Jelenia Góra.

W 1994 roku czas jazdy na tej trasie wynosił 2 godziny w przypadku pociągu pospiesznego oraz 2 godziny 30 minut w przypadku pociągu osobowego. Obecnie czasy te wynoszą 3 godziny dla pociągu pospiesznego i 3 godziny 20 minut dla pociągu osobowego. Tymczasem autobus PKS pokonuje trasę w 2 godziny a mikrobus w 90 minut. Linia Wrocław – Jelenia Góra jest poddana bardziej szczegółowej analizie w dalszej części referatu.

Ograniczenia prędkości

Wpływ poszczególnych ograniczeń prędkości na warunki prowadzenia ruchu jest bardzo zróżnicowany i zależy od trzech podstawowych czynników:

- różnicy prędkości normalnej i ograniczonej,
- długości ograniczenia,
- charakterystyki pojazdu trakcyjnego oraz obciążenia.

Jeżeli weźmie się pod uwagę czas jazdy, szczególnie duży jest wpływ ograniczeń, dla których prędkość ograniczona jest znacznie mniejsza od prędkości rozkładowej. Zmniejszenie prędkości ze 120 km/h na 60 km/h na długości 10 km oznacza wydłużenie czasu jazdy o 5 minut. Jednak już zmniejszenie prędkości z 60 km/h do 20 km/h na takim samym odcinku to czas jazdy dłuższy o 20 minut.

Jeżeli zaś parametrem oceny jest zużycie energii, szczególne znaczenie ma liczba ograniczeń, a w konsekwencji – zmian prędkości.

Przykładem wpływu ograniczeń na eksploatację mogą być dane dotyczące odcinka Wrocław – Rawicz o długości 63,05 km. Prędkość na tym odcinku wynosi zasadniczo 140 km/h, tylko na węźle wrocławskim znajdują się kilkukilometrowe odcinki z prędkością rozkładową 60 i 100 km/h. Obecnie na odcinku obowiązuje kilkanaście ograniczeń prędkości do 30-120 km/h.
Ich skutki przy założeniu, że skład pociągu Intercity o masie 450 ton jest prowadzony lokomotywą EP09 przedstawia tabela 1.

Tabela 1. Skutki eksploatacyjne ograniczeń na odcinku Wrocław – Rawicz.

Parametr	bez ograniczeń	z ograniczeniami
Czas jazdy [min]	31,4	41,6
Prędkość techniczna [km/h]	120,4	90,9
Zużycie energii [kWh]	770	1290

W przypadku odcinka Wrocław – Rawicz widoczny jest bardzo duży wzrost zużycia energii, bo aż o 520 kWh, czyli o 68%. Jeżeli przyjąć, że stawka jednostkowa opłaty za energię wynosi 0,30 PLN/kWh, różnica opłaty dla tylko jednego pociągu Intercity przejeżdżającego odcinek Wrocław – Rawicz wyniesie około 156 zł.

Możliwe kryteria wyboru lokalizacji robót

Samo zwiększenie prędkości nie wydaje się właściwą miarą efektywności inwestycji. Jest nią natomiast niewątpliwie skrócenie czasu przejazdu [3]. Najprostszy sposób jego oceny polega na wyznaczeniu kosztu jednostkowego skrócenia czasu jazdy, to jest:

$$s_i = \frac{k_i}{\Delta t_i}$$

gdzie:

$\Delta t_i = t_{pi} - t_{mi}$ oznacza skrócenie czasu jazdy na odcinku i w minutach,

k_i koszt modernizacji dla odcinka (lub wariantu zakresu robót) i.

Parametr powyższy może być stosowany do oceny efektywności inwestycji dotyczących linii kolejowych obciążonych taką samą (lub porównywalną) liczbą pociągów. Możliwe jest powiązanie skrócenia czasu jazdy z zakresem rzeczowym robót. Dotyczy to typowych robót o zbliżonych kosztach jednostkowych. W szczególności można określić na ile kilometrów wymiany toru przypada 1 minuta skrócenia czasu podróży [2].

Bałuch proponuje, by skrócenie czasu jazdy potraktować jako podstawę analizy preferencji odcinków wybieranych do modernizacji [1]. Analiza preferencji opiera się na metodyce obliczeń wartości straty jednej minuty podróży. Uwzględnia się przy tym liczbę pasażerów z podziałem na podróżujących służbowo (p_s) oraz podróżujących prywatnie (p_p). Skrócenie czasu jazdy ma większe znaczenie dla osób podróżujących służbowo. Z tego powodu wprowadza się współczynniki wartości strat czasu jazdy a oraz b. Możliwe są następujące warianty tych współczynników:

- 0,75 : 0,50
- 1,00 : 0,75
- 1,00 : 0,50

Roczna oszczędność czasu na odcinku i wynosi:

$$e_i = \frac{z \cdot \Delta t_i}{2000 \cdot 60}\left(a \cdot p_{si} + b \cdot p_{pi}\right)$$

gdzie:

z – średnia roczna płaca

Na podstawie oszczędności e_i oraz kosztów modernizacji k_i można wyznaczyć współczynniki preferencji p_i:

$$p_i = \frac{e_i}{k}$$

Odwrotność tak zdefiniowanego współczynnika preferencji określa po ilu latach koszty modernizacji zostaną pokryte korzyściami wynikającymi ze skrócenia czasu przejazdu.

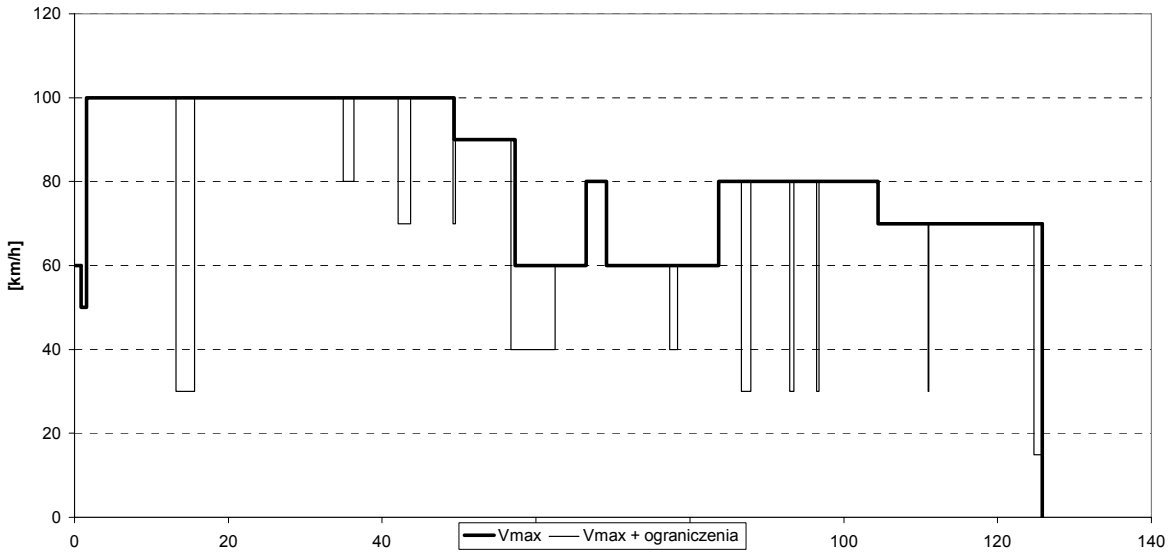
Przedstawione wyżej sposoby oceny skrócenia czasów jazdy nie uwzględniają zróżnicowania prędkości pociągów, a w konsekwencji — zróżnicowania skróceń w zależności od rodzaju pociągu.

Analiza dla przykładowej linii

W celu określenia skutków eksploatacyjnych robót torowych, jakie powinny doprowadzić do przywrócenia stanu normalnego wykonano analizę dla przykładowej linii. Analizą objęto linię Wrocław – Jelenia Góra.

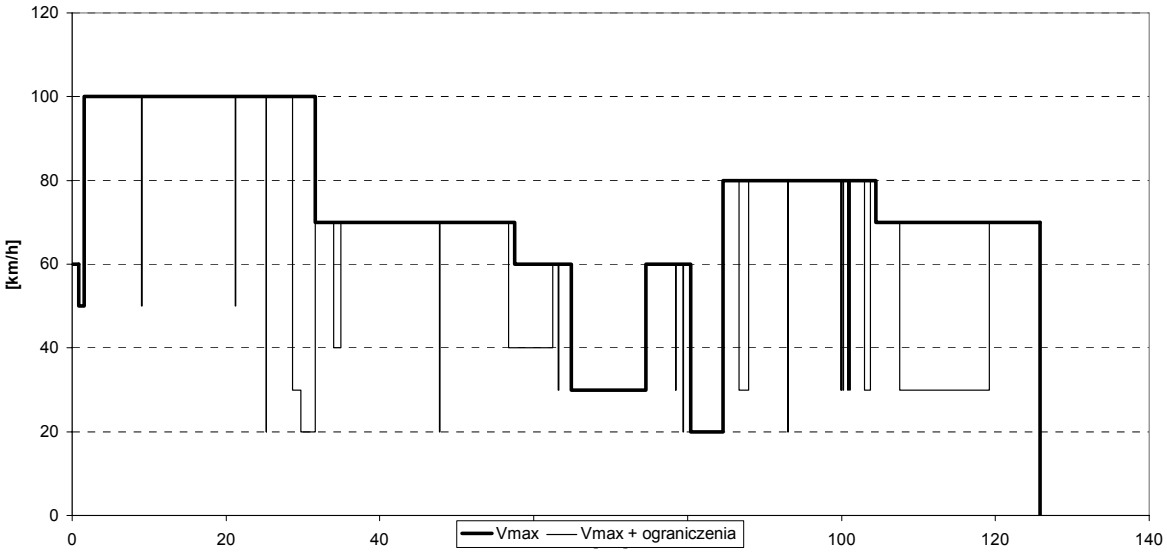
Linia kolejowa Wrocław – Jelenia Góra ma szczególne znaczenie dla integralności województwa dolnośląskiego i jego pomyślnego rozwoju. Linia łączy Wrocław z dwoma byłymi stolicami Województw: Wałbrzychem i Jelenią Górą, a także z miejscowościami turystycznymi w Karkonoszach, w szczególności ze Szklarską Porębą [4].

Według wewnętrznej klasyfikacji kolejowej (D29) linia ta tworzy główną część linii pierwszorzędnej numer 274 Wrocław – Jelenia Góra – Zgorzelec. Długość linii wynosi około 125.810 km, licząc od byłego wrocławskiego dworca Świebodzkiego. Odległość od stacji Wrocław Główny do Jeleniej Góry wynosi 127.010 km. Linia ta została zelektryfikowana w latach 1965 -1966 i ma dwa tory. Całkowita długość torów głównych linii, na których zmniejszono prędkość maksymalną lub nałożono stałe ograniczenia wynosi około 107 km, a łączna liczba ograniczeń wynosi 39. Porównanie prędkości i ograniczeń według stanu na rok 1990 oraz 2003 zawierają rysunki 2 oraz 3.



Rysunek 2. Wykres prędkości dla linii Wrocław – Jelenia Góra (stan 1990).

Przyjmując jednolite kryteria określono wydłużenia czasu jazdy dla wszystkich odcinków ze zmniejszoną prędkością i ograniczeniami. Założono długość pociągu 200 m, opóźnienie hamowania 0,6 m/s^2 oraz przyspieszenie rozruchu 0,3 m/s^2. Sumaryczne wydłużenie czasu jazdy w obu kierunkach wynosi 115,4 min (średnio 58 minut w jednym kierunku).



Rysunek 3. Wykres prędkości dla linii Wrocław – Jelenia Góra (stan 2003).

Spośród wszystkich ograniczeń szczególnie negatywne skutki mają zmniejszenia prędkości rozkładowych z 60 km/h do 20 km/h w obu torach na szlaku Wałbrzych Główny – Boguszów Gorce Wschód na długości 4,2 km. Przyczyną zmniejszenia prędkości jest tam zły stan podkładów drewnianych. Powoduje to wydłużenie czasu przejazdu aż o 9,3 minuty. Taka sama jest przyczyna zmniejszenia prędkości z 60 km/h do 30 km/h na odcinku Wałbrzych Szczawienko – Wałbrzych Fabryczny na długości 9,7 km. W tym wypadku wydłużenie czasu przejazdu przekracza 10 minut.

Po określeniu wydłużeń czasu jazdy przeanalizowano koszty „usunięcia" ograniczeń. Przez „usunięcie" ograniczeń rozumie się wykonanie niezbędnych robót. Koszty tych robót scharakteryzowano na podstawie kosztów jednostkowych dla:

- wymiany toru ze wzmocnieniem podtorza,
- wymiany toru bez wzmocnienia podtorza,
- naprawy głównej (wymiany) rozjazdu,
- instalacji samoczynnej sygnalizacji przejazdowej,
- naprawy mostu.

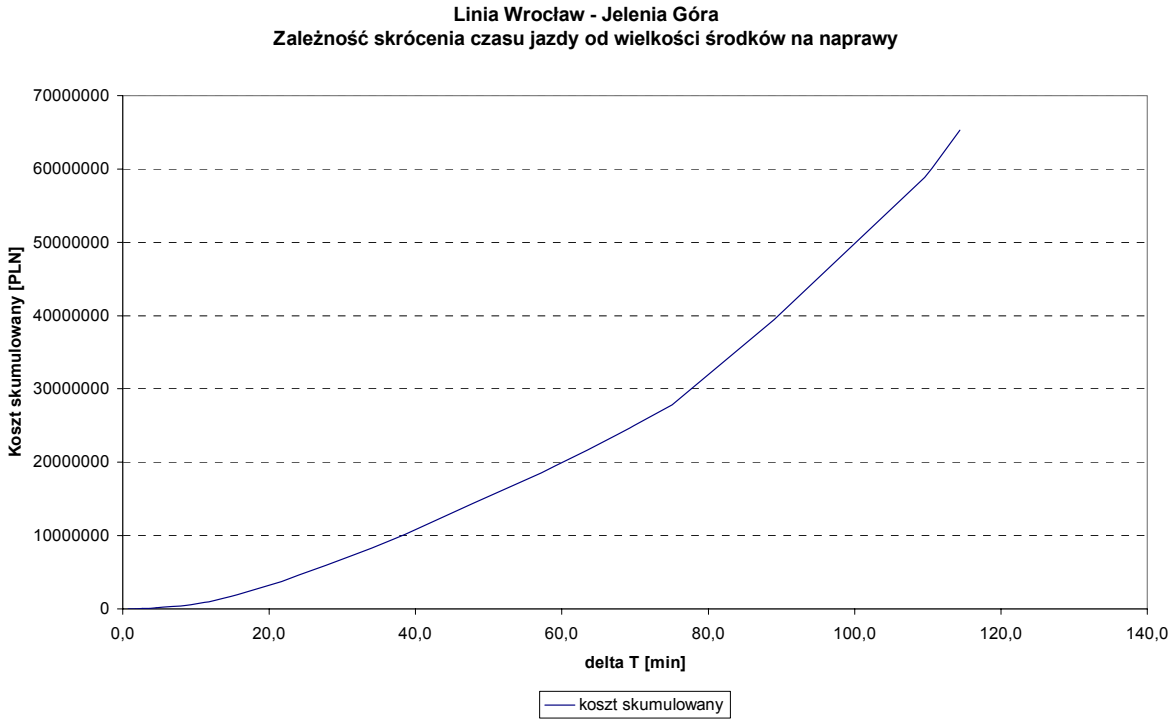
Wszystkie dane zestawiono w tabeli 2. Całkowity koszt robót umożliwiających przywrócenie prędkości rozkładowych oraz likwidację ograniczeń eksploatacyjnych określono na kwotę 65,720 mln złotych. Koszty jednostkowego skrócenia czasu jazdy wykazują bardzo duże zróżnicowanie i wynoszą, w zależności od lokalizacji, od 20 500 zł/min do 1 360 000 zł/min.

Tablica 2. *Ograniczenia i roboty na linii Wrocław – Jelenia Góra.*

szlak od	do	tor	od km	do km	L [km]	napr	Vo	Vr	dT	Kj [PLN]	K [PLN]
Wrocław Zachodni	Smolec	1	9,000	9,100	0,100	NG+NGP	50	100	0,8	1300000	130000
Smolec	Kąty Wrocławskie	2	12,000	17,200	5,200	NG	50	100	3,8	1000000	5200000
Smolec	Kąty Wrocławskie	2	17,463	18,460	0,997	NG	30	100	2,6	1000000	997000
Smolec	Kąty Wrocławskie	2	18,985	19,835	0,850	NG	30	100	2,4	1000000	850000
Kąty Wrocławskie	Kąty Wrocławskie	1	21,210	21,260	0,050	NGP	50	100	0,7	300000	15000

szlak od	do	tor	od km	do km	L [km]	napr	Vo	Vr	dT	Kj [PLN]	K [PLN]
Mietków	Imbramowice	1	28,640	29,760	1,120	NG	30	100	2,8	1000000	1120000
Mietków	Imbramowice	1	29,760	31,600	1,840	NG	20	100	6,0	1000000	1840000
Mietków	Imbramowice	2	28,760	31,600	2,840	NG	30	100	5,2	1000000	2840000
Mietków	Imbramowice	1	31,600	34,000	2,400	NBO	70	100	1,0	105000	252000
Mietków	Imbramowice	2	31,600	34,000	2,400	NBO	70	100	1,0	105000	252000
Mietków	Imbramowice	1	34,000	34,900	0,900	NG	40	100	1,7	1000000	900000
Mietków	Imbramowice	2	34,000	34,900	0,900	NG	40	100	1,7	1000000	900000
Imbramowice	Jaworzyna Śląska	1	34,900	47,750	12,850	NBO	70	100	3,7	105000	1349250
Imbramowice	Jaworzyna Śląska	2	34,900	47,750	12,850	NBO	70	100	3,7	105000	1349250
Jaworzyna Śląska	Jaworzyna Śląska	1	47,750	47,800	0,050	NGR	20	40	0,6		*100000*
Jaworzyna Śląska	Świebodzice	1	47,800	56,750	8,950	NBO	70	90	1,9	105000	939750
Jaworzyna Śląska	Świebodzice	2	47,800	56,750	8,950	NBO	70	90	1,9	105000	939750
Świebodzice	Wałbrzych Szczaw.	1	63,205	63,230	0,025	most	30	60	0,6	12000000	300000
Świebodzice	Wałbrzych Szczaw.	2	63,205	63,230	0,025	most	10	60	1,8	12000000	300000
Wałbrzych Szczaw.	Wałbrzych Fabr.	1	64,900	74,600	9,700	NG	30	60	10,2	1000000	9700000
Wałbrzych Szczaw.	Wałbrzych Fabr.	2	64,900	74,600	9,700	NG	30	60	10,2	1000000	9700000
Wałbrzych Główny	Wałbrzych Główny	1	79,400	79,500	0,100	NGR	20	40	0,7		*100000*
Wałbrzych Główny	Wałbrzych Główny	2	79,400	79,500	0,100	NGR	20	40	0,7		*100000*
Wałbrzych Główny	Boguszów Gorce	1	80,400	84,600	4,200	NG	20	60	9,3	1000000	4200000
Wałbrzych Główny	Boguszów Gorce	2	80,400	84,600	4,200	NG	20	60	9,3	1000000	4200000
Boguszów Gorce	Boguszów Gorce Z.	1	86,700	87,900	1,200	NG	30	80	2,4	1000000	1200000
Boguszów Gorce	Boguszów Gorce Z.	2	86,700	87,900	1,200	NG	30	80	2,4	1000000	1200000
Boguszów Gorce Z.	Sędzisław	2	92,700	93,000	0,300	NG	30	80	1,3	1000000	300000
Boguszów Gorce Z.	Sędzisław	1	93,040	93,040	0,000	ssp	20	80	1,3		100000
Boguszów Gorce Z.	Sędzisław	2	93,040	93,040	0,000	ssp	20	80	1,3		100000
Sędzisław	Marciszów	1	99,940	99,945	0,005	przepust	30	80	0,9	12000000	60000
Sędzisław	Marciszów	2	99,940	99,945	0,005	przepust	30	80	0,9	12000000	60000
Sędzisław	Marciszów	1	100,150	100,250	0,100	NGP	30	80	1,0	300000	30000
Sędzisław	Marciszów	1	100,830	100,900	0,070	NGP	30	80	1,0	300000	21000
Sędzisław	Marciszów	2	100,830	100,900	0,070	NGP	30	80	1,0	300000	21000
Sędzisław	Marciszów	1	101,030	101,132	0,102	most	30	80	1,0	12000000	1224000
Sędzisław	Marciszów	1	103,000	103,750	0,750	NG	30	80	1,8	1000000	750000
Marciszów	Wojanów	1	107,580	119,210	11,630	NG	30	70	14,0	1000000	11630000
Janowice Wielkie	Wojanów	2	118,547	118,841	0,294	tunel	30	70	1,0		
					107,023				**115,4**		**65270000**

W przypadku, gdy budżet zarządcy infrastruktury umożliwia wykonanie wszystkich potrzebnych robót, pozostaje ich wykonanie w pełnym zakresie. Jednak zazwyczaj występują ograniczenia budżetowe. Wtedy właściwym wydaje się uszeregowanie robót według wybranego kryterium efektywności lub według kombinacji kryteriów. Kryterium oceny może być koszt jednostkowego skrócenia czasu jazdy. Szeregując roboty na linii Wrocław – Jelenia Góra można dojść do wniosku, ze wykonując roboty za łączną kwotę 10 milionów złotych (około 15% całkowitego wszystkich kosztu robót) można osiągnąć skrócenie czasu przejazdu przekraczające 1/3 całkowitego skrócenia, jakie uzyskano by przy wykonaniu wszystkich robót (patrz rys. 4)



Rysunek 4. Koszt robót a skrócenie czasu przejazdu.

Również zakres rzeczowy najpilniejszych robót może być stosunkowo niewielki. Na przykład wykonując roboty na długości mniejszej niż 1 km można uzyskać skrócenie 13,8 minuty.

Tablica 3. *Koszty i efekty robót.*

Sumaryczny koszt [PLN]	Liczba lokalizacji	Skrócenie czasu jazdy
1 000 000	12	11,7
10 000 000	23	38,6
20 000 000	27	61,1
28 000 000	33	75,0
65 000 000	38	115,4

Wnioski

Degradacja infrastruktury jest istotnym problemem kolei polskich. W warunkach braku środków na utrzymanie racjonalne planowanie robót wymaga szczególnie dużej wiedzy inżynierskiej popartej zrozumieniem konsekwencji eksploatacyjnych podejmowanych decyzji.

Ograniczenia prędkości stanowią przyczynę wzrostu kosztów eksploatacyjnych przewoźników kolejowych oraz osłabienia pozycji konkurencyjnej transportu kolejowego. Decyzje o ograniczeniach prędkości muszą być przemyślane i dotyczyć odcinków o możliwie najmniejszej długości. Wykonywanie robót powinno dotyczyć lokalizacji, w których stosunek kosztów do korzyści wynikających z likwidacji ograniczenia jest najmniejszy.

Bardzo efektywne kosztowo jest wykonywanie robót w miejscach ograniczeń punktowych, jak na przykład naprawy nawierzchni i podtorza na przejazdach kolejowych, instalowanie samoczynnych sygnalizacji przejazdowych, naprawy główne i bieżące rozjazdów.

Literatura

[1] Bałuch H. Wspomaganie decyzji w drogach kolejowych. KOW 1994.
[2] Massel A.: Inwestycje liniowe a ruch kolejowy. VI Sympozjum Tematyczne Zakładu Dróg Kolejowych. Zbiór referatów. Zakopane 2-3 grudnia 1998.
[3] Massel A., Szczepiński D.: Inwestycje modernizacyjne na kolejach polskich – próba oceny. Technika Transportu Szynowego 2002, nr 10.
[4] Projekt Rozwoju Kolei Regionalnych na Dolnym Śląsku. Raport A I. Wrocław 2003.

Jerzy Materna
PKP PLK S.A. Zakład Maszyn Torowych, Wydział Nadzoru Inspektorskiego

Nowe urządzenie do pomiaru skrajni budowli kolejowych

Wstęp

W dobie coraz większej liczby przewoźników kolejowych oraz różnorodności przewożonych ładunków wymaga się od właściciela infrastruktury wiedzy o możliwości przewożenia nietypowych ładunków poszczególnymi trasami. W tym celu konieczne jest posiadanie bazy danych o skrajni budowli kolejowych na poszczególnych liniach i odcinkach, oraz możliwość szybkiej weryfikacji danych.

Aby sprostać tak skonkretyzowanym zadaniom kierownictwo infrastruktury kolejowej w Polsce przystąpiło w 1998 roku do realizacji projektu budowy pojazdu mierzącego skrajnię budowli kolejowych oraz powstania systemu pomiaru, analizy i archiwizacji danych.

Założenia do budowy pojazdu i systemu pomiaru skrajni

Celem realizacji projektu była budowa pojazdu do pomiaru skrajni budowli kolejowych dla potrzeb kodyfikacji linii. Urządzenia systemu pomiarowego miały być zainstalowane na wózku motorowym np. WM 15 lub podobnym. System pomiarowy powinien składać się z laserowego dalmierza skanującego i komputera pomiarowego. Pomiar ma odbywać się podczas jazdy ale możliwy jest też przy zatrzymanym pojeździe.

Kryteria dotyczące pomiaru:

- dokładność pomiaru ±5 mm,
- najmniejszy wykrywalny element Ć 10 mm,
- dokładność pomiaru drogi 0,01% (licznik czteropozycyjny)
- pomiar międzytorza (dokładność ±10 mm),
- pomiar wysokości zawieszenia przewodu jezdnego sieci trakcyjnej (dokładność ±10 mm),
- pomiar wykonywany z uwzględnieniem wpływu szerokości i przechyłki toru,
- rejestracja obiektów wraz z możliwością wprowadzenia dodatkowych informacji o charakterze obiektu,
- rejestracja i wizualizacja wyników pomiaru z możliwością porównania z obowiązującymi skrajniami,
- pomiar wykonywany niezależnie od opadów drobnego deszczu i śniegu,

- możliwość wykonywania pomiarów w zakresie temperatur -5°C ¸ +40°C
- możliwość wykonywania pomiarów w dzień i w nocy,
- wydrukowanie arkusza inwentarzowego przeszkody po wykonaniu pomiaru,
- archiwizowanie wyników pomiarów i przenoszenie wyników na komputery stacjonarne.

Realizacja budowy

W roku 2000 dokonano odbioru pojazdu będącego nośnikiem systemu pomiarowego skrajni budowli. Pojazd składa się z dwóch członów, napędowego i pomiarowego (rys. 1).

Człon napędowy

Człon napędowy pojazdu zbudowany jest na bazie wózka WM-15A. Posiada on dwie niezależnie umieszczone na amortyzatorach kabiny, pomiędzy którymi zbudowano zadaszenie zabezpieczające obsługę przed opadami atmosferycznymi

Pojazd podczas samodzielnej jazdy może poruszać się z prędkością transportową do 80 km/h, natomiast z dopiętą przyczepą pomiarową z prędkością do 60 km/h.

Rysunek 1. Pojazd do pomiaru skrajni budowli kolejowych UPS 80.

W mniejszej kabinie (rys. 2a) znajduje się stanowisko kierowania pojazdem, stolik i siedzenia dla obsługi oraz pomieszczenie toalety ekologicznej. Wyposażona jest w wentylację, oświetlenie, ogrzewanie wodne z silnika napędowego oraz nagrzewnicę na olej opałowy. Na pulpicie kierowcy umieszczona jest kamera przekazująca do stanowiska operatora obraz sprzed pojazdu.

W drugiej kabinie (rys. 2b, c) obok stanowiska operatora systemu pomiarowego zdublowane jest stanowisko kierowania pojazdem, znajduje się również pomieszczenie socjalne. Ze względu na zamontowane w kabinie komputery, jest ona klimatyzowana, posiada także ogrzewanie i odpowiednie oświetlenie.

a) wnętrze małej kabiny

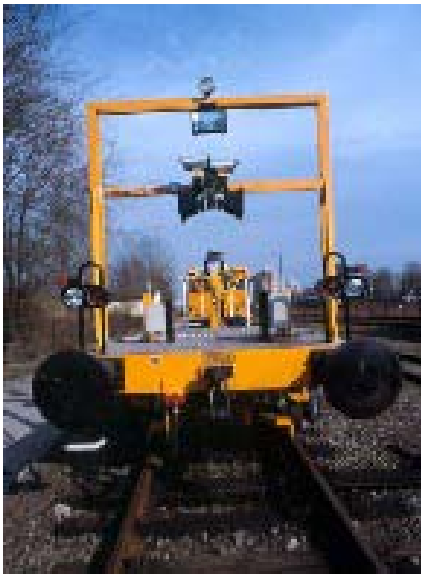
b) wnętrze dużej kabiny

c) wnętrze pomieszczenia socjalnego

Rysunek 2. Wnętrze kabin pojazdu.

Człon pomiarowy

Człon pomiarowy urządzenia wykonany został na bazie przyczepy wózka motorowego PWM-15A, rama została przecięta i rozsunięta tak, że odległość między zestawami kołowymi wynosi 9 m. Część środkowa została odpowiednio obniżona i zwężona aby zapewnić urządzeniom pomiarowym widoczność główek szyn. Przyczepa została także wyposażona w dwie osie pomiarowe mierzące geometrię toru oraz w czujniki przemieszczeń. Z jednej strony przyczepy nad osiami pomiarowymi zabudowano pomiarową ramę odniesienia (rys. 3a), a z drugiej konstrukcję dla systemu fotogrametrycznego (rys. 3b). W środkowej części umieszczono dalmierz laserowy (rys. 3c).



a) pomiarowa rama odniesienia

b) konstrukcja systemu fotogrametrycznego

c) dalmierz laserowy

Rysunek 3. Człon pomiarowy.

System pomiarowy

System pomiarowy składa się z dwóch podsystemów realizujących zadania pomiarowe dwiema, uzupełniającymi się metodami. Pierwszy podsystem — fotogrametryczny, stworzony jest w oparciu o stereoskopowy system wizyjny wykorzystujący

kamery cyfrowe. Zdjęcia fotogrametryczne można wykonywać podczas jazdy z prędkością pomiarową do 20 km/h.

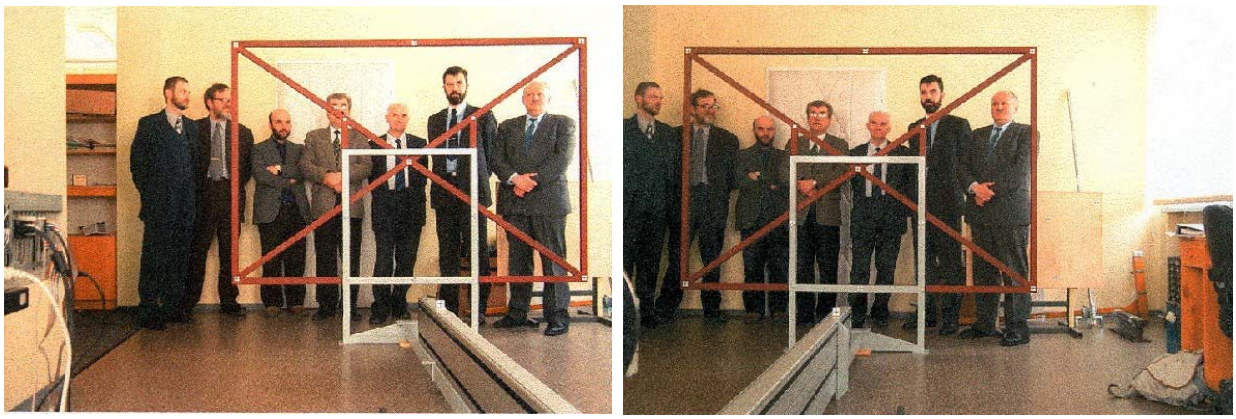
Dalsza obróbka obrazów odbywa się na specjalnie oprogramowanym stacjonarnym komputerze z systemem do analizy binarnych obrazów stereoskopowych, z których następnie uzyskuje się arkusze inwentaryzacji skrajni.

Drugi podsystem składa się z laserowego dalmierza skanującego i komputera pomiarowego. Prowadnica z wrzecionem, na którym zamocowana jest głowica, stanowi część mechaniczną systemu, służącą do pozycjonowania względem mierzonego obiektu. Wózek motorowy przyjeżdża na miejsce pomiaru i ustawia się wstępnie względem przekroju pomiarowego. Po upewnieniu się, że układ pomiarowy jest zlokalizowany poprawnie względem mierzonego obiektu skrajni, inicjuje się pomiar. Czas pomiaru skrajni i oceny wyników w danym przekroju za pomocą profilomierza laserowego nie przekracza pojedynczych minut. Wydruk arkusza inwentaryzacji skrajni jest możliwy bezpośrednio na miejscu pomiaru.

Celem pomiaru jest zebranie informacji niezbędnych do wypełnienia pól rekordu systemu bazy danych o skrajni, w efekcie końcowym stworzenia arkuszy inwentaryzacji skrajni. Na ich podstawie system ten dokonuje określenia kodu danego przekroju skrajni, opisującego jej umowne wymiary. Kody te stanowią podstawę do określania trasy przewozu przesyłek ponadgabarytowych. Uzupełnieniem wyników pomiarów są kasety VHS dokumentujące przebieg pomiarów. Zakłada się, że są one włączane na początku pracy i wyłączane po jej zakończeniu.

Przebieg pomiaru

Wózek motorowy jedzie z prędkością pomiarową (max. 20 km/h) i w trakcie jazdy wykonywane są zdjęcia skrajni. Zdjęcia (rys. 4) gromadzone w pamięci masowej systemu są następnie systematycznie przekazywane do ośrodka zajmującego się pomiarami fotogrametrycznymi i wprowadzaniem wyników do odpowiedniej bazy danych.



Rysunek 4. Przykładowe zdjęcie fotogrametryczne.

Prawidłowe wyznaczenie obszaru skrajni kolejowej wymaga znajomości położenia sfotografowanej przestrzeni względem osi toru. Wagon musi mierzyć położenie ramy pomiarowej względem osi toru, ponadto niezbędna jest znajomość strzałki lub promienia łuku toru. W tym celu wyposażono przyczepę w urządzenia do pomiaru geometrii toru.

Przewidziano także drugi tryb pomiaru, w którym wózek zatrzymuje się, a operator uruchamia pomiar profilu poprzecznego skrajni. W trybie tym, po zatrzymaniu wózka, operator profilomierza przemieszcza głowicę na prowadnicach tak, by plamka światła laserowego trafiała dokładnie na powierzchnię mierzonego elementu skrajni - jest to pozycjonowanie dokładne. Jeżeli w czasie obrotu promienia laserowego w zakresie pomiarowym głowicy pojawi się jakiś element skrajni to skomputeryzowany układ pomiarowy zarejestruje odległość tego elementu w funkcji kąta obrotu głowicy. Po zakończeniu obrotu głowicy oprogramowanie przeliczy położenie zaobserwowanych punktów elementów skrajni na prostokątny układ współrzędnych. W obliczeniach są uwzględniane dodatkowo wskazania dwóch poziomnic, z których jedna mierzy przechyłkę toru w miejscu pomiaru, druga położenie względem poziomu mechanizmu obracającego głowicę. Oś toru jest wyznaczana na podstawie pomiaru profilomierzem położenia obu główek szyn (w skrajnych położeniach kątowych promień lasera jest skierowany w dół).

Niezwykle istotną cechą systemu jest odpowiednie oprogramowanie komputera PC, umożliwiające szybkie porównanie pomierzonej skrajni z odpowiednim obrysem teoretycznym, bezpośrednio na miejscu pomiaru. W razie wątpliwości będzie można pomiar powtórzyć, a także zmierzyć położenie wybranego elementu skrajni w trybie sterowania ręcznego. Oprogramowanie to umożliwi także wprowadzanie z klawiatury dodatkowych informacji wymaganych w arkuszu inwentaryzacji, a także umożliwi archiwizacje zmierzonych przekrojów skrajni dla potrzeb przewozów przesyłek z przekroczoną skrajnią.

W związku z ograniczonymi prędkościami, jakie może uzyskiwać pojazd podczas pomiarów, przeważająca część pracy prowadzona będzie w okresie nocnym. Dlatego pojazd posiada źródła światła (rys. 5) umożliwiające właściwą ekspozycję fotografowanego obszaru.

Rysunek 5. Punkty oświetlenia obszaru pomiarowego.

Podsumowanie

Pojazd do pomiaru skrajni budowli kolejowych jest urządzeniem prototypowym. Obecnie znajduje się w fazie instalacji systemów pomiarowych. Przewiduje się, że w sezonie 2004 rozpocznie prace pomiarowe. Wyniki pomiarów po odpowiednim przygotowaniu i umieszczeniu w bazie danych powinny dać podstawę do szybkiego określenia tras przewozu przesyłek ponadgabarytowych.

Przygotowany program, po wpisaniu wymiarów przewożonego ładunku na wagonie oraz stacji początkowej i końcowej, powinien określić możliwe trasy przewozu w formie tabelarycznej i graficznej.

W ramach dostępu do bazy danych, użytkownik powinien uzyskać informacje o zadanym odcinku linii kolejowej w formie opisu podstawowych parametrów technicznych (rodzaj nawierzchni, rodzaj trakcji, prędkości rozkładowe, dane o skrajni – minimalne wymiary tzw. „wąskie gardło").

Kierownictwo jednostki użytkującej pojazd uważa, że w okresie trzech lat sieć linii kolejowej zostanie w pełni zinwentaryzowana pod względem stanu skrajni budowli kolejowych.

Michał Pawłowski
Politechnika Poznańska

Wpływ technologii robót podtorzowych na efekt modernizacji szlaku linii E-30

Wstęp

W celu dostosowania polskich linii magistralnych do wymogów umów międzynarodowych AGC/AGTC prowadzone są prace modernizacyjne. Przebudową objęte są wszystkie elementy drogi kolejowej od podtorza po nawierzchnię.

Prace modernizacyjne podtorza wykonywane są z zastosowaniem typowych maszyn budowlanych a także z zastosowaniem pociągu do napraw podtorza. Coraz częściej projektanci zakładają budowę warstw ochronnych z zastosowaniem maszyny AHM-800R-PL. Niestety dostępność maszyny jest ograniczona i wykonawcy decydują się na wykonywanie prac tradycyjnymi metodami. Takie rozwiązanie pociąga za sobą szereg konsekwencji, ma także wpływ na jakość robót podtorzowych. Ten aspekt zostanie poruszony na podstawie przebudowy szlaku Oława – Lizawice (km 155,000 – 161,400) linii kolejowej E-30.

Stan podtorza i projekt przebudowy

Warunki geotechniczne

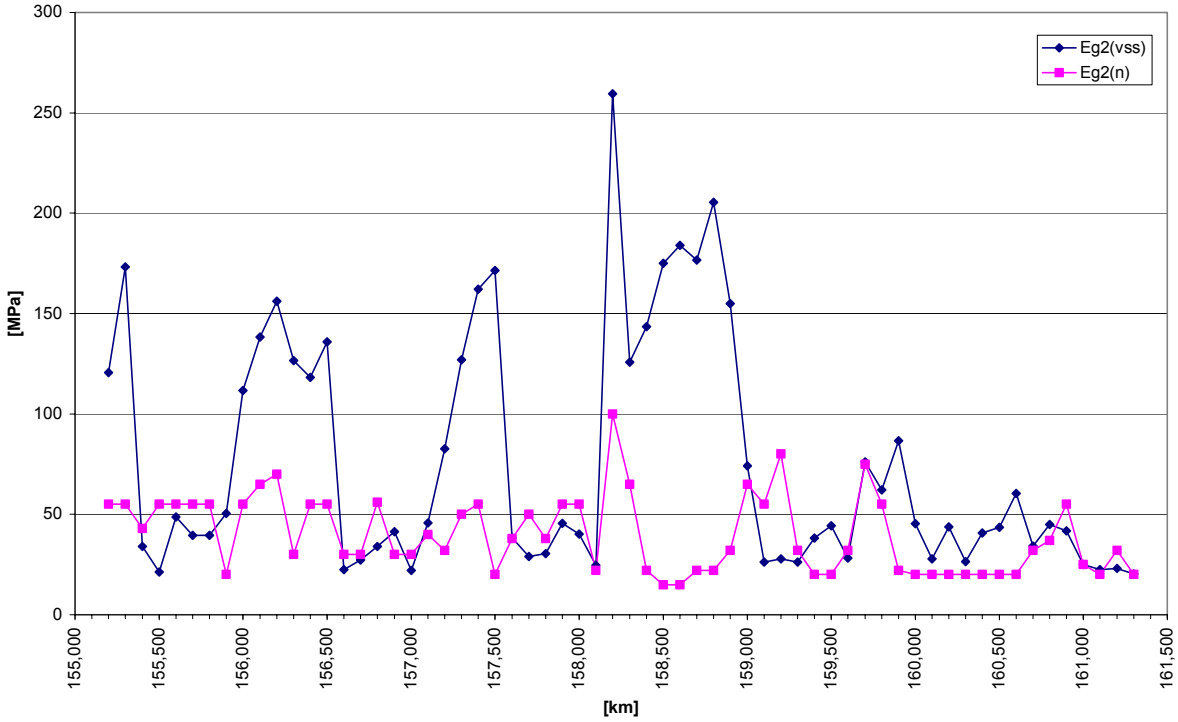
Analizowany odcinek linii kolejowej zbudowany jest na nasypach o wysokości nie przekraczającej 3,0 m. W torze nr 1 przeważają nasypy zbudowane z gruntów mieszanych oraz małospoistych. W torze nr 2 większość stanowią nasypy zbudowane z gruntów spoistych i mieszanych (tablica 1).

Tablica 1. *Procentowy udział gruntów budujących nasypy.*

Nasyp	Rodzaj gruntu	Udział w [%]	
		tor nr 1	tor nr 2
Piaszczysty	(Ż, Po, Ps, Pπ+T+Ż)	6,56	6,56
z gruntów małospoistych	(Pg, Pog, П, Пр)	26,23	8,19
z gruntów spoistych	(G, Gp, Gπ, G+T+Ż+P)	18,03	32,79
z samego tłucznia	(T, T+P, T+G)	9,84	22,95
mieszany	(Pr, Ps, Pd, Pg, П, Пр, Pg, Gp, G, T)	39,34	29,51

Podłoże nasypów zbudowane jest głównie ze żwirów, pospółek, piasków, pyłów oraz glin. Grunty piaszczyste z przewarstwieniami gruntów małospoistych dominują na odcinku od km 155,200 do km 156,600. Grunty spoiste przeważają na odcinkach od km 156,700 do km 157,200 oraz od km 160,100 do km 161,400. Na pozostałych odcinkach budowa podłoża jest zróżnicowana. Grunty podłoża w górnych warstwach przeważnie są w stanie luźnym.

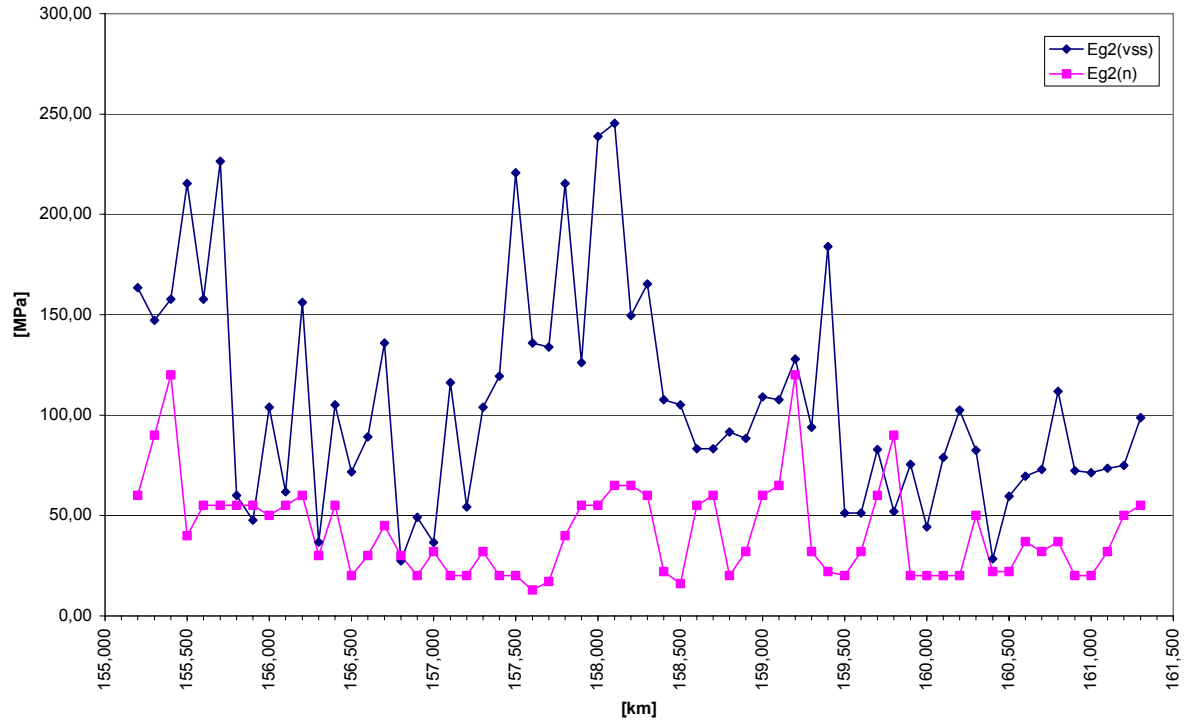
W badaniach modułów wtórnego odkształcenia podłoża uzyskano wyniki w zakresie 20 do 260MPa. Wartości modułów wtórnego odkształcenia podtorza $E_{g2}^{(VSS)}$ i wyznaczonych z normy dla głębokości projektowanej warstwy ochronnej $E_{g2}^{(n)}$ przedstawiają rysunki 1. i 2. odpowiednio dla toru nr 1 i toru nr 2.



Rysunek 1. Wykres wartości modułów wtórnego odkształcenia podtorza $E_{g2}^{(VSS)}$ i wyznaczonych z normy dla głębokości projektowanej warstwy ochronnej $E_{g2}^{(n)}$. Tor nr 1.

Zaprojektowana warstwa ochronna

Na podstawie badań geotechnicznych zaprojektowano warstwę ochronną o zmiennej grubości (20, 30 i 40cm) z niesortu kamiennego 0/31,5mm (o module odkształcenia 220MPa), na całej długości szlaku (tablica 2.). Zaprojektowano także separację materiału warstwy ochronnej od gruntów podłoża za pomocą geowłókniny (na całej długości szlaku z wyjątkiem 700m odcinka toru nr 2 oraz wykonanie dodatkowego wzmocnienia podłoża geosiatką o sztywnych węzłach, w celu zmniejszenia grubości warstwy ochronnej. Geosiatkę zaprojektowano na 9 odcinkach o łącznej długości 2700m w torze nr 1 i na 4 odcinkach o łącznej długości 900m w torze nr 2.



Rysunek 2. Wykres wartości modułów wtórnego odkształcenia podtorza $E_{g2}^{(VSS)}$ i wyznaczonych z normy dla głębokości projektowanej warstwy ochronnej $E_{g2}^{(n)}$. Tor nr 2.

Tablica 2. *Zaprojektowana warstwa ochronna.*

Grubości warstw [cm]	Udział w [%]	
	tor nr 1	tor nr 2
20	14,1	26,6
30	53,1	60,9
40	32,8	12,5

Technologia robót

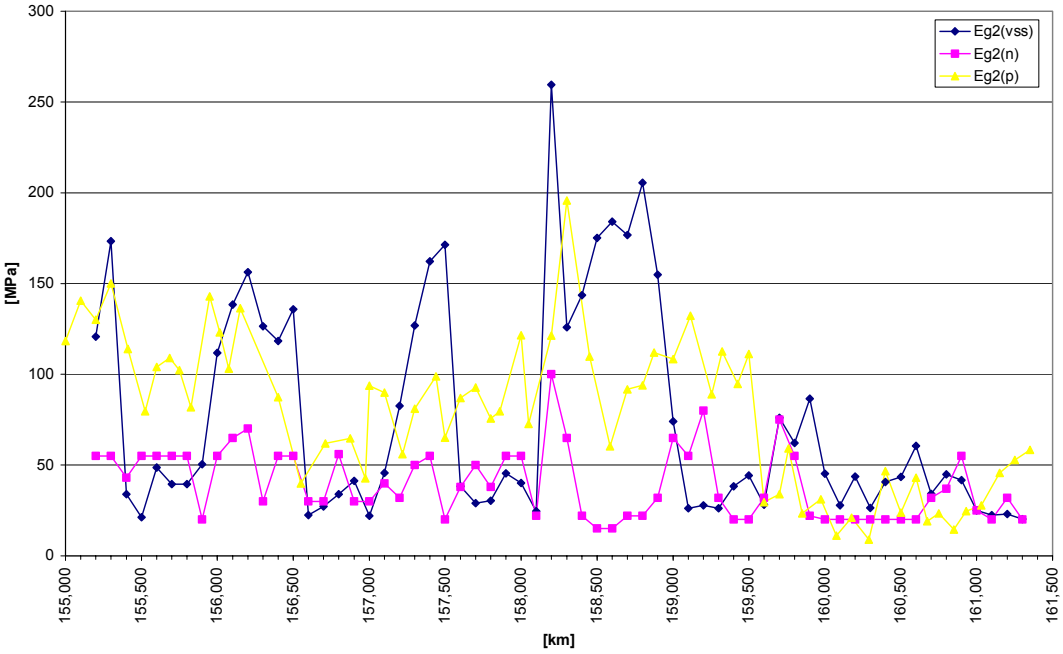
Przyjęto, że warstwa ochronna będzie wykonywana w technologii pracy AHM 800R–PL podczas jednego przejazdu maszyny, w istniejących torach, jako prace wyprzedzające wymianę nawierzchni, przy całodobowym zamknięciu toru. Przed przystąpieniem do pracy maszyny AHM, zostaną wykonane roboty ziemne na ławach (istniejące ławy zostaną obniżone do rzędnych dolnej płaszczyzny warstwy ochronnej) oraz będą wykonane robocze odwodnienia.

Wykonawstwo modernizacji podtorza

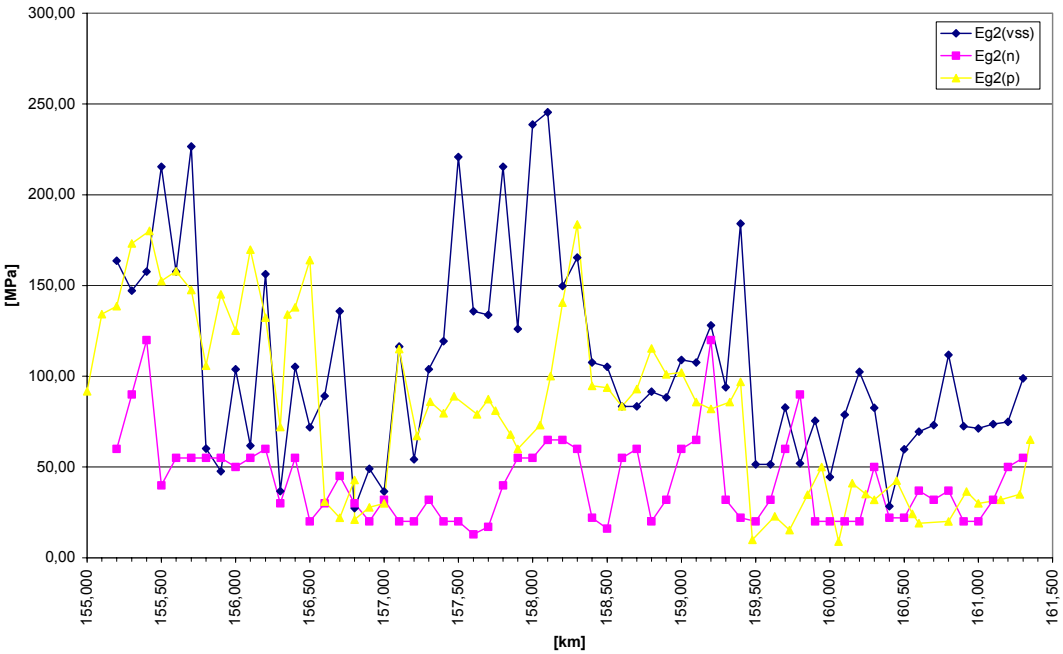
Warunki geotechniczne

Badania modułów odkształcenia podłoża, przeprowadzone w trakcie modernizacji podtorza, wykazały, że ogólny stan odkształcalności był zbliżony lub lepszy do przyjętego na podstawie badań oraz z norm. Stwierdzono także miejsca o odkształ-

calności zdecydowanie mniejszej od przyjętej do prac projektowych: w torze nr 1 na odcinku od km 159,600 do km 161,100 (rys. 3); w torze nr 2 na odcinkach od km 156,600 do km 157,100 oraz od km 159,400 do km 161,400 (rys. 4).



Rysunek 3. Wykres wartości modułów wtórnego odkształcenia podtorza $E_{g2}^{(VSS)}$, wyznaczonych. z normy dla głębokości projektowanej warstwy ochronnej $E_{g2}^{(n)}$ oraz pomierzonych w trakcie modernizacji $E_{g2}^{(p)}$. Tor nr 1.



Rysunek 4. Wykres wartości modułów wtórnego odkształcenia podtorza $E_{g2}^{(VSS)}$, wyznaczonych z normy dla głębokości projektowanej warstwy ochronnej $E_{g2}^{(n)}$ oraz pomierzonych w trakcie modernizacji $E_{g2}^{(p)}$. Tor nr 2.

Technologia robót

Projekt modernizacji przewidywał wykonanie robót podtorzowych w technologii pracy maszyn AHM-800R-PL. W procesie modernizacji została przyjęta technologia robót z wykorzystaniem sprzętu ogólnobudowlanego. Pociągnęło to za sobą szereg trudności wykonawczych. Czas zamknięcia toru modernizowanego był dostosowany do technologii szybkiej i nowoczesnej co przy zastosowaniu technologii bardziej pracochłonnej spowodowało liczne komplikacje. W rozkładzie jazdy pociągów na modernizowanym odcinku nie uwzględniono zamknięć drugiego toru potrzebnych na dowóz materiałów sypkich na warstwę ochronną. Dysponowano tylko krótkimi zamknięciami (łącznie około 3 godzin na dobę, przeważnie w nocy) w przerwach między pociągami. By zmieścić się w założonym terminie wykonania robót (dostosowanym do technologii pracy maszyny AHM-800R-PL), jak również by zabezpieczyć spoiste grunty podłoża od wpływów atmosferycznych, odcinki podtorza przygotowane do budowy warstwy ochronnej (3 do 4 odcinków o długości nie przekraczającej 100 m) były zasypywane materiałem warstwy. Przygotowanie polegało na wyrównaniu powierzchni podłoża, rozwinięciu geowłókniny separacyjnej i w wymaganych projektowo miejscach rozwinięciu geosiatki.

Wpływ technologii na jakość robót podtorzowych

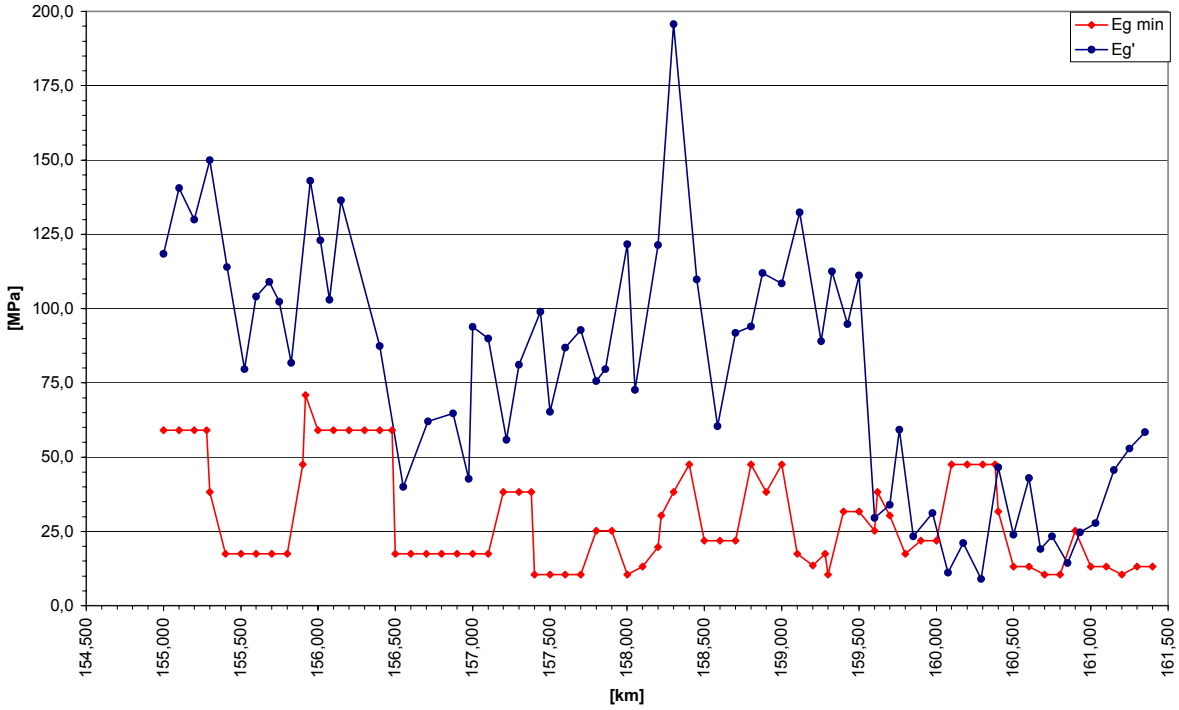
Wykonywanie warstwy ochronnej odcinkami o długości nie przekraczającej 100m pociągnęło za sobą obniżenie jakości robót podtorzowych zwłaszcza w miejscach wymagających interwencji projektowej. Badania geotechniczne wykonywane, w trakcie modernizacji podtorza, co około 100m, w miejscach wskazanych przez wykonawcę, pomogły dobrać odpowiednie grubości warstwy ochronnej. Jednak dobór ten nie był optymalny. Wykonanie jednego, rzadko dwóch pomiarów modułów odkształcalności podtorza na krótkich odcinkach frontu robót sprowadziło dobieranie grubości warstwy ochronnej do analizy punktowej. Zakrycie odcinka poprzedzającego miejsce pomiaru geowłókniną separacyjną bądź materiałem warstwy ochronnej uniemożliwiało nawet organoleptyczną ocenę własności gruntów podłoża. Poza badanymi odcinkami podtorza podejmowano decyzję odnośnie utrzymania zwiększonej grubość warstwy, bądź zmniejszenia jej do wymagań projektowych na podstawie oceny niewyspecjalizowanych pracowników. Zmniejszenie grubości umożliwiało wprowadzenie oszczędności w ilości wbudowywanego materiału jak również w ilości urobku niezbędnego do uzyskania odpowiednich rzędnych podłoża. W razie stwierdzenia w trakcie badań gruntu o słabszych parametrach wytrzymałościowych od zakładanych projektowo, przy zmniejszonej grubości warstwy, na sąsiednim odcinku ponownie wprowadzano pogłębienie warstwy. Pociągnęło to za sobą zbudowanie warstwy ochronnej składającej się z krótkich odcinków o różnej grubości warstwy.

Warstwa ochronna

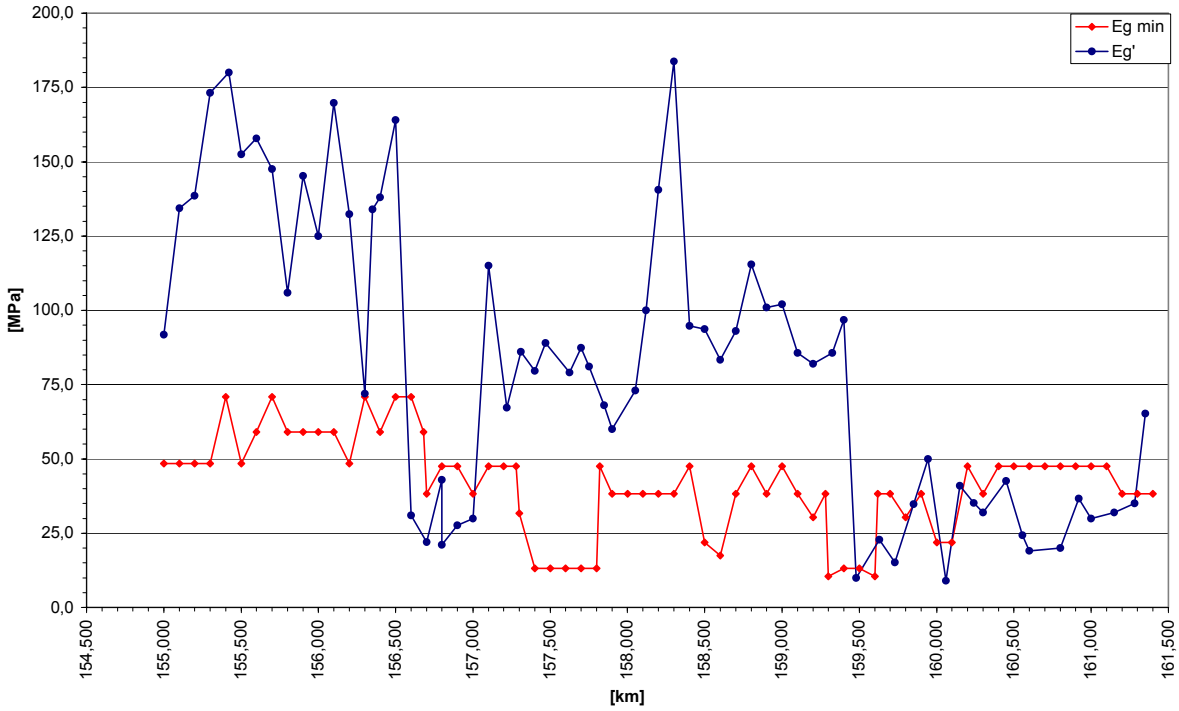
Ustalono, że zmiany projektowe zostaną wprowadzone w miejscach gdzie zaprojektowana grubość warstwy ochronnej nie będzie wystarczająca.

Obliczono minimalne moduły odkształcenia podtorza dla zaprojektowanej warstwy i porównano je z modułami odkształcenia podtorza pomierzonymi na miejscu modernizacji (rys 5 i 6). Porównanie modułów wskazało miejsca wymagające interwencji projektowej.

W obu torach od km 159,500 do końca modernizowanego odcinka grunty spoiste występujące w podłożu charakteryzowały się słabszymi parametrami wytrzymałościowymi niż było to zakładane projektowo. Odcinek ten wymagał korekt projektowych. Konieczne było zastosowanie warstwy ochronnej o zwiększonej grubości jak również wbudowanie geosiatki wzmacniającej. W tablicy 3 przedstawiono lokalizacje wbudowanej warstwy ochronnej i geosiatki. Miejsca wymagające interwencji projektowej zostały oznaczone poprzez pogrubienie.



Rysunek 5. Porównanie minimalnych modułów odkształcenia podtorza obliczonych dla zaprojektowanej warstwy z modułami odkształcenia podtorza pomierzonymi na miejscu modernizacji. Tor nr 1.



Rysunek 6. Porównanie minimalnych modułów odkształcenia podtorza obliczonych dla zaprojektowanej warstwy z modułami odkształcenia podtorza pomierzonymi na miejscu modernizacji. Tor nr 2.

Tablica 3. *Lokalizacja wbudowanej warstwy ochronnej i geosiatki.*

Lokalizacja warstwy ochronnej						Lokal. wbudowania geosiatki			
tor nr 1			tor nr 2			tor nr 1		tor nr 2	
km		grub. warst. [m]	km		grub. warst. [m]	km		km	
od	do		od	do		od	do	od	do
155,000	155,300	0,2	155,000	156,535	0,2	155,400	155,800	**156,535**	**157,050**
155,300	155,900	0,3	**156,535**	**157,050**	**0,4**	156,500	157,100	157,400	157,800
155,900	156,500	0,2	156,700	157,300	0,3	157,400	157,700	158,500	158,600
156,500	157,400	0,3	157,300	157,800	0,4	158,000	158,100	159,300	159,600
157,400	158,200	0,4	157,800	159,300	0,3	**158,100**	**158,150**	**159,600**	**160,000**
158,200	159,300	0,3	159,300	159,450	0,4	158,500	158,700	160,000	160,100
159,300	159,600	0,4	**159,450**	**159,800**	**0,45**	159,100	159,300	**160,100**	**161,325**
159,600	**159,650**	**0,4**	**159,800**	**159,945**	**0,35**	**159,650**	**159,800**		
159,650	159,820	0,3	**159,945**	**160,900**	**0,4/0,45**	159,800	160,000		
159,820	**160,125**	**0,4**	**160,900**	**161,325**	**0,35**	**160,000**	**160,425**		
160,125	**160,425**	**0,45**	161,325	161,400	0,3	160,500	160,800		
160,425	160,600	0,4				**160,900**	**161,000**		
160,600	**160,900**	**0,45**				161,000	161,400		
160,900	161,400	0,4							

Badania kontrolne wykonane po wybudowaniu warstwy pozwalają stwierdzić, że wartości modułów wtórnego odkształcenia zbudowanej warstwy ochronnej na całej długości przebudowywanego odcinka spełniają podstawową nierówność $E_2 \geq E_{proj}$.

Wnioski

Właściwym jest by technologia robót stosowana przez wykonawcę odpowiadała zaprojektowanej. Pozwoli to właściwie dobrać zamknięcia torowe niezbędne na wykonanie prac jak również zamknięcia toru na dowóz materiałów sypkich na warstwę ochronną.

By zapewnić dostateczną jednorodność podtorza grubości i konstrukcje górnych warstw podtorza powinny być niezmienne na całych szlakach lub grupach stacyjnych. Zmiany konstrukcji dopuszcza się w przypadku skomplikowanych warunków hydrologiczno-geologicznych oraz przy naprawach podtorza. W celu właściwego doboru grubości warstwy ochronnej i zastosowania geosiatek wzmacniających niezbędne jest przygotowanie frontu robót takiej długości, by można określić granice odcinków, w obrębie których występują jednorodne pod względem właściwości grunty.

Właściwym jest prowadzenie, w trakcie robót modernizacyjnych, badań geotechnicznych kontrolnych podłoża przed budową i po zakończeniu budowy warstwy. Umożliwia to wprowadzenie niezbędnych korekt projektowych w celu uzyskania wymaganych wartości modułu odkształcenia podtorza mierzonego na torowisku. W razie stwierdzenia, w trakcie badań, wartości modułów odkształcenia podłoża większych od zakładanych projektowo nie należy zmniejszać grubości warstwy.

Literatura

[1] BP KOL Lublin: Projekt Wykonawczy na dostosowanie i przebudowę szlaku OŁAWA – LIZAWICE do wymogów umów międzynarodowych AGC/AGTC. Projekt wykonawczy układu torowego., Lublin 2002r.
[2] GEOSTANDARD: Dokumentacja geologiczno-inżynierska stanu podtorza i podłoża odcinka Oława-Wrocław Brochów km 153.056-173.000 linii kolejowej nr 132 Bytom – Wrocław szlak Oława – Lizawice km: 155.180-161.320, Wrocław 1999r.
[3] Kostrzewski W.: Parametry geotechniczne gruntów budowlanych oraz metody ich oznaczania. WPP, Poznań 1995r.
[4] PKP: D-4. Instrukcja o utrzymaniu podtorza kolejowego. Warszawa 1996r.
[5] Siewczyński Ł. Nowak J.: Sprawozdanie z badań odkształcalności podtorza i odkształcalności układu warstwa ochronna – podtorze toru nr 1 szlaku Oława-Lizawice linii E-30 od km 155,000 do km 161,375 Poznań 2003r.

[6] Siewczyński Ł. Nowak J.: Sprawozdanie z badań odkształcalności podtorza i odkształcalności układu warstwa ochronna – podtorze toru nr 2 szlaku Oława-Lizawice linii E-30 od km 155,000 do km 161,375 Poznań 2003r.
[7] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKŁ, Warszawa 2000r.

Elżbieta Podymniak–Fijołek, Waldemar Matejak
PKP PLK S.A. Biuro Dróg Kolejowych

Informacja o projekcie Normy Europejskiej Pr. EN 13674-1 „Szyny kolejowe szerokostopowe o masie 46 kg i powyżej"

Gatunki stali szynowych

W tablicy 1 przedstawiono w oparciu o projekt normy europejskiej pr. EN 13674-1 siedem gatunków stali oraz ich oznaczenia liniowe z pięcioma zakresami twardości. Pięć zakresów twardości dla gatunków stali ma odpowiadać wartościom zawartym w tablicy 1 pozycja 1, 5. W przypadku dwóch gatunków stali pozycja 6, 7 dopuszcza się przekroczenie górnego zakresu twardości zgodnie z punktem 2..

W tablicy 2 przedstawiono procentowy zgodnie z pr. EN 13674 skład chemiczny i własności mechaniczne dla poszczególnych gatunków stali szynowych.

W tablicy 2a podano procentowo maksymalny poziom pierwiastków śladowych oraz maksymalne sumaryczne ilości pierwiastków śladowych.

W tablicy 3 przedstawiono skład chemiczny i własności mechaniczne stali dotychczas stosowanych na PKP.

W tablicy 4 wykonano zestawienie zbliżonych ze względu na skład chemiczny nowych i dotychczas stosowanych gatunków stali szynowych.

***Tablica 1**. Gatunki stali szynowych oraz oznaczenia wg pr. EN 13674.*

L.P.	Gatunek[1)]	Zakres twardości (HBW)	Oznaczenie	Znak liniowy
1.	200	200 ÷ 240	węglowo-manganowa (C-Mn)	bez oznaczenia liniowego
2.	220	220 ÷ 260	węglowo-manganowa (C-Mn)	———
3.	260	260 ÷ 300	węglowo-manganowa (C-Mn)	———
4.	260 Mn	260 ÷ 300	węglowo-manganowa (C-Mn)	———
5.	320 Cr	320 ÷ 360	stopowa z Cr	———
6.	350 HT[3)]	350 ÷ 390[2)]	węglowo-manganowa (C-Mn) obrabiana cieplnie	——— ——— ———
7.	350 LHT[3)]	350 ÷ 390[2)]	niskostopowa, obrabiana cieplnie	——— ——— ——— ———

1) Patrz tablica 2. Skład chemiczny - własności mechaniczne.

2) Jeżeli twardość na powierzchni tocznej po zdjęciu warstwy 0.5 mm przekracza 390 HB lecz jest poniżej 405 HB wtedy akceptuje się szynę pod warunkiem, że mikrostruktura szyny jest perlityczna,

Tablica 2. *Skład chemiczny i własności mechaniczne stali szynowej wg pr EN 13674.*

Gatunek		Skład chemiczny stali %									p p m		Rm min MPa	A5 min %	Twardość pow. tocz. HB
stali	próba	C	Si	Mn	Pmax	S	Cr	Al. max	V max	N max	O max	H max.			
200	ciekła	0.40-0.60	0.15 - 0.58	0.70 - 1.20	0.035	0.008 - 0.035	< 0.15	0.004	0.030	0.009	25	2.5	680	14	200 ÷ 240
	stała	0.38-0.62	0.13 – 0.60	0.65 - 1.25	0.040	0.008 - 0.040	< 0.15	0.004	0.030	0.010					
220	ciekła	0.50 - 0.60	0.20 - 0.60	1.00 - 1.25	0.025	0.008 - 0.025	< 0.15	0.004	0.030	0.008	25	2.5	770	12	220 ÷ 260
	stała	0.50 - 0.60	0.20 - 0.60	1.00 - 1.25	0.025	0.008 - 0.025	< 0.15	0.004	0.030	0.008					
260	ciekła	0.62 - 0.80	0.15 - 0.58	0.70 - 1.20	0.025	0.008 - 0.025	< 0.15	0.004	0.030	0.009	20	2.0	880	10	260 ÷ 300
	stała	0.60 - 0.82	0.13 - 0.60	0.65 - 1.25	0.030	0.008 - 0.030	< 0.15	0.004	0.030	0.010					
260 Mn	ciekła	0.55 - 0.75	0.15 - 0.60	1.30 - 1.70	0.025	0.008 - 0.025	< 0.15	0.004	0.030	0.009	20	2.0	880	10	260 ÷ 300
	stała	0.53 -0.77	0.15 - 0.60	1.25 - 1.75	0.030	0.008 - 0.030	< 0.15	0.004	0.030	0.010					
320 Cr	ciekła	0.60 - 0.80	0.50 - 1.10	0.80 - 1.20	0.030	0.008 - 0.025	0.80 ¸ 1.20	0.004	0.18	0.009	20	2.0	1080	9	320 ÷ 360
	stała	0.58 -0.82	0.48 - 1.12	0.75 - 1.25	0.025	0.008 - 0.030	0.75 ¸ 1.25	0.004	0.20	0.010					
350 HT	ciekła	0.72 - 0.80	0.15 - 0.58	0.70 - 1.20	0.020	0.008 - 0.025	< 0.10	0.004	0.030	0.009	20	2.0	1175	9	350 ÷ 390
	stała	0.72 - 0.82	0.13 - 0.60	0.65 - 1.25	0.025	0.008 - 0.030	< 0.15	0.004	0.030	0.010					
350LHT	ciekła	0.72 - 0.80	0.15 - 0.58	0.70 - 1.20	0.020	0.008 - 0.025	0.30 max.	0.004	0.030	0.009	20	2.0	1175	9	350 ÷ 390
	stała	0.72 - 0.82	0.13 - 0.60	0.65 - 1.25	0.025	0.008 - 0.030	0.30 max.	0.004	0.030	0.010					

Tablica 2a. *Maksymalny poziom pierwiastków śladowych % oraz maksymalne sumaryczne ilości pierwiastków śladowych.*

Gatunek stali	Mo %	Ni %	Cu %	Sn %	Sb %	Ti %	Nb %	Cu& 10 Sn %	%	
200, 220, 260, 260 Mn	0.02	0.10	0.15	0.030	0.020	0.025	0.01	< 0.35	Cr+Mo+Ni+Cu+V	< 0.35
320 Cr	0.02	0.10	0.15	0.030	0.020	0.025	0.01	< 0.35	Ni + Cu	< 0.16
350 HI	0.02	0.10	0.15	0.030	0.020	0.025	0.04	< 0.35	Cr + Mo + Cu +V	< 0.25
350 LHT	0.02	0.10	0.15	0.030	0.020	0.025	0.04	< 0.35	Mo + Ni +Cu + V	< 0.20

Tablica 3. *Skład chemiczny (wg analizy wytopowej) dotychczas stosowanych na PKP stali szynowych.*

Gatunek stali	Skład chemiczny stali %					
	C	Mn	Si	P max.	S max.	Al max.
700	040 -0.60	0.80– 1.25	0.05– 0.35	0.050	0.050	0.007
St72P	048 -0.63	Min. 0.6	0.10– 0.35	0.050	0.050	0.007
St 90 PA	0.60– 0.80	0.80– 1.30	0.10– 0.50	0.040	0.040	0.004-0.020
900 B	0.55– 0.75	0.80– 1.70	0.10– 0.50	0.040	0.040	0.007
St90PB	0.55– 0.75	1.30– 1.70	0.10– 0.50	0.040	0.040	0.007
900 A	0.60– 0.80	0.80– 1.30	0.10– 0.50	0.040	0.040	0.004

Tablica 4. *Zestawienie zbliżonych ze względu na skład chemiczny stali szynowych nowych i dotychczas stosowanych.*

Gatunki nowych stali szynowych	Gatunki stali szynowych o zbliżonym składzie chemicznym dotychczas stosowane na PKP
200	700, St72P,
220	
260	St90PA, 900A
260 Mn	900B, St90PB
320 Cr	
350 HT	900A z umocnioną cieplnie główką $Rm_{min.}$ 1175 MPa St90PA poddane dodatkowej obróbce cieplnej metodą objętościowego hartowania w oleju $Rm_{min.}$ 1070 MPa.
350 LHT	

Profile szyn kolejowych

W pr EN 13674 szyny kolejowe przyjmują międzynarodowe europejskie profile – ogółem 21 profili szyn.

W załączniku 1 (rys. 1 i rys. 2) przedstawiono normatywne profile szyn (60E1) oraz (49E1). Są to odpowiedniki dotychczas stosowanych na PKP szyn UIC60 i S49.

Rodzaje badań szyn

Zgodnie z projektem normy europejskiej pr. EN 13674 szyny kolejowe obowiązuje trzy grupy badań, a mianowicie:

- badania kwalifikacyjne,
- badania laboratoryjne,
- badania odbiorcze.

Badania kwalifikacyjne

Badania kwalifikacyjne dla każdego gatunku stali szynowej przeprowadzane są raz na pięć lat oraz:

- przy każdej zmianie procesu produkcyjnego lub parametrów technologicznych,
- w przypadku konieczności potwierdzenia ważności „Świadectwa dopuszczenia do eksploatacji budowli przeznaczonej do prowadzenia ruchu kolejowego".

Zgodnie z pr. EN 13674 badania kwalifikacyjne powinny być przeprowadzane na szynach najcięższego typu zamawianych u danego wytwórcy. W przypadku, gdy wyniki badań kwalifikacyjnych na szynach najcięższych będą negatywne, badania kwalifikacyjne należy przeprowadzić również na innych typach zamawianych szyn.

Wymóg prowadzenia badań kwalifikacyjnych dla szyn stosowanych na PKP istnieje już od 1998 r. Program badań kwalifikacyjnych oraz wymagania dotyczące badań zawarte są w „Dokumencie Normatywnym". Badania kwalifikacyjne szyn są przeprowadzane w jednostkach badawczych upoważnionych do wykonywania badań.

Wydanie zgody na stosowanie szyn z gatunków stali, które jeszcze nie były eksploatowane na PKP jest poprzedzone dodatkowo badaniami eksploatacyjnymi na wyznaczonym przez PKP PLK S.A odcinku toru (zakres badań eksploatacyjnych będzie ujęty w załączniku do opracowywanych WTWiO na szyny kolejowe).

Pozytywne wyniki badań kwalifikacyjnych i eksploatacyjnych są podstawą wydania przez Prezesa Urzędu Transportu Kolejowego producentowi szyn „Świadectwa dopuszczenia do eksploatacji typu budowli albo typu urządzeń przeznaczonych do prowadzenia ruchu kolejowego".

Zgodnie z pr. EN 13674 badania kwalifikacyjne obejmują:

- **Odporność na kruche pękanie K_{1C}.** Badanie należy wykonać zgodnie z Aneksem B pr EN 13 674.
- **Tempo propagacji pęknięć zmęczeniowych**. Badanie należy przeprowadzić zgodnie z wymaganiami normy BS 6835-1.
- **Badania zmęczeniowe**. Badania prowadzić należy zgodnie z z ISO 1099, natomiast próbki do badań, liczba badań i warunki badań będą zgodne z pr. EN13674.
- **Pomiar rozkładu twardości na linii środkowej powierzchni tocznej**. Pomiar przeprowadzany jest tylko dla szyn obrabianych cieplnie zgodnie z pr. EN 13674.
- **Naprężenia własne w stopce szyny.** Naprężenia w stopce określane są zgodnie z zapisem zawartym w Aneksie C pr. EN 13674. Badanie wykonywane jest raz na dwa lata.
- oraz badania wymienione w dwóch kolejnych rozdziałach.

Badania laboratoryjne

Badania laboratoryjne przeprowadzane są u wytwórcy w trakcie produkcji z częstotliwością określoną w Załączniku 2 (tablica 1). Badanie przeprowadza wy-

twórca w obecności upoważnionego przedstawiciela użytkownika szyn PKP PLK S.A. Badania te obejmują:

- **Analizę składu chemicznego**. Analiza składu chemicznego obejmuje określenie zawartości poszczególnych składników stali:
  - w stanie ciekłym (analiza wytopowa) przeprowadzana jest dla każdego wytopu,
  - w stanie stałym materiału szynowego (analiza kontrolna) przeprowadzana jest raz na 5 wytopów.

  Podczas badania składu chemicznego dodatkowo określa się **zawartość wodoru** i **tlenu**. Zawartość tlenu może być oznaczona w stanie ciekłym lub w stanie stałym na próbce wyciętej z główki szyny zgodnie z pr. EN 13674-1.
- **Badanie mikrostruktury.** Próbki do badań pobiera się z główki szyny z miejsc określonych w pr. EN 13674-1. Mikrostrukturę przedstawia się przy powiększeniu 500x.
- **Pomiar odwęglenia.** Dopuszcza się występowania ciągłej siatki ferrytu do głębokości 0,5 mm od powierzchni główki szyn.
- **Czystość tlenkowa.** Próbki do badań należy przygotować z główki szyny z miejsc przedstawionych w pr. EN 13674-1i oceniać zgodnie z normą DIN 50602.
- **Segregacje siarki.** Odbitki na rozłożenie siarki w przekroju poprzecznym wykonuje się zgodnie z ISO 4968. Ocenę przeprowadza się zgodnie z wzorcami zawartymi w kodeksie UIC 860.
- **Pomiar twardości.** Pomiar twardości przeprowadza się metodą Brinella zgodnie z normą PN-EN ISO 6506-1 lub zgodnie z EN 10003-1. Miejsce pomiaru twardości oraz wyniki twardości jakim powinny odpowiadać szyny z poszczególnych gatunków stali powinny być zgodne z pr. EN 13674l.
- **Badanie wytrzymałości na rozciąganie.** Wytrzymałość na rozciąganie i wydłużenie muszą się mieścić w zakresach podanych w tablicy 2 dla poszczególnych gatunków stali. Próbki do badań i badania przeprowadza się wg EN 10002, część 1, wydanie 2002 r.

Badania odbiorcze

Badania odbiorcze przeprowadzane, są w obecności upoważnionego przedstawiciela PKP PLK S.A., u wytwórcy na gotowych szynach i dotyczącą sprawdzenia szyn pod względem:

- **Jakości wewnętrznej.** W ramach oceny jakości wewnętrznej poddaje się wszystkie szyny ciągłym badaniom ultradźwiękowym dla zapewnienia nieobecności wad wewnętrznych; wadą krytyczną jest wada o średnicy 2 mm. Minimalna powierzchnia przekroju poprzecznego będzie obejmować co najmniej :
  - 70 % przekroju główki,
  - 60 % przekroju szyjki.

Powierzchnia stopki powinna być badana po obu stronach osi symetrii szyny zgodnie z pr. EN 13674. System badawczy ma umożliwiać w sposób ciągły monitorowanie i rejestrowane wyników pomiaru.

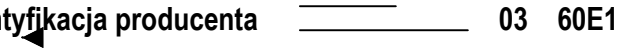
- **Jakości powierzchni.** Powierzchnia szyny powinna być wolna od szkodliwych wad takich jak: zawalcowania zgorzelina i wżery, wgnioty i odciski od walców, zarysowania, łuski, pęcherze, pęknięcia i nalepienia. Dopuszcza się nieciągłości powstałe na powierzchni:
  - w procesie walcowania (na gorąco) jeśli ich głębokość nie przekracza:
    - 0,35 mm dla powierzchni tocznej i dolnej powierzchni stopki,
    - 0,50 mm dla pozostałej powierzchni szyny.
  - na zimno jeśli ich głębokość nie przekracza:
    - 0,30 mm dla powierzchni tocznej szyny i dolnej powierzchni stopki,
    - 0,50 mm dla pozostałych miejsc na szynie

  Ocenę powierzchni szyn - główki (górna i boczna) oraz dolna powierzchnia stopki - przeprowadza się przy wykorzystaniu automatycznego defektostopu wiroprądowego lub inną równoważną metodą z ciągłą rejestracją wyników pomiarów, pozostałe powierzchnie szyn wizualnie.
- **Tolerancji wymiarowych.** W ramach sprawdzania tolerancji wymiarowych mierzy się wymiary przekroju poprzecznego szyny przy pomocy sprawdzianów. Szyny mogą być produkowane w klasie profilu X lub Y. Sprawdziany do pomiaru wymiarów i tolerancji wymiarowych podaje pr. EN 13674-1. Sprawdzana jest ponadto prostość szyny, prostość końców, falistość (płaskość) pozioma i pionowa powierzchni tocznej i wichrowatość szyny. Ze względu na prostość końców — rozróżnia się klasę prostości: A lub B.
- **Cechowania szyn.** Każda szyna jest cechowana znakami wypukłymi i znakami wklęsłymi.
  - **Cechowanie wypukłe.** Cechowanie wypukłe ma być odwalcowane po jednej stronie w środku szyjki każdej szyny przynajmniej raz na 4 m i powinno zawierać:
    - identyfikację Huty,
    - gatunek stali w postaci liniowego kodu przedstawionego w tablicy 1 kolumna 3,
    - ostatnie dwie cyfry roku produkcji,
    - typ i profil szyny.
  - **Cechowanie wklęsłe na gorąco.** Cechowanie wklęsłe musi być naniesione na gorąco w środku szyjki po przeciwnej stronie znaków wypukłych. System znakowania ma umożliwiać identyfikacje:
    - numeru wytopu, z którego została odwalcowana szyna,
    - numeru żyły i położenia wlewka w żyle,
    - położenie szyny we wlewku (A, B, …).

  Dopuszczalny jest dodatkowy sposób cechowania szyn ustalony i uzgodniony między zamawiającym a producentem szyn.

Przykłady cechowania:

Znaki wypukłe (odwalcowane):



(szyna typu 60 o profilu E1 walcowana przez Hutę …… w 2003 r. w gatunku stali 260.

Długość długiej kreski walcowniczej oznaczającej gatunek stali powinna mieć 50 mm, zaś długość krótkiej kreski walcowniczej 25 mm.

Znaki wklęsłe (wytłaczane na gorąco):

L 149	***B***	***6***	***03***
Kod wytopu	położenie szyny we wlewku	numer żyły	numer wlewka w żyle

Zapewnienie jakości i badanie

- Producent szyn musi mieć wdrożony i zaakceptowany przez niezależną jednostkę certyfikującą system zapewnienia jakości wg EN ISO 9002,
- Zamawiający ma prawo do dalszych audytów jakości, jeżeli zaistnieje taka konieczność,
- Zamawiający ma prawo do kontroli procesu produkcyjnego, pobierania prób i czynności badawczych (innych niż podane w pr. EN 13674 lub zapisanych w obowiązujących Warunkach Technicznych Wykonania i Odbioru szyn kolejowych WTWiO) dla wytopów (szyn) przeznaczonych dla niego.

Doświadczenia i zamierzenia dotyczące stosowania szyn na PKP PLK S.A.

W torach PKP PLK S.A. eksploatowane są głównie szyny UIC60 i S49 wytworzone z gatunku stali 900A i St90 PA surowe lub poddane dodatkowej obróbce cieplnej metodą objętościowego hartowania w oleju wyprodukowane przez krajowych producentów.

Produkcja, wymagania i badania tych szyn oparte są na: polskiej normie PN-84/H-93421 Szyny kolejowe, Kodeksie UIC 860, normie zakładowej Huty Katowice oraz obowiązujących WTWiO. Dla szyn kupowanych w ramach funduszu Phare wymagania na produkcję i badania zawarte były w specyfikacji technicznej.

W latach 1996 - 1997 dla pozyskania doświadczeń eksploatacyjnych PKP zakupiły i zabudowały na linii 139 Żywiec – Zwardoń, szyny Hut: Voest Alpinie i Thyssen. Szyny te wytworzone były w procesie walcowania ze stali 900A (wg pr. EN 13674 ze stali gatunku 350 HT) z dodatkową obróbką cieplną główki powodującą podwyższenie własności wytrzymałościowych stali szynowej w główce szyny z Rm_{min} 880 MPa do Rm_{min} 1175 MPa. W trakcie dotychczasowej siedmio-letniej eksploatacji

(przeniesione obciążenie brutto około 45 Tg) nie stwierdzono pęknięć ani złamań szyn.

W bieżącym roku podpisaliśmy kontrakt na dostawę z Huty Voest Alpine szyn HSH, które zostaną zabudowane w lokalizacjach o trudnych warunkach eksploatacyjnych (łuki o małych promieniach, odcinki przywęzłowe priorytetowych linii kolejowych o dużym obciążeniu ruchu pociągów), gdzie zachodziła konieczność cyklicznej — w okresach kilku miesięcy — wymiany szyn. W specyfikacji technicznej gatunek stali szynowej, wymagania, rodzaj i częstotliwość badań oparto na pr. EN 13674.

Pomimo braku ostatecznej decyzji Huty Katowice, uważamy za aktualną wstępnie uzgodnioną propozycję zabudowy na odcinku doświadczalnym toru, szyn naturalnie twardych (w stanie po walcowaniu) z gatunku stali 900A, (wg pr. EN 13674 ze stali gatunku 320 Cr) którą dla poprawienia odporności na ścieranie zmodyfikowano dodatkami chromu i wanadu.

Pozytywny wynik badań eksploatacyjnych byłby podstawą do uzyskania świadectwa dopuszczenia do eksploatacji wydawanego przez Urząd Transportu Kolejowego i podjęcia decyzji o ich zabudowie na liniach górskich lub na odcinkach torów o małych promieniach łuków.

Nadal oczekujemy na konkretne propozycje producentów szyn, dotyczące pozyskania szyn o własnościach, zapewniających eksploatację bez konieczności ponoszenia dodatkowych nie przewidzianych kosztów.

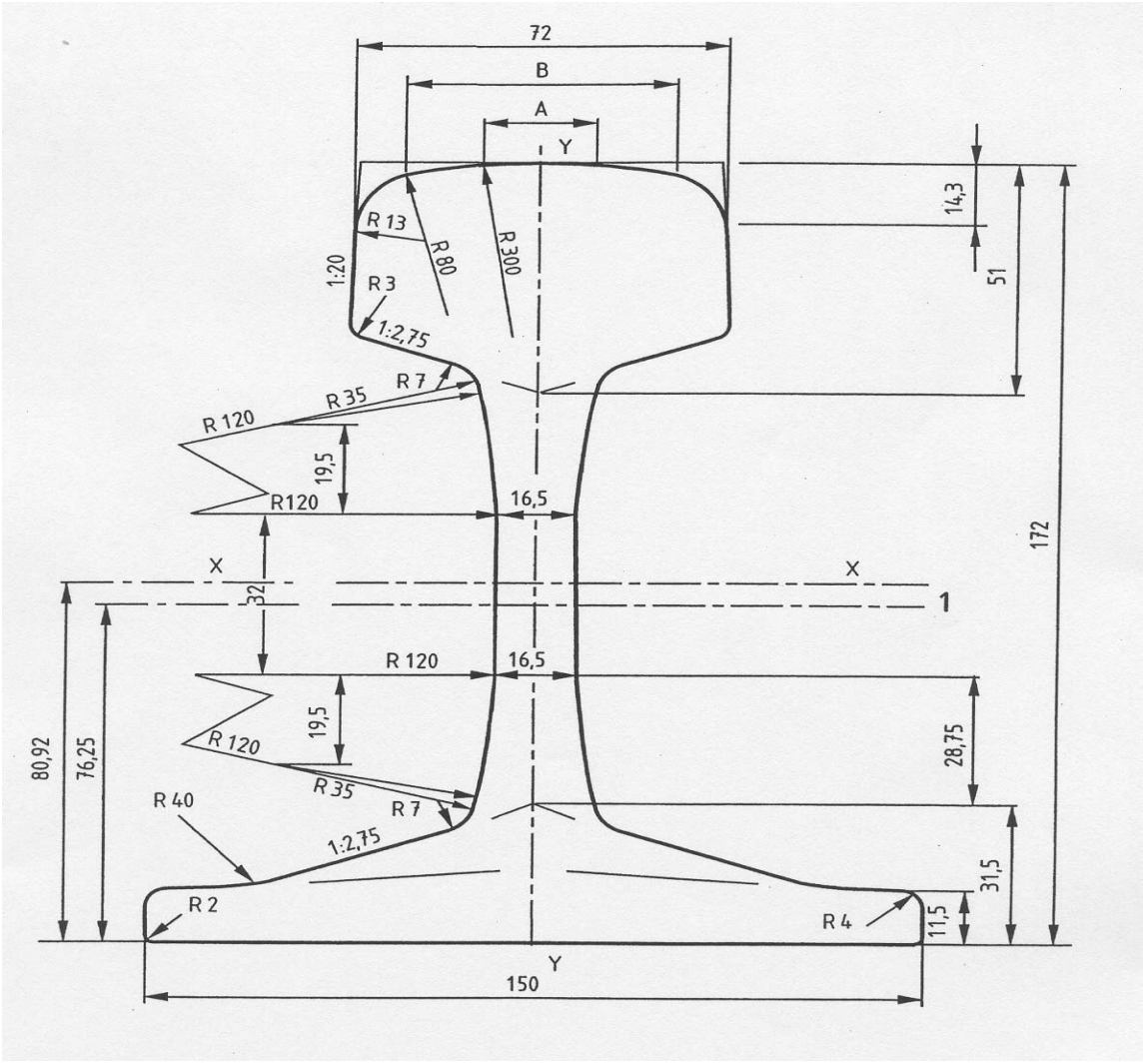
Literatura

[1] Pr. EN 13674-1 Szyny kolejowe szerokostopowe symetryczne o masie 46 kg/m i powyżej, listopad 2002 r.
[2] Kodeks UIC 860 wydanie 8, 01-07-1986 r, nowelizacja: 01 – 07- 87.
[3] PN-84/H-93421 Szyny kolejowe.

Załącznik 1.

Strona 1/2

Profile szyn stosowane na PKP Polskie Linie Kolejowe S.A.



Rysunek 1. Profil szyny typu 60E1 normatywny.

Powierzchnia przekroju poprzecznego	:	76,70	cm^2
Masa 1 mb	:	60,21	kg/m,
Moment bezwładności względem osi x-x,	:	3038,3	cm^4,
Wskaźnik przekroju – główka	:	333.6	cm^3,
Wskaźnik przekroju – korpus	:	375,5	cm^3
Moment bezwładności względem osi y-y	:	512,3	cm^4
Moment przekroju względem osi y-y	:	68,3	cm^3

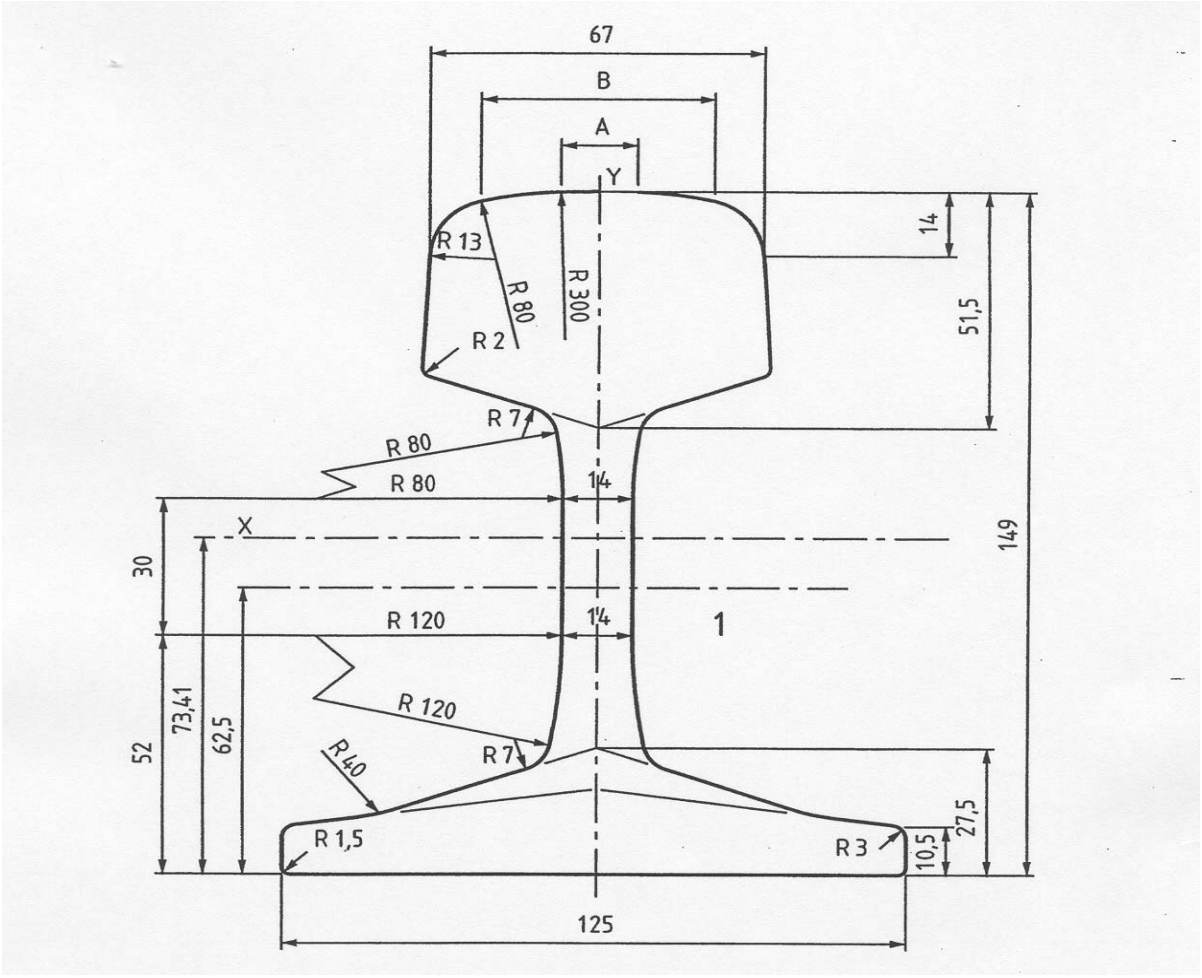
A = 20,456 mm

B = 52,053 mm

Załącznik 1.

Strona 2/2

Profile szyn stosowane na PKP Polskie Linie Kolejowe S.A



Rysunek 2. Profil szyny typu 49E1 normatywny.

Powierzchnia przekroju poprzecznego	:	62,92	cm^2
Masa 1 mb	:	49,39	kg/m
Moment bezwładności względem osi x-x,	:	1816	cm^4
Wskaźnik przekroju – główka	:	240,3	cm^3
Wskaźnik przekroju – korpus	:	247,5	cm^3
Moment bezwładności względem osi y-y	:	319,1	cm^4
Moment przekroju względem osi y-y	:	51,0	cm^3

A = 15,267 mm

B = 46,835 mm

Załącznik 2

Strona 1/1

Tablica 1. Częstotliwość badań laboratoryjnych

Rodzaj badań	Odpowiedni warunek	Gatunki stali	
		200, 220, 260, 260Mn, 320Cr	350HT, 350LHT
skład chemiczny w stanie ciekłym	tablica 2	jedno badanie na wytop	jedno badanie na wytop
analiza kontrolna	tablica 2	jedno badanie na 5 wytopów – wykonana na próbce pobranej do badania wytrzymałości	jedno badanie na 5 wytopów – wykonana na próbce pobranej do badania wytrzymałości
zawartość wodoru	p. 7.3	jedno badanie na wytop (dwa badania z pierwszego wytopu w sekwencji)	jedno badanie na wytop (dwa badania z pierwszego wytopu w sekwencji)
całkowita zawartość tlenu	p. 7.4	jedno badanie na wytop	jedno badanie na wytop
Mikrostruktura	p. 7.5	Nie wymaga się do gatunków 200, 220 - jedno badanie na wytop dla gatunku stali 260, 260 Mn oraz 350 Cr	jedno badanie na wytop
Odwęglenie	p. 7.6	jedno badanie na wytop	jedno badanie na wytop
czystość tlenkowa stali	p.7.7	jedno badanie na wytop	jedno badanie na wytop
Odbitka siarkowa	p. 7.8 oraz kodeks UIC 860	dwa badania na wytop	dwa badania na wytop
Twardość	p.7.9	jedno badanie na wytop	jedno badanie na wytop
wytrzymałość na rozciąganie	p. 7.10 , tablica 2.	dwa badania na wytop	dwa badania na wytop
Próbki należy pobierać losowo, lecz tylko z szyn odwalcowanych z kęsiska poza strefami mieszania pomiędzy wytopami podczas ciągłego odlewania stali.			

Jeremi Rychlewski
Politechnika Poznańska

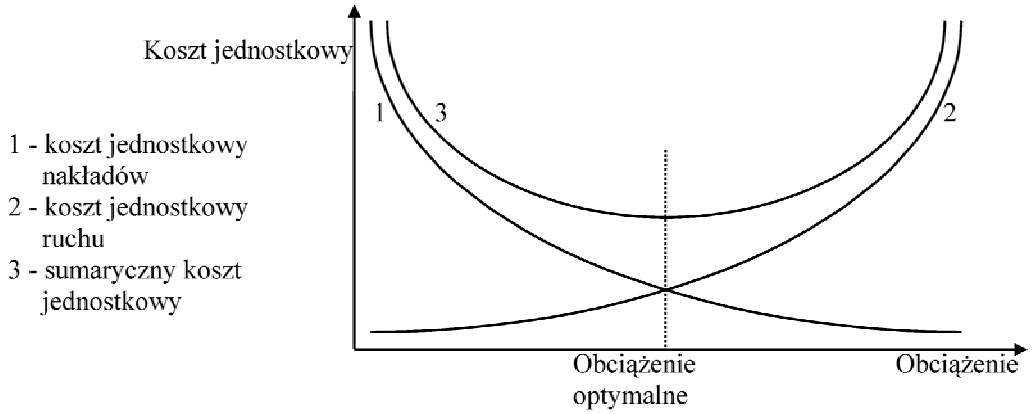
Potencjał transportowy sieci kolejowej aglomeracji poznańskiej

Wstęp

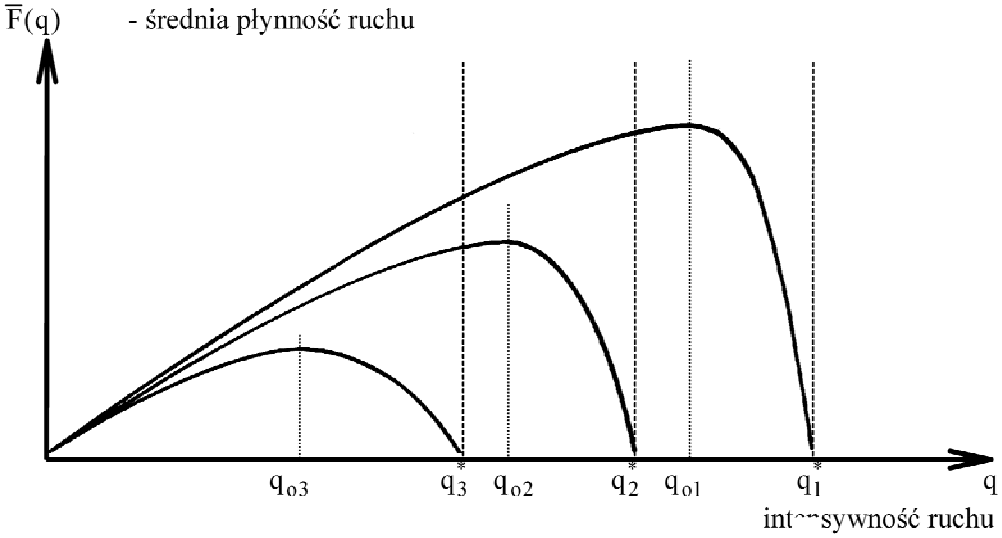
Zarówno w wiekach XIX i XX, jak też obecnie, jednym z istotnych czynników ograniczających rozwój infrastruktury kolejowej jest koszt budowy i utrzymania; dobre zarządzanie liniami kolejowymi wymaga więc z jednej strony zmniejszania nakładów, a z drugiej strony maksymalizacji przychodów z transportu ludzi i towarów. Wielkość przychodów wzrasta wraz z intensywnością ruchu, która w warunkach silnej konkurencji ze strony transportu samochodowego wymaga zaoferowania odpowiedniej jakości przewozu lub niskich cen. Ceny za przewóz są uzależnione od kosztów infrastruktury, w których znaczącą pozycją są tzw. koszty stałe (niezależne od ruchu), dlatego zwiększenie ruchu powoduje zmniejszenie jednostkowego (czyli przeliczonego na jednego klienta) kosztu transportu. Wzrost ruchu powoduje jednak nieliniowy wzrost kosztów związanych z ruchem, dlatego pomiędzy dążeniem do minimalizacji kosztów jednostkowych infrastruktury (maksymalizacją jej wykorzystania) i zapewnieniem najlepszych warunków ruchu występuje optimum dla którego koszt jednostkowy transportu jest najmniejszy (rys. 1). Skutkiem takiej zależności jest efekt spirali: wzrost intensywności ruchu w zakresie niższym od optymalnej powoduje spadek jednostkowego kosztu, a więc wzrost konkurencyjności.

Na PKP za optymalną intensywność ruchu przyjęto taką, dla której liczba pociągów przejeżdżających płynnie przez dany posterunek osiąga maksimum [41]. Wartość optymalnej intensywności ruchu zależy od aktualnej organizacji ruchu i wyposażenia stacji. Koszty sterowania ruchem są jednak niewielkie w porównaniu z kosztami budowy drogi kolejowej, dlatego za optymalną z punktu widzenia infrastruktury intensywność ruchu należy uznać optymalną intensywność obliczoną dla najbardziej efektywnego sterowania (obecnie w Polsce za takie można uznać samoczynną blokadę liniową, natomiast w przyszłości prawdopodobnie system sygnalizacji kabinowej [4][25]). Praktykowana na PKP likwidacja stacji na skutek małego ruchu jest więc optymalizacją ze względu na popyt, natomiast z punktu widzenia podaży działaniem optymalnym jest maksymalizacja przepustowości. O przepustowości i optymalnej intensywności ruchu decyduje krytyczny element na linii, a ponieważ optymalna intensywność ruchu zmniejsza się wraz ze wzrostem kolizyjności (rys. 2), dlatego optymalnym z punktu widzenia wykorzystania infrastruktury

działaniem jest skoncentrowanie efektywnego sterowania na posterunkach węzłowych przy nieco słabszym wyposażeniu posterunków pośrednich.



Rysunek 1. Wykres zależności kosztów jednostkowych układu od obciążenia [27][40].



Oznaczenia: q_o - intensywność optymalna; q^* - przepustowość
1- bez ruchu kolizyjnego; 2- z małym ruchem kolizyjnym; 3- z normalnym ruchem kolizyjnym

Rysunek 2. Zależność średniej płynności od intensywności ruchu [38].

Wykorzystanie infrastruktury przy niskim popycie

Jeszcze w latach 80-tych XX wieku problemem PKP było zapewnienie odpowiedniej przepustowości sieci kolejowej; obecnie wskutek konkurencji ze strony transportu samochodowego oraz załamania się rynku węgla i stali [39] podstawowym problemem stało się utrzymanie istniejącej infrastruktury. Odpowiedzią zarządu PKP na spadek przychodów była redukcja przewozów, likwidowanie posterunków i towarowych punktów handlowych, a także zamykanie linii. Taka reakcja jest niekiedy konieczna, trzeba mieć jednak na względzie niebezpieczeństwo wpadnięcia w spirale

ciągłego pogarszania się oferty przewozowej. Niebezpieczeństwo to wynika zarówno z opisanej wyżej zależności jednostkowego kosztu przewozu od intensywności ruchu, jak też z oddalenia punktów handlowych od klientów: w Kanadzie likwidacja niektórych ładowni spowodowała przejęcie części ładunku przez transport samochodowy, a kiedy z powodu niskiej rentowności zamknięto lokalną linię, spadły zyski z obsługi przewozów na linii magistralnej [24].

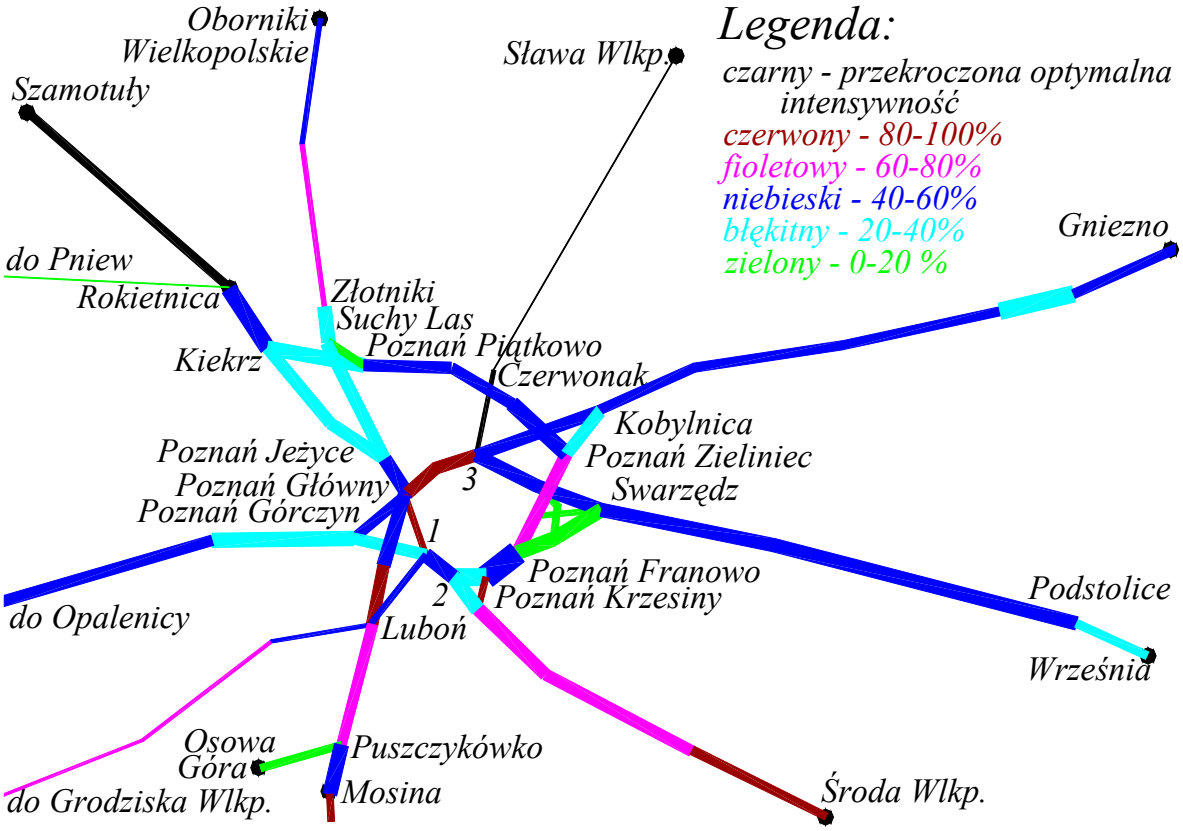
Spadek przewozów otworzył możliwość uruchomienia przewozów mało efektywnych z punktu widzenia przepustowości. Najbardziej znanym przykładem są autobusy szynowe, ale analogiczne rozwiązanie można zastosować dla ruchu towarowego [20][31]. Towarowe wagony motorowe i lekkie lokomotywy przeznaczone do ciągnięcia jedynie kilku wagonów mogą stanowić istotną konkurencję dla transportu samochodowego, zarówno w zakresie niskich kosztów energii, jak również dostaw w chwili zapotrzebowania („just in time") [20].

Można spodziewać się, że rozwój ekonomiczny i wejście do Unii Europejskiej spowodują wzrost wagi bezpieczeństwa ruchu, zużycia energii, ekologii oraz zapisanej w Konstytucji RP zasady zrównoważonego rozwoju, a więc tych elementów, dla których ruch kolejowy zapewnia lepsze warunki od ruchu samochodowego [8][35]. Wzrost gospodarczy spowoduje również zwiększenie mobilności społeczeństwa i popytu na transport towarów (Biała Księga Unii Europejskiej dotycząca polityki transportowej wymienia granicę polsko-niemiecką jako jedno z przyszłych „wąskich gardeł" ruchu kolejowego [48]). Popyt wzrośnie przede wszystkim na głównych szlakach komunikacyjnych, ale jego część można będzie za pomocą instrumentów finansowych skierować na trasy równoległe [5]. Utrzymanie infrastruktury kolejowej jest więc istotne, zarówno w zakresie możliwości szybkiego przywrócenia dużych zdolności przepustowych, jak też zachowania popytu. Istnienie zapotrzebowania na przewozy kolejowe stanowi często kluczowy argument w rywalizacji z transportem samochodowym o środki na inwestycje infrastrukturalne, należy też pamiętać o tym, że łatwiej klienta utrzymać niż odzyskać. Na przesyconych sieciach drogowych, a więc również na sieciach drogowych polskich aglomeracji, efektywność nakładów jest bardzo mała, o ile nie skutkują rozwojem komunikacji publicznej. W takich warunkach „przejęcie części popytu przez transport publiczny" powoduje obniżenie kosztów zarówno transportu publicznego, jak i indywidualnego [10][21]. Otwartą kwestią jest jak długo zostanie w Polsce utrzymana rabunkowa (nadmierne wykorzystanie bez opłat zapewniających odtworzenie stanu, a w rezultacie również upadek ekonomiczny środków alternatywnych) eksploatacja dróg samochodowych [34].

Rezerwy optymalnej intensywności sieci kolejowej w rejonie Poznania

Rzeczywisty stan rezerw przepustowości linii kolejowych i możliwość ich wykorzystania do poprawy jakości obsługi transportowej przeanalizowano na przykładzie aglomeracji poznańskiej. W aglomeracji tej można zaobserwować zarówno negatyw-

ne (redukcja przewozów, zamykanie linii) jak i pozytywne (szybkie połączenia z innymi aglomeracjami, pojawienie się autobusów szynowych) skutki polityki transportowej ostatniej dekady, a także rezultaty lawinowego wzrostu motoryzacji. W tablicy 1 i na rys. 3 pokazano aktualne wykorzystanie sieci kolejowej w szczytowych 6 godzinach (linie z dominacją ruchu towarowego) lub 1 godzinie (linie z dominacją ruchu pasażerskiego).



Rysunek 3. Optymalna intensywność ruchu sieci kolejowej aglomeracji poznańskiej i stopień jej wykorzystania [29].

Daje się zauważyć niską optymalną intensywność ruchu na liniach lokalnych (linie znaczenia miejscowego i większość drugorzędnych) spowodowaną redukcją posterunków zapowiadawczych, dużą nierównomierność obciążenia w dobie (intensywność ruchu na kolejowej średnicy Poznania – linia nr 3 między stacjami Poznań Główny i Poznań Wschód – jest w godzinie szczytu bliska optymalnej, podczas gdy w skali doby stanowi zaledwie 38% optymalnej intensywności ruchu) oraz silne obciążenie linii łączących Górny Śląsk ze Szczecinem.

Występujące rezerwy optymalnej intensywności można wykorzystać do poprawienia obsługi komunikacyjnej aglomeracji. Potencjalny popyt na transport kolejowy jest ukryty przede wszystkim w dowozach z terenu powiatu ziemskiego do miasta Poznania. Badania przeprowadzone w pasie osiedli podmiejskich wzdłuż linii 356 pokazały, że kolej jest w stanie zapewnić szybszą od autobusu obsługę komunikacyjną badanego obszaru w 100% w szczycie i w 98% poza szczytem; warunkiem jest jednak wybudowanie 3 przystanków i przywrócenie prędkości projektowej [9][30]. Potencjalnych klientów należy też szukać wśród osób, które z braku rzeczywistej

alternatywy stoją w zatorach samochodowych przy dojeździe do miasta. Problem zapewnienia dobrego dojazdu do centrum wymaga skutecznych działań ponieważ długoterminowy niski poziom jakości dojazdu skutkuje „dezintegracją funkcji przestrzennych aglomeracji" [21][33][37]. Na wielu kierunkach najtańszą metodą rozwiązania tego problemu jest, obok mądrego planowania przestrzennego, wykorzystanie istniejących linii kolejowych [10][11][16][17][42].

Tablica 1. *Aktualne wykorzystanie sieci kolejowej w rejonie Poznania [29].*
1 – nr linii; 2- odcinek; 3- okres szczytowy; 4,5 – intensywność ruchu osobowego (4) i towarowego (5) w okresie szczytowym przeliczona na 24 godziny [poc./dobę]; 6 – optymalna intensywność [poc./dobę]; 7 – stopień wykorzystania optymalnej intensywności; 8 – skala

1	2	3	4	5	6	7	8
351	Szamotuły – Rokietnica	6	76	97	197	104	
	Rokietnica – Kiekrz	6	76	97	391	52	
	Kiekrz – Poznań Jeżyce	1	96	x	290	33	
	Poznań Jeżyce – Poznań Główny	1	168	x	331	51	
354	Oborniki Wlkp. – Złotniki	6	40	32	114	63	
	Złotniki – Suchy Las	6	40	32	344	21	
	Suchy Las – Poznań Jeżyce	1	72	0	296	24	
803	Suchy Las – Poznań Piątkowo	6	-	28	187	15	
395	Kiekrz – Poznań Piątkowo	6	-	124	350	35	
	Poznań Piątkowo – Zieliniec	6	-	164	283	58	
394	Kobylnica – Zieliniec	6	-	60	278	22	
	Zieliniec – Poznań Franowo	6	-	224	305	73	
356	Sława Wlkp. – Czerwonak	3	24	x	21	114	
	Czerwonak – Poznań Wschód	1	96	x	95	101	
353	Gniezno – Kobylnica	6	72	56	224	57	
	Kobylnica – Poznań Wschód	1	96	x	188	51	
3	Poznań Wschód – Poznań Główny	1	288	x	301	96	
	Podstolice – Swarzędz	6	108	64	330	52	
	Swarzędz – Poznań Wschód	1	168	x	323	52	
352	Swarzędz – Poznań Franowo	6	-	64	334	19	
394	Poznań Krzesiny – Poznań Franowo	6	-	124	154	81	
272	Środa Wlkp. – Poznań Krzesiny	6	56	124	188	96	
	Poznań Starołęka – Poznań Dębina	6	56	144	352	57	
	Poznań Dębina–Poznań Główny	1	120	x	146	82	
801	Poznań Dębina–Poznań Górczyn	6	-	72	282	26	
3	Poznań Główny – Poznań Górczyn	1	96	-	238	40	
	Poznań Górczyn – Opalenica	6	52	68	269	45	
802	Poznań Dębina – Luboń	6	-	68	145	47	
271	Poznań Główny – Luboń	1	168	x	187	90	
	Luboń – Mosina	6	92	76	253	66	
	Mosina – Kościan	6	92	76	169	99	
361	Puszczykówko – Osowa Góra	-	-	-	185	-	
357	Luboń – Grodzisk Wlkp.	1	48	x	63	76	

Dobowe rezerwy optymalnej intensywności występują w zasadzie na wszystkich odcinkach sieci kolejowej aglomeracji poznańskiej. Daje to możliwość transportu nawet pojedynczych wagonów towarowych do odbiorców będących w zasięgu ładowni lub bocznicy. Ekonomiczna opłacalność wymaga jednak posiadania pojazdów trakcyjnych małej mocy (szynowych odpowiedników ciągników siodłowych), gdyż obecnie eksploatowane lokomotywy zbyt dużo energii zużywają na transport własnej masy.

Barierą w rozwoju lokalnego transportu kolejowego mogą być tzw. „wąskie gardła". Na liniach lokalnych mała zdolność przepustowa wynika najczęściej z zawieszenia funkcjonowania posterunków; ich przywrócenie wymaga więc jedynie zatrudnienia obsługi i drobnych napraw. Na głowicach stacji węzłowych rezerw optymalnej intensywności ruchu można szukać w organizacji ruchu. Pokazane w tablicy 2 zmiany optymalnej intensywności ruchu na stacji Poznań Główny wynikały wyłącznie ze zmian organizacji ruchu; te w sytuacji rezerw czasowych były optymalizowane również pod kątem zmniejszenia ruchu manewrowego. Oczywiście zawsze można zwiększyć zdolność przepustową przez inwestycje w urządzenia sterowania ruchem lub układ torowy.

Tablica 2. *Zależność optymalnej intensywności ruchu na stacji Poznań Główny od przydziału torów stacyjnych [29].*

Głowica	Północna	Południowa
2000 rok; intensywność dobowa	539 poc./dobę	270 poc./dobę
2003 rok; szczyt 6-godzinny	551 poc./dobę	299 poc./dobę
jw. + optymalizacja przydziału torów	605 poc./dobę	319 poc./dobę

Wykorzystanie rezerw optymalnej intensywności ruchu nie powinno być blokowane przez plany zwiększenia ruchu w przyszłości. Plany te są bowiem rzadko realizowane, a jeżeli już to nie zawsze w założony sposób [28][43]; poza tym istnienie widocznego popytu na transport kolejowy stanowi bardzo silny argument przy podziale środków inwestycyjnych.

Autobusy szynowe oraz lekkie pojazdy trakcyjne ze względu na niewielką masę w znacznie mniejszym stopniu niż tradycyjne lokomotywy niszczą nawierzchnię kolejową. W sytuacji braku pieniędzy na remonty zastosowanie lekkich pojazdów może wydłużyć żywotność nawierzchni lub, z drugiej strony, pozwolić na zwiększenie prędkości (za przykład może posłużyć linia Inowrocław – Żnin).

Problemy wykorzystania sieci kolejowej do obsługi komunikacyjnej aglomeracji poznańskiej

Rozkład jazdy ukierunkowany na zachęcenie do korzystania z komunikacji publicznej musi umożliwiać dojazd do pracy i powrót z niej, a także kurs w godzinach południowych i wieczornych. Ze względu na rozszerzanie się godziny szczytu i dekoncentrację miejsc pracy na obszarze miast obsługa komunikacyjna aglomeracji

wymaga w praktyce regularnego kursowania transportu publicznego, np. z godzinnym taktem. Wyniki przedstawione w rozdziale 3 pokazują, że o ile w skali doby rezerwy optymalnej intensywności są wystarczające do uruchomienia przewozów aglomeracyjnych, o tyle w godzinie szczytu występuje deficyt. Trzeba jednak zauważyć, że w okresach szczytowych na kierunkach przewozów aglomeracyjnych kursują obecnie pociągi osobowe – można więc założyć wykorzystanie takiego pociągu również do obsługi aglomeracyjnej [15]. Zaletą takiego rozwiązania jest też zwiększenie ilości miejsc w pociągu na najbardziej obciążonych kursach. Pozostaje problem rozliczeń finansowych – przewozy pozaszczytowe o niskiej rentowności zapewniają bowiem klientów rentownym przewozom szczytowym. Alternatywą jest przewiezienie pasażerów pociągiem osobowym przez „wąskie gardło" i dalej przesiadka do autobusu szynowego lub dołączanie na krytycznych odcinkach autobusu szynowego do składu pociągu osobowego, pod warunkiem sprawnego przeprowadzenia operacji.

W walce o pasażera z transportem samochodowym (zarówno indywidualnym, jak i zbiorowym) czas jest, obok kosztu podróży, kluczowym kryterium. Czas ten musi być liczony jako suma czasu jazdy, czasu dojścia do i z peronu oraz rezerwy czasowej na ewentualne opóźnienia. Punktualność, a przede wszystkim niezawodność, stanowi istotny argument przy wyborze środka transportu [20] – w Poznaniu na relacjach obsługiwanych zarówno przez PKP, jak i tramwaje pasażerowie wybierają tramwaj, właśnie ze względu na obawę przed spóźnieniem pociągu. W przewozach aglomeracyjnych dominują dojazdy do pracy lub szkoły, dlatego zawodna komunikacja publiczna nie ma racji bytu.

Podczas planowania przewozów aglomeracyjnych na liniach, po których kursują pociągi kwalifikowane i pospieszne należy pamiętać o priorytecie tych ostatnich. Problem polega na tym, że jeżeli taki pociąg się spóźni, to może on opóźnić również jadące tym samym torem pociągi osobowe i aglomeracyjne. Opóźnienie spowodowane pojedynczym pociągiem wynosi 3-5 minut, gorzej, jeżeli następnie pojawi się kolejny priorytetowy pociąg. Z tego powodu organizowanie przewozów aglomeracyjnych przy intensywności ruchu bliskiej lub większej od optymalnej należy uznać za ryzykowne. Przy mniejszej intensywności ruchu warto poszukać rozwiązań pomniejszających wpływ opóźnionych pociągów priorytetowych, np. pakietowanie osobno pociągów kwalifikowanych [30] (co może być korzystne dla przesiadających się pasażerów tych pociągów) i pociągów osobowych. Ważna jest też informacja dla pasażerów przewozów aglomeracyjnych o dopuszczalnym opóźnieniu.

Komercjalizacja wykorzystania infrastruktury kolejowej w Unii Europejskiej wymaga rozdzielenia zarządcy linii od operatora [32]. Rolą zarządcy ma być przydzielanie tras, pobieranie opłat i zapewnienie odpowiedniego stanu drogi. Ze względu na to że zarządzanie infrastrukturą ma charakter monopolu naturalnego, zarząd linii kolejowych powinien pozostać państwowy lub samorządowy. Przejmowanie linii przez samorządy rodzi jednak wątpliwość czy linie takie będą traktowane na równi z państwowymi: zarządca np. linii 351 mając do wyboru dać trasę pociągowi dla relacji Szamotuły – Poznań lub Pniewy – Poznań może preferować pierwszego

operatora, gdyż korzysta on z linii zarządcy na dłuższym odcinku i proporcjonalnie więcej temu zarządcy zapłaci. Problem jest tym bardziej istotny, gdyż do najważniejszych w Poznaniu celów ruchu, czyli stacji Poznań Główny i stacji rozrządowej Poznań Franowo dochodzą wyłącznie linie znaczenia państwowego [31][45]. Kryteria przydziału tras i metody motywacji zarządców linii kolejowych będą miały istotny wpływ na stopień wykorzystania infrastruktury kolejowej i muszą być określone z dużą rozwagą [2].

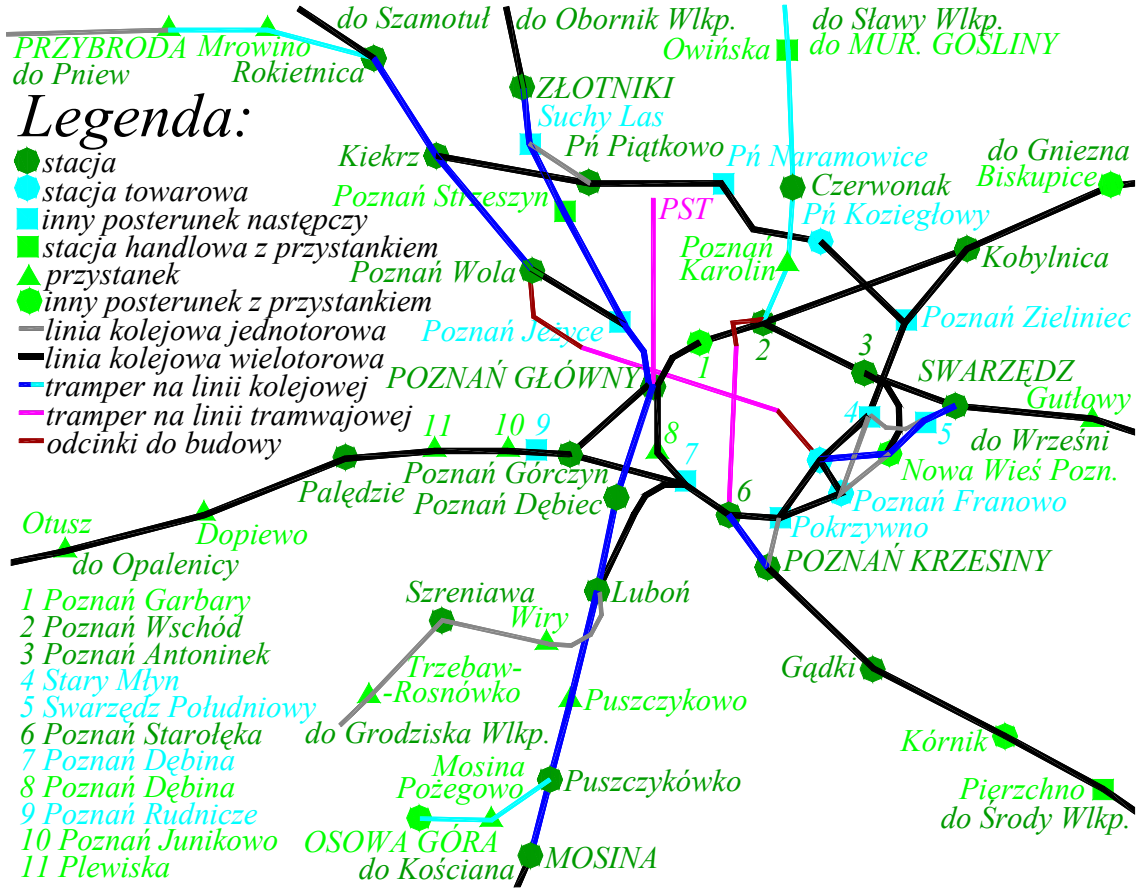
O wyborze środka transportu decydują koszt, czas i tzw. czynniki inne, do których można zaliczyć między innymi komfort, bezpieczeństwo i poglądy. Z punktu widzenia czasu jazdy konkurencyjne wobec transportu samochodowego są pociągi kursujące z prędkością maksymalną 70 km/h. W wielu przypadkach ze względu na zatory i geometrię dróg samochodowych jazda z maksymalną prędkością rzędu 60 km/h też może być konkurencyjna; natomiast występująca na wielu liniach znaczenia miejscowego prędkość maksymalna 40 km/h jest najczęściej niewystarczająca do zapewnienia odpowiedniej obsługi [28].

Nietypowe metody wykorzystania sieci szynowej

Wysokie koszty infrastruktury oraz niepodzielność techniczna i ekonomiczna ciągów komunikacyjnych [32] skłaniają do poszukiwania rozwiązań efektywnych ekonomicznie; czasami w ten sposób powstaje nowy środek transportu [16]. Do powszechnie stosowanych hybrydowych rozwiązań należą tramwaj (ruch pojazdu po szynach, ale na odległość widoczności), metro (bezkolizyjność charakterystyczna dla ruchu kolejowego w miejskim zastosowaniu), SKM (wydzielony system lekkich kolei, w razie potrzeby kompatybilny z ruchem kolejowym), premetro (metro budowane odcinkami, tunele tymczasowo wykorzystywane przez ruch tramwajowy) i trolejbus (autobus zasilany tak jak tramwaj). W Polsce trwają dyskusje nad implementacją tzw. eksperymentu Karlsruhe, czyli łącznego korzystania z sieci kolejowej i tramwajowej; jednocześnie minimalizacja kosztów PKP skutkuje takimi rozwiązaniami jak bezobsługowe mijanki na linii Korzybie – Szczecinek [1]. Tworzenie nowych hybryd przez łączenie sieci kolejowej z tramwajową lub stosowanie na liniach kolejowych zasad bliższych ruchowi tramwajowego może, ale nie musi, dać istotną poprawę jakości ruchu lub bilansu ekonomicznego, dlatego takie rozwiązania muszą być sprawdzone pod względem opłacalności i bezpieczeństwa [6][12][23][26].

Analiza ekonomiczna optymalnej obsługi komunikacyjnej podpoznańskich gmin wykazała, że najtańszym rozwiązaniem jest stworzenie czterech linii poprzez połączenie sieci kolejowej i tramwajowej. Rozwiązanie to, nazwane tramperem, okazało się co najmniej 10 razy tańsze od rozwiązań alternatywnych [14][46]. Efektywność ekonomiczna trampera wynika z wykorzystania rezerw ruchowych słabo obciążonych odcinków sieci kolejowej i omijania „wąskich gardeł" przy wykorzystaniu sieci tramwajowej (rys. 4). Istniejącą lub nową sieć tramwajową można również wykorzystać do skierowania pojazdu kolejowo-tramwajowego do centrum miasta (jeżeli stacja kolejowa jest zlokalizowana w pewnym oddaleniu) lub obsługi osiedla mieszka-

niowego (np. Zielone Wzgórza w Murowanej Goślinie [30][9]). W sytuacji rozproszenia celów podróży należy pamiętać, że wymóg zapewnienia dużej prędkości komunikacyjnej dotyczy przede wszystkim środkowego odcinka trasy – w rejonie pętli warto czasami zagęścić przystanki skracając w ten sposób czas dojścia. Innym sposobem wykorzystania sieci tramwajowej jest zastosowanie tramwaju towarowego – ten sam rozstaw torów pozwala nawet pobierać wagony bezpośrednio z sieci kolejowej, pod warunkiem uwzględnienia nośności toru tramwajowego i problemu kontaktu koło-szyna.



Rysunek 4. Tramper na tle sieci kolejowej aglomeracji poznańskiej [13]. Linie Mosina-PST, Krzesiny-Mur. Goślina, Swarzędz-Przybroda, Złotniki-Poznań Główny.

Autobusy szynowe charakteryzują się lepszymi parametrami dynamiki ruchu od innych pojazdów kolejowych. Hamulce autobusów szynowych muszą zapewnić hamowanie na długości 600 m, niekiedy wymagane jest też opóźnienie hamowania co najmniej 1 m/s² [19] – skutkuje to większą prędkością komunikacyjną, można też dodać kilka przystanków [9]. Uzyskanie opóźnienia równego tramwajowemu (1,3 m/s²) pozwoliłoby na ruch na odległość widoczności (przynajmniej w zakresie mniejszych prędkości), a w konsekwencji na redukcję wymogów bezpieczeństwa (zabezpieczenie przejazdów, nastawianie zwrotnic, wprowadzanie w system ulic [3][47]). Ruch na odległość widoczności można też wykorzystać w „wąskich gardłach" puszczając taki pojazd bezpośrednio za innym, klasycznym pociągiem – rozwiązanie ta-

kie wydłuża czas przejazdu takiego tandemu do 10% w stosunku do czasu jazdy pojedynczego pociągu [30].

Tworzenie hybrydowych form transportu rodzi też pewne problemy. Do najlepiej opisanych w literaturze kwestii należą zasilanie i kontakt koło-szyna. Problem zasilania rozwiązano przez zastosowanie pojazdów dwusystemowych, natomiast prawidłowy kontakt z szyną zarówno koła tramwajowego, jak i kolejowego zapewnia profil szyny tramwajowej PST [3][22]. Należy przy tym pamiętać, że ze względu na różnice wielkości i profilu kół tramwajowych i kolejowych ruch pojazdów kolejowo-tramwajowych może być ograniczony do łuków o odpowiednio dużych promieniach (dla tramwajów R_{min} = 25 m; dla pojazdów kolejowych R_{min} = 180 m, ewentualnie R_{min} = 150 m [44][49]), albo, w przypadku zastosowania koła tramwajowego, do linii o odpowiednio dobrym stanie toru [3].

Jednym z elementów zapewniających bezpieczeństwo pasażerów w ruchu kolejowym jest odpowiednia sztywność wagonów, w ruchu tramwajowym natomiast stosuje się lekkie konstrukcje aluminiowe. Zastosowanie systemów tramwajowo-kolejowych w obecnym stanie prawnym wymaga więc wzmocnienia nawierzchni tramwajowej, lub zastosowania pośrednich konstrukcji pojazdów [3][36]. Alternatywą jest rozdzielenie ruchu bardzo lekkich pojazdów szynowych (tramwajów) od normalnego ruchu kolejowego pełne (wykorzystując zamknięte linie) lub czasowe (kursowanie pociągów towarowych tylko w nocy).

Nowe typy pojazdów szynowych wymagają weryfikacji pod kątem zgodności z urządzeniami sterowania ruchem kolejowym – w szczególności dotyczy to masy pojazdu oraz zwierania obwodów elektrycznych przez osie wózków tocznych [7].

Obsługa podróżnych wymaga odpowiedniego ukształtowania peronów. Jako bezpieczny odstęp poziomy między podłogą a peronem przyjmuje się 50-200 (300) mm, różnica skrajni tramwajowej pojazdu i kolejowej budowli równa 400 mm (tab. 3) jest więc zbyt duża [18]. Rozwiązaniem jest dostosowanie wejścia do peronu o wysokości 150 mm nad główką szyny (wtedy różnica skrajni wynosi 150 mm, jest to poziom niskich przystanków tramwajowych) lub zamontowanie przy drzwiach odpowiednich podestów wysuwających się przy peronach kolejowych [3]. Pierwsze rozwiązanie wymaga budowy na odcinkach kolejowych peronów specjalnie dla pojazdów kolejowo-tramwajowych, dlatego zastosowanie podestów wydaje się lepsze – należy jednak dostosować podest zarówno do wysokości peronu 760 mm, jak i do 300 mm. Na liniach o zróżnicowanej wysokości peronów optymalny poziom podłogi wynosi 500-550 mm nad główką szyny (jeden stopień w górę na peron wysoki, jeden stopień w dół na peron niski, dwa stopnie w dół na peron tramwajowy), jeżeli jednak dominują perony niskie, warto umieścić poziom podłogi 250-300 mm nad główką szyny. Rozwiązanie takie umożliwi również dostęp osobom na wózkach inwalidzkich z niskich peronów kolejowych i wysokich peronów tramwajowych.

Tablica 3. *Porównanie skrajni i wysokości peronów tramwajowych i kolejowych. H oznacza wysokość nad główką szyny; wszystkie wymiary w mm. [20][44][49].*

Parametr	Kolej		Tramwaj	
	Poziom	H	Poziom	H
Wysokość peronu	niski	300	niski	100-180
	wysoki	760 860 960	wysoki	220-280
			Poz. jezdni	0
poziom podłogi	normalny	960	normalny	430
	niski	560-600	niski	280-350
skrajnia bud. na wysokości peronu	1600-1250 1725 (H>300)		1250 1950 (H>350)	
skrajnia taboru na poziomie podłogi	1600		1200	

Wnioski

- Poprawę opłacalności ekonomicznej transportu szynowego można uzyskać przez minimalizację nakładów (tańsze technologie, trwalsze materiały, optymalna organizacja budowy) i minimalizację kosztów utrzymania, ale również przez zwiększenie wykorzystania tej infrastruktury.
- Zależności ekonomiczne często przecinają podziały funkcjonalne stosowane w kolejnictwie. Zyski z obsługi linii lokalnych mogą znajdować się również w opłatach za korzystanie z linii głównych; analogicznie na rentowność przewozów szczytowych ma wpływ utrzymanie przewozów w godzinach pozaszczytowych.
- Doświadczenia Unii Europejskiej wskazują, że polityka nieingerencji w procesy transportowe prowadzi do powstawania zatorów w centrum obszaru i niedostatecznej obsługi peryferii [48]. Zarysowanie się tej tendencji można zaobserwować również w Polsce, dlatego należy wykorzystać konieczność regulacji ruchu kolejowego do optymalnego wykorzystania infrastruktury [5].
- Wykorzystanie sieci kolejowej do obsługi komunikacyjnej aglomeracji stanowi niejednokrotnie najtańsze rozwiązanie. Obsługa taka musi jednak być atrakcyjna dla potencjalnych użytkowników.
- Dobra obsługa komunikacyjna obszarów podmiejskich wymaga planowania przestrzennego uwzględniającego zależności transportowe. Wykorzystanie sieci kolejowej, nawet kosztem dotacji, może być dla samorządów atrakcyjną alternatywą wobec konieczności poszerzania dróg i zakupu taboru autobusowego.
- Analiza rezerw optymalnej intensywności sieci kolejowej aglomeracji poznańskiej wykazała zarówno odcinki przygotowane do przyjęcia dodatkowego ruchu, jak też „wąskie gardła". Rezerwy optymalnej intensywności istnieją również w innych aglomeracjach [17][42]. Najtańszą metodą obsługi komunikacyjnej

niektórych obszarów powiatu poznańskiego okazało się połączenie sieci kolejowej i tramwajowej.

- W zależności od sytuacji różne metody wykorzystania infrastruktury kolejowej okazują się optymalne. Konieczna jest analiza opłacalności, zwłaszcza w razie stosowania nietypowych rozwiązań.

Literatura

[1] Assbury, K.: Urządzenia sterowania ruchem kolejowym na liniach mało obciążonych. Problemy kolejnictwa 1997 nr 124, str. 63-73.

[2] Bogdaniuk, B., Massel, A: Użytkowanie drogi kolejowej w strukturze sektorowej kolei. Przegląd kolejowy 3/98, str. 1-8.

[3] Czyczuła, W.: Podstawowe problemy kolejowo-tramwajowych systemów transportowych. Problemy Kolejnictwa 133/2001, str. 5-38.

[4] Hagemeyer, F.: Migration concepts to ETCS. 5th World Congress on Railway Research. Köln 2001, materiały konferencyjne na płycie CD.

[5] Janecki, R.: Transport zbiorowy jako element polityki zrównoważonego rozwoju regionów. Transport Miejski 12/2001, str. 14-19.

[6] Jastrzębski, P., Użdalewicz, Z.: Bemowska Kolej Dojazdowa. Bezpieczne drogi 9/2000, str. 46-53.

[7] Karaś, S., Doliński, M.: Urządzenia sterowania ruchem kolejowym i łączności. WKŁ, Warszawa 1988.

[8] Kopta, T.: Wytyczne środowiskowo zrównoważonego transportu. Transport miejski 3/2001, str. 12-18.

[9] Kosior, T.: Analiza kolejowych przewozów pasażerskich na odcinku Poznań – Murowana Goślina jako alternatywy dla miejscowych przewozów autobusowych. Praca magisterska, Politechnika Poznańska, Poznań 2003.

[10] Krych, A.: Efektywność inwestycji drogowych w sieciach przesyconych. Materiały II Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 9-11 czerwca 1999, str. 145-154.

[11] Krych, A.: Komunikacja w strategii rozwoju podmiejskiej gminy Rokietnicy. Materiały III Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 15-17 maja 2001, str. 319-332.

[12] Krych, A.: Szybki tramwaj w ruchu ulicznym – ewaluacja kosztów i korzyści. Materiały Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Nowoczesne rozwiązania techniczne w komunikacji tramwajowej", Wrocław 31 maja – 2 czerwca 2000, s. 47-54.

[13] Krych, A., Rychlewski, J.: Rozwiązania tramperowe w aglomeracji poznańskiej – idea, studia i problemy aplikacji. Materiały konferencji „Zintegrowany system miejskiego transportu szynowego", Wrocław 2003.

[14] Krych, A., Starowicz, W.: Przegląd koncepcji zintegrowanych systemów sieci tramwajowej i kolejowej w różnych miastach polskich. Materiały IV Konferencji

Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 21-23 maja 2003, str. 241-280.
[15] Kusiński, T.: Możliwości rozwoju kolejowych przewozów aglomeracyjnych w obszarze aglomeracji warszawskiej w zintegrowanym systemie obsługi transportowej. Problemy kolejnictwa nr 128/1999, str. 117-129.
[16] Lűdtke, U.: Systemy szybkiego tramwaju miejskiego – skuteczny przyczynek w zakresie przyjaznej dla środowiska naturalnego komunikacji miejskiej. Materiały IV Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 21-23 maja 2003, str. 223-229.
[17] Ładniak, G.: Aglomeracyjne przewozy pasażerskie jako wariant racjonalizacji wykorzystania infrastruktury. Zeszyty Naukowo-Techniczne Oddziału Krakowskiego SITK nr 42/1996, str. 63-73.
[18] Makuch, J.: Udostępnienie komunikacji tramwajowej osobom niepełnosprawnym. Materiały Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Nowoczesne rozwiązania techniczne w komunikacji tramwajowej", Wrocław 31 maja – 2 czerwca 2000, s. 159-168.
[19] Maluśkiewicz, M.: Zastosowanie binarnych sygnałów elektrycznych w układach sterowania hamulcami autobusów szynowych. Str. 117-130.
[20] Massel, A.: Pociąg modułowy – nowy system przewozów towarowych. Problemy kolejnictwa 133/2001, str. 96-110.
[21] Mężyk, A.: Mobilność i ekorozwój w polityce komunikacyjnej miast. Transport Miejski 7-8/2000, str. 29-33.
[22] Oleksiewicz, W.: Dopasowanie profili kół i szyn jako ważny problem techniczny toru tramwajowego. Materiały Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Nowoczesne rozwiązania techniczne w komunikacji tramwajowej", Wrocław 31 maja – 2 czerwca 2000, s. 9-18.
[23] Ostaszewicz, j., Rataj, M.: Szybka komunikacja miejska. WKiŁ, Warszawa 1979.
[24] Partif, M.: Canada's Highway of Steel. National Geographic, December 1994, p. 36-66.
[25] Pawlik, M.: Wybrane aspekty techniczne ruchomego odstępu blokowego i jego realizacja w trzecim poziomie Europejskiego Systemu Sterowania Pociągiem. Problemy kolejnictwa nr 134/2001, str. 89-104.
[26] Podoski, J.: Co to jest szybki tramwaj? Transport miejski 6/98, str. 12-15.
[27] Ratajczak, W.: Modelowanie sieci transportowych. Wydawnictwo Naukowe UAM, Poznań 1999.
[28] Rychlewski J.: Drogi optymalne w sieci kolejowej z zamknięciami torów. Rozprawa doktorska, Politechnika Poznańska, Poznań 2001.
[29] Rychlewski, J.: Możliwości i problemy wykorzystania rezerw przepustowości sieci kolejowej do obsługi komunikacyjnej aglomeracji poznańskiej. Materiały IV Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 21-23 maja 2003, str. 213-222.

[30] Rychlewski, J.: Potencjał linii kolejowej Murowana Goślina – Poznań Wschód z punktu widzenia obsługi komunikacyjnej aglomeracji poznańskiej. Materiały III Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 15-17 maja 2001, str. 71-80.
[31] Rychlewski, J.: Rezerwy przepustowościowe wybranych linii kolejowych w rejonie Poznania. Materiały III Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 15-17 maja 2001, str. 63-70.
[32] Rydzkowski, W., Wojewódzka-Król, K.: Współczesne problemy polityki transportowej. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa 1997.
[33] Sarna S.: Wpływ samochodu na przemiany w rozmieszczeniu osadnictwa. Rozlewająca się urbanizacja. Transport miejski 7-8/2001, str. 16-19.
[34] Suchorzewski, W.: Opłaty za korzystanie dróg jako środek na zatłoczenie miast. Mat. IV Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy komunikacyjne miast w warunkach zatłoczenia motoryzacyjnego". Poznań, 21-23 maja 2003, str. 7-20.
[35] Sysak, J.: Podstawy dróg kolejowych. PWN, Warszawa 1982.
[36] Towpik, K.: Infrastruktura transportu szynowego w miastach. Problemy kolejnictwa nr 133/2001, str. 39-67.
[37] Węgleński J.: Metropolitalna Ameryka. Wiedza Powszechna, Warszawa 1988.
[38] Woch, J.: Kształtowanie płynności ruchu w gęstych sieciach transportowych. Szumacher, Kielce 1998.
[39] Woch, J.: Narzędzia analizy efektywności i optymalizacji sieci kolejowej. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2001.
[40] Woch, J.: Ogólne ujęcie przepustowości jako problemu wymiarowania układów kolejowych, (w) pracy zbiorowej pod redakcją A. Truskolaskiego i J. Węgierskiego: Informatyka w planowaniu technicznym przewozów kolejowych. WKiŁ, Warszawa 1977.
[41] Woch, J.: Podstawy inżynierii ruchu kolejowego. WKiŁ, Warszawa 1983.
[42] Wowczko, R.: Pasażerska obsługa kolejowa aglomeracji szczecińskiej. Przegląd kolejowy 1/97, str. 36-37.
[43] Kolprojekt (oprac. zbiorowe): Projekt wstępny modernizacji linii E-20 na odcinku Warszawa – Poznań – Kunowice do prędkości 160 km/h. Centralne Biuro Projektowo-Badawcze Budownictwa Kolejowego „Kolprojekt", Warszawa 1993.
[44] RegioVan z raciborskiego KOLZAM-u. Materiały reklamowe Kolzam S.A., Racibórz.
[45] Rozporządzenie Rady Ministrów w sprawie wykazu linii kolejowych, które ze względów gospodarczych, społecznych, obronnych lub ekologicznych mają znaczenie państwowe z dnia 8 lutego 2000 r. Dziennik Ustaw nr 13/2000 poz. 156.
[46] Tramper. Studium zintegrowania komunikacji kolejowej i tramwajowej w aglomeracji poznańskiej - zespół autorski SITK Oddz. Poznań 2000.
[47] Typowy pojazd kolejowy na ulicach miasta (Linz). Technika Transportu Szynowego 2000/1-2, str. 51.

[48] White paper: European transport policy for 2010: time to decide. European Commission, 12 September 2001.
[49] ZNTK Poznań. Materiały reklamowe autobusu szynowego. Poznań 2000.

Andrzej Semrau
VAE Polska Sp. z o.o.

Nowoczesne krzyżownice zwyczajne produkcji VAE

Wstęp

Współoddziaływanie koło/krzyżownica (dziób, szyna skrzydłowa) w klasycznym układzie konstrukcji krzyżownicy ze stałym dziobem jest przedmiotem ciągłych badań i poszukiwań najlepszego rozwiązania konstrukcyjnego i materiałowego.

Omawiając tą problematykę należy mieć na uwadze, że w wyniku przejazdu koła z dzioba na szynę skrzydłową (lub odwrotnie) przy wyższych prędkościach pociągów w krzyżownicy ze stałym dziobem w ciągu milisekund, w zależności od wielkości zużycia obręczy ma miejsce przemieszczenie pionowe, wynoszące nawet parę milimetrów (4 do 6 mm) i prowadzi to do znacznych przyśpieszeń mas nieodsprężynowanych zestawów kołowych.

Wykresy wagonów pomiarowych, które mają właściwe profile obręczy kół nie są w stanie zarejestrować tych zjawisk.

Takie zachowanie się taboru na krzyżownicy w analogii do przejścia zwrotnicowego koła przez iglicę i opornicę (lub odwrotnie) już przeszło 40 lat temu legło u podstaw skonstruowania (w latach 70-tych) na skalę przemysłową krzyżownic z ruchomymi dziobami. Krzyżownice te dosyć długo podlegały ciągłym ulepszeniom i dopiero 8-10 lat temu można mówić, że krzyżownice te w typie UIC60 znalazły swoje powszechne, uznane rozwiązania konstrukcyjne u różnych producentów.

Ten rys rozwojowy dotyczy w zasadzie kolei zachodnio-europejskich i wytwórców rozjazdów dla tych kolei.

Oczywiście, że i krzyżownice ze stałym dziobem ulegały w tym okresie znacznym udoskonaleniom stając się w pełni przydatne nawet dla V do 200 km/h.

Również polskie koleje PKP i obecnie PKP PLK już od prawie 8 lat tj. z chwilą ustabilizowania się konstrukcji krzyżownicy z ruchomym dziobem typu UIC60, stosując prędkości pociągów V=160 km/h wpisały się w realizację zastosowań eksploatacyjnych nowoczesnych rozjazdów i krzyżownic:

- z ruchomymi dziobami,
- ze stałymi dziobami

Zakłady wytwórcze należące do koncernu VAE dostarczyły dotychczas polskim kolejom bezpośrednio lub przez polskie zakłady przeszło 480 szt. różnych krzyżownic, a w tym:

- krzyżownice z dziobem stałym, ze stali 900A do R=1200, 500 i 300 (w tym 140 szt. dla E-20), wytworzone wg technologii jak dla DB, spawane i obrobione cieplnie (wytwórca WBG Brandenburg);
- krzyżownice z dziobem stałym, manganowe z wkładką ,ulepszane wybuchowo, zwane INSERT MN13, do rozjazdów R=300 dla linii E20, wytwórca odlewów VAE, montaż Huta Andrzej
- krzyżownice z dziobem stałym manganowe z wkładką, ulepszane wybuchowo, zwane INSERT MN13 dla R=500, wytwórca odlewów VAE, montaż Huta Andrzej,
- krzyżownice z ruchomym dziobem, ze stali 900A perlityzowanej dla R=1200 i 500 na stacji Psary, na posadowieniu elastycznym produkcji BWG/WBG wg technologii jak dla DB;
- krzyżownice z ruchomymi dziobami dla R=1200 i 500 typu HBS/HB dla stacji Psary, wytwórca VAE,
- krzyżownice ze stałym dziobem typu PERLIT 1300, kuto-zgrzewane ze stali 900A typu HSH, dla linii E30, wytwórca VAE-Zeltweg.

Wśród tych krzyżownic typu UIC60 były różne konstrukcje z różnych materiałów stalowych i PKP mają już dość duży przegląd krzyżownic, produkcji grupy VAE, aczkolwiek nie wyczerpuje to całej gamy produkcji krzyżownic VAE, a szczególnie ze stali manganowej tzw. CENTRO MN13 i dalsze próbne zamówienia i poszukiwania optymalnej dla PKP-PLK krzyżownicy są w pełni uzasadnione.

Problemy wyboru optymalnej dla PKP PLK krzyżownicy rozjazdowej[1]

Wybór najlepszej krzyżownicy dla polskich kolei wymaga uwzględnienia bardzo wielu czynników zarówno natury konstrukcyjnej, eksploatacyjnej jak i kosztowej.

Do najważniejszych czynników decydujących o wyborze właściwej krzyżownicy należą:

- prędkość maksymalna pociągów z którą będą kursować przez dany rozjazd lub krzyżownicę;
- rodzaj ruchu pociągów (osobowy/towarowy/mieszany) wielkość obciążenia i naciski na oś taboru,
- konstrukcja krzyżownicy, dobór jakościowy materiału stalowego i związane z tym koszty inwestycyjne;
- rodzaj urządzeń nastawczych rozjazdów (zamknięć), urządzeń zabezpieczających i związane z tym koszty,
- stan utrzymania zestawów kołowych;
- nakłady robocizny potrzebne do nadzoru i bieżącego utrzymania rozjazdów w tym krzyżownic.

[1] W zasadzie w tym opracowaniu omawiane są krzyżownice do rozjazdów zwyczajnych

Rysunek 1. Krzyżownica rozjazdu UIC60-500-1:12 (HSB/HB produkcji VAE) z ruchomym dziobem na stacji Psary.

Opierając się na aktualnych rozporządzeniach dotyczących kolei oraz zamierzeniach PKP-PLK, poza przygotowywaną linią CMK do prędkości rzędu 250 km/h, na liniach magistralnych i I-rzędnych prędkość maksymalna wynosi 120-200 km/h, a na

liniach II-go rzędnych 80 km/h przy naciskach na oś do 200 do 221 kN/oś i dla takich parametrów ruchu należy wybrać odpowiednią konstrukcję rozjazdu/krzyżownicy, przyjmując do założeń że będzie to ruch mieszany o obciążeniu od około 3–10 do przeszło 25 Tg/rok.

Wymienione parametry pozwalają na dokonanie pierwszego zasadniczego podziału konstrukcji krzyżownicy na:

- krzyżownice z ruchomymi dziobami, które na razie są przewidywane do wbudowywania na linii CMK, gdzie zamierza się wprowadzić prędkość rzędu 250 km/h. VAE jako producent takich krzyżownic zaleca stosować je dla prędkości od 180 km/h co nie wyklucza stosowania dla tej prędkości również krzyżownic ze stałym dziobem.
- Krzyżownice ze stałymi dziobami, które w różnych odmianach konstrukcyjnych mogą znaleźć zastosowanie na pozostałych liniach wg zaleceń PKP PLK do prędkości 160 km/.h producent rozjazdów VAE oferuje takie krzyżownice do V=200 km/h.

Dla tych dwóch podstawowych typów krzyżownic, VAE może zaoferować kilkanaście rodzajów konstrukcji, z różnych stali szynowych, o różnej geometrii, na różnych posadowieniach — ale specyfika eksploatacyjna, czynniki kosztowe nadzoru i utrzymania krzyżownic na PKP sprowadzają nasze propozycje do następujących:

- krzyżownice z ruchomym dziobem, typu HBS/HB ze stali HSH w posadowieniu 1:40 dla linii z V ≥ 180 km/h (na wprost);
- krzyżownice ze stałym dziobem z manganu typu CENTRO MN13, w posadowieniu 1:40 dla linii magistralnych i I-rzędowych z V ≤ 200 km/h przydatne zarówno do większych prędkości jak i znacznej ilości pociągów towarowych to jest dla linii ze znacznymi obciążeniami;
- krzyżownice ze stałym dziobem typu PERLIT 1300, ze stali HSH w posadowieniu 1:40 dla linii z V ≤ 200 km/h przy przewadze ruchu osobowego w ruchu mieszanym;
- krzyżownice ze stałym dziobem typu PERLIT 1300, CENTRO MN13 i INSERT MN13 w posadowieniu 1: ∞ w konstrukcji wg życzeń PKP PLK.

Krzyżownice zwyczajne z ruchomymi dziobami

Koncern VAE nie licząc propozycji konstrukcyjnych swoich wytwórni poza Europą, oferuje PKP-PLK sprawdzone na liniach europejskich dwa rodzaje konstrukcji zwyczajnych krzyżownic z ruchomymi dziobami:

- Krzyżownice HBS/HB (rys. 1) produkcji VAE Zeltweg dla różnych promieni rozjazdowych typu UIC60 (na razie są to R=1200 i R=500), w pochyleniu toków 1:40. Krzyżownica taka z dziobnicą składającą się z zespolonego tzw. dzioba zasadniczego i dodatkowego, są wykonane z profilu szyny UIC60 z perlitycznej stali jakości 900A i uzyskanej w efekcie wytrzymałości rzędu 1200 H/mm^2 przy twardości 350 – 390 HB. Konstrukcja dzioba zapewnia dużą jego stateczność

i pozwala wyeliminować przyrząd dylatacyjny, gdyż zastosowane 2 zespolone dzioby spełniają tą funkcję. Całość konstrukcji jest ułożona na wzmacnianej żebrami płycie ciągłej, na której są również przytwierdzane szyny skrzydłowe wykonane z profilu iglicznego Z1 (niższego z grubą szyjką) bardzo statecznego. Krzyżownice te dla typu UIC60-1200-1:18,5 HBS/HB są wyposażone w dwa zamknięcia klamrowe, a w typie z R=500 w jedno zamkniecie, które poprzez urządzenie TEMPFLEX III pozwalają na prostopadłe położenie zamknięcia w przesunięciach podłużnych w granicach +/- 40 mm. Drążki przestawcze mogą być usytuowane w uzbrojonym (giętą blachą) i przykrytym kanale między podrozjazdnicami.

Takie krzyżownice w ilości 6 szt. są eksploatowane na linii CMK na st. Psary.

Rysunek 2. Krzyżownica rozjazdu UIC60-1200-1:18,5 z ruchomym dziobem (produkcji BWG) na stacji Psary.

- Krzyżownice z ruchomymi dziobami produkcji BWG-Butzbach (rys. 2), są posadowione na podkładkach stalowych otoczonych od spodu warstwą elastomerową jako tzw. elastyczne ze sztywnością 17,5 kN/mm^2 z pochyleniem toków 1:40. Krzyżownica składa się z dziobnicy wyfrezowanej z bloku stalowego, z przyspawanymi szynami dziobnicowymi UIC60, z których szyna na odgałęzienie jest szyną przyrządu dylatacyjnego. Szyny skrzydłowe są z szyn UIC60, które w okolicy początku dzioba mają wykształcone lekkie przewyższenie (2,2 mm).Obok dwóch zamknięć dla typu R=1200 i jednego dla R=500 w krzyżownicy jest jeszcze zamontowany dociskacz dzioba, który ogranicza jego ruchy pionowe od nacisków przejeżdżających osi. Cała krzyżownica wykonana jest ze stali szynowej jakości 900A (350 HT wg EN), jest ona perlityzowana uzyskując

wytrzymałość około 1200 N/mm^2 przy twardości 350-390 HB w główce. Rozjazdy mogą być zamykane (tj. ruchome dziobnice) zamknięciami klamrowymi z urządzeniami BKL61 do regulacji przesunięć termicznych w granicach +/-40 mm lub nowoczesnymi zamknięciami HRS z pionową siłą docisku dziobnicy. Drążki i pręty zamknięć i kontrolerów są umieszczone w stalowej podrozjazdnicy zespolonej zamykanej od wierzchu.

Konstrukcja elastycznego posadowienia czyni te krzyżownicę jedną z lepiej ocenianych ale koszty tej konstrukcji są relatywnie wysokie, również hydrauliczny dociskach dzioba wymaga bardzo pieczołowitego nadzoru. Eksploatowane przez PKP-PLK 2 takie rozjazdy w tym krzyżownice pracują zadawalająco już 4 lata w bardzo silnie obciążonych torach stacji Psary.

Krzyżownice zwyczajne ze stałymi dziobami

W prezentacji krzyżownic zwyczajnych ze stałymi dziobami, temat dotyczy krzyżownic nowoczesnych, dla linii magistralnych i pierwszorzędnych tzn. dla zakresu prędkości około 80km/h do 160 i aż do 200 km/h dla torów głównych zasadniczych. Te krzyżownice jako produkty VAE mają zastosowanie na licznych kolejach europejskich i zostały one w ostatnich latach szczególnie udoskonalone zarówno pod względem konstrukcyjnym jak i materiałowym.

Z licznych realizacji polecamy szczególnie:

- krzyżownicę zwyczajną, monoblokową ze stali manganowej z przyspawanymi poprzez wkładkę austenityczną szynami jakości 900A perlityzowanymi do jakości HSH (350 HT wg normy EN), zwaną CENTRO MN13,
- krzyżownicę zwyczajną ze stali szynowej jakości 900A, perlityzowaną w główce do jakości stali HSH(350 HT wg normy EN), zwaną PERLIT 1300,
- krzyżownicę zwyczajną z tzw. wkładką manganową i przyspawanymi za pomocą wkładki austenitycznej szynami dziobnicowymi zwana INSERT MN13.

Te krzyżownice w zasadzie dla torów głównych zasadniczych są wykonywane dla położenia toków szynowych w nachyleniu 1:40 tj. jak w torach głównych szlakowych, ale mogą również być dostarczane do pionowo ustawianych toków tj. w układzie 1:∞.

Przedstawiając w/w krzyżownice chcemy poinformować, iż jedną z ciekawszych konstrukcji, której jednak nie polecamy PKP-PLK jest stosowana dla linii silnie obciążonych na kolejach australijskich, białoruskich i krajów nadbałtyckich krzyżownica typu VARIO.

W krzyżownicy tej dziób w formie zgrzewanej nakładki jest wykonany ze stali wysoko-wytrzymałej W 720(1700 N/mm2 – 500 HB), ale szyny skrzydłowe i dalsze dospawane szyny dziobowe są wykonane z perlityzowanej stali jakości 900A, osiągając ostateczną jakość stali HSH. Krzyżownice te wg posiadanych informacji szczególnie nadają się do ruchu pociągów z przewagą ruchu towarowego w granicach prędkości V=70-100 km/h, przy czym zbyt twardy dziób nie zawsze spełnia swą rolę we współpracy ze zbyt miękką szyna skrzydłową.

Przy tej okazji zamieszczamy rysunek obrazujący aktualny przegląd rodzajów stali szynowej (rys. 3).

Rysunek 3. Rodzaje stali szynowej.

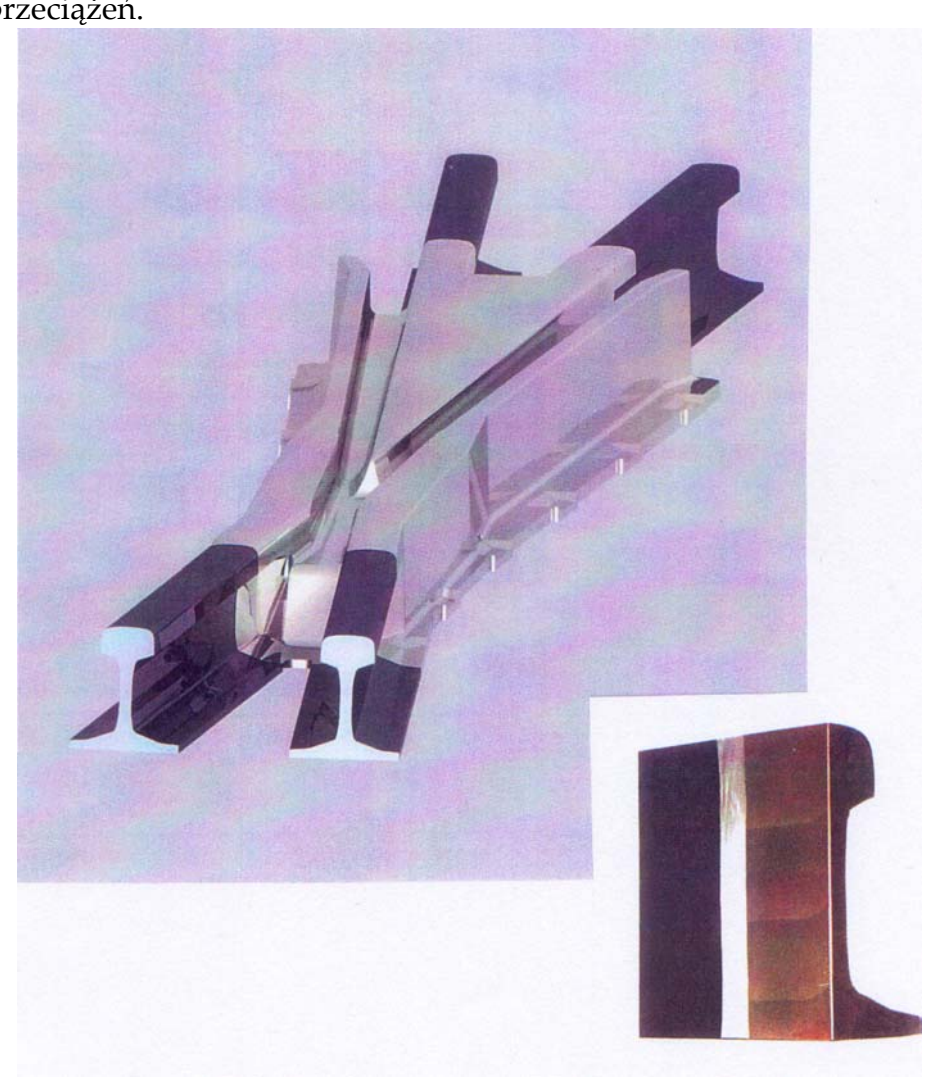
Mówiąc o nowych rodzajach stali mamy na uwadze aktualne badania nad szyną ze strukturą bainityczną, która jak się oczekuje z jeszcze mniejszymi cząstkami cementytowymi umocni ferryt i stal ta będzie miała jeszcze większą wytrzymałość, rzędu 1380 N/mm2, przy twardości 430 HB.

Krzyżownica monoblokowa manganowa typu CENTRO MN13

Cała środkowa zasadnicza część krzyżownicy CENTRO MN13 (rys. 4) tj. dziobnica i szyny skrzydłowe stanowią monolit, odlany ze stali manganowej (wg karty UIC 866) do którego zgrzewaniem czołowym poprzez wkładkę austenityczną są dospawane szyny łączące (dziobowa i skrzydłowa) perlityzowane z materiału podstawowego 900A o jakości HSH (wytrzymałość ok.1200 N/mm2).

Wobec znanych właściwości stali manganowej, która nie ulepszana wstępnie wybuchowo lub bez planowanej wstępnej eksploatacji ma początkowe parametry wytrzymałościowe niskie (wytrzymałość rzędu 750 N/mm2 przy twardości 220 HB) i dopiero po ulepszeniu lub wstępnej eksploatacji osiąga wytrzymałość rzędu 1700 N/mm2 przy twardości rzędu 400 HB, do obrysu normowego, projektowanego niezależnie od utwardzenia dodaje się naddatki na zużycie 1mm. Te wymiary na zużycie (tzw. siadanie manganu) są przyczyną konieczności nadzwyczajnego, starannego

nadzoru i utrzymania (a specjalnie szlifowania) krzyżownicy w początkowym okresie jej eksploatacji. Krzyżownica CENTRO MN13 jest przystosowana do zabudowy (wspawania) w toki szynowe z nachyleniem 1:40 lub bez nachylenia 1:∞. Krzyżownice te rekomendujemy specjalnie do zabudowy w tory zarówno dla dużych prędkości V≥160 km/h nawet do 200 km/h w wykonaniu z dziobem stałym, w tym szczególnie dla ruchu mieszanego tj. z ruchem towarowym i dużymi naciskami na oś, mając na uwadze właściwości manganu do przyjmowania obciążeń nagłych prawie udarowych tj. przeciążeń.

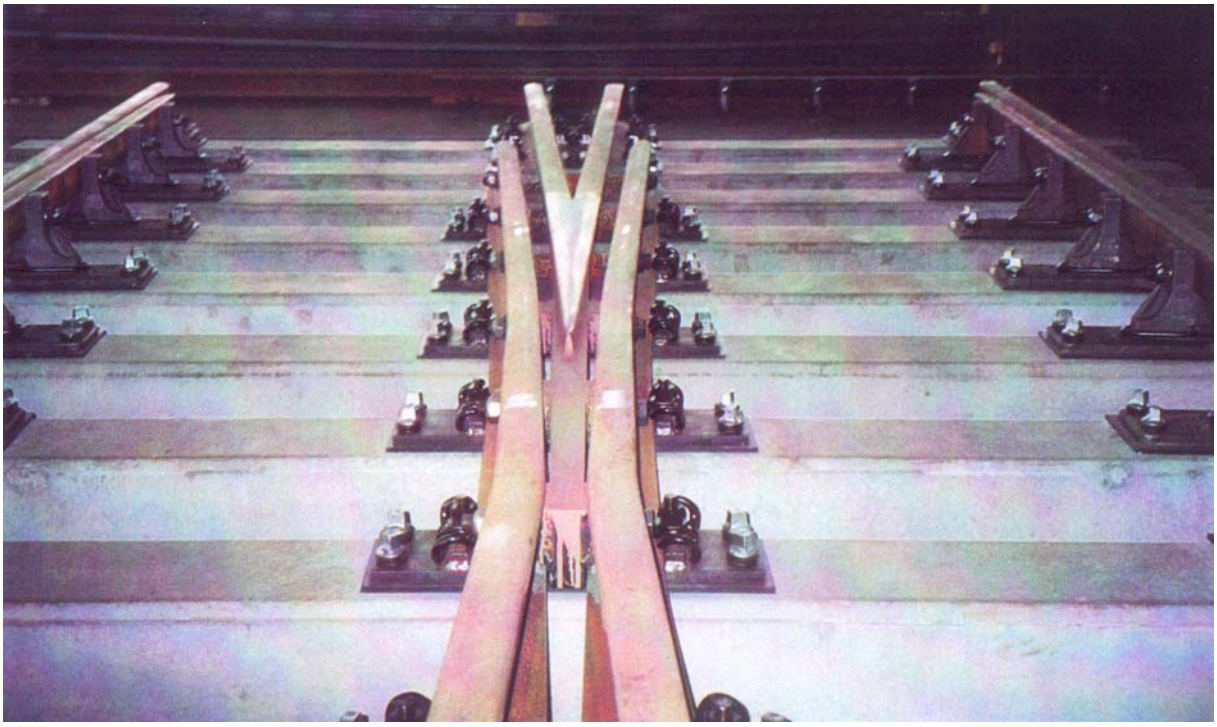


Rysunek 4. Krzyżownica monoblokowa manganowa „CENTRO MN13". Przekrój przez szyny łączące z widocznym zgrzewem z wkładką austenityczną.

Krzyżownice zwyczajne PERLIT 1300

Krzyżownice tego typu (rys. 5) są bardzo powszechnie używane, są standardem kolei DB,OBB,NS i wielu innych zarządów kolejowych. Są one wykonywane z odkuwki ze stali szynowej 900A wg Karty UIC866, a następnie obrobiona mechanicznie odkuwka jest zespawana z szynami dziobnicowymi i dospawane są do takiej dziobnicy wkładki dystansowe — całość ulega procesowi perlityzacji tj. główka toku do głębokości 20 mm uzyskując stal HSH o wytrzymałości rzędu 1200 N/mm2 przy twardości

350-390 HB (350 HT wg normy EN) i wydłużeniu względnym Amin=10%. Taka dziobnica jest złączona śrubami M27 klasy 10,6 z szynami skrzydłowymi ze stali perlityzowanej typu HSH. Staranny, kontrolowany proces obróbki technologicznej i kontroli wszystkich części krzyżownicy daje gwarancję jej jakości.



Rysunek 5. Krzyżownica ze stali HSH kuto-spawana "PERLIT 1300" do rozjazdu UIC60-300-1:9.

Krzyżownice te aktualnie najlepiej eksploatują się w ruchu mieszanym z przewagą ruchu osobowego i przy tych właściwościach stali mogą być eksploatowane nawet do prędkości 180 – 200 km/h (przy jeździe na wprost). Krzyżownice PERLIT 1300 znajdują zastosowanie w rozjazdach do promienia R≤1200 m. Ze względu na perlityzowaną główkę szyn przy zabiegach naprawczych napawaniem należy dokładnie przestrzegać starannego wykonywania tych zabiegów ażeby nie doszło do zmiany struktury perlitycznej stali. Stal perlityzowana jest w pełni przydatna do prac spawalniczych.

Krzyżownica z wkładką manganową typu INSERT MN13

Krzyżownica ta w częściach współpracujących z zestawem kołowym jest odlana z manganu, aczkolwiek szyny skrzydłowe są tylko częściowo odlewane, a cała krzyżownica (rys. 6) objęta jest szynami skrzydłowymi ze stali 900A perlityzowanymi do jakości HSH i ześrubowane w całościową konstrukcję śrubami M27 klasy 10,6.

Do części dziobowej odlanej z manganu zgrzewem czołowym poprzez wkładkę austenityczną dospawane są szyny ze stali HSH (350 HT wg normy EN).

W odniesieniu do wymagań utrzymaniowych krzyżownice tej konstrukcji są podobne jak CENTRO Mn13. Należy je starannie utrzymywać w 1-szym kresie eksploatacji, a szczególnie w odniesieniu do manganowych powierzchni stykowych

z kołem, ponadto należy kontrolować prawidłowy naciąg śrub wysoko wytrzymałościowych, (co około 1-1,5 roku). Nośne w części środkowej części krzyżownicy ze stali manganowej (dziób i szyny skrzydłowe) kwalifikują tą krzyżownicę do zabudowy w tory silnie obciążone dla prędkości do V≤160 km/h.

Rysunek 6. Krzyżownica manganowa z wkładką typu "INSERT MN13" do rozjazdu UIC60-500-1:12.

Obserwacje i uwagi z badań warunków eksploatacji krzyżownic ze stałym dziobem na linii PKP-PLK E-30

Fakt występowania przerwy w ciągłości toku jezdnego tj. krawędzi i powierzchni tocznych w krzyżownicy ze stałym dziobem wymagał specjalnego wykonstruowania warunków przejścia zestawu kołowego przez krzyżownicę (dziób i szynę skrzydłową). Współoddziaływanie koło/szyna powinno zapewnić płynne przejście zestawu kołowego z jednego toku na drugi, co jest teoretycznie możliwe dzięki zmiennemu cylindrycznie kształtowi obręczy koła (wg normy UIC tzw. obrzeże ORE 1002) i stosownym kształtom dzioba, żłobków i szyn skrzydłowych krzyżownicy.

Warunkiem właściwego oddziaływania koło/krzyżownica jest oczywiście utrzymanie wymiarów zestawu kołowego i krzyżownicy w określonych tolerancjach wymiarowych.

Warunek ten jest ze strony taboru prawdopodobnie trudny do spełnienia, a tylko dopasowanie kształtu obręczy do położenia dzioba i wzajemnego położenia szyny skrzydłowej może zapewnić płynny przejazd zestawu kołowego przez krzyżownice.

Chcielibyśmy wyrazić pogląd ze prawdopodobnie trzeba poszukiwać takiego rozwiązania żeby szyny skrzydłowe mogły się dopasować (układać wysokościowo) do kształtu obrzeża koła.

Aktualnie wydaje się, że bardzo duża sztywność i twardość i twardość dzioba i szyn skrzydłowych przy nierównomiernym zużywaniu się obręczy kół nie rozwiązują problemu płynnego przejścia zestawu przez krzyżownicę i raczej będą częste przypadki nadmiernego nacisku na szyny skrzydłowe i ich zużywania się.

Dostarczone przez VAE na linię E30 (Opole, Lewin Brzeski) rozjazdy z krzyżownicami zwyczajnymi typu PERLIT 1300, ze stali perlityzowanej typu HSH (350 HT wg EN) już po 3-4 miesięcznej eksploatacji wykazały zużycie rzędu 0,5 mm nawet do 2 mm na szynach skrzydłowych.

W wyniku zgłoszonej przez PKP PLK reklamacji VAE podjęło badania tego stanu:

a) wyjęto z odebranego komisyjnie rozjazdu szynę skrzydłową i przeprowadzono na niej przez VAE i PLK równolegle badania twardości szyn skrzydłowych jakości HSH (350 HT wg EN). Rys. 7 przedstawia skrótowo wyniki tych badań, które wykazały właściwą wymaganą twardość szyny 363/368 HB przy 1mm zeszlifowaniu wierzchniej warstwy odwęglonej.

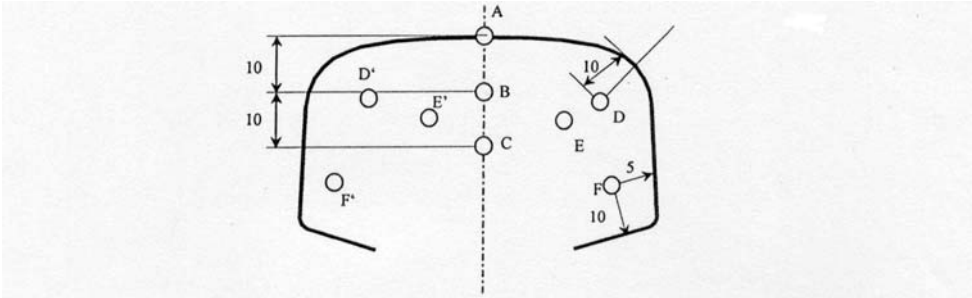


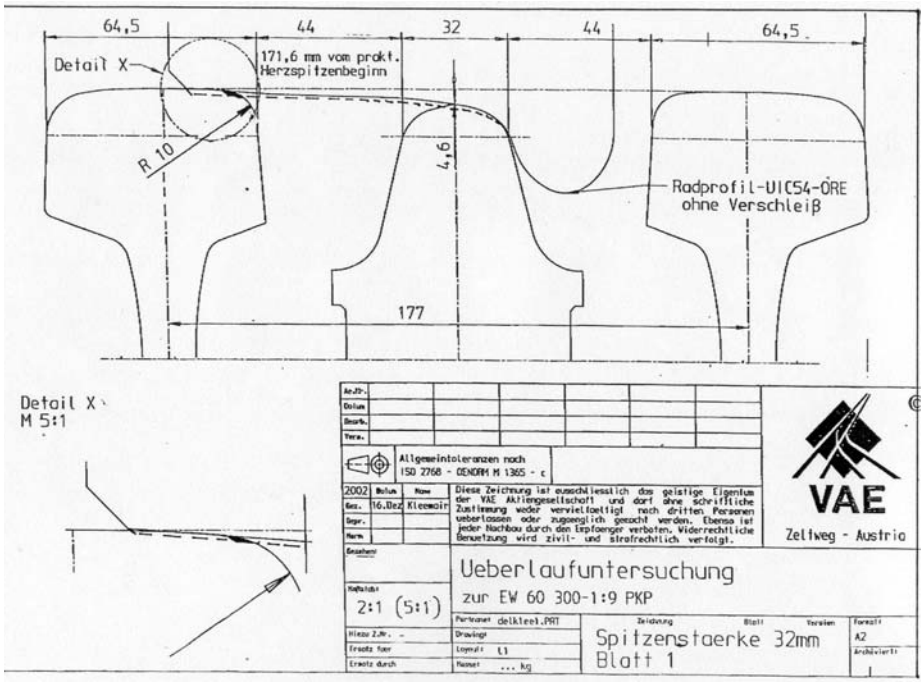
Tabela wyników: twardość w HB w odniesieniu do rysunku powyżej;

Punkt	A	B	C	D	E	F	D'	E'	F'
Winno być	350-390		>321	>340	>331	>340	>340	>331	>340
Pomierzono	363-368	363	333	350	350	350	350	341	350

Rysunek 7. Wyniki badań twardości szyny skrzydłowej wg EN 13674-1 w rozjeździe UIC60-300-1:9.

b) Przeprowadzono obserwację, pomiary i analizę współoddziaływania zestawu kołowego na krzyżownicę. Niedostępność pomiaru zużycia obręczy kół pozwoliła tylko na analizę symulacyjną zjawiska przejazdu zestawów kołowych przez

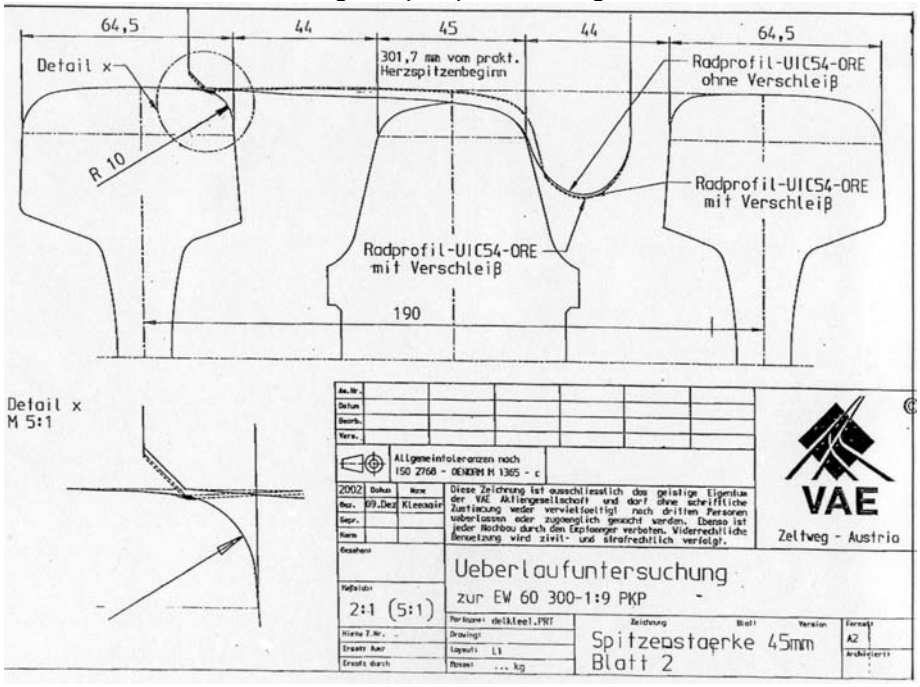
krzyżownicę przy założeniach; obrzeża bez zużycia oraz przy założeniu różnych zużyć od 2 do 4 mm w formie nierównego zużycia przy obrzeżu i przez to zniekształceniu profilu koła. Na rys. nr 8, 9, 10 pokazano przejazd koła przez krzyżownicę i z tych rysunków wynika:



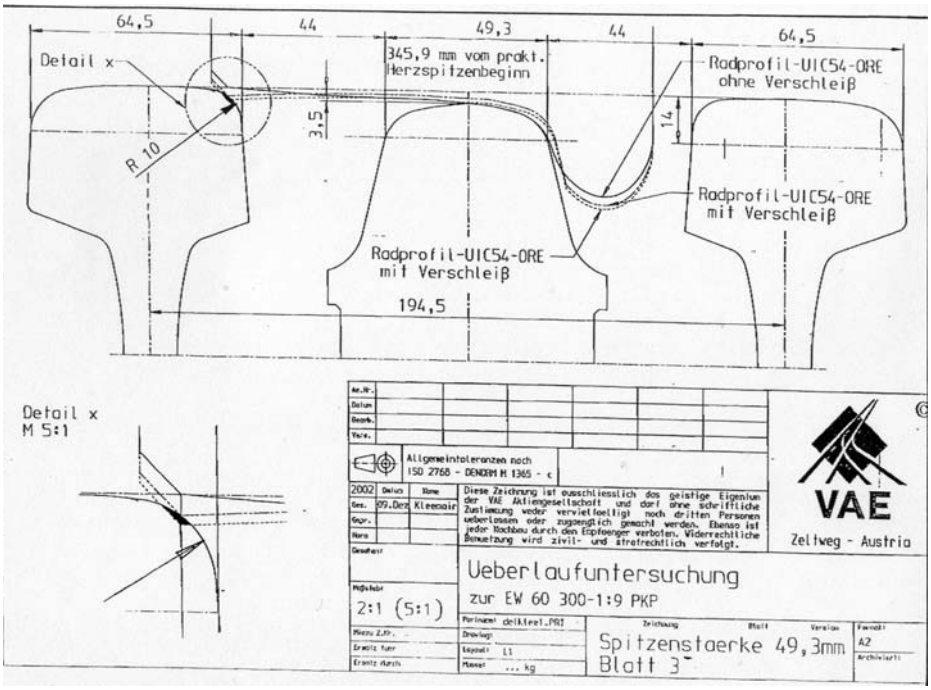
Rysunek 8. Usytuowanie koła zestawu na przejściu dziób/szyna skrzydłowa w odległości 171,6 mm od początku dzioba (zarys linii wadliwego zużycia obręczy powoduje uderzenie w szynę skrzydłową).

- Przejazd koła przez wąski (32 mm) przekrój dzioba 171,6 mm od początku dzioba o ile nie jest ono wadliwie zużyte, nie powoduje nadmiernego zużycia dzioba i szyny skrzydłowej, ale od tego miejsca zaobserwowano i zmierzono powstawanie nadmiernego zużycia (rys. 8).
- Przy szerokości dzioba 45mm, o ile zużycie koła jest bliżej obrzeża, tj. tylko w środku obręczy, to uderzenie w szynę skrzydłową jest dosyć znaczne (rys. 9); i to samo zjawisko można zaobserwować na Rys.10, oznacza to, że nadmierne oddziaływanie wadliwie zużytej obręczy koła na szynę skrzydłową występuje na długości około 175 mm (od 171 mm do 346 mm od początku dzioba) i to potwierdzają obserwacje, a cała analiza wskazuje, że sztywność i twardość stali wg wymaganych warunków w dziobie i szynie skrzydłowej nie pozwala na dopasowanie się koła z zużywającymi się obręczami.
- Fakt wadliwego kształtowania się zużycia obręczy kół potwierdzają obserwacje śladów przejazdu kół (na szerszej części dziobnicy), dają one ślad i tworzenie się wklęsłości (żłobki) na zewnętrznym śladzie cylindrycznej obręczy koła, które powinno w tym miejscu mieć najmniejszą średnicę i nie dawać śladu przejazdu (rys. 11).
- Przedstawione zjawiska mają również bardzo ujemny wpływ na uderzenia tzn. spadnięcie kół na dziób, co po pewnym czasie, kiedy zużycie dzioba (pomimo

utrzymania tolerancji) będzie większe spowoduje groźny wzrost naprężeń w wózkach (zestawach) i niespokojną jazdę dla pasażera.



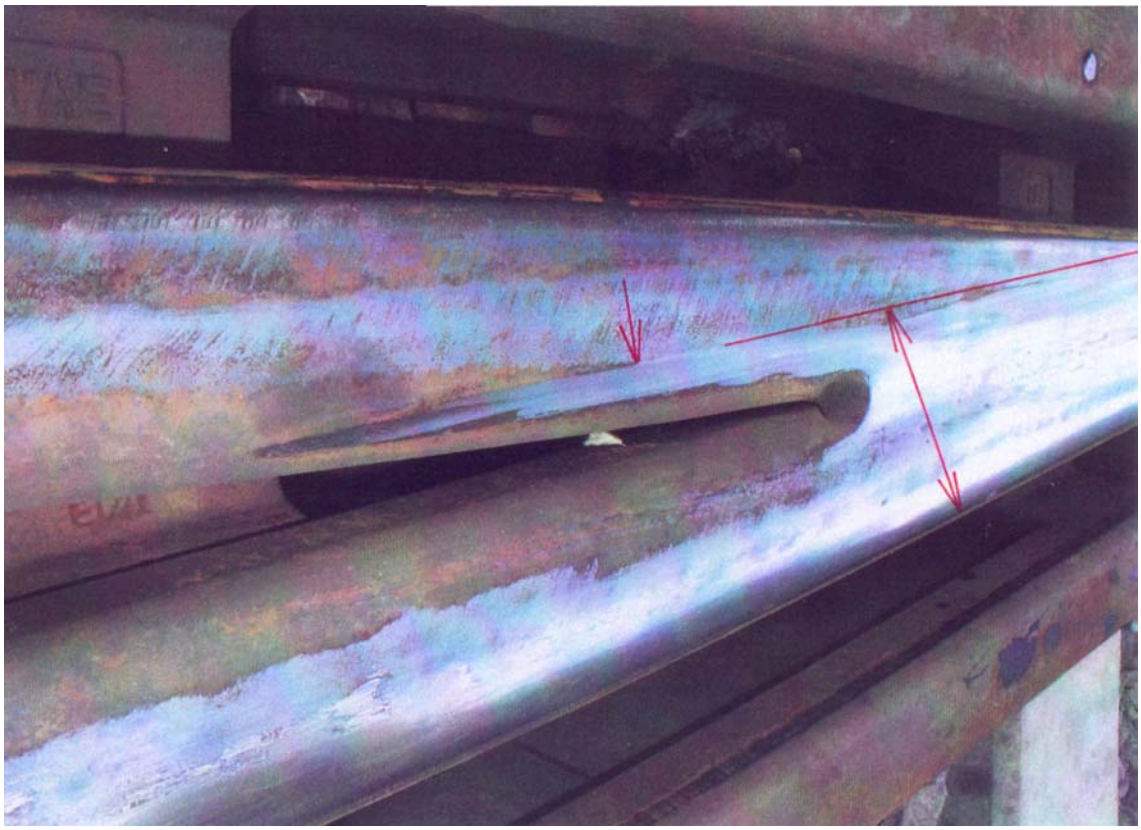
Rysunek 9. Usytuowanie koła na przejściu dziób/szyna skrzydłowa w odległości 301,7 mm od początku dzioba (zarys wadliwego zużycia obręczy powoduje uderzenie w szynę skrzydłową).



Rysunek 10. Usytuowanie koła na przejściu dziób/szyna skrzydłowa w odległości 345,9 mm od początku dzioba (zarys różnych zużyć obręczy koła, które powodują uderzenia w szynę skrzydłową).

W reasumpcji te badania i analizy nie są zbyt optymistyczne, ale aktualnie poza krzyżownicą z ruchomym dziobem nie ma innego, lepszego rozwiązania krzyżownicy ze stałym dziobem, która w eksploatacji byłaby dużo tańsza.

Oferując krzyżownice najtrwalsze jakie są aktualnie na rynku chcemy zapewnić że dalej pracujemy nad lepszymi rozwiązaniami krzyżownic i liczymy ze nasze nowe badania i projekty poprawią obecny stan.



Rysunek 11. Ślad od obręczy niewłaściwie zużytego koła, powodującego uderzenia w szynę skrzydłową i jej zużywanie się.

Łucjan Siewczyński
Politechnika Poznańska

Usuwiska w nasypie podtorza linii E-20 koło Zbąszynka

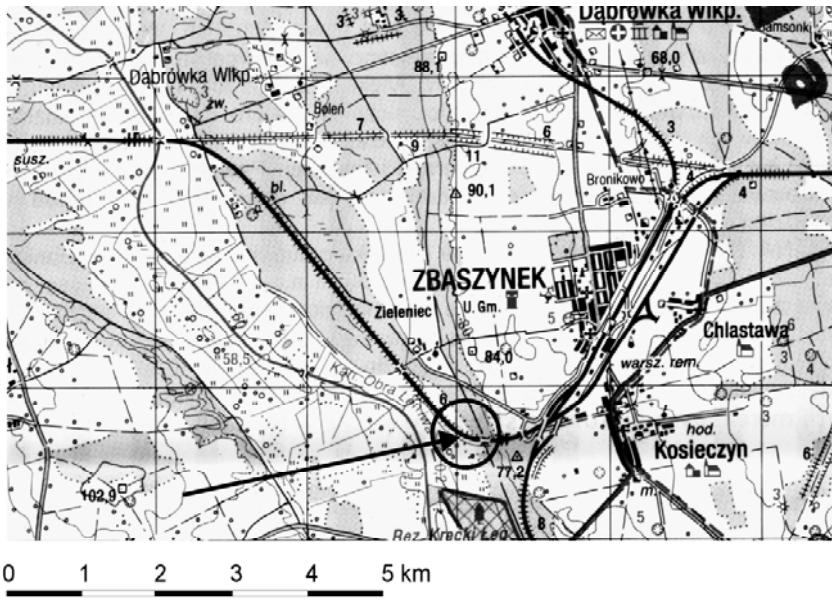
Wstęp

5 sierpnia 2002 r., po okresie intensywnych opadów atmosferycznych, na szlaku Dąbrówka Zbąszyńska – Szczaniec linii E-20, w nie obciążonym nasypie podtorza pod torem nr 1 wystąpiły dwa usuwiska. Na czas prowizorycznej naprawy podtorza wstrzymano ruch pociągów na szlaku. Naprawa usuwiskowego podtorza przeprowadzona została na podstawie wyników doraźnych badań geotechnicznych podłoża i nasypu; po zakończeniu naprawy badania ponowiono jako sprawdzające.

Opis oceny stateczności podtorza do modernizacji

Droga kolejowa E-20 obecnie jest modernizowana; dla celów modernizacji podtorza przeprowadzone zostały najpierw wstępne, a następnie szczegółowsze badania geotechniczne gruntów. Na odcinku linii Zbąszyń – Zbąszynek – Szczaniec nie przeprowadzono takich ba-dań podtorza ze względu na planowaną korektę ruchu pociągów z ominięciem stacji Zbąszynek, po odbudowaniu starej łącznicy umożliwiającej taką alternatywę (rys. 1). Zamiar ten nie został przeprowadzony i do czasu utraty stateczności podtorza ruch pociągów na odcinku Szczaniec – Zbąszynek odbywał się bez ograniczeń ze względu na stan podtorza. Istniejący projekt wzmocnienia górnej strefy podtorza na tym odcinku, opracowany bez jego badań geotechnicznych, nie został zrealizowany, a stan podtorza ujawniony procesami usuwiskowymi czyni go nie aktualnym.

W dotychczasowej praktyce modernizacyjnej linii E-20 projekty przebudowy podtorza, głównie jego górnej strefy oraz odwodnień, opracowywane były na podstawie wyników badań geotechnicznych, wzbogaconych spostrzeżeniami z eksploatacji podtorza i informacjami z archiwalnych dokumentacji. Podtorze tej linii na odcinku zachodnim zbudowane zostało w odległej przeszłości dla potrzeb kolei pruskich, a zmiany terytorialne, wojny oraz szybka od-budowa zniszczeń doprowadziły do zagubienia dokumentów geotechnicznych, co utrudnia działalność modernizacyjną w celu uwzględnienia wymagań geotechnicznych w znaczeniu współczesnym; nie zachowały się także dokumenty o zmianach w konstrukcji drogi wprowadzonych podczas elektryfikacji linii w latach 70. ubiegłego wieku.



Rysunek1. Fragment mapy topograficznej Polski: oznaczono uszkodzony nasyp.

Na podstawie informacji geotechnicznych, eksploatacyjnych i archiwalnych dokonywana jest ocena podtorza; jeśli nie wykazuje ono niestateczności w dotychczasowym użytkowaniu, a w podłożu nie występują grunty słabe organiczne lub mineralne, to wzmacniana jest górna strefa podtorza pod nawierzchnią z uwzględnieniem wymagań odnośnie nośności (odkształcalności), jakości materiałów i grubości całej konstrukcji.

W analizie stanu stateczności podtorza, a więc głównie nasypów i skarp przekopów, najpierw ogólnie uwzględniane są główne czynniki ujawniające stan podtorza i postępujące w nim procesy, a następnie według potrzeby przeprowadzane są szczegółowsze badania geotechniczne, obliczenia stateczności i także według potrzeby projekty, i wykonanie zabiegów technicznych.

Zespół czynników ujawniających stan stateczności podtorza ogólnie można podzielić na związane z oddziaływaniem podłoża gruntowego na stateczność elementów podtorza (rodzaje gruntów, ich stany i ułożenie, morfologia podłoża, woda gruntowa i gospodarka wodami powierzchniowymi) oraz powodowane stanem podtorza gruntowego jako budowli (rodzaje gruntów – ich stany, zagęszczenie, rozmieszczenie; wymiary geometryczne podtorza, zniekształcenia, szczeliny; obiekty budowlane i odwadniające w podtorzu, konstrukcja na-wierzchni kolejowej, dodatkowe obciążenia), a także czynniki klimatyczne. Negatywne działanie wielu z tych czynników można znacznie zmniejszyć lub nawet wykluczyć w procesie utrzymania podtorza.

Katastrofalne uszkodzenia podtorza wskutek utraty stateczności całej budowli gruntowej, lub jej części, następują zazwyczaj pod wpływem długotrwałego oddziaływania jednocześnie kilku czynników [2, 9]. Analiza warunków pracy i uszkodzeń nasypu pozwala stwierdzić, że prawie wszystkie czynniki wyżej wymienione jednocześnie negatywnie oddziaływując kształtowały długotrwały proces zmniejszania

stateczności omawianego nasypu; w końcu czynnikiem negatywnie przeważającym okazał się nawalny deszcz.

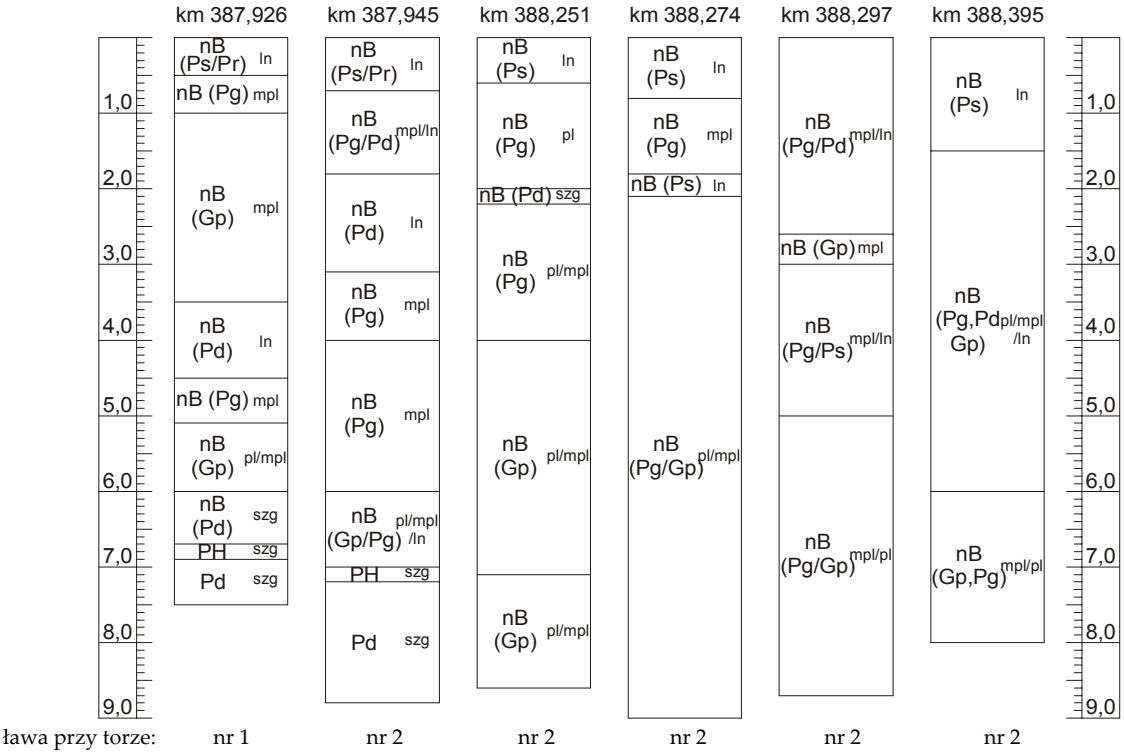
Opis podłoża i nasypu

Pod względem fizjograficznym podłoże usuwiskowego nasypu leży na północno wielkopolskim pasie wysoczyznowym makroregionu Niziny Wielkopolskiej i znajduje się w obrębie Wysoczyzny Lubuskiej; zawiera ona w swoich granicach Wał Zbąszyński i Rów Brójecki [5]. Na ich granicy linia kolejowa wychodzi nasypem ze stacji kolejowej Zbąszynek w kierunku Dąbrówki Wielkopolskiej (rys. 1). Nasyp ten uległ uszkodzeniu z powodu usuwisk. Wał Zbąszyński jest moreną pagórkowatą zbudowaną z piasków akumulacji lodowcowej złożonych na glinach zwałowych. Rów Brójecki, którym płynie kanał Obry, stanowi dolinę polodowcową wypełnioną osadami holoceńskimi w postaci piasków, mułków i żwirów akumulacji rzecznej, a także namułów i torfów. W miejscach usuwisk nasypu, podczas badań geotechnicznych podłoża przy nasypie otworami wiertnicznymi do głębokości 4,5 m poniżej podstawy nasypu, pod warstwą gleby i piasku humusowego stwierdzono występowanie piasków wodnolodowcowych zlodowacenia północnopolskiego, w stanie średniozagęszczonym (ID = 0,34 ÷ 0,67).

Rysunek2. Usuwisko w km 388,270. [fot. autora]

W sierpniu 2002 r. na podłożu przy nasypie znajdowała się woda po opadach deszczu (rys. 2.), a piaski w podłożu były nasycone wodą na całej stwierdzonej głębokości ich występowania. Podczas badań we wrześniu 2002 r. w otworach wiertniczych w podłożu przy nasypie stwierdzono wodę gruntową na głębokości 1,0 m od powierzchni terenu. Nasyp podtorza w miejscach uszkodzeń (usuwisk) ma wysokość 8,00 ÷ 8,40 m, szerokość torowiska 13,5 ÷ 14,0 m oraz pochylenia skarp zbliżone do 1:1,5. Nasyp po stronie toru nr 2, pod którym nie uległ zniszczeniu, posiada ławę torowiska szerszą o 1,70 ÷ 2,0 m, co pozwala wnioskować o zmianie układu geome-

trycznego toru w łuku w celu zwiększenia promienia, być może z jednoczesnym poszerzeniem nasypu po stronie toru nr 1, pod którym uległ on uszkodzeniom.



Rysunek 3. Zestawienie profili geotechnicznych z wierceń na ławach torowiska. [7]

Budowę wewnętrzną nasypu na opisywanym odcinku od km 387,750 do km 389,100 rozpoznano na podstawie oględzin powierzchni usuwisk, badań makroskopowych oraz wyników wierceń i sondowań sondami z końcówką stożkową. Nasyp zbudowany jest z różnych gruntów niespoistych – piasków o różnym uziarnieniu (piasków pylastych, drobnych, średnich oraz grubych) oraz z różnych gruntów spoistych (piasku gliniastego, gliny piaszczystej, gliny pylastej). Piaski wykazywały stan średnio zagęszczony (ID = 0,34 ÷ 0,67) lub wyjątkowo stan zagęszczony (ID > 0,68). Grunty spoiste były w stanach od miękkoplastycznego (IL > 0,5) do twardoplastycznego (IL > 0,20), a piaski gliniaste miejscowo płynęły. Badania nie pozwala-ją stwierdzić wyraźnej warstwowej budowy nasypu z gruntów różnych rodzajów; grunty wy-mieszane są z sobą, a w podstawie nasypu grunty spoiste i niespoiste ułożone są bezpośrednio na podłożu. Podczas wierceń stwierdzono także występowanie glin i piasków gliniastych na całej wysokości nasypu (rys. 3).

W czasie badań w sierpniu 2002 r. stwierdzono obecność wody w nasypie, z którego w miejscach uszkodzeń wypływała; wypływał także upłynniony małospoisty piasek gliniasty. W czasie zimy 2002 – 2003 r. woda wypływająca z skarpy nasypu tworzyła na skarpie zamarznięte powłoki lodowe i sople (rys. 4).

W podłożu wzdłuż nasypu zbudowane są rowy odwadniające, przy tym rów po stronie toru nr 2 stanowi jednocześnie odbiornik kanalizacji komunalnej skierowany do kanału Obra, płynącego równolegle do nasypu w odległości około 250 m (rys. 1).

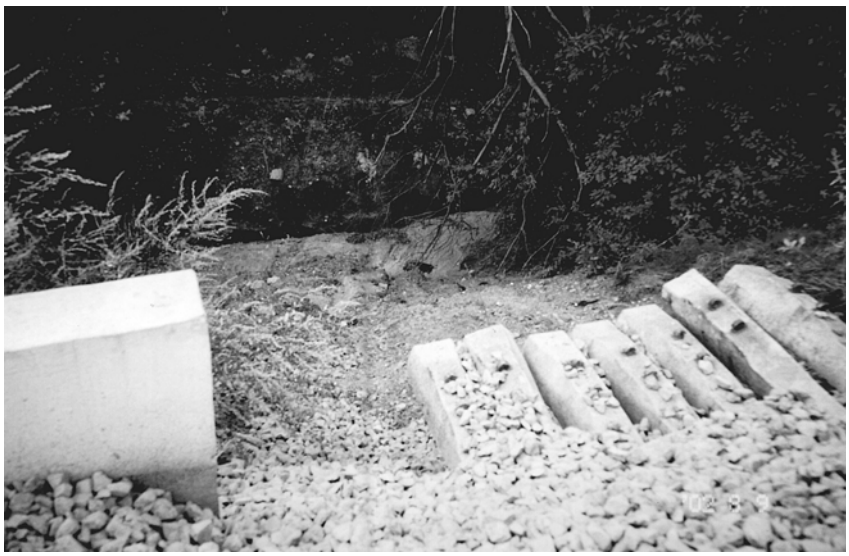
Rysunek 4. Lód na odbudowanej skarpie nasypu w km 388,251 [fot. autora]

W nasyp wbudowane są fundamenty słupów trakcyjnych, wystające ponad ławy torowiska (rys. 2). Słupy z powodu sił poziomych od przewodu na łuku przechyliły się w kierunku jego środka, a przy fundamentach pojawiły się znaczne szczeliny, które ułatwiły dostęp wody do wnętrza nasypu.

Opis uszkodzeń

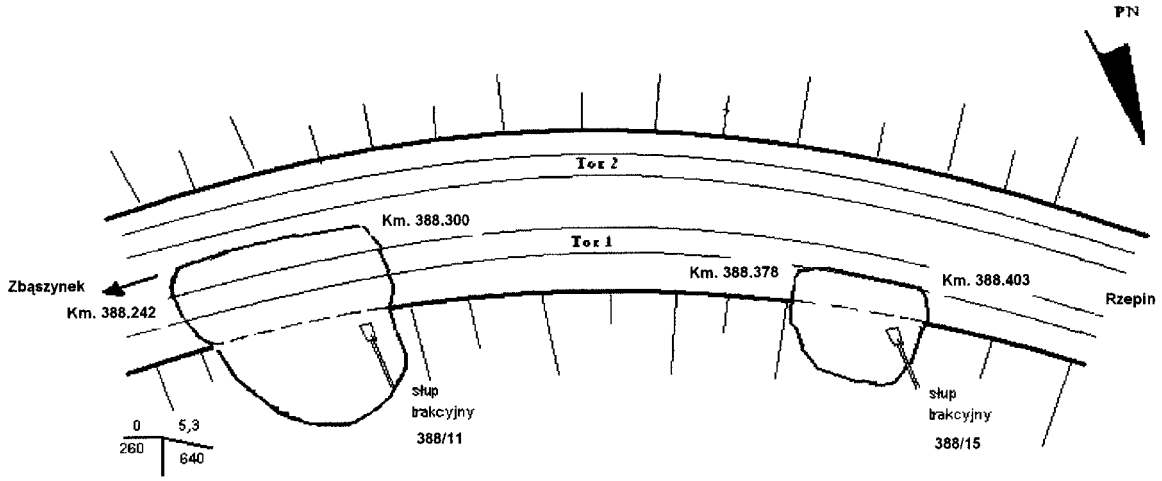
Na odcinku uszkodzonego nasypu od wiaduktu w km 387,950 do km 389,100 wystąpiły trzy główne formy niestateczności gruntów, to jest leje erozyjne, pęknięcia i szczeliny w torowisku oraz usuwiska.

Leje erozyjne powstają jako efekt działalności płynącej wody; woda gromadzi się na torowisku i z ławy torowiska w jej lokalnie najniższym miejscu spływa strumieniem po skarpie, unosząc z sobą cząstki (ziarna) gruntu z torowiska, z ławy i ze skarpy, które akumuluje na podłożu u podstawy nasypu i tworzy stożki napływowe. Lej erozyjny może osiągać średnicę kilku metrów, zagrażając stateczności toru, a bruzda (szyjka leja) na skarpie głęboko rozcina ją, zmniejszając jej stateczność; stożek napływowy zamyka światło rowu i uniemożliwia odwodnienie podłoża i podstawy nasypu. Takie formy uszkodzeń (rys. 5) wystąpiły w otoczeniu wiaduktu w km 387,950 na skutek działalności wody podczas nawalnych deszczy, płynącej przekopem ze stacji i z miasta z powodu niedrożnego kolektora, prowadzącego wody do rowu kanalizacyjnego wzdłuż nasypu; część wody zalała podłoże nasypu przy torze nr 1.



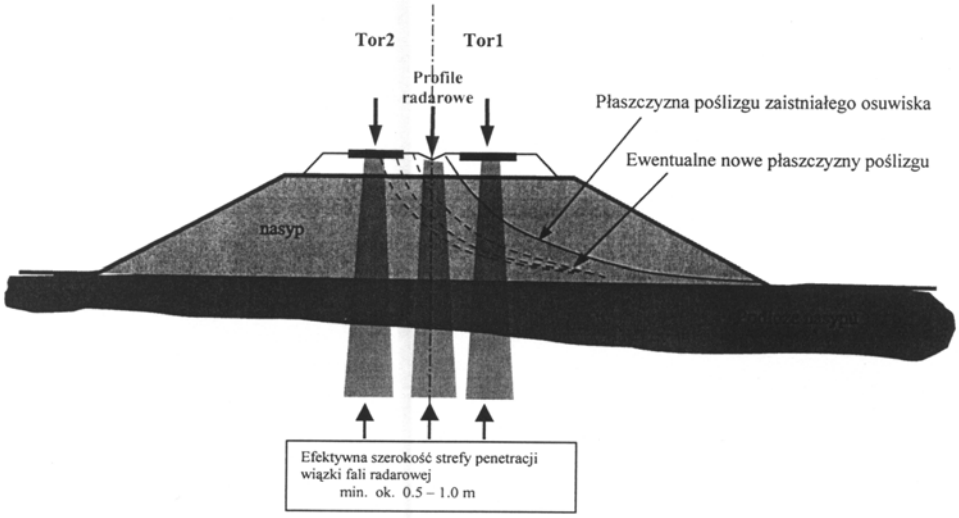
Rysunek 5. Lej erozyjny w ławie przy torze nr 2. zabezpieczony podkładami [fot. autora].

Podłużne pęknięcia i szczeliny w nasypie możliwe do zaobserwowania tylko na międzytorzu i na skarpie poniżej jej krawędzi, zostały spowodowane zmniejszeniem wewnętrznych sił w nasypie utrzymujących równowagę mas gruntowych i powiększeniem ich ciężaru wskutek zwilgocenia; świadczyły one o zbliżającej się równowadze chwiejnej oddzielających się od siebie części nasypu. Zmniejszenie sił wewnętrznych następowało wskutek zawilgocenia (nawodnienia) najpierw podłoża wodą płynącą po terenie ze Zbąszynka, dla której nasyp podtorza stanowił przeszkodę. Woda filtrowała w nasyp, to jest w gliny i w piaski gliniaste mało spoiste, które szybko pogorszyły swoją konsystencję, a nawet upłynniły się; kapilarne przemieszczanie się wody w gruncie spoistym współdziałało z wodą wpływającą w nasyp przez torowisko i szczeliny przy fundamentach słupów trakcyjnych. Nasyp odkształcał się w podstawie, co wywoływało nieciągłości w nadległych gruntach – miejscowe pęknięcia i miejscowe ścięcia. Opisany proces destrukcji podłoża i tego nasypu nie zdarzył się po raz pierwszy, lecz był przypadkiem o wyjątkowo dużym natężeniu niszczących oddziaływań środowiska i klimatu na podtorze.



Rysunek 6. Szkic sytuacyjny usuwisk (z dokumentacji PKP).

Dwa usuwiska nasypu (rys. 6) pod torem nr 1 (od km 388,242 do km 388,300 oraz od km 388,378 do km 388,403) były skutkiem pogarszania się układu sił w nasypie pod wpływem nawadniania po osiągnięciu opisanego stanu równowagi chwiejnej. Lokalne powierzchnie ścięć połączyły się tworząc powierzchnie usuwiskowe zakrzywione (rys. 7), ale pocięte systemem drugorzędnych szczelin i ścięć, według których następowały wtórne usuwiska z wyciekami upłynnionego gruntu, po ustaniu głównego ruchu usuwiskowego (rys. 8).



Rysunek 7. Przekrój poprzeczny nasypu usuwiskowego według [3].

Rysunek 8. Widok usuwiska nasypu w km 388,270. Widoczne są szczeliny w nasypie i wtórne usuwiska. [fot. autora]

W przebiegu procesu usuwiskowego nie można niedoceniać znaczenia ciśnienia spływowego wody przemieszczającej się w przewarstwieniach piaszczystych wśród glin oraz ciśnienia hydrostatycznego wody wypełniającej od góry szczeliny w grun-

cie spoistym i wolne przestrzenie wokół fundamentów słupów trakcyjnych; obydwa usuwiska nastąpiły w gruntach otaczających fundamenty, które znalazły się w głównym nurcie obu usuwisk.

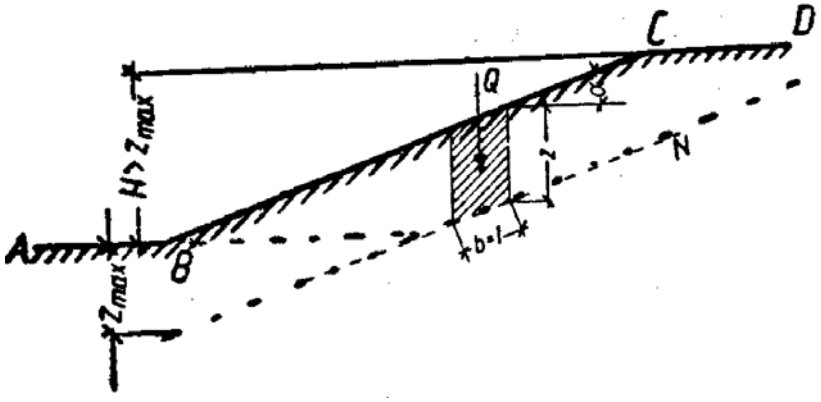
W celu określenia warunków geotechnicznych w podłożu i w podtorzu wykonane zostały ograniczone badania geotechniczne, w których większość otworów nie była doprowadzona do podłoża nasypu. Przez nasyp wykonano tylko 6 otworów (rys. 3) [7]. Badania radarowe opisują ogólnie stan nasypu i uszkodzeń a ich wyniki nie są porównane z wynikami badań geotechnicznych.

Uproszczona analiza stateczności gruntów w nasypie

Zbąszynek powstał po 1919 r. jako osada urzędnicza przy stacji granicznej po stronie niemieckiej; wówczas także zbudowano odcinek Zbąszyń – Zbąszynek – Dąbrówka Wlkp. obecnej linii kolejowej E-20. Podczas budowy równi stacji Zbąszynek grunty transportowane były na miejsce budowy nasypu linii w kierunku Dąbrówki; nadmiar gruntów był powodem zbudowania nasypu o przekroju ponadnormatywnym. Stacja Zbąszynek jest położona w obrębie wału Zbąszyńskiego, który budują piaski i gliny plejstoceńskie, odpowiadające rozpoznanym gruntom nasypu. Nasyp budowany był sposobem warstwowym, z warstw o małej miąższości, które mogły być pochylone zgodnie z kierunkiem obecnej kilometracji, co sprzyja spływowi wody w kierunku usuwiska. Grunty różnych rodzajów rozmieszczone są chaotycznie – w niektórych miejscach cały nasyp tworzą grunty spoiste, w innych miejscach zaś grunty różnych rodzajów tworzą przewarstwienia (rys. 3). Nienormatywny (powiększony) przekrój poprzeczny także może być spowodowany rozłożeniem na skarpach

Rysunek 9. Usuwisko nasypu w km 388,390. Widoczne są szczeliny w nasypie i uwarstwienie w skarpie [fot. autora].

odsiewek zanieczyszczeń podsypki, po kolejnych naprawach nawierzchni, lub wykonaniem poszerzeń nasypu dla powiększenia promienia łuku poziomego, na co może wskazywać układ uwarstwień na skarpie (rys. 9). Materiały ziarniste ułożone lub zmagazynowane na skarpie są w stanie luźnym, łatwo ulegają nasyceniu wodą i przeciążają skarpę zmniejszając jej stateczność.



Rysunek 10. Układ poślizgowy w skarpie nasypu z gruntu jednorodnego [6].

W uproszczonej analizie stateczności można przyjąć, że skarpa o nieograniczonej wysokości zbudowana jest z jednorodnego gruntu spoistego i w każdym miejscu będzie wykazywała skłonność do poślizgu równolegle do powierzchni skarpy. Rozpatrując element o wysokości „z" i powierzchni podstawy równej 1 wzdłuż pochylenia skarpy, można wyznaczyć jego ciężar (rys. 10) jako [6]:

$$Q = \gamma z \cos\alpha \tag{1}$$

Składowa normalna do powierzchni poślizgu będzie:

$$N = Q \cos\alpha = \gamma z \cos^2\alpha \tag{2}$$

Składową równoległą wywołującą poślizg określa równanie:

$$R = Q \sin\alpha = \gamma z \cos\alpha \sin\alpha \tag{3}$$

Siła przeciwstawiająca się poślizgowi będzie:

$$S = c + N \operatorname{tg}\varphi = c + \gamma z \cos^2 \operatorname{tg}\varphi \tag{4}$$

Warunek stateczności skarpy będzie więc:

$$c + \gamma z \cos^2\alpha \operatorname{tg}\varphi > \gamma z \cos\alpha \sin\alpha \tag{5}$$

skąd:

$$\operatorname{tg}\varphi > \operatorname{tg}\alpha - \frac{c}{\gamma z \cos^2 \alpha} \tag{6}$$

Z nierówności wynika, ze stateczność skarpy jest zapewniona gdy $\operatorname{tg}\alpha < \operatorname{tg}\varphi$; jeśli $\operatorname{tg}\alpha > \operatorname{tg}\varphi$ powinien być spełniony warunek:

$$z_{max} = \frac{c}{\gamma \cos^2 \alpha (\operatorname{tg}\alpha - \operatorname{tg}\varphi)} \tag{7}$$

gdzie:

γ - ciężar objętościowy gruntu,

φ - kat tarcia wewnętrznego gruntu,

c – spójność gruntu.

Tablica 1. *Parametry geotechniczne gliny piaszczystej i obliczone elementy warunku stateczności.*

I_L	γ	φ	c	z_{max}	H=8,0
	kN/m³	stopnie	kN/m²	m	m
0,00	22	22	40	9,0	0,3386
0,25	21	19	30	6,0	0,4088
0,50	20	15	20	3,5	

W tablicy dla trzech wartości stopnia plastyczności zabrane są parametry geotechniczne gliny piaszczystej [10], z których według zależności (7) obliczony jest warunek ograniczenia wysokości „z" oraz wartość wyrażenia tworzącego prawą stronę nierówności (6) dla przypadku nasypu o wysokości H = 8,0 m, a więc dla profilu geotechnicznego np. w km 388,251. Wyniki obliczeń uproszczonym sposobem wskazują na trudne warunki stateczności rozważanego nasypu, które zdecydowanie pogarszają się przy powiększeniu się wilgotności gliny. Grunty były w stanie plastycznym i miękkoplastycznym (I_l=0,50) wobec czego według obliczeń nie spełniały warunku stateczności.

Z analizy tej wynika także ważny wniosek dla przypadku profilu geotechnicznego w innych miejscach nasypu, w których przewarstwienia piaszczyste zmieniają warunki stateczności, ale jego podstawa zbudowana jest z gliny; w stanie plastycznym utrzyma ona stateczność, gdy jej wysokość nie przekroczy wielkości z_{max}, która jednak dotyczy skarpy nieobciążonej.

Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonej analizy przyczyny uszkodzeń nasypu można przedstawić następująco:

- Przyczyny uszkodzeń podtorza należy rozumieć jako postępujący proces degradacji (niszczenia się) nasypu (powiększającej się wilgotności gruntów) i jego podłoża (pogarszanie się odwodnienia), a więc działanie długotrwałe czynników niekorzystnych dla trwałości i stateczności podtorza.
- Bezpośrednią przyczyną uszkodzeń nasypu były warunki atmosferyczne w okresie kilku dni przed wystąpieniem uszkodzeń. Deszcz nawalny spowodował zalanie terenu od strony skarpy przy torze nr 1, i zawilgocenie podstawy nasypu z gruntów spoistych. Zawilgoceniu gruntów sprzyjała filtracja wody deszczowej przez torowisko, skarpy i szczeliny nasypu zdeformowanego z powodu odkształceń jego podstawy.
- Nienormatywny przekrój poprzeczny nasypu o zwiększonej szerokości z powodu zmagazynowanych odsiewek po remoncie nawierzchni; luźny materiał przyjmuje wodę i zwiększa ciężar skarpy.

- Nieuporządkowane stosunki wodne w otoczeniu nasypu, tylko częściowo pozostające w decyzji służb kolejowych, to jest podniesienie podstawy (bazy) odwodnienia, którą jest rzędna dna odbiorników wody z urządzeń odwadniających podtorze, co może powodować stopniowe podnoszenie się poziomu wód gruntowych na terenie stanowiącym podłoże nasypu.

Zalecenia i kierunki naprawy nasypu powinny zawierać:

- Uporządkowanie gospodarki wodnej w otoczeniu nasypu, z odprowadzeniem wód po stronie zewnętrznej łuku, i z odprowadzeniem bezpośrednim osobnym przepustem wody z podłoża z „wnętrza łuku".
- Zastosowanie głębszych rowów w celu obniżenia zwierciadła wody gruntowej w podłożu nasypu.
- Uporządkowanie przekroju poprzecznego nasypu według wymagań przepisów: szerokości torowiska, pochylenia skarp; odbudowanie skarp z pochyleniem zmniejszonym w dolnej ich części, lub częściowo z zastosowaniem ław podpierających z materiału przepuszczalnego.
- Przebudowę górnej strefy podtorza na całym odcinku zagrożonego nasypu, z zastosowaniem warstwy ochronnej z niesortu kamiennego na geowłókninie w celu zabezpieczenia nasypu przed infiltracją wody.
- Modernizację obiektów w podtorzu, które ułatwiają infiltrację wody w nasyp (fundamenty słupów, trasa kabli), z zastosowaniem fundamentów głębiej posadowionych lub betonowanych w postaci pali.
- Przebudowę nasypu w możliwie pilnym terminie. Do czasu przebudowy nasyp może być użytkowany w ograniczonej eksploatacji.
- Wskazane zabezpieczenia nasypu przed dostępem wody przez torowisko i przez podstawę nasypu, które będą jednocześnie trwale oddziaływać na stan wytrzymałości gruntów spoistych. Powtarzające się okresowe podtopienia podłoża będą pogarszały stan nasypu nawet wtedy, gdy zabezpieczenie torowiska będzie w pełni skuteczne. Podobnie też skuteczne odwodnienie podłoża nasypu bez przebudowy torowiska, będzie zabiegiem niewystarczającym.
- Należy rozważyć wariant naprawy odcinka linii polegający na zbudowaniu nowego nasypu z gruntów niespoistych, z jednoczesnym ulepszeniem planu i profilu linii.

Wnioski

- Dla inwestycji i napraw podtorza istotna jest jego historia (bank informacji o podtorzu).
- Odbudowa niestatecznego podtorza polega przede wszystkim na przywróceniu jego wewnętrznej równowagi.
- Wyniki badań pośrednimi metodami nie są wystarczające dla skutecznej odbudowy podtorza niestatecznego.

Literatura

[1] Bałuch H.: Diagnostyka nawierzchni kolejowej jako wspomaganie diagnostyki podtorza. Materiały II Konferencji Problemy Modernizacji i naprawy podtorza kolejowego, Żmigród 2003.
[2] Grubecki J. Sysak J.: Geologia inżynierska. Arkady, Warszawa 1960.
[3] Geopartner: Rozpoznanie stanu technicznego nasypu kolejowego metodą georadarową. Kraków 2002.
[4] Kondracki J.: Geografia fizyczna Polski. PWN, Warszawa 1965.
[5] Krygowski B.: Geografia fizyczna Niziny Wielkopolskiej. PT.PN, Poznań 1961.
[6] Piętkowski R.: Mechanika gruntów. Arkady, Warszawa 1957.
[7] Siewczyński Ł.: Opracowanie o stanie nasypu podtorza na odcinku linii kolejowej E-20 Dąbrówka Zbąszyńska – Szczaniec od km 387,750 do km 389,100. Poznań 2002.
[8] Siewczyński Ł.: Dokumentacja geotechniczna podtorza po naprawie nasypu na odcinku linii kolejowej E-20 Dąbrówka – Szczaniec od km 388,200 do km 388,450. Poznań 2002.
[9] Sysak J. red.: Drogi kolejowe. PWN, Warszawa 1986.
[10] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKiŁ, Warszawa 1976.

Eugeniusz Skrzyński
Zakład Dróg Kolejowych i Przewozów CNTK

Normy na kruszywa do nawierzchni kolejowych

Wstęp

W listopadzie 2002 r. Europejski Komitet Normalizacyjny CEN przyjął normę EN 13450:2002 Aggregates for railway ballast [1]. Podstawą ustaleń zawartych w tej normie były między innymi prace Komitetu D182 ORE pt. Ujednolicone kryteria jakości podsypki oraz metody oceny jej stanu w torze [3].

W 2003 r. Komitet Techniczny nr 108 ds. Kruszyw i Kamienia Budowlanego PKN podjął działania mające na celu ustanowienie normy EN 13450:2002 wraz z jednoczesnym unieważnieniem obowiązującej obecnie normy PN-B-11114:1996 [2] (norma europejska zostanie ustanowiona najprawdopodobniej w trzecim kwartale 2003 r.).

W r*e*feracie porównano obie normy i wskazano na konsekwencje zastąpienia normy PN-B-11114:1996 przez normę PN-EN 13450:2002.

Porównanie norm

Przedmiot i zakres

Przedmiotem obowiązującej polskiej normy PN-B-11114:1996 jest ocena jakości surowca skalnego oraz wymagania dla kruszyw łamanych stosowanych w nawierzchni kolejowej.

Zakres normy obejmuje kruszywa łamane ze skał magmowych, skał przeobrażonych (z wyjątkiem wapieni krystalicznych i łupków) oraz skał osadowych o lepiszczu krzemionkowym, w tym także kliniec, wykorzystywany do podbudów i wypełnień na stacjach.

Przydatność tych materiałów do określa się metodami podanymi w normie i sprawdza, czy uzyskane wyniki mieszczą się odpowiednich granicach. Ocenia się zarówno jakość surowca skalnego (klasy), jak i jego przetworzenie (gatunki).

Przedmiotem normy EN 13450:2002 jest ocena właściwości kruszyw i zgodności tej oceny z normą.

Zakres normy obejmuje tylko tłuczeń, jednak może on pochodzić z przetwarzania materiałów naturalnych i sztucznych pochodzenia mineralnego oraz z przekruszenia kruszyw już wykorzystywanych (z recyklingu).

Norma EN 13450:2002, podobnie jak większość norm europejskich, nie zawiera żadnych wymagań określających przydatność wyrobów do konkretnych zastosowań. Nie podaje też wymagań dla surowca. Ujednolica jedynie metody badań gotowego wyrobu, przy czym metody te podaje się najczęściej warunkowo lub wariantowo. Znajduje to wyraz w następujących stwierdzeniach:

- badanie i deklarowanie wszystkich właściwości należy ograniczyć odpowiednio do charakteru końcowego zastosowania lub pochodzenia kruszywa,
- wymagania odnoszące się do pewnych właściwości nie mają zastosowania w krajach członkowskich, w których nie ma unormowanych wymagań dotyczących tych właściwości w określonych zastosowaniach wyrobu,
- wymagane bezpieczeństwo (od którego zależy system oceny zgodności wyrobu) powinno być ustalone przez państwa członkowskie w ich prawodawstwie, przepisach i administracyjnych postanowieniach,
- wskazówki dotyczące doboru kategorii odpowiednich dla poszczególnych zastosowań można znaleźć w wymaganiach krajowych odnoszących się do konkretnych miejsc użycia podsypki kolejowej.

Wymagania dotyczące geometrii

Wymiar kruszywa oraz jego uziarnienie

Norma PN-B-11114:1996 wyróżnia dwa gatunki tłucznia 31,5/50 mm, natomiast w EN 13450:2002 wyszczególnia się 3 kategorie tłucznia 31,5/50 oraz 3 kategorie 31,5/63.

Zawartość cząstek drobnych, mniejszych od 0,5 mm

W normie PN-B-11114:1996 nie określa się zawartości cząstek mniejszych od 0,5 mm, natomiast w EN 13450:2002 wyróżnia się 2 kategorie zawartości takich cząstek.

Zawartość pyłów, tj. cząstek mniejszych od 0,063 mm

Norma PN-B-11114:1996 uwzględnia jeden gatunek kruszywa o kontrolowanej zawartości pyłów, natomiast w EN 13450:2002 wyróżnia się 3 kategorie zawartości pyłów.

Kształt ziarna

Według normy PN-B-11114:1996 dopuszczalna zawartość ziaren nieforemnych zależy od gatunku materiału, natomiast w EN 13450:2002 wyróżnia się 3 kategorie wskaźnika płaskości według EN 933-3 oraz 4 kategorie wskaźnika kształtu według EN 933-4. Parametrem porównawczym jest wskaźnik płaskości.

Zawartość ziaren dłuższych od 100 mm

W obowiązującej normie zawartość ziaren dłuższych od 100 mm związana jest z gatunkiem materiału (2 klasy), natomiast norma EN 13450:2002 wyróżnia 4 kategorie zawartości takich ziaren.

Wymagania fizyczne

Odporność na rozdrabnianie

W obowiązującej polskiej normie nie przewiduje się określania odporności na rozdrabnianie.

W normie EN 13450:2002 za badanie podstawowe uznaje się badanie metodą Los Angeles wg EN 1097-2:1998 w zmodyfikowanych warunkach (6 kategorii). Badanie zastępcze może polegać na rozbijaniu kruszywa w cylindrze zgodnie z EN 1097-2:1998 (AIV – Aggregate Impact Value), jednak w zmodyfikowanych warunkach (5 kategorii).

Odporność na ścieranie

W polskiej normie ścieralność kruszywa określa się jako średni wynik z badań metodą Devala na sucho i na mokro.

Według EN 13450:2002 miarą ścieralności jest współczynnik mikro-Devala, określany zgodnie z EN 1097-1, z odpowiednim dostosowaniem warunków badań (6 kategorii)

Trwałość

Odporność na zamrażanie i odmrażanie

Ogólnie, zasady oceny odporności na zamrażanie i odmrażanie kruszywa podane w obu normach są podobne, gdyż obejmują:

- zamrażanie i odmrażanie według EN 1367-1,
- badanie w siarczanie magnezu według EN 1367-2,
- określanie absorpcji wody według EN 1097-6:2000.

Warunki wykonywania tych badań są jednak zmienione i różnią się od warunków obowiązujących obecnie.

Gęstość ziarna

Norma PN-B-11114:1996 nie przewiduje określania gęstości ziarna, natomiast według EN 1097-6:2000 parametr ten można określać zgodnie z EN 1097-6:2000.

Zgorzel słoneczna

Norma PN-B-11114:1996 nie przewiduje badań rozpadu bazaltu z powodu zgorzeli słonecznej, natomiast według EN 1097-6:2000 badania ilościowe wykonuje się zgodnie z EN 1367-3.

Pobieranie próbek podsypki

Norma PN-B-11114:1996 dopuszcza się pobieranie próbek podsypki tylko u producenta.

W normie EN 1097-6:2000 dodatkowo podaje się sposoby pobierania próbek na miejscu robót z wagonu kolejowego, z toru z okienek pomiędzy podkładami oraz z toru przy użyciu specjalnej ramki.

Ocena zgodności i procedury atestacji zgodności kruszyw

Ocena zgodności wyrobu z normą PN-B-11114:1996 obejmuje:

- wykonywanie dla każdej partii kruszywa badań niepełnych,
- wykonywanie co najmniej raz na rok badań pełnych kruszywa,
- dołączanie przez producenta do każdej ilości kruszywa deklaracji o zgodności.

Ocena zgodności wyrobu z wymaganiami normy EN 1097-6:2000 obejmuje:

- wstępne badania typu,
- zakładową kontrolę produkcji (forma kontroli konkretnego kruszywa zależy od jego przewidywanego zastosowania i przepisów związanych z tym zastosowaniem),
- atestację zgodności kruszyw (system atestacji 2+ w zastosowaniach wymagających wysokiego poziomu bezpieczeństwa, gdy w certyfikacji zakładowego systemu kontroli produkcji wymagany jest udział trzeciej strony, albo system atestacji 4 dla zastosowań nie wymagających wysokiego poziomu bezpieczeństwa),
- przygotowanie deklaracji zgodności EC, uprawniającej producenta do umieszczania oznaczenia CE.

Wnioski

1. Norma europejska EN 13450:2002 dotyczy tylko kruszyw łamanych stosowanych jako podsypka kolejowa. Obejmuje jednak wszystkie materiały, które mogą być użyte do produkcji podsypki, mianowicie materiały naturalne, sztuczne i odzyskane w wyniku recyklingu. Jednocześnie norma europejska nie określa konkretnych wymagań dla podsypki, wprowadza nowe lub zmodyfikowane metody jej badań i uniezależnia od siebie kategorie poszczególnych właściwości.
2. Wdrożenie normy europejskiej wymaga opracowania szczegółowych warunków technicznych dla podsypki albo warunków jej dostaw. Między innymi konieczne jest ustalenie wymiaru kruszywa na podsypkę oraz sprecyzowanie wymagań dotyczących jej odporności na rozdrabnianie i na ścieranie. W pierwszym okresie warunki techniczne lub warunki dostaw mogą obejmować tylko podsypkę nową, wytwarzaną z surowca skalnego, oraz ew. podsypkę odzyskaną przy użyciu maszyny AHM 800R (z recyklingu).
3. W pracach wdrożeniowych powinny być uwzględnione zasady doboru materiałów dla poszczególnych torów, dostępność surowców mineralnych w Polsce i możliwości technologiczne producentów.
4. Alternatywne rozwiązanie może polegać na opóźnieniu wdrożenia normy EN 13450:2002 i dalszym stosowaniu normy PN-B-11114:1996. Rozwiązanie takie wymagałoby wprowadzenia stosownych zmian w rozporządzeniu [4].

Literatura

[1] Norma EN 13450:2002 Aggregates for railway ballast

[2] Norma PN-B-11114:1996 Kruszywa mineralne. Kruszywa łamane do nawierzchni kolejowych
[3] Prace Komitetu D182 ORE pt. Ujednolicone kryteria jakości podsypki oraz metody oceny jej stanu w torze. Utrecht 1989 - 1994
[4] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 10 września 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz. U. RP nr 151 z 15 grudnia 1998 r., poz. 987
[5] Skrzyński E.: Podsypka i jej jakość. Problemy Kolejnictwa 1993 z. 115
[6] Wytyczne doboru kruszyw (pismo Naczelnego Zarządu Utrzymania Kolei DG PKP nr KD4-517-08/1/96 J.W. z dnia 23 stycznia 1996 r.)

Andrzej Surowiecki
Politechnika Wrocławska, Instytut Inżynierii Lądowej

Doświadczalny model warstwy podtorza ze wzmocnieniem

Uwagi wstępne

Przez sformułowanie „wzmocnienie ośrodka gruntowego" pracującego w zakresie sprężysto–plastycznym odkształceń należy rozumieć przede wszystkim doprowadzenie do redukcji odkształceń pionowych (osiadań) i poziomych (parcie boczne), czyli zwiększenie wartości modułu odkształcenia, które stanowi odpowiednik przyrostu nośności. Natomiast nośność jest w pewnej mierze wyznacznikiem trwałości nawierzchni i podłoża drogi kolejowej. Są to więc działania, których celem jest nadanie podłożu trwałej stateczności, zwanej według kryteriów podanych w poradniku [8] — trwałą nośnością. Działania te muszą uwzględniać istniejące warunki geologiczno–inżynierskie, czyli także hydrogeologiczne i klimatyczne oraz wymagania wytrzymałościowe dla nawierzchni lub podtorza. Wzmocnienie podtorza jest wymagane w przypadkach, gdy nie kalkuluje się wymiana gruntu, polegająca na zastąpieniu słabych gruntów (głównie bagiennych), zalegających w przypowierzchniowej warstwie podtorza, gruntem o wymaganej nośności. Sposób wymiany powinien być dostosowany do warunków geologiczno–inżynierskich podłoża gruntowego.

Metody i sposoby wzmacniania podłoża można najogólniej podzielić na dwie grupy [1]: wzmocnienie fizyko-mechaniczne oraz fizyko-chemiczne. Grunt zbrojony, który jest rozpatrywany w referacie należy do pierwszej grupy i technologia ta została już dość szczegółowo opisana w literaturze (np. [3, 5, 7]) na przestrzeni ostatnich ponad trzydziestu lat. W zakresie badań doświadczalnych temat powyższy jest dość dokładnie rozpoznany, lecz istniejące podstawy teorii gruntu zbrojonego zawierają jeszcze pewne uproszczenia. Uzasadnione jest więc wykonywanie badań doświadczalnych, w których zależności między poszczególnymi parametrami procesu pracy ośrodka z wkładkami są wyznaczane za pośrednictwem pomiaru bezpośredniego.

W referacie przedstawiono podejście, polegające na analizowaniu pracy gruntu zbrojonego w oparciu o wykonane testy badawcze na modelach laboratoryjnych. Podjęto próbę prezentacji stanu naprężeń w reprezentatywnym elemencie gruntu zbrojonego, opracowując dwa warianty tzw. hipotetycznego modelu pracy gruntu zbrojonego.

Zasada pracy i założenia modelowe gruntu zbrojonego

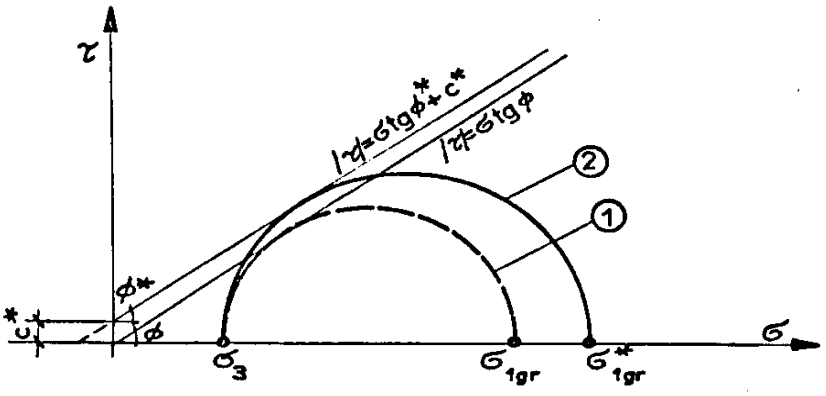
Wkładki zbrojące ośrodek gruntowy są rozmieszczone w kierunkach wymagających wzmocnienia, to znaczy tam, gdzie występują siły rozciągające. Zgodnie z kierunkiem działania tych sił, zbrojenie układane jest zasadniczo poziomo, w równoległych warstwach [5, 7]. Ponieważ zasada współpracy zbrojenia i gruntu polega na tarciu ziaren gruntu na powierzchni zbrojenia, struktura gruntu i powierzchnia wkładek powinny zapewniać odpowiednio wysoki opór tarcia.

Występujące w badanych laboratoryjnie próbkach gruntu zbrojonego [5, 7] naprężenie początkowe σ_0, można traktować jako wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie, którą zapewnia zbrojenie. Jest ono funkcją wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie R_r , rozstawu warstw zbrojenia Δz oraz kąta tarcia wewnętrznego φ. Kąt tarcia i spójność „c" są wzbudzane w miarę wzrostu odkształceń. Wykresy funkcji wytrzymałości na ścinanie stanowią prostoliniową obwiednię kół Mohra (rys. 1), gdzie: σ_3 - naprężenie parcia bocznego założone jako niezmienne, σ_{1gr} - naprężenie pionowe graniczne w gruncie nie zbrojonym, σ_{1gr}^* - naprężenie pionowe graniczne w gruncie zbrojonym, φ^* - kąt tarcia wewnętrznego w gruncie zbrojonym.

W oparciu o wyniki badań, wykonanych na modelach w Laboratoire Central Ponts et Chaussees (Paryż), wyprowadzono wzór do obliczania anizotropowej spójności w gruncie obciążonym pionowo, zbrojonym poziomymi dwukierunkowymi wkładkami:

$$c^* = f_a \ \mathrm{tg}(45^0 + 0{,}5\,\varphi)\,(2\,\Delta z)^{-1} \qquad (1)$$

w którym: f_a – wytrzymałość wkładek na rozciąganie; φ - kąt tarcia wewnętrznego ośrodka gruntowego; Δz – pionowy odstęp wkładek zbrojenia.



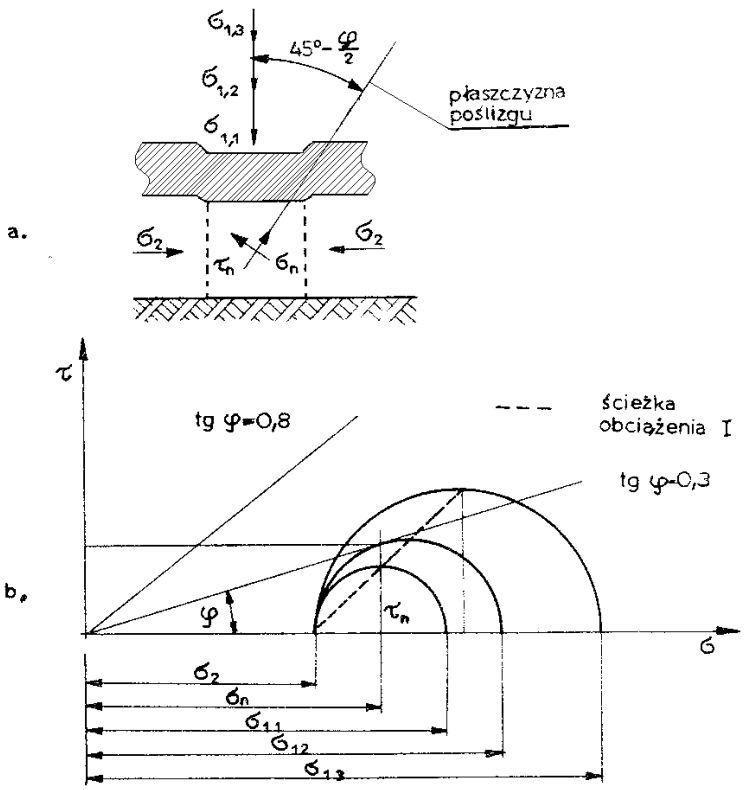
Rysunek 1. Stan graniczny naprężeń w gruncie nie zbrojonym (1) i zbrojonym (2).

Wiadomo, że ośrodek gruntowy jest materiałem o strukturze nieciągłej, posiadającym właściwości sprężysto–lepko–plastyczne [1]. Odkształcenia ośrodka gruntowego rozdrobnionego są nieliniowe i najczęściej nieodwracalne. W mechanice gruntów korzysta się z założeń, umożliwiających stosowanie rozwiązań z mechaniki ośrodków ciągłych dla ośrodków rozdrobnionych [2]. Po wprowadzeniu tych założeń, przedmiotowy ośrodek gruntowy (modele badawcze skonstruowano z piasku

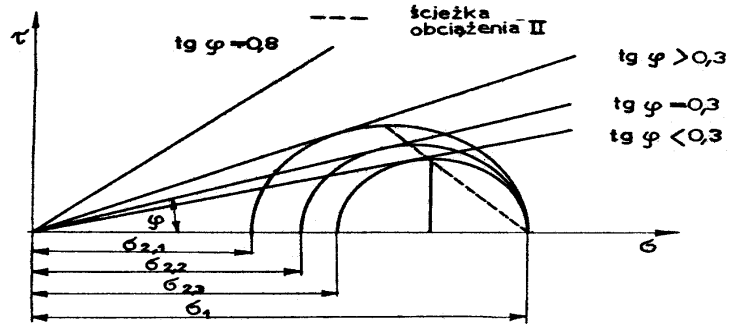
suchego gruboziarnistego) potraktowano jako makroskopowo ciągły. Charakterystyczne relacje „naprężenie-odkształcenie" otrzymywane w badaniach gruntów ściskanych w aparacie trójosiowym znajdują się w literaturze [2]. W celu opracowania modelu działania gruntu zbrojonego, a więc na potrzeby analizy zachowania się elementu obciążonego gruntu, dokonano idealizacji krzywych $\sigma = f(\varepsilon)$, otrzymując uproszczony model mechaniczny gruntu. Zakładając dalej, że do momentu wystąpienia naprężeń uplastyczniających grunt jest sprężysty, do analizy jego pracy zastosowano teorię liniowej sprężystości.

Podstawy teoretycznej analizy stanu naprężeń w warstwie ośrodka gruntowego, stanowiącej analog nawierzchni kolejowej opracował M. Mackiewicz [6]:

- rys. 2 przy założeniu stałego naprężenia poziomego i zwiększającego się obciążenia);
- rys. 3 zakładając niezmienną wartość obciążenia natomiast ciśnienie poziome zmienia się w zależności od efektywności wzmocnienia (efektywność ta jest determinantą wartości kąta tarcia wewnętrznego zasypki gruntowej).



Rysunek 2. Analiza stanu naprężeń w nawierzchni [6]: *a – schemat obciążeń; b – koła Mohra naprężeń pionowych i poziomych; - - - ścieżka obciążenia I.*



Rysunek 3. Zmienność wartości kąta tarcia wewnętrznego w funkcji ciśnień bocznych σ_2 [6]: - - - ścieżka obciążenia II.

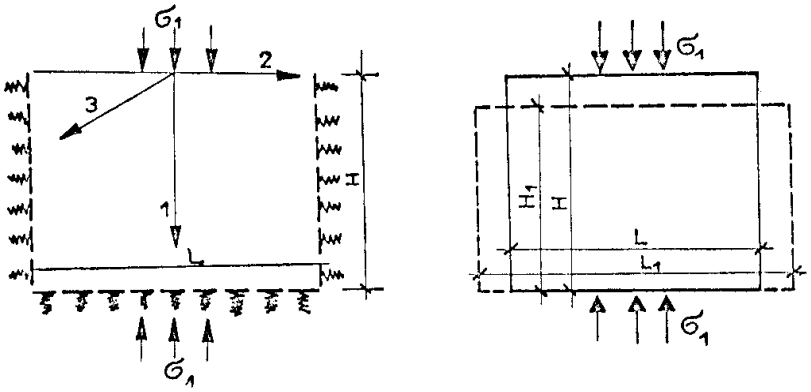
Analizowany jest układ naprężeń w prostopadłościennym obszarze nawierzchni lub warstwy podtorza. Naprężenia główne pionowe σ_1 wynikają z obciążeń eksploatacyjnych. Naprężenia poziome σ_2 decydujące o odporze bocznym modelowanej warstwy, określono wykorzystując hipotezę wytrzymałościową Coulomba-Mohra.

Badania modelowe odkształceń próbek gruntu ze zbrojeniem (na podstawie których opracowano model funkcjonowania gruntu zbrojonego) zrealizowano w prostopadłościennym zasobniku, którego bryłę (i jednocześnie bryłę ośrodka gruntowego) potraktowano jako wielkowymiarowy reprezentatywny element przestrzeni tworzącej ośrodek gruntowy. Rozpatruje się stany naprężenia zbliżone lecz nie przekraczające warunku stanu granicznego czynnego. W związku z tym zakres maksymalnego obciążenia jest ograniczony:

$$0 \le q < q_{graniczne} \tag{2}$$

gdzie $q_{graniczne}$ jest granicznym obciążeniem jednostkowym.

Jednostkowy, element ośrodka sypkiego, poddanego pionowemu obciążeniu posiada (wskutek specjalnej konstrukcji pojemnika, w którym znajduje się próbka-model ośrodka ze zbrojeniem) możliwość kontrolowanej odkształcalności pionowej i poziomej. Wobec takich warunków zadania, wprowadzono w przybliżeniu analogię do trójwymiarowego, jednorodnego stanu odkształcenia (rys. 4).



Rysunek 4. Schemat obciążenia i odkształcenia modelu gruntu zbrojonego.

Doświadczalny model pracy gruntu zbrojonego

Zasady ogólne

Zbrojenie wpływa dodatnio na zmianę charakterystyk materiałowych gruntu (moduł odkształcenia, współczynnik parcia bocznego i inne). Wielkość naprężeń poziomych jest zależna od naprężeń pionowych i po wprowadzeniu symboli przyjętych dla wielkości doświadczalnych wynosi:

- w gruncie niezbrojonym: (w płaszczyźnie naprężeń głównych): $\sigma_2 = K\,\sigma_1$ (σ_2 jest naprężeniem poziomym, σ_1 pionowym);
- w ośrodku zbrojonym: $\sigma_2^* = K^*\,\sigma_1$ (gwiazdką oznaczono parametry gruntu ze zbrojeniem).

Wkładki częściowo przejmują naprężenie σ_2 poziomego parcia. Przejęta część naprężeń, wyrażona jako $\Delta\sigma_2$ jest funkcją pierwotnego naprężenia σ_2 w gruncie niezbrojonym:

$$\Delta\sigma_2 = f(\sigma_2); \qquad 0 \le \Delta\sigma_2 < \sigma_2 \tag{3}$$

W określonym ośrodku gruntowym (pomijając parametry gruntu), wartość naprężenia $\Delta\sigma_2$ zwanego „komprymującym" zależy ogólnie od: wielkości obciążenia σ_1, historii obciążenia (problem ten poruszono m.in. w podręczniku [4] oraz globalnie parametrów zbrojenia.

Opis modelu

Przedstawiono dwa warianty modelu prezentując stan naprężeń, przy użyciu kół Mohra. Rozpatruje się wyodrębniony, nieskończenie mały element reprezentatywny przestrzeni gruntowej o wymiarach dx, dy, dz, wzmocniony w płaszczyźnie poziomej xy, prostopadle do płaszczyzny obciążenia.

Wariant I (rys. 5)

Zakłada się, że kąt tarcia wewnętrznego gruntu φ nie ulega zmianie i nie pojawia się spójność (ośrodek gruntowy jest niespoisty). Grunt nie zbrojony znajduje się w przestrzennym stanie naprężeń głównych $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Za σ_2 uważa się naprężenie od odporu sąsiednich stref ośrodka gruntowego.

Wprowadza się następujące oznaczenia:

1 koło Mohra graniczne w gruncie nie zbrojonym ($\sigma_{1\,gr}$, σ_{2gr}),

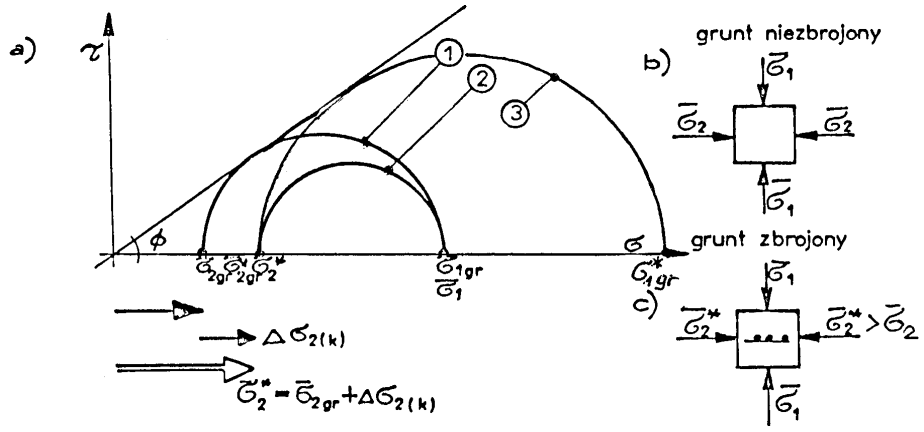
2 koło Mohra w gruncie zbrojonym (σ_1, σ^*_2),

3 koło Mohra graniczne w gruncie zbrojonym (σ^*_{1gr}, $\sigma^*_{2\,gr}$).

Można wyobrazić sobie, że zbrojenie powoduje jakby przyrost naprężeń poziomych odporu sąsiednich stref gruntu nie zbrojonego σ_2 o wielkość $\Delta\sigma_{2\,k}$ „komprymującą" element gruntu (koło Mohra 2). Zatem naprężenie poziome odporu, działające na element gruntu zbrojonego wynosi:

$$\sigma^*_2 = \sigma_2 + \Delta\sigma_{2\,k} \tag{4}$$

gdzie: σ_2 - naprężenie poziome odporu stref gruntu sąsiadujących z reprezentatywnym elementem.



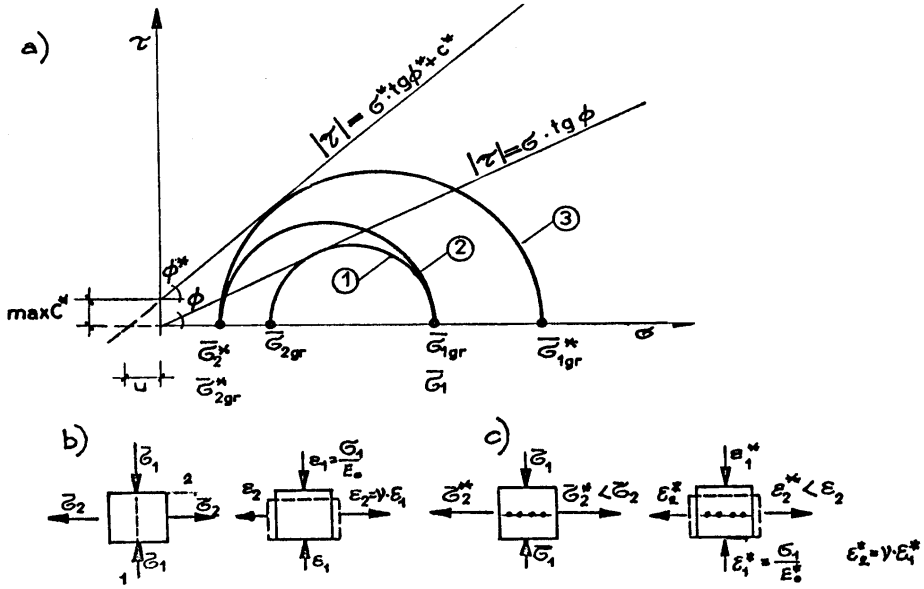
Rysunek 5. Model pracy gruntu zbrojonego - propozycja autora (wariant I): a - stany naprężeń; b - schemat obciążenia gruntu nie zbrojonego; c - schemat obciążenia gruntu zbrojonego

Wariant II (rys. 6)

Naprężenie poziome w elemencie gruntu zbrojonego można wyrazić zależnością ($\sigma_2^* < \sigma_2$):

$$\sigma_2^* = \sigma_2 - \Delta\sigma_{2,k}, \qquad 0 \le \Delta\sigma_{2,k} < \sigma_2 \tag{5}$$

Model ten przyjęto jako roboczy do następnego etapu analizy, oznaczając:
1 - koło Mohra w granicznym stanie naprężeń gruntu niezbrojonego ($\sigma_{1\,gr}$, $\sigma_{2\,gr}$),
2 - koło Mohra w stanie pośrednim naprężeń gruntu zbrojonego (σ_1 , σ_2^*),
3 - koło Mohra w granicznym stanie naprężeń gruntu zbrojonego ($\sigma_{1\,gr}^*$, $\sigma_{2\,gr}^*$), zakładając niezmienne $\sigma_2^* = \sigma_{2\,gr}^*$.



Rysunek6. Model pracy gruntu zbrojonego – propozycja autora (wariant II): a - stany naprężeń
b - schemat obciążenia i odkształcenia elementu gruntu nie zbrojonego
c - schemat dla gruntu zbrojonego

Parametr determinujący udział zbrojenia w redukowaniu odkształceń warstwy gruntu

Z badań doświadczalnych wynika [9, 10], że udział zbrojenia w redukowaniu odkształceń ośrodka polega m.in. na:

- pojawieniu się lokalnej kohezji $c^* = f(\lambda)$, gdzie λ jest uogólnionym parametrem zbrojenia;
- efekcie zwiększenia się kąta tarcia wewnętrznego o wielkość $\Delta\varphi = f(\lambda, I_D)$, gdzie I_D jest stopniem zagęszczenia gruntu,
- zmienności współczynnika poziomego parcia $K^* = \sigma_2^* (\sigma_1)^{-1}$ dla danego gruntu w zależności od liczby i rozmieszczenia wkładek.

Konstrukcja pojemnika wytwarza możliwość częściowej poziomej odkształcalności próbki gruntu, występuje więc parcie czynne. Współczynnik K znajduje się w przedziale wartości od K_0 w stanie spoczynku (ośrodek gruntowy luźno nasypany, nieobciążony) do K_{min} stanowiącego odpowiednik współczynnika parcia w stanie czynnym Rankine'a $K_a = \tan^2(45^0 - 0{,}5\,\varphi)$.

Mając na uwadze obowiązującą dla gruntu zbrojonego zależność (4), wynikającą z modelu, można wyprowadzić wzór do obliczania współczynnika poziomego parcia:

$$K^* = \sigma_2^* / \sigma_1 = (\sigma_2 - \Delta\sigma_{2,k})(\sigma_1)^{-1} = K - \Delta K \qquad (6)$$

Istnieje przy tym nierówność: $K^* < K$, gdzie K jest współczynnikiem parcia w gruncie nie zbrojonym, natomiast:

$$\Delta K = \Delta\sigma_{2,k}(\sigma_1)^{-1} > 0 \qquad (7)$$

jest wywołane wpływem zbrojenia.

Wielkość naprężenia parcia bocznego $\Delta\sigma_2$, którą przejmuje zbrojenie, jest (na podstawie wyników doświadczeń) wprost proporcjonalna do naprężenia pionowego σ_1 (od obciążenia) oraz ilości i wytrzymałości zbrojenia na rozciąganie. Poza tym jest odwrotnie proporcjonalna do wartości kąta tarcia wewnętrznego gruntu φ. Z doświadczeń wynika, że wpływ zbrojenia ulega zwiększeniu w gruntach o małym kącie tarcia wewnętrznego. Zatem zmniejszenie współczynnika K, oznaczone jako ΔK, rośnie dla φ_{min} oraz stopnia zagęszczenia gruntu $I_{D\,min}$. Zagęszczenie gruntu ma jak wiadomo istotny wpływ na wartość kąta tarcia wewnętrznego φ. Pomniejszenie współczynnika parcia bocznego wskutek zbrojenia, przyjęte za parametr efektywności wkładek i oznaczone symbolem ΔK, zaproponowano ująć zależnością:

$$\Delta K = K - K^* = \Delta\sigma_{2,k}(\sigma_1)^{-1} = E\,\mu_c\,W(\tan\varphi)^{-1} \qquad (8)$$

gdzie: φ - kąt tarcia wewnętrznego gruntu, E - moduł Younga materiału zbrojenia, $\mu_c = \mu_1 + \mu_2 + \ldots + \mu_n$ - całkowity procent zbrojenia określany jako suma jednostkowych μ_i dla pojedynczych wkładek zbrojenia (siatek), W [MPa $^{-1}$]- współczynnik korekcyjny, o wymiarze umożliwiającym uzyskanie bezwymiarowości ΔK .

W powyższym wzorze wyrażenie $tan\varphi$ określa stan gruntu. Natomiast iloczyn $E\mu_c = \lambda$ jest uważany za uogólniony parametr zbrojenia, charakteryzujący cechy wytrzymałościowe i liczbę wkładek. Wzór (7) jest aktualny dla założeń towarzyszących przeprowadzonym przez autora badaniom, opisanym w publikacjach [9, 10].

Podsumowanie

Poruszono temat konstruowania wzmocnienia podtorza lub nawierzchni kolejowej systemem mechanicznym, wykazującym szereg niekwestionowanych zalet, udokumentowanych wieloletnimi badaniami i wdrożeniami, głównie w krajach zachodnich. W szczególności, przedmiotem rozważań jest modelowanie wzmocnienia poziomymi wkładkami. Przedstawiono zasadę działania gruntu zbrojonego według teorii francuskiej oraz model pracy reprezentatywnego elementu gruntu zbrojonego (w dwóch wariantach), bazując na rezultatach własnych badań doświadczalnych. Istotą modelu jest relacja między naprężeniami pionowymi i poziomymi elementu gruntu ze zbrojeniem, która eksponuje kształtowanie się efektu nośności. Badania modelowe i stosowne analizy dowiodły, że w zależności od liczby wkładek i ich rozmieszczenia, możliwe jest sterowanie zmianą nośności próbki gruntu. Lokalizacja wkładek ma zasadnicze znaczenie ekonomiczne.

Literatura

[1] Derski W., Izbicki R., Kisiel I., Mróz Z.; *Mechanika skał i gruntów*, PWN, Warszawa 1982.

[2] Dmitruk S., Izbicki R., Suchnicka H.; *Mechanika ośrodków rozdrobnionych*, Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1982.

[3] Jones C.J.; *Earth Reinforcement and Soil Structures,* Butterworth and Co. (Publishers) Ltd, London-Boston-Sydney-Toronto, 1985.

[4] Kisiel I., Dmitruk S., Lysik B.; *Zarys reologii gruntów-nośność i stateczność gruntów*, Warszawa Arkady 1970.

[5] Long N.T., Schlosser F.; *Zasada działania i zachowanie się gruntu zbrojonego* - Wybrane zagadnienia geotechniki, PAN-IBW, Wrocław, Ossolineum, 1978, s. 157-184.

[6] Mackiewicz M.; *Analiza stanu naprężeń w materiale podsypkowym z wykorzystaniem doświadczeń nad parciem bocznym w cienkich warstwach ośrodków sypkich*. Prace Nauk. Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej Nr 24, Seria: Konferencje Nr 7. Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1978, s. 121-134.

[7] Schlosser F.; *Grunt zbrojony w budownictwie lądowym*, Archiwum Hydrotechniki t. XXI, z. 2, 1974, s. 299-336.

[8] Siewczyński Ł. i in.; *Poradnik wzmocnienia podłoża gruntowego dróg,* Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Lądowej, Poznań, grudzień 1986

[9] Surowiecki A.; *Laboruntersuchungen von mechanischen Eigenschaften bewehrter lockerer Bodenschichten,* Bautechnik, Jg. 71, Heft 11, 1994, s. 707-711.

[10] Surowiecki A.; *Interaction between reinforced soil components*, Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XX, No. 1/2, Wrocław, 1998, s. 43-61.

Kazimierz Szadkowski
Biuro Dróg Kolejowych Centrali Spółki PKP Polskie Linie Kolejowe S.A.

Georadar w badaniach geologii linii kolejowej

Wprowadzenie

Utrzymanie przez zarządcę infrastruktury kolejowej obowiązujących standardów – warunków technicznych linii kolejowych wymaga posiadania przez niego ciągłej i aktualnej bazy wiedzy o stanie technicznym tej infrastruktury i wynikającym z tego zakresy robót bieżącego utrzymania i modernizacji, dla przywrócenia i utrzymania parametrów eksploatacyjnych obowiązujących dla danej linii kolejowej. Pozyskanie tego stanu wiedzy następuje w drodze realizacji badań diagnostycznych poszczególnych elementów infrastruktury kolejowej, gromadzenia i analizy wyników tych badań. Wiedza na temat geologii linii kolejowej i aktualnych warunków geotechnicznych jest jednym z elementów tej bazy wiedzy.

Stabilność warunków geotechnicznych linii kolejowej w zdecydowany sposób wpływa na stabilność jej parametrów eksploatacyjnych. Zachwianie tej stabilności, wskutek wystąpienia zjawisk osuwiskowych (IR Kraków, IR Poznań – rok 2002, IR Szczecin – rok 2003), zmian zagęszczenia wskutek wadliwie działającego odwodnienia toru kolejowego, nasypu, terenów przyległych (IR Warszawa, IR Lublin – 2002), oddziaływań podziemnej i odkrywkowej eksploatacji górniczej (IR Katowice, IR Wrocław – proces ciągły), zjawisk krasowych (IR Kraków – rok 2002) prowadzi w konsekwencji prawie zawsze do przerwania ciągłości linii kolejowej i bezpośredniego zagrożenia bezpieczeństwa ruchu kolejowego.

PKP PLK S.A. podjęła działania poszukiwania nowych, wydajnych metod badania warunków geotechnicznych linii kolejowych, oceny ich przydatności jako podłoża budowlanego oraz możliwości ich wdrożenia do stosowania w warunkach eksploatacyjnych kolei.

Jednymi z nowych, powszechnie już dziś stosowanymi i uznanymi metodami rozpoznania budowy geologicznej i parametrów geotechnicznych linii kolejowej (podtorza, podłoża budowlanego obiektów inżynieryjnych, budynków i budowli) są metody geofizyczne. Znane od lat i powszechnie stosowane w geologii inżynierskiej, od połowy lat 90 – tych znajdują zastosowanie w diagnostyce podtorza i podłoża budowlanego infrastruktury kolejowej kolei zachodnioeuropejskich.

Metody geofizyczne te wykorzystują zróżnicowanie właściwości fizycznych i fizyko – mechanicznych poszczególnych utworów geologicznych, budujących podłoże budowlane. Umożliwiają rozpoznanie i ocenę ich parametrów geotechnicznych oraz

wyznaczenie w planie i w profilu przebiegu granic zmian parametrów fizycznych poszczególnych warstw geologicznych. Wykonywane cyklicznie pozwalają na śledzenie zmian warunków geotechnicznych w czasie i w przestrzeni.

Gromadzenie wyniki badań geologii linii kolejowej metodami geofizycznymi pozwala na budowę ciągłej, aktualnej, obiektywnej bazy wiedzy o warunkach geotechnicznych linii kolejowej, wykorzystywaną w procesie decyzyjnym do zarządzania bieżącym utrzymaniem i naprawą linii kolejowej.

PKP PLK S.A. zorganizowało dla swoich specjalistów z Centrali Spółki, Oddziałów Regionalnych i Zakładów Linii Kolejowych w roku 2002 cykl prezentacji, w trakcie których zaprezentowane zostały najczęściej stosowane w geologii inżynierskiej i ochronie środowiska metody geofizyczne, w tym metody wykorzystujące georadar i metody elektrooporowe.

Rodzaje metod geofizycznych

Metody geofizyczne są metodami pośredniego określania rodzaju, sposobu występowania i właściwości fizycznych utworów geologicznych. Wykorzystuje się w nich charakter rozkładu pola fizycznego w otoczeniu badanego obiektu. Do metod geofizycznych zaliczamy metody grawimetryczne, magnetyczne, magnetotelluryczne, sejsmiczne i elektrooporowe. W geologii inżynierskiej najczęściej stosuje się metody elektrooporowe i metody sejsmiczne.

Metody elektrooporowe — wykorzystują trzy podstawowe elektryczne właściwości utworów opór właściwy, aktywność elektrodynamiczną i stałą dielektryczną. Najczęściej stosowanymi metodami geoelektrycznymi są:

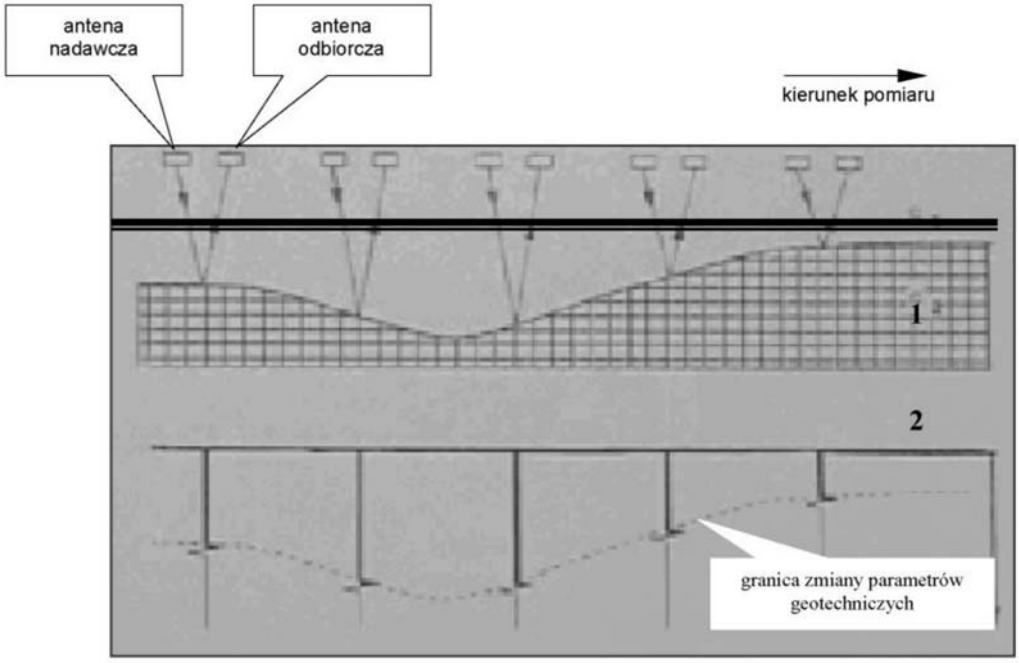
- Tomografia komputerowa — polegająca na rejestracji parametrów prądu przepływającego przez badany ośrodek geologiczny. Rozstaw elektrod pozwala na dobór dowolnej ich konfiguracji, umożliwiającej osiągnięcie założonej głębokości penetracji oraz uzyskania dowolnej długości profilu , co jest osiągane w wyniku sukcesywnego przestawienia elektrod w ciągu linii pomiarowej.
- Sondowanie i profilowanie elektrooporowe — jedna z najbardziej efektywnych metod elektrooporowych, szczególnie przydatna w kartografii geologicznej, zagadnieniach geologii inżynierskiej i ochrony środowiska. Dostarczają informacji o budowie geologicznej w zakresie głębokości do kilkudziesięciu metrów i obszaru występowania w aspekcie notowanych zmian oporu elektrycznego (przewodnictwa).

Metody sejsmiczne — polegające na badaniu warunków rozchodzenia się sztucznie wywołanych fal sprężystych i elektromagnetycznych w podłożu geologicznym. Rodzajem badań zaliczanych do tej metody jest badanie z wykorzystaniem georadarów (GPR).

Georadar w diagnostyce podtorza i podłoża budowlanego linii kolejowej

Metoda badania podtorza i podłoża budowlanego linii kolejowej przy użyciu georadarów oparta jest na wykorzystaniu zjawiska częściowego odbicia fal elektromagnetycznych emitowanych przez antenę nadawczą z powierzchni terenu w głąb Ziemi, od granic zmian litologicznych, granic zmian zagęszczenia, wilgotności dwóch ośrodków .

Energia pochodząca z fal elektromagnetycznych częściowo odbitych od powierzchni granicznych dwóch ośrodków podłoża gruntowego o innych parametrach fizycznych, przekazywane są do anteny odbiorczej na powierzchni. Głębokość odbicia, a więc głębokość zalegania granicy dwóch ośrodków w danym profilu określana jest na podstawie czasu trwania przebiegu fal radarowych, wynikającego z prędkości rozchodzenia się tych fal w danym ośrodku. Z uwagi na złożoność warunków geotechnicznych, niemożliwym jest określenie ogólnych parametrów rozchodzących się fal elektromagnetycznych dla poszczególnych rodzajów wydzieleń geologicznych, z uwzględnieniem zróżnicowania ich parametrów geotechnicznych. Bazową prędkość rozchodzenie się fal, charakterystyczną dla danych warunków, określa się w terenie na miejscu badań.



Rysunek 1. Schemat pomiaru refleksyjnego przy pomocy impulsu radarowego.

Efektywność badań z wykorzystaniem georadarów wynika z długości fali elektromagnetycznej emitowanej przez antenę nadawczą i zastosowanego kroku pomiarowego. Wyższa częstotliwość fal pozwala na uzyskanie bardziej szczegółowego profilu warstw gruntu z jednoczesnym ograniczeniem głębokości penetracji.

Rozdzielczość pionowa i pozioma zmian wewnętrznych badanego profilu może sięgać od cm do milimetrów, zależnie od potrzeb i celu badań.

Badanie georadarem może być wykonane:

- z prędkością 5 – 6 km/h – odpowiadającą prędkości poruszania się personelu za przesuwaną po podkładach lub przetaczaną po torze platformą pomiarową, na której zainstalowany jest system anten pomiarowych;
- z prędkością do 100 km/h (160 km/h) – przy zainstalowaniu zespołu anten georadarów na konstrukcji zderzaków pojazdu szynowego (drezyny lub lokomotywy.

Wyniki badań rejestrowane są w sposób eliminujący wpływ „szumów" pomiarowych wywołanych przez konstrukcję nawierzchni kolejowej. Uzyskuje się to poprzez zachowanie odpowiedniej odległości pomiędzy antenami nadawczą i odbiorczą a podkładem w torze.

Rysunek 2. Przykład badania georadarowego z wykorzystaniem zespołu anten przeciąganych wzdłuż osi pomiaru.

Rysunek 3. Badanie odcinka linii kolejowej za pomocą georadaru zainstalowanego na platformie pomiarowej przemieszczanej po torze.

Rysunek 4. Badanie międzytorza linii kolejowej za pomocą georadaru zainstalowanego na platformie pomiarowej przemieszczanej po torze.

Rysunek 5. Pojazd szynowy przed montażem zespołu anten georadarowych.

Dla wyskalowania wyników pomiarów uzyskanych tą metodą, koniecznym jest wykonanie kontrolnych wierceń badawczych wzdłuż osi pomiaru (osi toru), w odległości co około 500m i głębokości około 2m od górnej powierzchni podkładu.

Obraz georadarowy uzupełniony o profile litologiczne, wyniki sondowań dynamicznych dają pełną, ciągłą i obiektywną interpretację struktury ośrodka gruntowego.

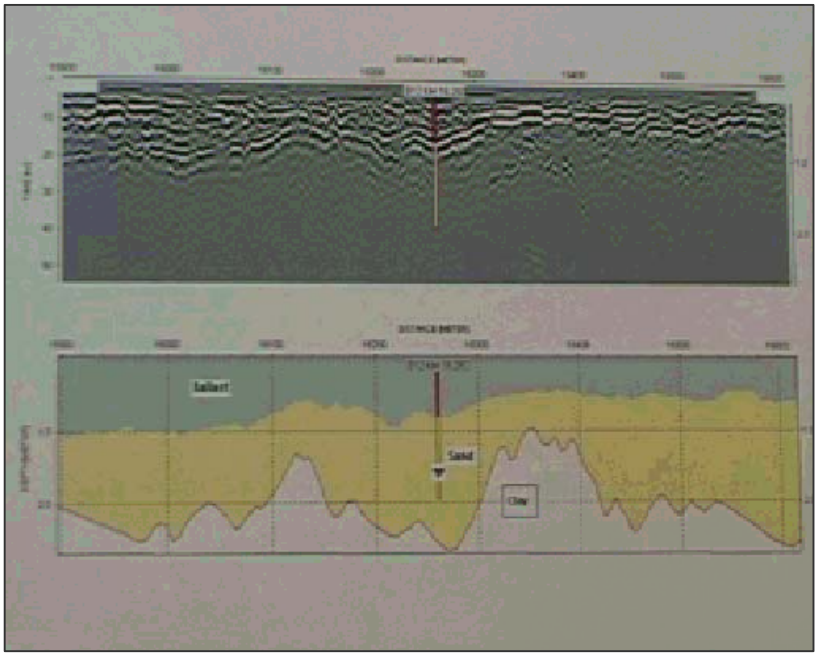
Rysunek 6. Pojazd szynowy z zamontowanym zespołem anten georadarowych.

Rysunek 7. Aparatura pomiarowa zainstalowana w kabinie maszynisty, rejestrująca wyniki badań.

Badanie georadarem podtorza i podłoża budowlanego linii kolejowej może dostarczyć informacji dotyczącej warunków geotechnicznych linii kolejowej, w zakresie:

- budowy geologicznej (profilu litologicznego) podtorza, nasypów i przekopów, podłoża budowlanego obiektów inżynieryjnych, budynków i budowli,
- zasięgu występowania stref zaburzeń i zanieczyszczeń wtórnych,
- zasięgu stref podsiąkania, nawodnienia, uprzywilejowanych stref filtracji, w poszczególnych warstwach podtorza i podłoża budowlanego,
- zasięgu w planie i w profilu stref rozluźnień, np. w strefach przejść nasyp/obiekt inżynieryjny,

- zasięgu w planie i w profilu stref występowania nieciągłości i zaburzeń ciągłości,
- występowania zjawisk osuwiskowych, oceny dynamiki tych zjawisk, identyfikację przestrzenną płaszczyzn poślizgu i odspojeń,
- ciągłości podłoża, strefy uskoków, pustek skalnych (zjawiska krasowe, szkody górnicze),
- położenie w planie i w profilu elementów obcych,
- wykrywanie i określanie stref występowania skażeń i zanieczyszczeń,
- monitoring migracji skażeń i zanieczyszczeń.



Rysunek 8. Przykład zapisu pomiaru georadarowego i interpretacji wybranego parametru geotechnicznego.

Podstawowe zasady przy doborze metod geofizycznych do badań geotechnicznych linii kolejowej

Nie ma jednej uniwersalnej metody geofizycznej, pozwalającej na pełne określenie warunków geotechnicznych linii kolejowej i śledzenia zmian tych warunków w czasie w przestrzeni.

Rozwiązanie określonego zadania w zakresie badań geotechnicznych linii kolejowej i ochrony środowiska wymaga niejednokrotnie zastosowania kilku metod geofizycznych, wzajemnie uzupełniających się w zakresie swojego spektrum działania. Dla umiejętnego doboru tych metod lub oceny wyboru metod dokonanego przez wykonawcę tych badań, koniecznym jest posiadanie wiedzy, dotyczącej:

- parametrów warunków geotechnicznych linii kolejowej jakie muszą być określone,
- porównania wymaganej z możliwą do uzyskania przy zastosowaniu konkretnej metody dokładności pomiaru wybranych parametrów geotechnicznych,

- wymaganej głębokości geotechnicznego rozpoznania profilu ,
- konieczności uwzględnienia zakresu tych badań w diagnostyce podtorza i podłoża budowlanego linii kolejowej w przyszłości, dla śledzenie zmian warunków geotechnicznych w czasie.

Wnioski

1. Metody geofizyczne, w tym metoda z wykorzystaniem georadarów i metody elektrooporowe zasługują na szerokie zastosowania w badaniach warunków geotechnicznych podtorza kolejowego i podłoża budowlanego linii kolejowej.
2. Zastosowanie metody georadarów pozwala na znaczące zmniejszenie liczby wierceń litologicznych, sondowań dynamicznych, innych testów geotechnicznych, nie wywołując ryzyka zmniejszenia dokładności rozpoznania. Dzięki ciągłości badań, wiarygodności uzyskiwanych tą metodą wyników jest wyższa niż uzyskiwana w drodze punkowych wierceń badawczych i interpolacji wyników pomiędzy miejscami badań.
3. Przydatność tych metod dla badań geologii linii kolejowej wynika z ich:
   - bezinwazyjności,
   - możliwości realizacji badań w czasie przerw w czasie kursowaniu pociągów (w dzień lub w nocy), w czasie jazdy w składzie pociągu rozkładowego, bez konieczności udzielania zamknięć torowych i wyłączeń napięcia w sieci trakcyjnej,
   - ciągłości, bez konieczności interpretacji wyników badań pomiędzy punktami pomiarowymi (co występuje przy metodzie wierceń badawczych),
   - weryfikowania prawidłowości interpretacji wyników wierceniami badawczymi i sondowaniem dynamicznym, wykonywanymi wzdłuż osi pomiaru,
   - łatwości archiwizowania wyników badań w bazach danych systemów diagnostycznych nawierzchni i podtorza, systemu zarządzania obiektami inżynieryjnymi,
   - możliwości realizacji jako badań punktowych, odcinkowych i liniowych, z dowolnym rozszerzeniem pola badań w dowolnym kierunku, w zależności od złożoności warunków geotechnicznych,
   - łatwości montażu zestawu anten georadarów na taborze, wyposażonym w klasyczny układ zderzaków, bez konieczności dokonywania zmian w ich konstrukcji.
4. Możliwość realizacji badań georadarem z prędkością do 100 km/h , w opcji montażu zespołu anten na pojeździe szynowym (drezyna, drezyna pomiarowa, lokomotywa), stwarza możliwość budowy nowego systemu diagnostyki podtorza i podłoża budowlanego linii kolejowej opartego o wyniki badań uzyskane z wykorzystaniem tej metody.
5. Badanie georadarem linii kolejowej, realizowane z częstotliwością uzależnioną od złożoności warunków geotechnicznych linii, klasy linii, obciążenia przewozami, pozwala na budowę ciągłej bazy wiedzy o warunkach geotechnicznych li-

nii kolejowej, śledzenie zmian tych warunków w czasie, typowanie miejsc do badań szczegółowych i miejsc zagrożeń wystąpienia ograniczenia parametrów eksploatacyjnych.

6. Możliwość wykorzystania do realizacji tych badań standardowych pojazdów szynowych, wyposażonych w klasyczny układ zderzaków, bez konieczności wprowadzania zmian w ich konstrukcji, upraszcza stosowanie tej metody i stwarza szansę włączenia jej, jako jednej z metod badań diagnostycznych, jakie będą realizowane przez Centrum Diagnostyki planowane do utworzenia w PKP PLK S.A..
7. Wyniki dotychczasowych zastosowań metody georadarów w badaniach podtorza kolejowego i nasypów linii kolejowych utrzymywanych przez PKP PLK S.A. oraz badań georadarowych z prędkością do 80 km/h wytypowanych zmodernizowanych linii kolejowych, odcinków linii planowanych do modernizacji oraz stref przejść nasyp/most planowanych do realizacji pilotażowej w roku 2003, pozwolą na zebranie dalszych doświadczeń w zakresie stosowania tych metod i ukierunkowania dalszych działań w zakresie wprowadzenia tych metod do diagnostyki podtorza kolejowego i podłoża budowlanego linii kolejowej.

Literatura

[1] „Nowoczesne metody badań gruntów" – materiały Seminarium ITB, Warszawa 2003
[2] „Geofizyka Toruń" – materiały na seminarium ITB, Warszawa 2003
[3] „Przedsiębiorstwo Badań Geofizycznych w Warszawie" – materiały z narady roboczej, Warszawa 2002
[4] „Technika georadarowa", Geopartner Kraków – materiały z prezentacji, Warszawa 2002
[5] „Ground Control" – materiały z prezentacji, Warszawa 2002
[6] „Syntetyczna ocena struktury podtorza na podstawie badań georadarowych i geotechnicznych Centralnej Magistrali Kolejowej" – Ground Control, KOLPROJEKT Warszawa, Kraków 2003
[7] „Demo-rit Georadarmeting 20 maart 2003" Ground Control-Grontmij M. ICS 2003

Piotr Szadkowski
Przedsiębiorstwo Robót Kolejowych i Inżynieryjnych S.A. Wrocław

Ochrona torowiska warstwą stabilizowaną popiołami lotnymi

Wprowadzenie

Podtorze kolejowe zostało zdefiniowane w Polskiej Normie [1] oraz w przepisach zawartych w Dzienniku Ustaw nr 151 [2] jako budowla geotechniczna wykonana w gruncie rodzimym w postaci nasypu albo wykopu wraz z urządzeniami ją zabezpieczającymi i odwadniającymi. W zasadzie wspomniane przepisy nie zaliczają podłoża gruntowego do podtorza kolejowego. Stanowi ono jego element dopiero wtedy, gdy zostanie w jakiś sposób wzmocnione, o czym mowa w normie [3]. Ulepszone podłoże gruntowe stanowi, więc część podtorza kolejowego i ma znaczący wpływ na jego parametry. Znalazło to odzwierciedlenie w przeprowadzonych przez autora niniejszego artykułu badaniach nad wzmacnianiem słabonośnego podłoża gruntowego popiołami lotnymi, o czym mowa będzie w dalszej części artykułu.

Biorąc pod uwagę cel wspomnianych badań, czyli wykazanie przydatności stosowania popiołów lotnych do wzmacniania torowisk kolejowych, najszerzej omawianym elementem podtorza kolejowego będą tutaj warstwy materiału kamiennego ułożone na naturalnym podłożu gruntowym (przekopy), bądź na gruncie nasypowym (nasypy) bezpośrednio pod nawierzchnią tłuczniową. Układ i miąższości tych warstw są projektowane w zależności od warunków gruntowo wodnych oraz od technologii ich budowania, co opisano w dalszej części artykułu.

Dawniej warstwa ochronna była projektowana z klińca i pełniła raczej funkcję odwodnienia nawierzchni niż ochrony podtorza i przenoszenia nośności. Jeszcze wcześniej na warstwę ochronną stosowano pospółki i piaski gruboziarniste, które co prawda przenosiły dobrze obciążenia oraz pełniły funkcje separacyjne, ale mocno nasiąkały i słabo odprowadzały wodę opadową czy przesiąkającą z podłoża gruntowego bądź nasypu. Technologie, jakie są stosowane do modernizacji i budowy podtorza nie zawsze dają pożądany efekt w postaci uzyskanych wysokich parametrów nośności i zagęszczenia. Obecnie najczęściej stosowanymi sposobami modernizacji podtorza są wymiana górnych warstw gruntów podtorza za pomocą maszyny AHM – 800R oraz wzmacnianie i wymiana podtorza przy użyciu maszyn budowlanych. Inne mniej popularne w Polsce technologie to stabilizacja podłoża gruntowego za pomocą maszyny WARAN czy wzmacnianie podtorza przy użyciu profesjonalnych recyklerów. Nie stosuje się mieszanek kamiennych oraz mieszanek kamiennych z zastosowaniem materiałów wiążących, których składniki są łączone w dużych wę-

złach betoniarskich. We wszystkich tych technologiach można zastosować popiół lotny jako materiał poprawiający uziarnienie mieszanek kamiennych stosowanych na warstwy ochronne, bądź jako środek wiążący materiał kamienny warstw podtorza lub grunty podłoża naturalnego.

Projektowanie układu warstw podtorza

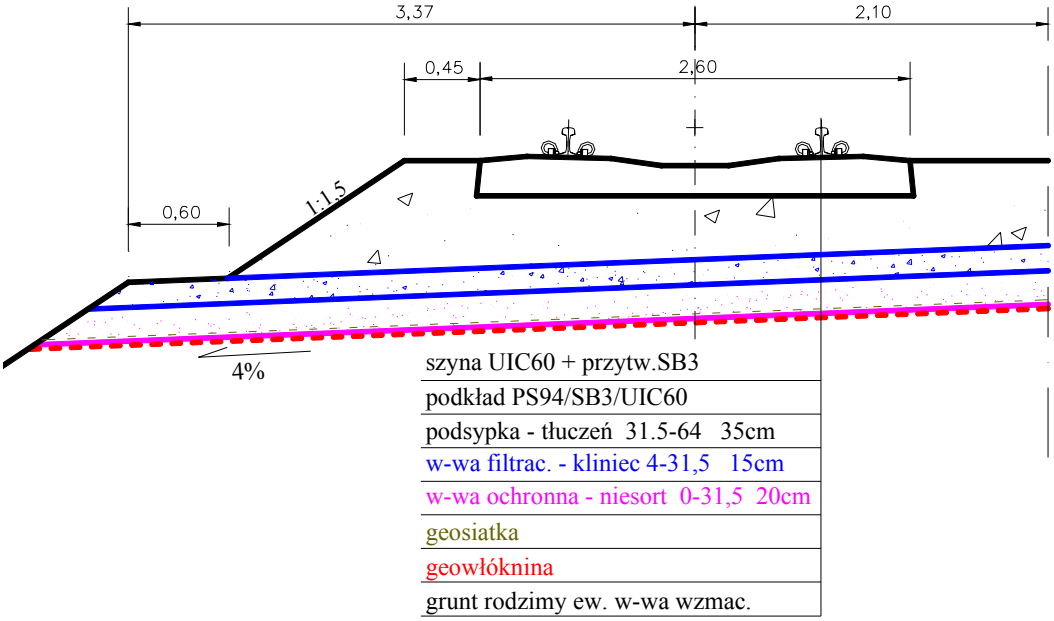
Poniżej przestawiono kilka rozwiązań projektowych dotyczących warstwy ochronnej podtorza. Podkreślono zalety i wady poszczególnych rozwiązań. Zwrócono również uwagę na możliwości, jakie daje użycie w tych rozwiązaniach popiołów lotnych.

Warstwę ochronną często dzieli się na dwie subwarstwy. Rozwiązanie takie stanowi kompromis stosowany dla spełnienia wymagań normy [3] i przepisów D4 [4]. Według tych przepisów warstwa ochronna podtorza kolejowego powinna być zbudowana z materiału zarazem wysoko filtrującego, jak i dobrze zagęszczającego się, czyli posiadającego optymalne uziarnienie. Podstawę warstwy ochronnej stanowi warstwa z materiału kamiennego o odpowiednio dobranym uziarnieniu, która w dalszej części artykułu będzie nazywana warstwą niesortu. Warstwa ta dzięki małej przepuszczalności oraz zastosowaniu dodatkowo geosyntetyków filtracyjnych czy separacyjnych jest doskonałym zabezpieczeniem przed wychlapami gruntu podłoża. Po wzmocnieniu tej warstwy geosiatką o odpowiednio dobranej wytrzymałości i rozmiarze oczka oraz po zastabilizowaniu jej materiałami wiążącymi takimi jak cement, stanowi ona bardzo mocną podbudowę dla nawierzchni kolejowej. Zastosowanie tutaj popiołów lotnych zamiast cementu lub jako składnik mieszanin stabilizujących może znacznie obniżyć koszty, a przez to upowszechnić wzmacnianie warstw ochronnych podtorza kolejowego przy pomocy materiałów wiążących i polepszających skład ziarnowy. Drugą subwarstwę projektuje się z reguły z klińca kamiennego łamanego o uziarnieniu 16–31,5mm jako materiału dobrze odprowadzającego wodę opadową i przesiąkającą.

Układ dwóch warstw — warstwa przepuszczalna od góry

W tym rozwiązaniu warstwa niesortu ułożona jest na podłożu gruntowym. Jej zadaniem jest zabezpieczenie podtorza przed przenikaniem i mieszaniem się z gruntem podłoża naturalnego. Na niej układana jest dopiero warstwa filtracyjna z klińca. W przypadku występowania w podłożu gruntów spoistych, dla spełnienia warunku stabilności mechanicznej na granicy warstw, a zarazem dla odprowadzenia wód przesiąkających stosuje się geowłókninę separująco-filtracyjną i dopiero na niej układa się warstwę niesortu. Jeżeli podłoże stanowią grunty o małej nośności, to dla osiągnięcia wymaganej nośności torowiska poza wymianą gruntu podłoża lub jego stabilizacją stosuje się wzmacnianie warstwy ochronnej geosiatką. Geosiatka pełni tutaj rolę zbrojenia warstwy ochronnej i dla zapewnienia jak najlepszych efektów powinna być wbudowana na pięciocentymetrowej warstwie materiału kamiennego. Jest to technologicznie niewykonalne, ponieważ ułożenie tak cienkiej warstwy materiału kamiennego w krótkim czasie, a więc przy użyciu ciężkich maszyn budowla-

nych jest niemożliwe. Najczęściej siatka układana jest pod warstwą ochronną bezpośrednio na podłożu bądź na geowłókninie lub jest układana w środku warstwy ochronnej o grubości minimum 20 cm. Opisany układ warstw został przedstawiony na rysunku nr 1.



Rysunek 1. Układ warstw podtorza.

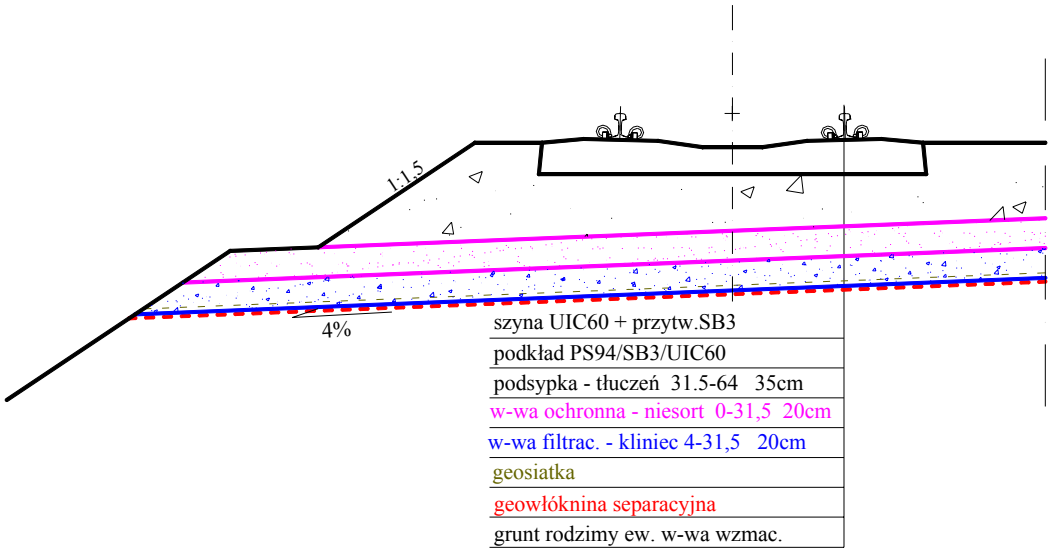
Grubość poszczególnych warstw podtorza jest dobierana w zależności od szczególnych warunków podłoża gruntowego z zachowaniem przepisów [4]. Według tych przepisów miąższość warstw nieprzepuszczalnych zbudowanych z materiałów kamiennych nie może być mniejsza niż 10 cm, a w przypadku warstw przepuszczalnych — 15 cm. W omawianym rozwiązaniu warstwa klińca dzięki spadkowi poprzecznemu podtorza odprowadza wody opadowe do odbiornika. Woda, czy to opadowa czy przesiąkająca, która dostanie się do warstwy niesortu, ze względu na jego małą przepuszczalność i dużą szczelność pozostaje w nim przez długi okres czasu. Zastosowanie geowłókniny filtrującej na gruntach spoistych może powodować po pewnym okresie eksploatacji jej zapychanie, a tym samym uniemożliwiać odprowadzenie wody z warstwy gruntu bezpośrednio pod podtorzem. Stan zawilgocenia zarówno w przypadku podłoża gruntowego jak i warstwy ochronnej z niesortu powoduje znaczne osłabienie podtorza przez długi okres czasu. Dlatego taki układ warstw powinien być stosowany tyko w przypadku niespoistych gruntów podłoża gruntowego. Jak wykazują wyniki badań prowadzonych przez autora, użycie do stabilizacji warstwy niesortu popiołów lotnych, zwiększa jej nośność oraz zmniejsza wrażliwość na zawilgocenie.

Podtorze zbudowane z dwóch warstw jest obecnie wbudowywane jedynie przy użyciu maszyn budowlanych takich jak koparki, spycharki i walce po uprzednim zdemontowaniu nawierzchni kolejowej i wybraniu materiałów starego podtorza. Technologia ta umożliwia wykonanie warstw ochronnych podtorza z materiałów

kamiennych z dodatkami polepszającymi ich właściwości, a także wykonanie stabilizacji ułożonych już warstw podtorza.

Układ dwóch warstw — warstwa przepuszczalna od dołu

Rozwiązanie to w Polsce nie jest jeszcze stosowane. Podstawową zaletą tego rozwiązania jest szybkie odprowadzanie wody przesiąkającej z podtorza. Woda opadowa po zastosowaniu stabilizacji materiałami wiążącymi (mogą to być również popioły lotne) warstwy nieprzepuszczalnej jest odprowadzana prawie w całości po górnej powierzchni podtorza do odbiorników. Układ warstw w podtorzu kolejowym dla tego rozwiązania przedstawiono na rysunku nr 2.



Rysunek 2. Układ warstw podtorza.

Woda opadowa, która przedostanie się w głąb warstwy nieprzepuszczalnej, na wskutek obciążeń od nawierzchni kolejowej zostaje wyciśnięta w części na powierzchnię gdzie szybko odparuje, a w części do warstwy przepuszczalnej gdzie zostanie odprowadzona do odbiornika. Nie ma konieczności stosowania tutaj geowłóknin filtracyjnych. W przypadku nie spełnienia warunku stabilności mechanicznej na granicy warstwy przepuszczalnej i podłoża stosuje się geowłókniny separacyjne. Bardzo dobre efekty wzmocnienia podtorza daje w tym przypadku zastosowanie geosiatki o odpowiednio dobranym rozmiarze oczek w warstwie przepuszczalnej. W przypadku nienośnego podłoża omawiane rozwiązanie projektowe można wzbogacić o stabilizację warstwy podłoża gruntowego materiałami wiążącymi, ewentualnie o wykonanie kolumn żwirowych bądź żwirowo–betonowych wykonanych w rodzimym gruncie. W odróżnieniu od rozwiązania poprzedniego nie występuje tutaj tak łatwo rozluźnienie ławy torowiska. Woda nie zalega w podtorzu, dzięki czemu zachowuje ono stałe parametry i nie wykazuje deformacji górnej powierzchni podtorza. Rozwiązanie to można stosować zarówno na gruntach spoistych jak i niespoistych. Ze względu na konieczność wykonania dwóch warstw podtorza oraz na dokładność wyprofilowania i zagęszczenia górnej powierzchni warstwy nie-

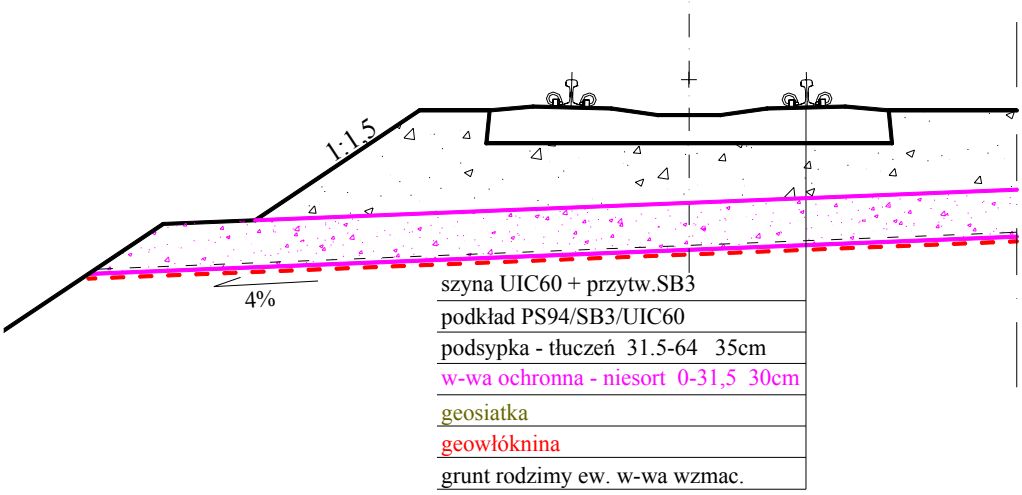
przepuszczalnej prace te mogą być wykonywane tylko przy zastosowaniu maszyn budowlanych i zachowaniu odpowiedniej dyscypliny technologicznej. Rozwiązanie to jest stosowane między innymi na kolejach niemieckich [5].

Pojedyncza warstwa ochronna

Trzecie rozwiązanie zostało wprowadzone przede wszystkim ze względu na modernizację podtorzy maszyną AHM 800 R, która może przy jednym przejściu wbudowywać tylko pojedynczą warstwę podtorza [6]. W rozwiązaniu tym podtorze kolejowe zabezpiecza się poprzez wbudowanie pojedynczej warstwy materiału kamiennego o odpowiednim uziarnieniu z ewentualnym wzmocnieniem geosiatką i odseparowaniem od podłoża geowłókninami filtracyjno-separacyjnymi. Wprowadzone w maju 2003 roku tymczasowe warunki technologiczno konstrukcyjne wykonania i odbioru robót nawierzchniowo–podtorzowych wykonywanych w sposób zmechanizowany [7] wręcz narzucają stosowanie tego typu rozwiązania w modernizacji i budowie podtorzy kolejowych z zastrzeżeniem, że jedna warstwa materiału gruntowego powinna mieć grubość nie większą jak 35cm, a w przypadku zastosowania kombajnu podtorzowego (maszyny AHM 800R) nie większą jak 45cm. Wspomniane standardy dopuszczają stosowanie specjalnych konstrukcji podtorza takich jak stabilizacje chemiczne podłoża gruntowego lub inne rozwiązania konstrukcji podtorza niż wymieniona powyżej. Jednakże zastosowanie innych konstrukcji podtorza wymaga każdorazowo akceptacji Centrali PLK S.A. co może stanowić poważne utrudnienie wprowadzania zmian w projekcie na etapie jego realizacji, kiedy długość zamknięć torowych jest ściśle określona i egzekwowana. Wspomniane zmiany w projekcie są najczęściej skutkiem odmiennych warunków gruntowo wodnych stwierdzonych podczas modernizacji od tych założonych na etapie projektowania.

Pojedynczą warstwę podtorza buduje się obecnie z mieszanek z kamienia łamanego o uziarnieniu ciągłym 0–31,5mm. Jej umiejscowienie w przekroju poprzecznym pokazano na rysunku nr 3. Z założenia warstwa taka powinna być dostatecznie szczelna dla wód opadowych, które powinny spływać po jej górnej powierzchni. W rzeczywistości, jak już opisano wyżej, nawet stabilizacja materiałami wiążącymi nie daje 100 % szczelności. Na wskutek bardzo małego wskaźnika filtracji tego materiału woda opadowa i przesiąkająca z podłoża bardzo długo zalega w podtorzu obniżając jego nośność przez długie okresy czasu. Stosownie geowłókniny filtracyjnej w tym przepadku ma sens jedynie w przypadku podłoża z gruntów niespoistych. W przypadku gruntów spoistych zastosowanie geowłókniny filtracyjnej powoduje dalsze obniżenie nośności podtorza w przypadku jego zawilgocenia. Każde obniżenie nośności podtorza, choćby przez krótki okres czasu, powoduje deformację jego górnej powierzchni, co prowadzi do jeszcze większego jego zawilgocenia.

W przypadku zastosowania do budowy tej warstwy materiałów dobrze filtrujących, przykładowo klińca, trudnym do osiągnięcia jest uzyskanie odpowiedniego zagęszczenia górnej powierzchni podtorza.



Rysunek 3. Układ warstw podtorza.

Popioły lotne a wymagania stawiane warstwom ochronnym

Popiół lotny nie znalazł jak dotąd zastosowania w modernizacji oraz budowie podtorzy kolejowych. Jest on materiałem odpadowym, stanowiącym uboczny produkt spalania węgla w elektrowniach i elektrociepłowniach. Od lat stosowany jest w produkcji spoiw oraz materiałów budowlanych, przy budowie dróg i nasypów komunikacyjnych czy w budownictwie hydrotechnicznym. Jego właściwości takie jak uziarnienie, aktywność puculanowa oraz wiązanie wody wskazują na możliwości zastosowania go przy modernizacji podtorzy kolejowych. Polska Norma [8] dzieli popioły na dwie zasadnicze grupy, mianowicie na popioły lotne pochodzące ze spalania węgla kamiennego typu PK oraz węgla brunatnego typu PB. Grupy te dzielą się natomiast na podgrupy:

- odmianę a — stosowaną jako dodatek hydrauliczny do innych materiałów wiążących,
- odmianę b — stosowaną do ulepszania składu granulometrycznego gruntów sypkich,
- odmianę c — stosowaną jako samodzielny materiał wiążący do stabilizacji gruntów spoistych oraz do zmiany odczynu gruntów.

Do prowadzonych przez autora niniejszego opracowania badań, których wyniki są przytaczane w dalszej części artykułu, zostały przyjęte popioły lotne typu PBc pochodzące z kotłów fluidalnych Elektrowni Turów (jako popioły aktywne) oraz typu PKb pochodzące z kotłów pyłowych Elektrociepłowni Wrocław (jako popioły nieaktywne).

Omówione poniżej wymogi normowe takie jak nośność i zagęszczenie, ze względu na przepisy odbiorowe warstw podtorza, odgrywają zasadniczą rolę w projektowaniu i wykonawstwie podtorza. Są to wymogi stawiane już wbudowanym warstwom. Ich spełnienie wpływa na dopuszczenie wbudowania warstw tłucznio-

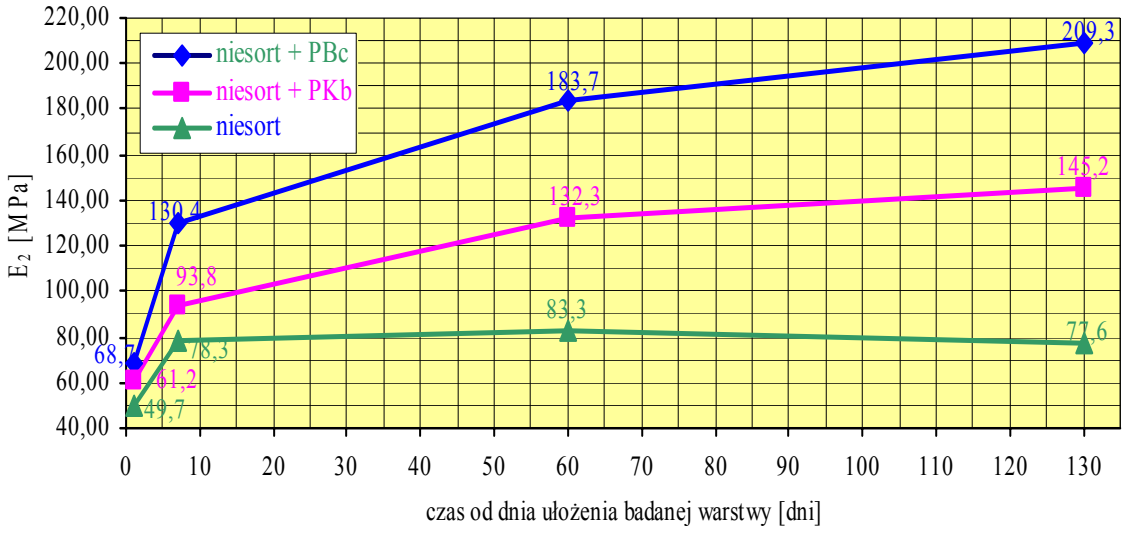
wych nawierzchni kolejowej oraz na warunki eksploatacji toru ułożonego na nowym podtorzu. Ponadto omówiono parametry takie jak mrozoodporność, elastyczność i szczelność warstw podtorza, które mają duże znaczenie na bezawaryjność pracy podtorza.

Nośność

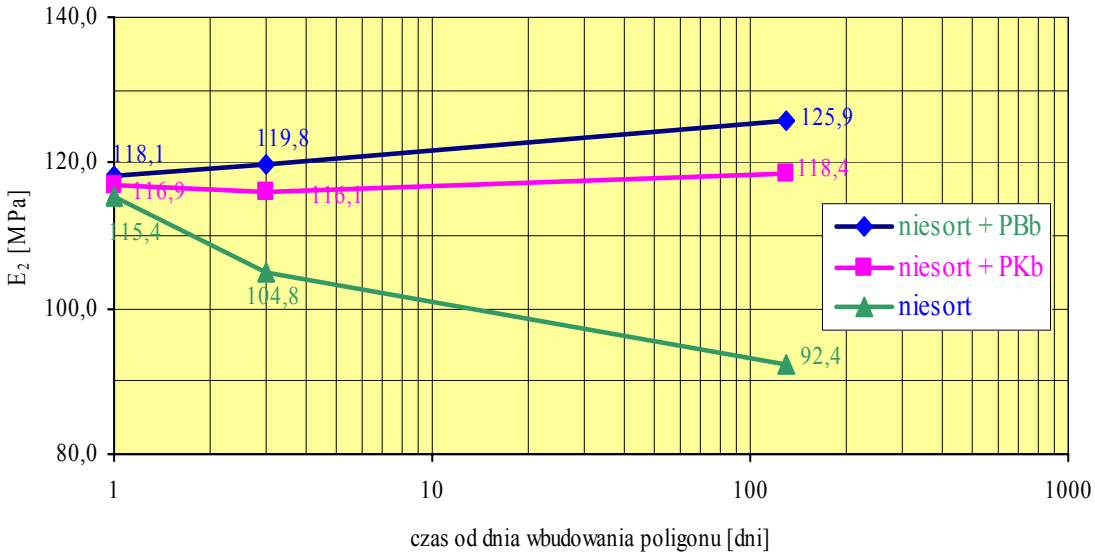
Wymagana nośność podtorza mierzona na górnej jego powierzchni poprzez obciążenie płytą sztywną została określona w przepisach [2] za pomocą wtórnego modułu odkształcenia E2 [MPa]. Znając wymagany moduł odkształcenia podtorza, moduły sprężystości materiałów użytych na poszczególne warstwy oraz zakładając grubości warstw z nich zbudowanych można przy pomocy schematu obliczeniowego podanego w instrukcji [4] wyliczyć, jaką powinien mieć minimalną wartość wtórny moduł odkształcenia podłoża gruntowego. Oczywiście z drugiej strony, kiedy znany jest wcześniej moduł odkształcenia podłoża gruntowego to można obliczyć, jakiej miąższości powinny być poszczególne warstwy by uzyskać odpowiedni moduł odkształcenia na górnej powierzchni podtorza.

Zarówno przepisy normy [3] jak i instrukcji [4], a także wymagania szczególne narzucane przez PKP wykonawcom robót modernizacyjnych i budowlanych zakładają wykonywanie badań nośności na podłożu gruntowym i wszystkich warstwach pośrednich. Daje to możliwość na ewentualne wprowadzanie zamian, co do rodzaju wbudowywanego materiału, miąższości warstw oraz ewentualnych wzmocnień poprzez stabilizację czy geosyntetyki na etapie modernizacji podtorza. Warto zauważyć, że instrukcja [4] określa wzrost modułu sprężystości na przykład piasków drobnych ze 150 MPa bez dodatków do 320-500 MPa w przypadku stabilizowania ich popiołami lotnymi. Umożliwia to zmniejszenie o ponad połowę grubości warstw stabilizowanych w stosunku do niestabilizowanych. Badania polowe przeprowadzone przez autora wskazują na wzrost nośności warstw stabilizowanych popiołami lotnymi w stosunku do warstw niestabilizowanych. Na wykresie nr 1 przedstawiono wyniki z oznaczeń wtórnego modułu odkształcenia E2 wykonywanych płytą sztywną VSS na warstwach wybudowanych poza torem PKP, czyli bez obciążeń eksploatacyjnych. Natomiast na wykresie nr 2 pokazano analogiczne wyniki, lecz przeprowadzone na warstwach ochronnych wybudowanych pod czynnym torem PKP [9]. Jak widać dodatek popiołów lotnych w ilości 10% wagowo powoduje mniejszy lub większy (w zależności od rodzaju dodawanego popiołu), ale zawsze wzrost nośności warstwy z mieszanek kamienno-popiołowych w stosunku do nośności warstwy z samego niesortu.

Wykres 1. *Nośność warstw ochronnych niepoddawanych obciążeniu eksploatacyjnemu w zależności od czasu, jaki minął od ich wbudowania.*



Wykres 2. *Nośność warstw ochronnych poddanych obciążeniu eksploatacyjnemu w zależności od czasu, jaki minął od ich wbudowania.*



Zagęszczenie

Zagęszczenie warstw podtorza określane jest poprzez wyznaczenie współczynnika zagęszczenia Is obliczanego jako stosunek gęstości objętościowej szkieletu gruntowego uzyskanej na budowie do maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego zagęszczonego według metody Proctora [10]. Polska Norma [3] wymaga uzyskania odpowiednich wskaźników zagęszczenia podtorza w zależności od rodzaju warstwy, znaczenia linii kolejowej oraz od metody obliczania wyników.

Zastępczym kryterium oceny zagęszczenia gruntów dopuszczonym do stosowania przez normy [3] i [11] jest wyznaczenie wskaźnika odkształcenia, który równa

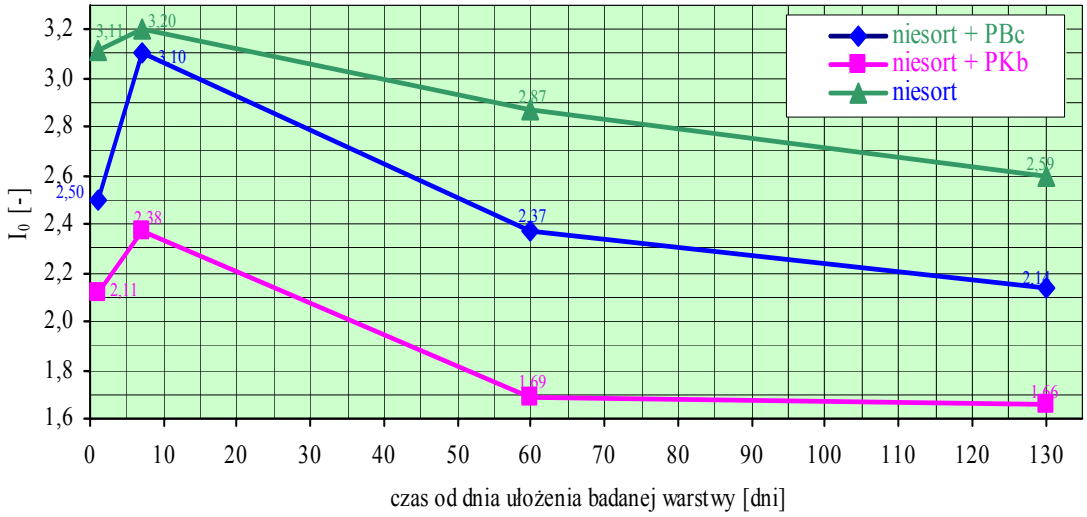
się stosunkowi modułów odkształcenia wtórnego E2 do pierwotnego E1. Kryterium to jest stosowne w przypadku gruntów, dla których trudnym byłoby wyznaczenie wskaźnika zagęszczenia.

Wskaźnik odkształcenia wg normy [11] powinien być nie mniejszy niż:

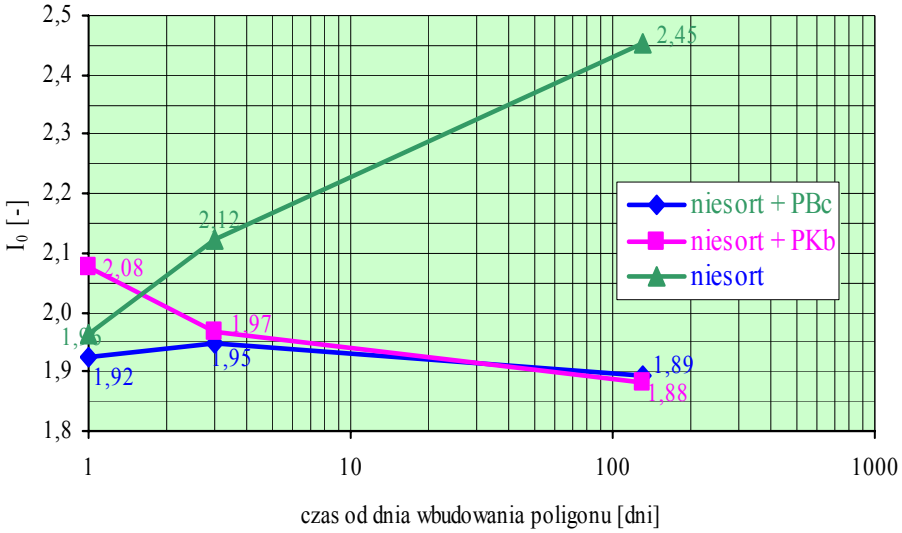
- dla żwirów, pospółek i piasków
  - 2,2 przy wymaganej wartości Is = 1,0
  - 2,5 przy wymaganej wartości Is < 1,0
- dla gruntów drobnoziarnistych o równomiernym uziarnieniu takich jak pyłów, glin, glin pylastych, glin zwięzłych, iłów – 2,0
- dla gruntów różnoziarnistych takich jak pospółki gliniaste, piaski gliniaste, gliny piaszczyste zwięzłe – 3,0
- dla narzutów kamiennych, rumoszy – 4,0.

Wartości wskaźnika odkształcenia warstw popiołowo kamiennych w odniesieniu do warstw ochronnych zbudowanych z niesortów niestabilizowanych popiołami lotnymi przedstawiono na wykresach nr 3 i 4. Wzrost zagęszczenia warstw wbudowanych w czynnym torze PKP (poddawanych obciążeniom eksploatacyjnym) został potwierdzony przez wykonanie oznaczenia wskaźnika zagęszczenia Is.

Wykres 3. *Wartość wskaźnika odkształcenia warstw ochronnych niepoddawanych obciążeniu eksploatacyjnemu w zależności od czasu, jaki minął od ich wbudowania.*



Wykres 4. *Wartość wskaźnika odkształcenia warstw ochronnych poddawanych obciążeniu eksploatacyjnemu w zależności od czasu, jaki minął od ich wbudowania.*



Mrozoodporność

Mrozoodporność w stosunku do materiału kamiennego z jakiego zbudowane jest podtorze według [4] jest spełniona, kiedy:

- dla U > 15 zawartość cząstek mniejszych od 0,02mm nie jest większa od 3%,
- dla U < 5 zawartość tych cząstek nie jest większa od 10%,
- dla 5 ≤ U ≤ 15 zawartość dopuszczalnych cząstek mniejszych od 0,02mm wyrażoną w procentach wylicza się ze wzoru:

$$d=13,5 – 0,7\ U$$

gdzie:

U wskaźnik różnoziarnistości materiału kamiennego wyliczony ze wzoru $U=d_{60}/d_{10}$.

Jeżeli kryterium mrozoodporności nie jest spełnione to grubość warstw nad warstwą, która zbudowana jest z materiału nie spełniającego tego kryterium musi być większa od h_{min}, czyli od określonej w załączniku do instrukcji [4] głębokości przemarzania. Przykładowo dla okolic Wrocławia h_{min}= 54cm. Biorąc pod uwagę minimalną miąższość warstwy tłucznia pod podkładem na liniach znaczenia magistralnego – 35cm, oraz wysokość podkładu strunobetonowego – 22cm to okazuje się, że wszystkie warstwy podtorza pod nawierzchnią tłuczniowa można w okolicach Wrocławia wbudowywać z materiału niemrozoodpornego, ponieważ wbudowane pod normatywną nawierzchnią tłuczniową dla linii magistralnej znajdują się poza strefą przemarzania. Dla mieszanek popiołowo – kamiennych badanych przez autora wskaźnik różnoziarnistości jest większy od 15 (około 120), natomiast zawartość cząstek mniejszych od 0,02mm wynosi około 3,0%. Warunek mrozoodporności mieszanki jest zatem spełniony. Ponadto materiał kamienny z domieszką popiołów lotnych (zwłaszcza aktywnych) wiąże przez co zmienia swoją strukturę.

Mrozoodporność warstw podbudowy wg norm drogowych określana jest za pomocą wskaźnika mrozoodporności. Jest on wyznaczany zgodnie z normą [12] jako stosunek wytrzymałości (R^{zo}_{28}) próbek na ściskanie poddanych 14 cyklom zamrażania i odmrażania do wytrzymałości (R_{28}) próbek na ściskanie po 14 dniach przechowywania w warunkach zabezpieczających je przed wyschnięciem i następnych 14 dniach całkowitego zanurzenia w wodzie w temperaturze pokojowej. Interpretując postanowienia powyższej normy wskaźnik ten dla warstwy zalegającej bezpośrednio pod nawierzchnią tłuczniową powinien wynosić 0,70, natomiast dla warstwy wbudowanej pod warstwą filtracyjną – 0,60. Wskaźnik mrozoodporności został wyznaczony przez autora dla mieszanek popiołowo – kamiennych z różną zawartością popiołów lotnych typu PKb (nieaktywnych) lub PBc (aktywnych). Powyższe wartości wskaźnika mrozoodporności nie zostały spełnione dla mieszanin z popiołem PKb. W przypadku mieszanin z popiołem PBc dopiero dodatek 12% wago pozwolił na uzyskanie wskaźnika mrozoodporności na poziomie 0,70. Po zastosowaniu stabilizacji niesortu mieszaniną składającą się z cementu (w 30%) oraz popiołu (w 70%) wystarczył dodatek w ilości 8% wagowo takiej mieszaniny (zarówno w przypadku popiołu typu PKb jak i PBc) by wartość wskaźnika mrozoodporności przekroczyła 0,70. W przypadku dodawania większej ilości wspomnianych mieszanin popiołowo – cementowych, udział popiołów lotnych w mieszaninie ulepszającej może być odpowiednio większy.

Elastyczność i szczelność

Specyfika obciążeń, jakie są przekazywane przez nawierzchnie kolejową na podtorze, a zwłaszcza ich dynamiczny charakter powodują, że w przypadku kolejnictwa nie powinna być stosowana zasada: im większa nośność tym lepiej. Zbyt duża sztywność podtorza, a co za tym idzie zwiększenie oddziaływań dynamicznych daje w efekcie szybkie zużywanie się nawierzchni tłuczniowej jak i deformowanie górnej powierzchni podtorza. Zatem nośność podtorza E_2=400MPa powinna raczej martwić niż cieszyć. Dlatego projektowane przez autora niniejszego artykułu receptury składu mieszanek popiołowo – kamiennych zakładają, że dodatek popiołów lotnych aktywnych do materiału kamiennego warstw ochronnych powinien być nie większy jak 12% wagowo, natomiast w przypadku dodatku w postaci mieszanin popiołowo-cementowych – 10% wagowo.

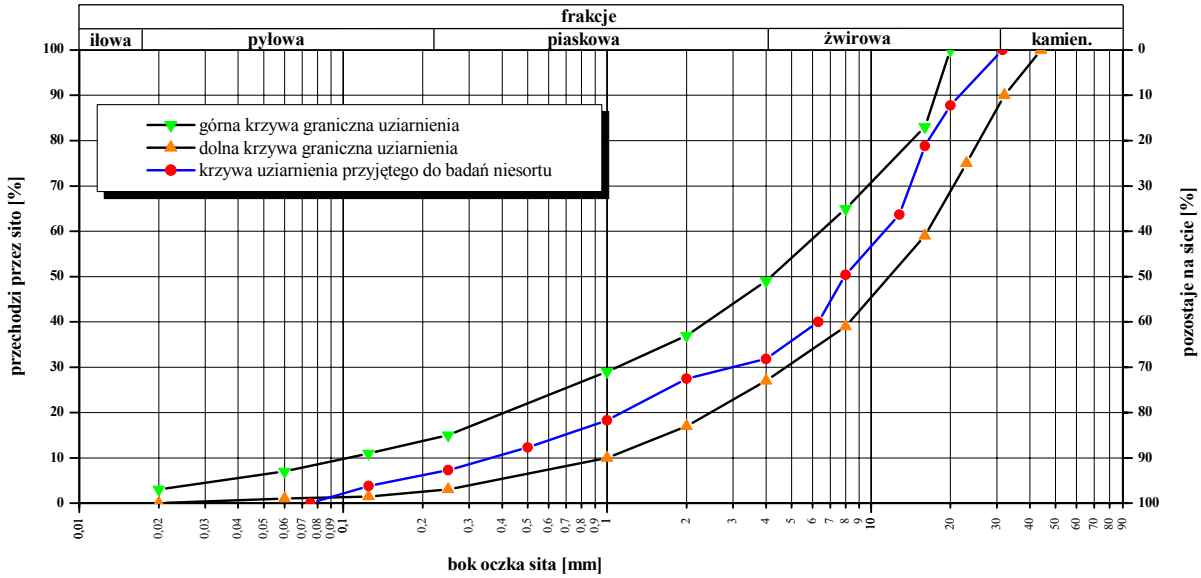
Badania warstw ochronnych stabilizowanych popiołami lotnymi wykazały, że dodatek popiołów lotnych zmniejsza znacznie wrażliwość tych warstw na działanie wody opadowej. Obrazuje to doskonale wykres nr 2. Między pierwszym oznaczeniem nośności wykonywanym zaraz po wbudowaniu badanych warstw, a drugim wykonanym bezpośrednio przed przykryciem nawierzchnią tłuczniową, minęły 2 doby, w ciągu których wystąpiły obfite opady deszczu. Nośność warstw stabilizowanych popiołami lotnymi praktycznie się nie zmieniła, natomiast warstwa z samego niesortu straciła znacznie na nośności. W przypadku warstw ochronnych wykonanych z materiałów słabo filtrujących (mieszanki kamienne o uziarnieniu 0-31,5mm), a wbudowanych bezpośrednio pod nawierzchnią tłuczniową, duża

szczelność ma bardzo duże znaczenie dla długotrwałej bezawaryjnej pracy podtorza kolejowego.

Uziarnienie materiałów kamiennych stosowanych na warstwy ochronne

Przyjęty do badań mających na celu pokazanie wpływu zastosowania popiołów lotnych na polepszenie parametrów warstw podtorza kolejowego materiał kamienny to niesort kamienny łamany o krzywej uziarnienia jak na wykresie nr 5. Na wykresie tym krzywa uziarnienia niesortu została przedstawiona między krzywymi granicznymi określonymi w [2].

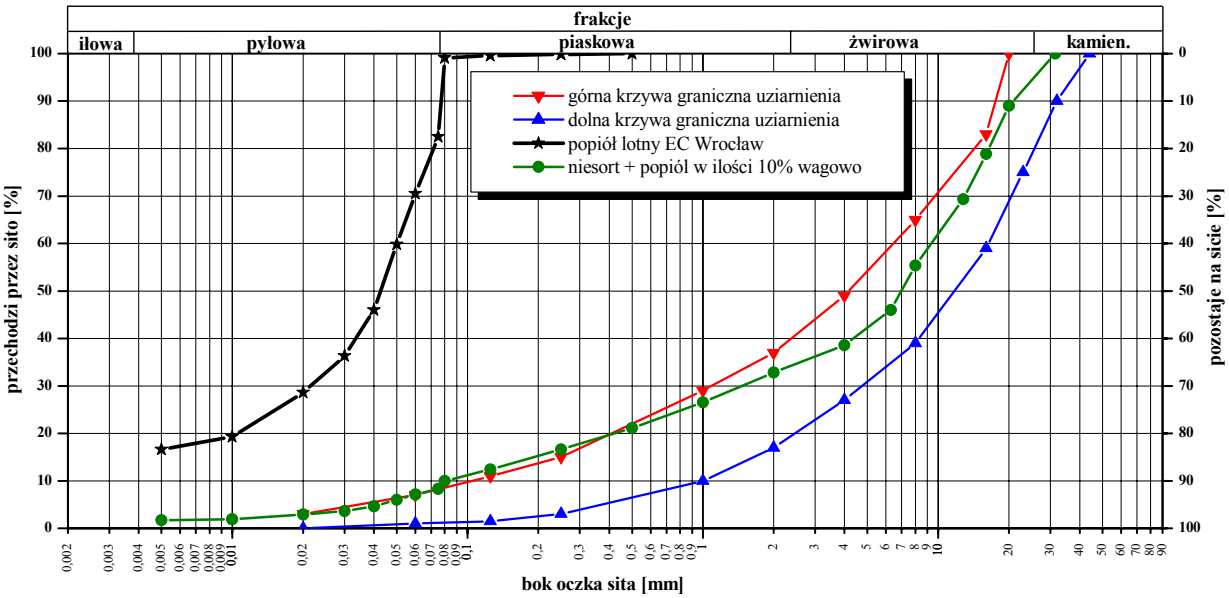
Wykres 5. *Krzywa uziarnienia mieszanki kamiennej przyjętej do badań.*



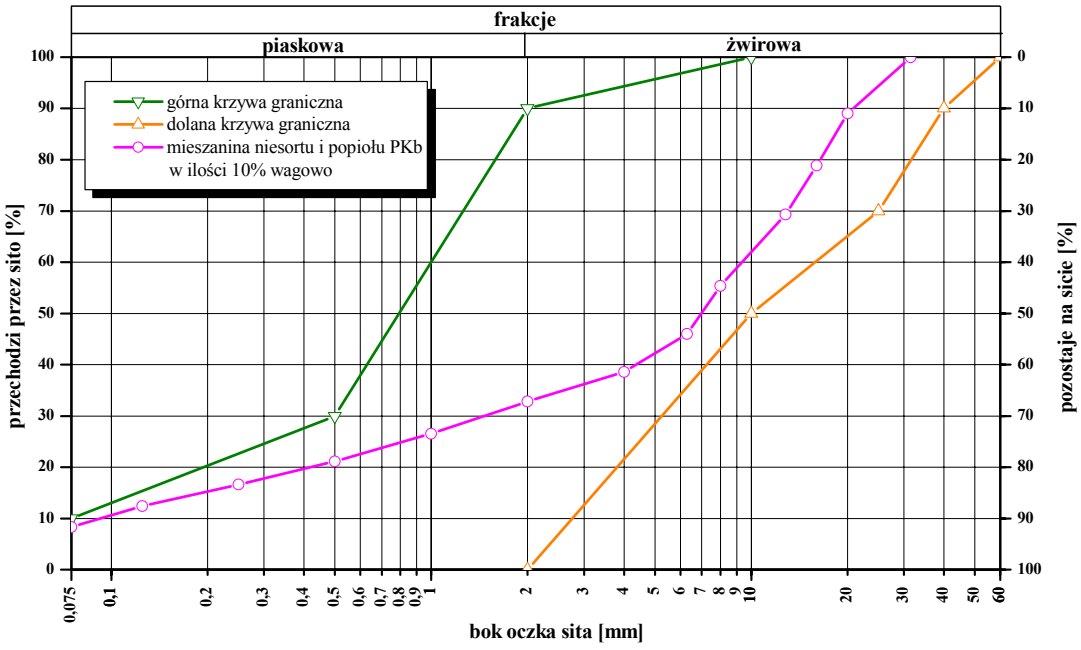
Jak widać na powyższym wykresie zawartość ziaren o średnicy mniejszej od 0,1mm jest niewystarczająca. Brak drobnych frakcji powoduje słabą zagęszczalność materiału, zwłaszcza przy użyciu lekkich zagęszczarek. Drobne frakcje w momencie zagęszczania pełnią role „smaru" ułatwiającego jak najciaśniejsze ułożenie się ziaren. W przypadku zagęszczania mieszanek nie posiadających drobnych frakcji siła użyta do uzyskania wymaganego zagęszczenia musi być odpowiednio większa. Dodanie popiołów lotnych w ilości 10% wagowo zwiększa istotnie zawartość frakcji mniejszych od 0,2mm, a tym samym ułatwia uzyskanie wymaganego zagęszczenia. Popioły lotne mogą, więc ułatwiać wykonanie stabilizacji mechanicznej podczas wbudowywania warstw podtorza, a następnie dzięki swoim właściwościom puculanowym wiązać materiał kamienny, z którego zostało ono wykonane. Uziarnienie niesortu stabilizowanego 10% dodatkiem popiołów lotnych obrazuje wykres nr 6. Na wykresie tym co prawda krzywa uziarnienia materiału pokrywa się w zakresie frakcji mniejszych od 1mm z górną krzywą graniczną określoną w [2], aczkolwiek biorąc pod uwagę wymagane uziarnienie dla kruszywa stabilizowanego mechanicznie, któ-

re zostało określone w [3], to krzywa ta znajduje się w środku wspomnianego pola (wykres 7).

Wykres 6. *Krzywa uziarnienia mieszanki kamiennej z dodatkiem popiołu lotnego w ilości 10%.*



Wykres 7. *Krzywa uziarnienia mieszanki popiołowo - kamiennej na tle wymagań norm kolejowych.*



Stabilizacja podłoża gruntowego aktywnymi popiołami lotnymi

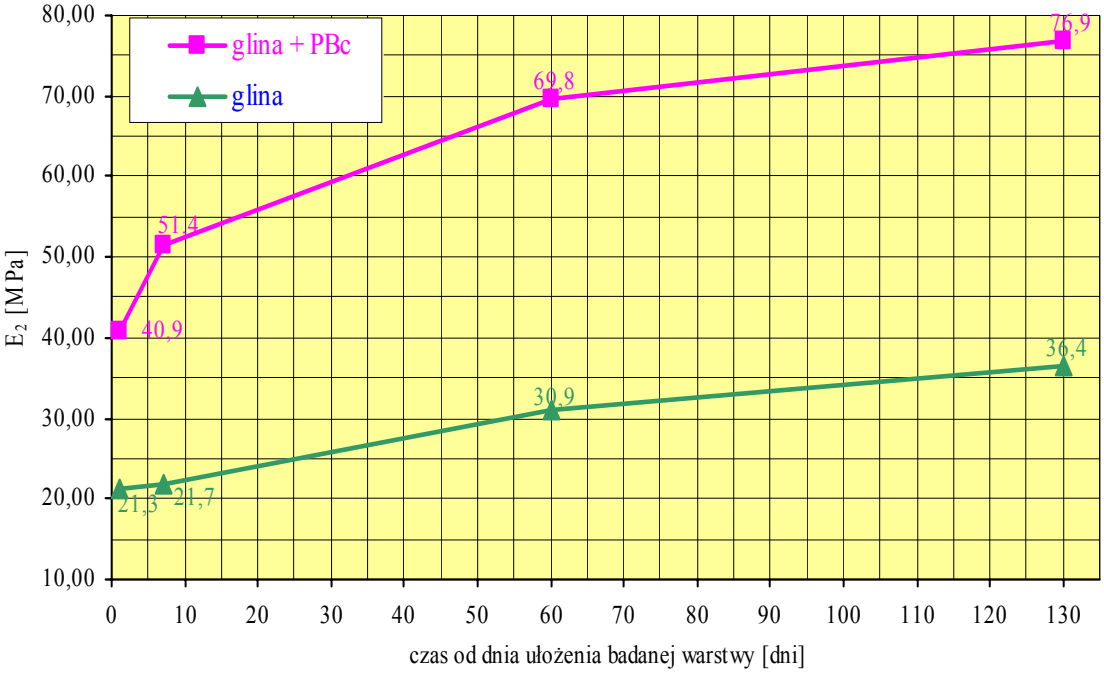
Podłoże gruntowe po odkryciu, wyrównaniu i zagęszczeniu powinno posiadać wystarczająco dużą nośność i odporność na działanie wody i mrozu. Jak już opisano powyżej, przy użyciu prostych wyliczeń, zawartych w załączniku do instrukcji [4]

znając rodzaj materiału oraz miąższość projektowanych warstw podtorza można łatwo wyliczyć nośność, jaką powinno wykazywać się podłoże gruntowe. W przypadkach, kiedy podłoże nie jest wystarczająco nośne, bądź nie można go dostatecznie zagęścić to dla osiągnięcia właściwych wartości tych parametrów stosuje się następujące rozwiązania:

- wzmocnienie warstwy podłoża poprzez stabilizację materiałami wiążącymi bądź doziarniającymi,
- odpowiednie zagęszczenie podłoża przy zachowaniu optymalnej wilgotności,
- wykonanie zbrojenia gruntów, palowania lub wcinek piaskowych,
- pogłębienie projektowanej niwelety robót ziemnych, czyli de facto wymianę słabego gruntu na materiał warstwy ochronnej dodatkowo wzmocnionej poprzez stabilizację chemiczną lub mechaniczną.

Popioły lotne mogłyby znaleźć tutaj szerokie zastosowanie jako materiał wiążący, doziarniający a także jako regulator wilgotności podłoża w przypadku jego przewilgocnia. Do takiego przewilgocenia dochodzi najczęściej podczas prac modernizacyjnych podtorza na wskutek niezabezpieczenia odkrytego podłoża gruntowego przed opadami atmosferycznymi.

Wykres 8. *Nośność warstw zbudowanych z gruntu naturalnego - gliny pylastej.*



Wyniki badań nośności podłoża gruntowego stabilizowanego aktywnymi popiołami lotnymi (o dużej zawartości wolnego tlenku wapnia — powyżej 10%) wskazują na możliwość wzmacniania podłoża gruntowego w przypadku jego przewilgocenia i małej nośności. Na wykresie nr 8 zobrazowano wyniki uzyskane przez autora na poligonie badawczym, gdzie przebadano nośność warstw grubości 35cm zbudowanych z gliny pylastej oraz z takich samej gliny, lecz wymieszanej z 10% dodatkiem

popiołu lotnego typu PBc. Całość była układana przy zachowaniu wilgotności optymalnej oznaczonej według metody Proctora [10].

Podsumowanie

Dzięki zastosowaniu popiołów lotnych w podtorzu kolejowym można:

- zmniejszyć koszty związane z modernizacją linii kolejowych,
- obniżyć koszty utrzymania torowisk kolejowych poprzez wydłużenie czasu bezawaryjnej eksploatacji podtorza,
- zmniejszyć ilość gruntu podłoża, który jest wymieniany na materiał kamienny, co ma bezpośredni wpływ na ochronę środowiska,
- zagospodarować popioły lotne surowe, bez konieczności ich obrabiania, co ma wpływ na wielkość składowisk popiołów lotnych,
- wydatnie poprawić skuteczność modernizacji podtorza przy użyciu maszyny AHM 800R,

Kierunki badań oraz działań merytorycznych dla zastosowania popiołów lotnych w podtorzu powinny zmierzać ku stworzeniu unormowań prawnych oraz przepisów i aprobat dopuszczających zastosowanie tego materiału odpadowego w budownictwie kolejowym. Dalsze prace badawcze powinny także objąć wpływ czasu składowania, jaki mija od momentu wymieszania materiałów kamiennych z popiołami lotnymi do momentu wbudowania gotowych mieszanin na właściwości zbudowanych warstw podtorza. Przy użyciu nowoczesnych technologii takich jak maszyny do ciągłej wymiany podtorza typu AHM 800R czy PM-200 2R, szalunku kroczącego z zintegrowanym stabilizatorem gruntu typu WARAN oraz profesjonalnych samojezdnych frezarek gruntu, zastosowanie stabilizacji podtorza tanim i łatwo dostępnym materiałem, jakim jest popiół lotny, można byłoby prowadzić na wielką skalę.

Literatura

[1] BN-88/8930-03; Gruntowe podtorze i podłoże kolejowe; Nazwy i określenia.
[2] Rozporządzenia MTiGM z dnia 10.09.1998 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie – Dz.U. nr 151 poz. 987
[3] BN-88/8932-02; Podtorze i podłoże kolejowe; Roboty ziemne. Wymagania i badania.
[4] Dyrekcja Generalna PKP: D4 Instrukcja o utrzymaniu podtorza kolejowego; Załącznik do Zarządzenia nr 76 Zarządu PKP z 04.11.96r. (ze zmianami podanymi w zarządzeniu nr 122 Zarządu PKP z 29.08.2000r.).
[5] Rahn Horst; „Die Rolle der Tragschichten im Eisenbahnbau"; EI-Eisenbahningenieur (52) 3/2001; str. 50-57

[6] Regulamin pracy zespołu do naprawy torowisk oraz poszczególnych jego maszyn i zalecenia projektowania wzmocnień torowisk przewidywanych do wykonywania maszyną AHM 800R-PL, wydanie II, czerwiec 2000.
[7] Tymczasowe warunki technologiczno - konstrukcyjne wykonania i odbioru robót nawierzchniowo - podtorzowych wykonywanych w sposób zmechanizowany - warunki uzupełniające; Biuro Dróg Kolejowych PKP Polskich Linii Kolejowych S.A., Projekt nr ILK8-510-10a/2003RF; maj 2003,
[8] PN-S-96035 grudzień 1997; Drogi samochodowe; Popioły lotne.
[9] Szadkowski Piotr; „Badania terenowe warstw ochronnych stabilizowanych popiołami lotnymi"; Materiały II Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej "Problemy modernizacji i naprawy podtorza kolejowego"; Żmigród 2003 str. 83-91.
[10] PN-88/B-04481; Grunty budowlane; Badania próbek gruntu.
[11] PN-S-02205 styczeń 1998; Drogi samochodowe; Roboty ziemne; Wymagania i badania.
[12] PN-S-96012 grudzień 1997; Drogi samochodowe; Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem.

Antoni Szczyt, Jan Żurawlew
Wydział Gospodarki Komunalnej Urzędu Miejskiego w Gdańsku
Leszek Krawczyk
Zakład Komunikacji Miejskiej w Gdańsku

Modernizacja infrastruktury tramwajowej w Gdańsku jako działanie na rzecz promocji transportu zbiorowego

Wstęp

Trakcja elektryczna w miejskim transporcie zbiorowym przeżywa w chwili obecny autentyczny renesans — szczególnie w krajach charakteryzujących się dynamicznie wzrastającymi wskaźnikami stopnia motoryzacji. Zjawisko to znajduje racjonalne uzasadnienie w całym szeregu niezmiernie istotnych czynników o charakterze społecznym, funkcjonalnym i ekonomicznym.

Fakt, że sieci tramwajowe w znacznym stopniu funkcjonują poza ogólnym układem drogowym miasta ma szczególnie istotne znaczenie dla stopnia bezpieczeństwa korzystających z nich pasażerów oraz takich parametrów charakteryzujących jakość usług przewozowych, jak punktualność kursowania taboru oraz stosunkowo wysoka średnia prędkość podróżna.

Mniejsza od trakcji spalinowej uciążliwość dla środowiska naturalnego przy kosztach eksploatacyjnych porównywalnych z przewozami autobusowymi stanowią kolejne argumenty na rzecz komunikacji tramwajowej.

Prezentacja sieci tramwajowej w Gdańsku

Sieć tramwajową w Gdańsku tworzy 10 linii funkcjonujących na 106 km torów pojedynczych o prześwicie 1435 mm — w tym 7 km torów w 2–ch zajezdniach — we Wrzeszczu i w Nowym Porcie. Uzupełnia ją 244 rozjazdy oraz 44 skrzyżowania torowe.

Obsługa podróżnych odbywa się na 220 przystankach oraz 11 pętlach końcowych.

Stan techniczny torowisk

Podobnie jak cały układ komunikacyjny miasta, tak i elementy infrastruktury tramwajowej w Gdańsku (a więc torowiska oraz sieć zasilająca) charakteryzują się znacz-

nymi potrzebami w zakresie modernizacji ze względu na ich wieloletnie niedoinwestowanie.

Przejawem tego stanu jest fakt, że do roku 1998 remontowano lub modernizowano w Gdańsku średnio rocznie około 3,0 kilometrów torowisk.

Skutki tego stanu rzeczy zostały jednoznacznie wykazane w wyniku inwentaryzacji torowisk tramwajowych w Gdańsku przeprowadzonej na zlecenie miasta w roku 1999 przez zespół Katedry Inżynierii Kolejowej Wydziału Budownictwa Lądowego Politechniki Gdańskiej. W jej wyniku okazało się m.in., że stan techniczny aż 30% sieci nie odpowiada parametrom normatywnym. W związku z powyższym, za zapewnienia minimum bezpieczeństwa w przewozach pasażerskich realizowanych komunikacją tramwajową a także dla złagodzenia negatywnych konsekwencji złego stanu torowisk dla środowiska naturalnego objawiających emisją nadmiernego poziomu hałasem oraz drgań niezbędne było wprowadzenie ograniczeń prędkości ruchu tramwajów do 15 lub 30 km/godz. na 13% , najbardziej wyeksploatowanych odcinkach układu torowego.

Modernizacja infrastruktury tramwajowej — identyfikacja korzyści

Utrzymanie stanu technicznego torowisk tramwajowych na odpowiednio wysokim, zgodnym z wymogami normatywnym poziomie jest niewątpliwie działaniem ukierunkowanym na promocje tramwajowego podsystemu miejskiego transportu zbiorowego, ponieważ pozwala na udostępnienie korzystającym z niego pasażerom takich jego walorów, jak:

- wzrost komfortu i bezpieczeństwa przewozów,
- punktualność kursowania taboru,
- zmniejszenie się awaryjności przewozów,
- zmniejszanie strat czasu ponoszonych przez pasażerów korzystających dotychczas z przewozów autobusowych,
- zmniejszanie się w wyniku wzrostu zainteresowania komunikacją tramwajową udziału samochodów osobowych w ruchu ulicznym oraz kosztów ponoszonych przez ich właścicieli, a także korzystny wpływ na stan środowiska naturalnego.

Równie istotne znaczenie mają również zmniejszanie się kosztów zastępczej komunikacji autobusowej wprowadzanej na czas trwania awarii oraz sam fakt, że autobusy te są rzadziej wycofywane do realizacji tych zadań przewozowych ze swoich podstawowych linii.

Działania podjęte na rzecz poprawy stanu infrastruktury tramwajowej

Przedstawione powyżej czynniki stanowiły dla władz miasta Gdańska mocną inspirację dla podjęcia niezbędnego rodzaju i zakresu działań na rzecz poprawy stanu infrastruktury tramwajowej a także jej rozwoju.

Działania te zostały zainaugurowane w roku 2001 przyjęciem przez Radę Miasta Gdańska Gdańskiego Projektu Komunikacji Miejskiej jako wieloletniego programu operacyjnego określającego kierunki zrównoważonego rozwoju i modernizacji transportu zbiorowego w Gdańsku.

Ze względu na znaczny zakres niezbędnych do wykonania zadań na rzecz komunikacji pasażerskiej oraz ograniczone możliwości budżetu Miasto Gdańsk podpisało w dniu 16 lipca 2001r. Umowę kredytu z Europejskim Bankiem Odbudowy i Rozwoju na sfinansowanie GPKM.

W celu umożliwienia miastu zdefiniowania priorytetów dla inauguracyjnego programu inwestycyjnego stanowiącego I-szy Etap Projektu Komunikacji Miejskiej EBOiR zgodził się na sfinansowanie prac Konsultanta Projektu, którym w wyniku przeprowadzonego przetargu międzynarodowego został firma TransTec z Niemiec.

Przygotowany przez Konsultanta i przyjęty przez władze Miasta projekt objął następujące zagadnienia techniczne:

- modernizację infrastruktury tramwajowej
- odnowę taboru tramwajowego i autobusowego
- system pobierania opłat za pomocą biletu elektronicznego
- zintegrowany system sterowania ruchem miejskim
- węzeł integracyjny Gdańsk – Śródmieście.

Realizacja I–go Etapu Gdańskiego Projektu Komunikacji Miejskiej

Realizacja zadań z zakresu modernizacji i remontów infrastruktury tramwajowej objętych I–szym Etapem Projektu Komunikacji Miejskiej była związana z wykonaniem następujących przedsięwzięć:

- modernizacje infrastruktury tramwajowej,
- zakup taboru autobusowego,
- modernizacja taboru autobusowego.

Wdrażanie Projektu zostało rozpoczęte w lutym 2002r, natomiast jego zakończenie nastąpi w IV kwartale 2003r.

W wymiarze rzeczowym w ramach I–go Etapu zostanie zmodernizowanych ponad 8.000 mb torowisk tramwajowych w ulicach: Grunwaldzkiej, Legionów, Hallera, Chłopskiej oraz na skrzyżowaniach ulic Kołobrzeska – Chłopska, Chłopska – Piastowska, Kartuska – Pohulanka. Wyremontowano również poprzez napawanie ok. 3000 m torów na 11 odcinkach sieci.

Wszystkie przetargi na wyłonienie dostawców taboru autobusowego oraz wykonawców modernizacji taboru tramwajowego zostały przeprowadzone, zgodnie z wymaganiami kontraktowymi, przez miasto przy zastosowaniu procedur obowiązujących w EBOiR, opartych na przepisach Unii Europejskiej, natomiast wykonawcy dokumentacji projektowych na modernizacji infrastruktury tramwajowej zostali wyłonieni z zastosowaniem przepisów ustawy o zamówieniach publicznych.

Przygotowanie II–go Etapu Gdańskiego Projektu Komunikacji Miejskiej

W dniu 13 sierpnia 2002 r. została podpisana przez Miasto Gdańsk umowa z Konsultantem Gdańskiego Projektu Komunikacji Miejskiego (Konsorcjum SYSTRA) wyłonionym w wyniku międzynarodowego przetargu na świadczenie usług sfinansowanych ze środków Programu Unii Europejskiej PHARE w zakresie m.in. przygotowania i zarekomendowania władzom Miasta koncepcji restrukturyzacji transportu zbiorowego a także przygotowania propozycji do kolejnego, II-go Etapu Projektu Komunikacji Miejskiej.

W ramach trwających obecnie prac nad tym Projektem, planuje się objęcie nim w zakresie infrastruktury tramwajowej zarówno zadań o charakterze modernizacji (modernizacja układu torowego na Alei Zwycięstwa na odcinku od Opery do Śródmieścia) i remontów, jak i inwestycji (budowa linii tramwajowej Śródmieście – Chełm)

W celu sfinansowania tych zadań zakłada się, że środki na sfinansowanie II–go Etapu będą pochodziły z kredytu Europejskiego Banku Odbudowy i Rozwoju, z funduszy pomocowych (grantów) Unii Europejskiej oraz z budżetu Miasta Gdańska jako wkład własny warunkujący uzyskanie funduszy UE.

Planowany zakres inwestycji i modernizacji

Planowana linia tramwajowa ze Śródmieścia do osiedla Chełm wymaga wykonania 5,8 km torowisk oraz infrastruktury towarzyszącej (zasilanie, sygnalizacja, przystanki). Dla uruchomienie linii planuje się również w ramach kosztów inwestycji zakupienie 5 nowych tramwajów.

Plan modernizacji torowisk obejmuje odcinek od Opery Bałtyckiej do Węzła Okopowa a zakres związanych z tym robót obejmuje:

- 11378 m toru pojedynczego,
- 11 przystanków o powierzchni 7144 m^2,
- 880 m^2 przejść dla pieszych,
- wykonanie przejazdów torowo-drogowych o łącznej powierzchni 1941 m^2 .

Rysunek 1. Schemat sieci torowej do modernizacji.

Koszt jednostkowy w zakresie infrastruktury torowej

Koszty jednostkowe poszczególnych elementów zostały skalkulowane w oparciu o średnie ceny występujące w przeprowadzonych w latach 2002/2003 przetargach na modernizacje infrastruktury tramwajowej:

▪ nawierzchnia drogowa (asfaltobetonu, asfalt lany)	1 mbtp	2 500 zł
▪ nawierzchnia drogowa z płyt żelbetowych	1 mbtp	3 200 zł
▪ nawierzchnia drogowa z płyt gumowych typu STRAIL	1 mbtp	3 500 zł
▪ przystanki tramwajowe, przejście dla pieszych (z odwodnieniem)	1 m^2	180 zł
▪ zwrotnica tramwajowa	1 szt.	25 000 zł
▪ rozjazd jednotorowy pojedynczy	1 szt.	32 000 zł
▪ skrzyżowanie torowe	1 szt.	20 000 zł
▪ napęd zwrotnicy najazdowej (z podwójną blokadą iglic, tłumikiem drgań i odwodnieniem),	1 szt.	50 000 zł

Rysunek 2. Przystanek tramwajowy z wiatą dla pasażerów.

Rysunek 3. Wydzielone torowisko tramwajowe. Podstawowy rodzaj szyn — S49 produkcji krajowej. Na odcinkach modernizowanych znajdują obecnie zastosowanie szyny krajowe typu R160.

Rysunek 4. Rozjazdy tramwajowe. Rozjazdy typu 1/6 rc o promieniu 50 i 100 m firm Bombardier i AD Tranz. W rozjazdach wymienianych ostatnio zastosowano rozwiązanie firmy Cogifer.

Zakończenie

Przedstawiona w referacie skala efektów w zakresie modernizacji infrastruktury tramwajowej w Gdańsku jednoznacznie wskazuje, że zrealizowanie tak poważnego programu było możliwe tylko w wyniku wypracowania przez władze miasta polityki zrównoważonego rozwoju transportu zbiorowego oraz jej konsekwentnego reali-

zowania jako wieloletniego programu operacyjnego w formie Gdańskiego Projektu Komunikacji Miejskiej.

Podkreślenia wymaga fakt, że do uruchomienia Projektu w decydującym stopniu przyczyniła się pomoc Europejskiego Banku Odbudowy i Rozwoju poprzez uruchomienie linii kredytowej na sfinansowanie objętych nim zadań a także przyznanie grantów na działania wspierające ten projekt o charakterze konsultacyjno – doradczym.

Należy również podkreślić, że w ramach prac nad uruchomieniem środków kredytowych Miasto uzyskało znaczne doświadczenie w zakresie stosowania procedur przetargowych obowiązujących w Unii Europejskiej, co będzie niewątpliwie miało istotne znaczenie przy ubieganiu się o unijne środki pomocowe w roku 2004 i latach następnych.

Aleksander Szewczyk
SIKA Poland
Rafał Radomski, Sławomir Grulkowski
Politechnika Gdańska, Katedra Inżynierii Kolejowej

Konstrukcje nawierzchni bezpodsypkowych

Wprowadzenie

Zainteresowanie nawierzchnią bezpodsypkową w wielu zarządach kolejowych na świecie w okresie ostatnich kilku lat jest wynikiem wprowadzania coraz większych prędkości pociągów i wiążącego się z tym zjawiska szybszego niszczenia — zużywania się nawierzchni klasycznej, a szczególnie jednego z jej elementów, tj. podsypki. Stosowanie nawierzchni bezpodsypkowych w tunelach i na mostach oraz wiaduktach wiąże się z procesami eksploatacji i utrzymania w korzystniejszych warunkach.

Dotychczasowe obserwacje zachowania się różnych — spośród obecnie eksploatowanych — konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowych pozwalają na szereg stwierdzeń, z których najważniejszymi są:

- prędkość na nawierzchniach klasycznych (z podsypką) staje się ograniczona i prawdopodobnie nie będzie mogła przekraczać 300 km/h w dłuższym przedziale czasowym (zależnie od obciążenia linii);
- trwałość eksploatacyjną nawierzchni bezpodsypkowych ocenia się obecnie na ok. 60 lat (typ nawierzchni Rheda skonstruowany w 1972 roku do chwili obecnej użytkowany jest bez problemów);
- koszty utrzymania nawierzchni bezpodsypkowych stanowią obecnie 10÷20% wartości kosztów utrzymania nawierzchni klasycznych.

Obserwacje istniejących konstrukcji bezpodsypkowych na kolejach zachodnich pozwalają na sformułowanie poglądu, że nowoczesne konstrukcje to nawierzchnie wielowarstwowe (bez podsypki) z różnymi możliwymi osadzeniami (przymocowaniami) szyn kolejowych (punktowymi lub ciągłymi). Wśród nawierzchni bezpodsypkowych z ciągłym podparciem szyn wyróżnia się rozwiązania z szynami zagłębionymi w konstrukcji (np. typy nawierzchni ERS, INFUNDO, STELCON, HARMELEN, SIKA RAIL) oraz z szynami połączonymi z konstrukcją za pomocą przytwierdzeń (np. typ nawierzchni BES). Wśród nawierzchni bezpodsypkowych z punktowym podparciem szyn wyróżnia się rozwiązania z podkładami oraz bez podkładów (np. typy nawierzchni RHEDA, RHEDA 2000, RHEDA-BERLIN, ZÜBLIN).

Decyzje o zastosowaniu nawierzchni bezpodsypkowych zamiast nawierzchni konwencjonalnej z podsypką są trudne i podejmuje się je uwzględniając elementy ekonomiczne, techniczne i technologiczne.

Decyzje ekonomiczne to porównanie kosztów budowy i kosztów utrzymania. Aktualne koszty budowy nawierzchni niekonwencjonalnej stanowią ok. 150% kosztów budowy nawierzchni klasycznej. O kosztach utrzymania obydwu rodzajów nawierzchni wspomniano powyżej.

Decyzje techniczne i technologiczne uwzględniają różnorodność konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowej (m.in. liczbę i rodzaj występujących elementów), dokładność budowy, trwałość w okresie eksploatacji poszczególnych elementów, możliwości i stopień trudności prowadzenia napraw i wymian (np. szyn kolejowych), wysokość nakładów na utrzymanie zróżnicowanych konstrukcji. Należy tutaj uwzględnić także naturalne utrudnienia związane z kształtem toru w planie i profilu, tzn. układanie nawierzchni na krzywych przejściowych, na łukach poziomych o małych promieniach, łukach pionowych i rozjazdach (w zależności od kształtu krzywych zróżnicowane długości płyt betonowych — 2–6 m.

Porównując nawierzchnię klasyczną z niekonwencjonalną bezpodsypkową należy pamiętać, że zaletą tej drugiej jest przede wszystkim optymalny minimalny przekrój poprzeczny, co decyduje o jej usytuowaniu przede wszystkim w tunelach oraz na wiaduktach i mostach.

Na liniach o prędkościach mniejszych od 100 km/h, w przypadku konieczności skonstruowania nawierzchni bezpodsypkowej, należy wybierać rozwiązania najprostsze i najtańsze, łatwe w budowie i utrzymaniu. O takim wyborze decydują czynniki techniczne i ochrony środowiska (akustyka – konieczność wytłumienia hałasu i drgań). Warunki te spełniają nawierzchnie z ciągłym podparciem szyn, z szynami zagłębionymi w „korycie".

W opracowaniu przedstawiono kilka rozwiązań konstrukcyjnych nawierzchni bezpodsypkowych stosowanych na szlakach kolejowych oraz w tunelach. Rozwiązania obejmują punktowe oraz ciągłe podparcie szyn. Scharakteryzowano również rozwiązanie techniczne węzła przytwierdzającego szyny.

Przegląd rozwiązań opracowano na podstawie projektów, publikacji w czasopismach krajowych i zagranicznych [1-25] oraz dostępnych materiałów źródłowych firm wykonawczych.

Węzeł przytwierdzający z łapką sprężystą Skl 12 w nawierzchni bezpodsypkowej

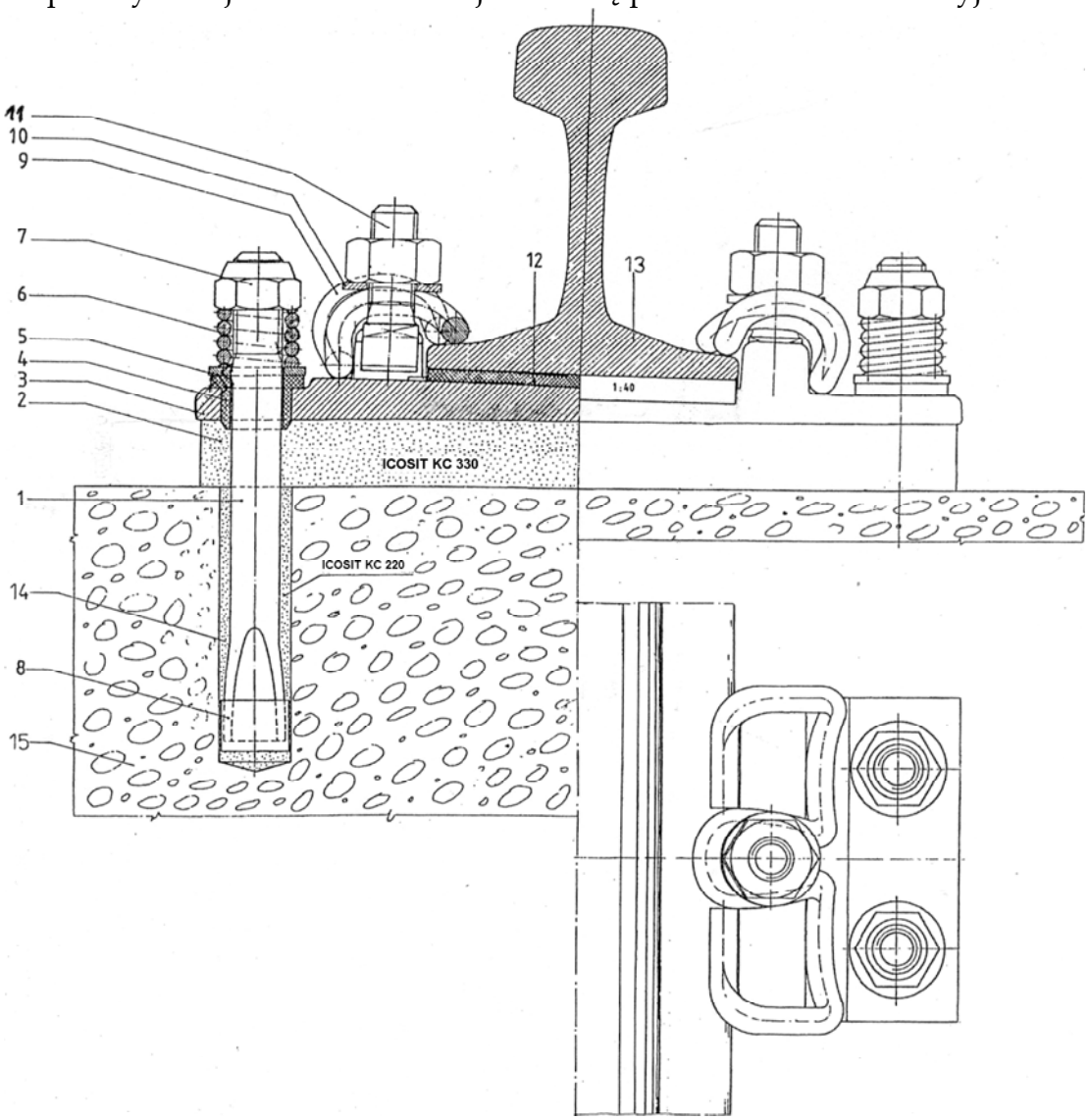
Przedstawione na rysunku 1 rozwiązanie węzła przytwierdzającego zaprojektowano w 1992 roku firmie Vossloh–Werke GmbH.

Szyny przytwierdza się do podkładek żebrowych za pomocą łapek sprężystych Skl 12 z podkładkami płaskimi oraz śrub stopowych i nakrętek. Swobodne końce łapek zapewniają trwałe przytwierdzenie stopek szyn z siłą maksymalną 13 kN. Możliwe ruchy skrętne szyn przejmuje i tłumi pętla środkowa łapki. Systemy przy-

twierdzeń szyn przy pomocy łapek sprężystych Vossloh o wysokiej sile sprężającej i dużej wytrzymałości uznane są jako trwałe i bezpieczne oraz nie wymagające bieżącej konserwacji i służą do ogólnej poprawy stanu technicznego węzła przytwierdzającego.

Wymiany szyn oraz regulacje toru bezstykowego są łatwe — wymagają jedynie delikatnego odkręcenia śrub stopowych.

Przytwierdzenie podkładek żebrowych do betonowych elementów nośnych wykonuje się za pomocą śrub kotwiących osadzonych w tych elementach oraz sprężyn spiralnych i podkładek płaskich. Pomiędzy stopką szyny a górną powierzchnią podkładki podszynowej zawsze musi znajdować się przekładka wibroizolacyjna.



Rysunek 1. Węzeł przytwierdzający z łapka sprężystą Skl 12 w nawierzchni bezpodsypkowej (VOSSLOH). 1 – śruba kotwiąca, 2 – przekładka tłumiąca (ICOSIT KC 330), 3 – podkładka żebrowa, 4 – tulejka izolacyjna, 5 – podkładka płaska, 6 – sprężyna spiralna, 7 – nakrętka, 8 – tulejka, 9 – łapka sprężysta Skl 12 VOSSLOH, 10 – podkładka płaska, 11 – śruba stopowa, 12 – przekładka wibroizolacyjna, 13 – szyna UIC 60, 14 – klej epoksydowy (ICOSIT KC 220), 15 – podbudowa betonowa.

W zaprezentowanym węźle przytwierdzającym można stosować różne systemy do elastycznego mocowania szyn do elementów betonowych:

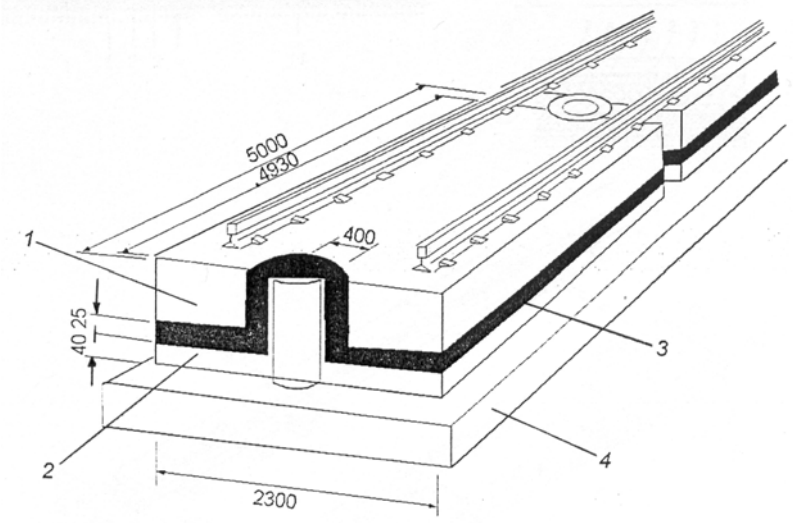
- system ICOSIT KC 220 — klej epoksydowy służący do osadzania i mocowania śrub kotwiących (kotw) w betonie, posiada bardzo dobrą przyczepność do betonu i zapewnia znaczną trwałość eksploatacyjną konstrukcji;
- system ICOSIT KC 330 — materiał do elastycznego mocowania szyn do wszelkiego rodzaju podpór szynowych w nawierzchniach bezpodsypkowych. Stanowi on przekładkę tłumiącą drgania i wibracje, charakteryzuje się własnościami dźwiękochłonnymi. Minimalne grubości tych przekładek wynoszą 20÷30 mm. Przekładka w systemie ICOSIT KC 330 wykazuje dużą odporność na procesy starzenia się, zapewniając znaczną trwałość konstrukcji. Materiał nie przewodzi ładunków elektrycznych. Charakteryzuje się doskonałymi własnościami izolacyjnymi, co wyklucza powstawanie prądów błądzących, a tym samym eliminuje korozję elementów stalowych znajdujących się w sąsiedztwie.

Konstrukcje nawierzchni z punktowym podparciem szyn

Nawierzchnia bezpodsypkowa typu VA (Japonia)

W Japonii od 1972 roku nawierzchnia na płytach betonowych jest układana na linii Shinkansen jako standard konstrukcyjny. Obecnie koleje japońskie eksploatują nawierzchnie bezpodsypkowe na liniach o długości ponad 3000 km.

W Japonii szerokie zastosowanie znalazła nawierzchnia na płytach betonowych VA z warstwą gumy (maty gumowej) przedstawiona na rysunku 2. Płyty betonowe o szerokości 2300 mm i długości 4930 mm mają grubość od 160–190 mm (160 mm w tunelach). Maty gumowe o zróżnicowanych grubościach posiadają sztywność w zakresie 175–315 kN/mm. Płyty betonowe są stabilizowane betonowymi pierścieniami ze szczelinami wypełnionymi bitumem.



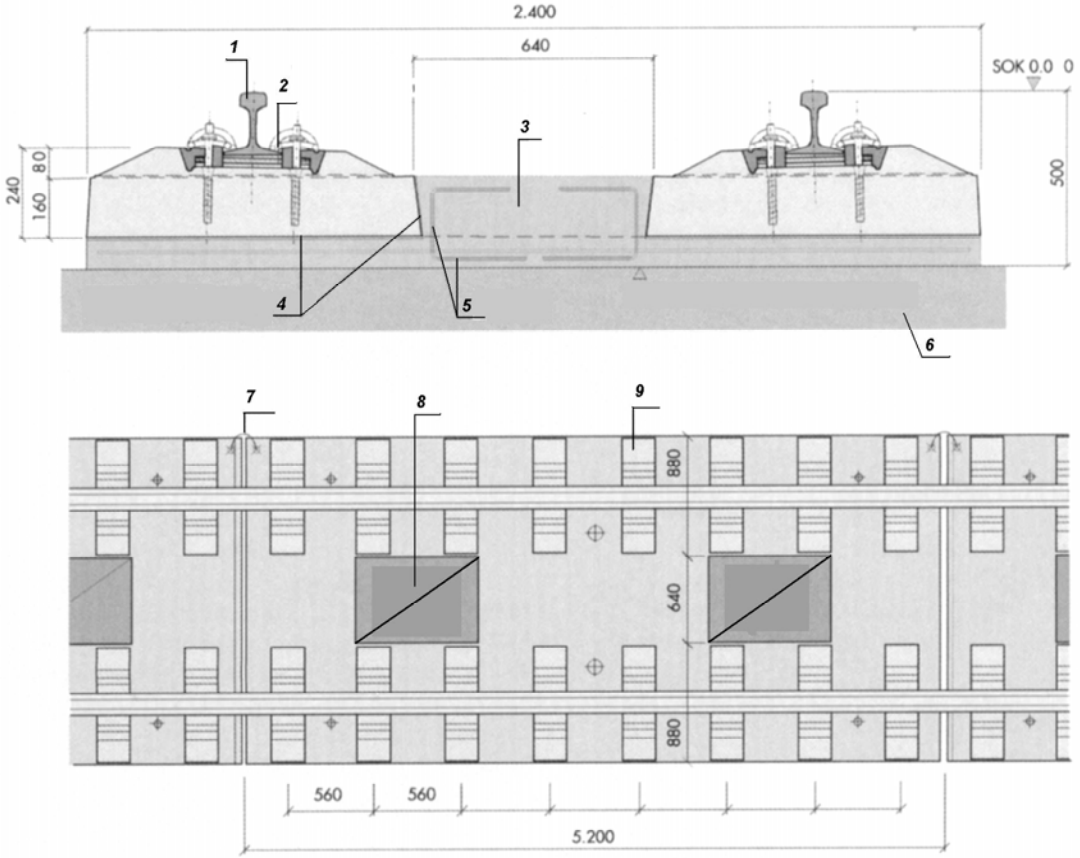
Rysunek 2. Konstrukcja nawierzchni bezpodsypkowej na płytach betonowych typu VA (Japonia). 1 – płyta betonowa, 2 – mieszanina cementu i masy bitumicznej, 3 – mata gumowa, 4 – podłoże betonowe.

W tym typie nawierzchni mata gumowa (wibroizolacyjna) została zastosowana ze względu na konieczność ograniczeń drgań i emisji akustycznych. Pod matą gumową zastosowano warstwę z mieszaniny cementu i masy bitumicznej o grubości 40 mm oraz podłoże betonowe wykonane w postaci warstwy betonu o grubości minimalnej 60 mm.

Nawierzchnia typu VA jest układana głównie na obiektach inżynierskich (mosty i wiadukty) oraz w tunelach.

Nawierzchnia bezpodsypkowa typu ÖBB – PORR (Austria)

W Austrii rozwój nawierzchni niekonwencjonalnych obejmuje dwa okresy. W pierwszym – od 1982 roku do 1995 roku – testowano szereg zróżnicowanych układów konstrukcyjnych. Natomiast od 1995 roku w Austrii stosuje się system nawierzchni płytowej ÖBB – PORR („elastyczna płyta torowa"; rysunek 3). Taki typ nawierzchni stosowany jest głównie w tunelach i na obiektach inżynierskich.



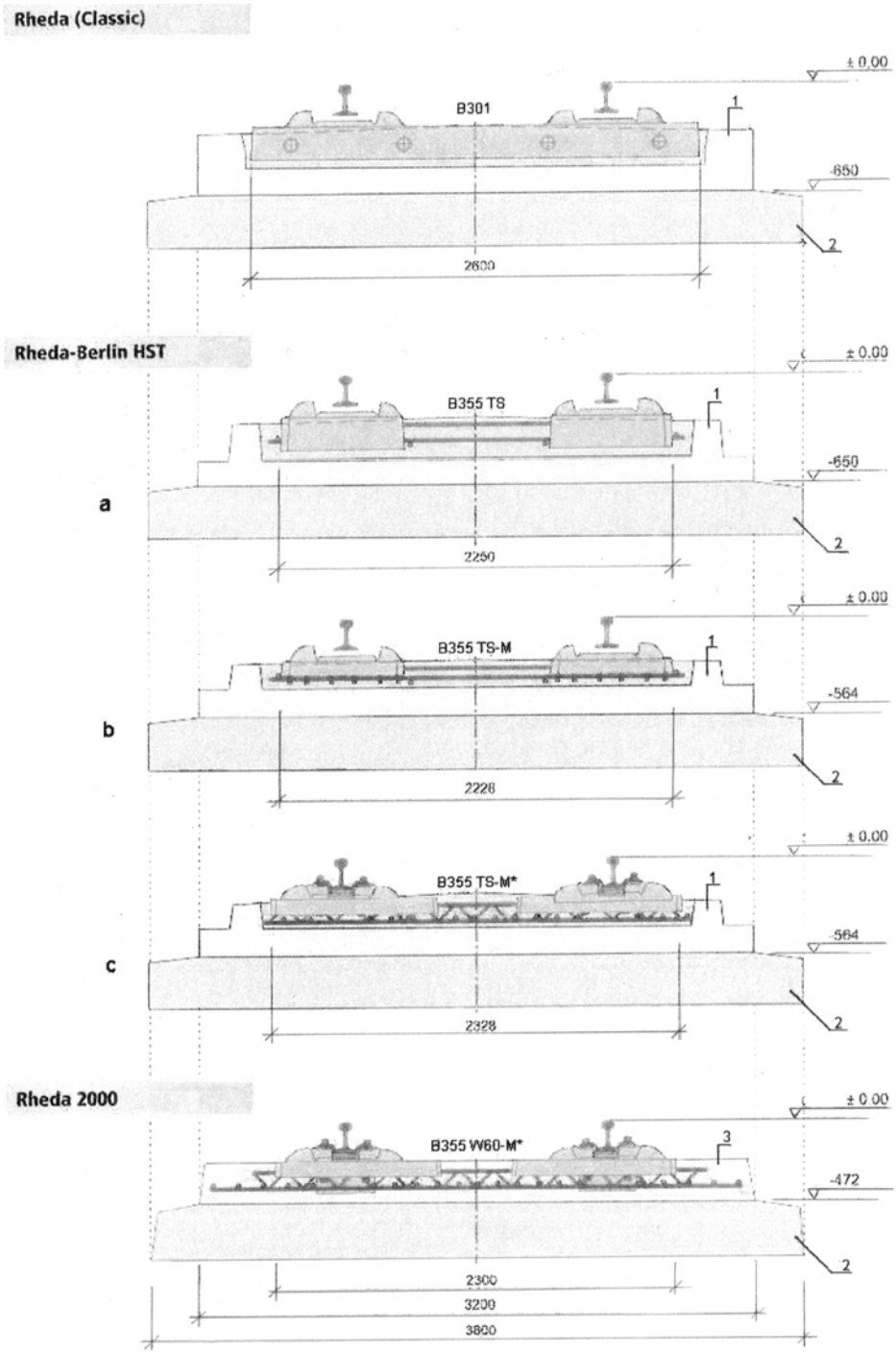
Rysunek 3. Konstrukcja nawierzchni bezpodsypkowej na płytach betonowych typu ÖBB-PORR (Austria).1 – szyna UIC 60, 2 – przytwierdzenie sprężyste, 3 – beton lany, 4 – powłoka elastyczna, 5 – zbrojenie, 6 – podbudowa betonowa (szorstka powierzchnia), 7 – zwornik uziemienia, 8 – otwór zlewowy, 9 – miejsce podparcia szyny.

Nawierzchnia ta jest wykonana z płyt betonowych zbrojonych o wymiarach 5200×2400 mm, mających dolną powierzchnię pokrytą warstwą rowkowanej gumy

lub inną powłoką elastyczną. Płyty są układane na warstwie betonu i łączone wzajemnie. W systemie tym zastosowano przytwierdzenie szyn typu Vossloh 300.

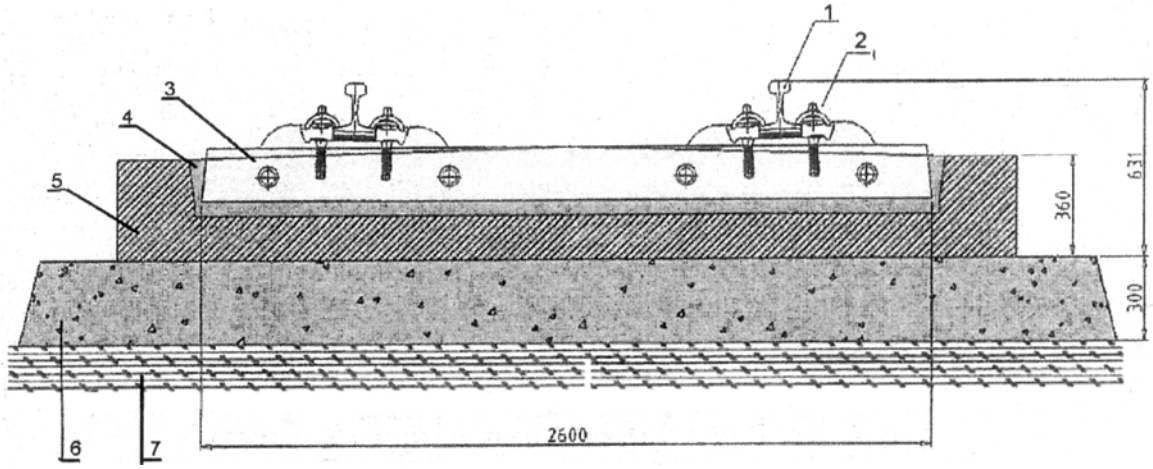
Nawierzchnia bezpodsypkowa typu RHEDA (Niemcy)

Na rysunku 4 przedstawiono „rodzinę" konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowych typu Rheda.



Rysunek 4. Konstrukcje nawierzchni bezpodsypkowych typu RHEDA CLASSIC, RHEDA-BERLIN HST, RHEDA 2000.1 – koryto betonowe, 2 – warstwa nośna z materiału stabilizowanego spoiwem hydraulicznym, 3 – płyta betonowa.

Jedną z pierwszych konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowych ocenianych przez koleje niemieckie od chwili jej wbudowania, tj. od 1972 roku jest nawierzchnia, którą określamy nazwą Rheda Classic, przedstawiona na rysunku 5 wraz ze wszystkimi elementami.



Rysunek 5. Konstrukcja nawierzchni bezpodsypkowej typu RHEDA CLASSIC. 1 – szyna S 54, 2 – przytwierdzenie sprężyste Vossloh loarv 300, 3 – podkład betonowy B355 TS, 4 – warstwa wypełniająca, 5 – koryto betowe, 6 – warstwa nośna z materiału stabilizowanego spoiwem hydraulicznym, 7 – warstwa mrozoodporna.

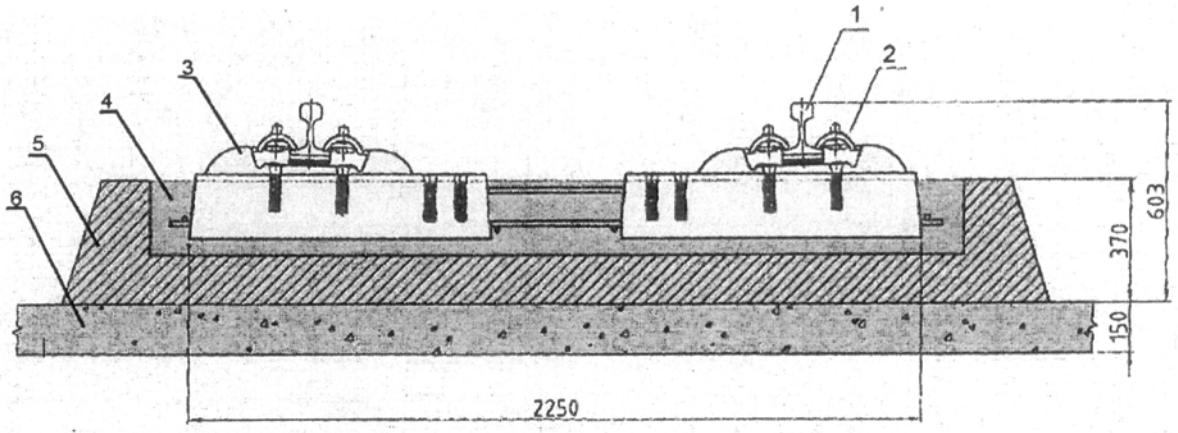
Typ nawierzchni Rheda dał początek – od lat 90. XX wieku – szybkiej ewolucji nawierzchni niekonwencjonalnych i wyprowadzaniu takich konstrukcji poza tunele na szlaki kolejowe.

Pierwszą linią na sieci kolei niemieckich przystosowaną do prędkości 300 km/h jest linia kolejowa Köln – Frankfurt nad Menem. Linia ma długość 177 km, a jej budowę rozpoczęto w grudniu 1995 r. i zakończono w połowie 2002 roku. W ramach budowy linii dużej prędkości wykonano 30 tuneli, 18 wiaduktów oraz 7000 mniejszych obiektów inżynierskich. Przejazd nową linią pociągiem ICE 3 został skrócony z 133 minut do 58 minut.

Na nowej linii zastosowano trzy typy toru bezpodsypkowego z rodziny typu Rheda: typ Rheda Classic oraz dwie odmiany nawierzchni Rheda–Berlin HST (HGV). Tor Rheda Classic ma podkłady monoblokowe o długości 2600 mm. Odmiany konstrukcji toru Rheda-Berlin mają różne układy podkładów bliźniaczych — w jednym zastosowano głębokie bloki długości 2250 mm, a w drugim podkłady długości 2228 mm i płytsze bloki (rysunek 4). W obu rodzajach podkłady osadzone są na stalowym zbrojeniu, zalanym betonem. We wszystkich tych rozwiązaniach podkłady są umieszczone w zagłębieniach w ławie betonowej — korycie, które z kolei spoczywa na warstwie nośnej stabilizowanej spoiwem hydraulicznym. Warstwa nośna rozłożona jest na warstwie mrozoodpornej.

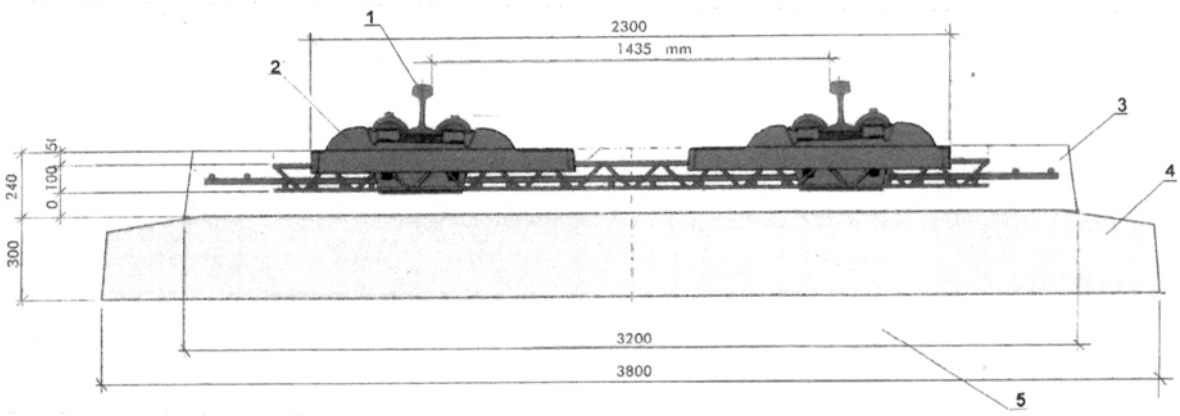
Wieloletnie obserwacje nawierzchni typu Rheda pozwalają stwierdzić, że mocno osadzone w betonowym podłożu podkłady eliminują drgania. Wzrasta przy tym zdecydowanie komfort jazdy oraz maleją nakłady finansowe na utrzymanie nowoczesnej nawierzchni w dobrym stanie technicznym.

Na rysunku 6 przedstawiono podstawowe elementy nawierzchni Rheda-Berlin. W porównywanych rozwiązaniach za najistotniejszy postęp w konstruowaniu nawierzchni bezstykowej uznano zastosowanie dwublokowych podkładów betonowych o długości 2250 mm, odpowiednio usztywnionych na zewnętrznych i wewnętrznych końcach. Nowe rozwiązanie zapewniło wyższą stateczność całej nawierzchni i zostało zaprojektowane na specjalne potrzeby wiaduktów i tuneli.



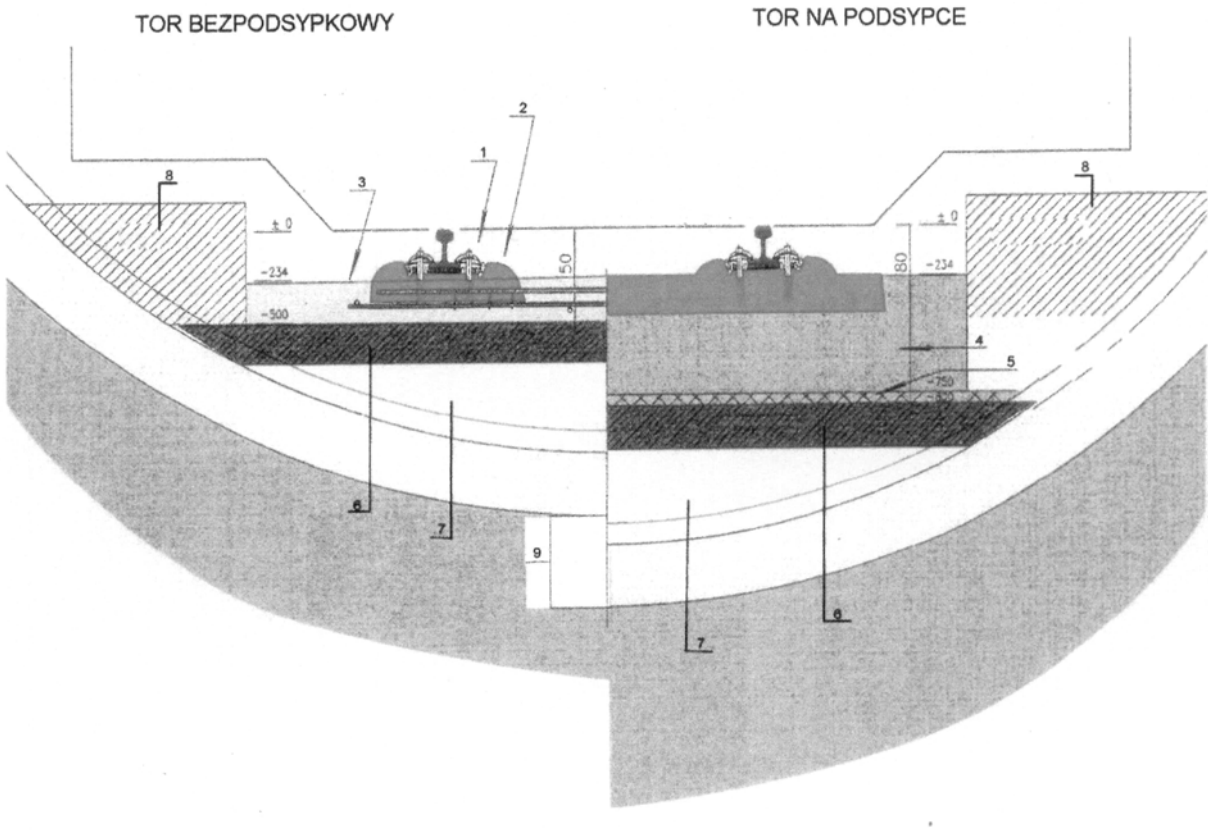
Rysunek 6. Konstrukcja nawierzchni bezpodsypkowej typu RHEDA-BERLIN HST.1 – szyna S 54, 2 – przytwierdzenie sprężyste Vossloh loarv 300, 3 – podkład dwublokowy, 4 – warstwa wypełniająca, 5 – koryto betowe, 6 – warstwa betonowa ochrona.

Najnowszy typ konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowej to Rheda 2000 (rys. 7). w rozwiązaniu tym zrezygnowano z koryt betonowych, dokonano optymalizacji płyty betonowej oraz zastosowano podkłady dwublokowe ze zbrojeniem nośnym kratowym. Podkłady dwublokowe zmodyfikowane B 355 W60M-BS o długości 2300 mm wtopione są w płytę betonową o długości 3200 mm i grubości 240 mm zbrojoną kratowo. Płyta ta spoczywa na warstwie nośnej o grubości 300 mm i szerokości 3800 mm stabilizowanej spoiwem hydraulicznym. Pod warstwą nośną znajduje się warstwa mrozoodporna.



Rysunek 7. Konstrukcja nawierzchni bezpodsypkowej typu RHEDA 2000.1 – szyna UIC 60, 2 – podkład betonowy B355 W60-M, 3 – płyta betonowa B35, 4 – warstwa nośna z materiału stabilizowanego spoiwem hydraulicznym, 5 – warstwa mrozoodporna.

Rysunek 8 przedstawia porównanie nawierzchni klasycznej z nawierzchnią bezpodsypkową typu Rheda Berlin. Charakterystyczne jest znaczna redukcja konstrukcji tunelu w przekroju poprzecznym.

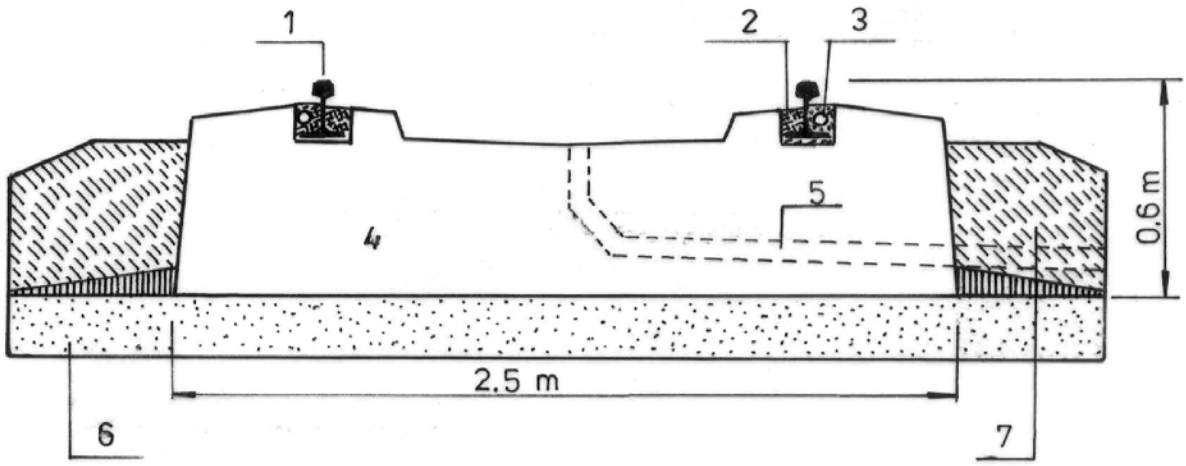


Rysunek 8. Konstrukcja nawierzchni bezpodsypkowej typu RHEDA-BERLIN HST w tunelu. 1 – przytwierdzenie sprężyste Vossloh loarv 300, 2 – podkład betonowy B355 TS, 3 – warstwa wypełniająca (beton B35), 4 – podsypka, 5 – mata 5 cm, 6 – płyta betonowa, 7 – warstwa wypełniająca, 8 – miejsce na przewody, 9 – potencjalna redukcja konstrukcji tunelu.

Konstrukcje z ciągłym podparciem szyn

Typ nawierzchni bezpodsypkowej ERS (Holandia)

Konstrukcje nawierzchni bezpodsypkowej, w której szyny posiadają podparcie ciągłe przedstawiono na rysunku 9. Rozwiązanie to funkcjonuje od 1976 roku na liniach kolejowych w Holandii pod nazwą nawierzchni typu ERS. Ciągłe podparcie szyn stanowi tutaj utwierdzająca się warstwa korkowo — polimerowa lub innego gatunku masa zalewowa wlewana od góry. Elementem wypełniającym koryto, w którym umieszczona jest szyna są proste rury lub bloki o różnych kształtach, w zależności od stosowanych typów szyn. Pod stopką szyny stosuje się inny rodzaj materiału elastycznego (podkładki elastyczne lub lany elastomer).



Rysunek 9. Konstrukcja nawierzchni bezpodsypkowej typu ERS (Holandia).1 – wtopiona szyna UIC 60, 2 – warstwa korkowo-polimerowa, 3 – rury proste, 4 – płyta betonowa zbrojona, 5 – kanał odwadniający, 6 – „poduszka" piaskowa, 7 – warstwy wzmacniające.

W zależności od stosowanych materiałów rozwiązanie powyższe zapewniają znaczną redukcję hałasu i wibracji.

Najnowszą modyfikacją konstrukcji ERS jest zastąpienie szyny UIC 60 nietypową szyną S.A. 42, która może przenieść naciski 225 kN i powoduje zmniejszenie emitowanego hałasu nawet o 5 dB. Uzyskuje się przy tym zmniejszoną wysokość całej konstrukcji oraz mniejsze zużycie masy zalewowej.

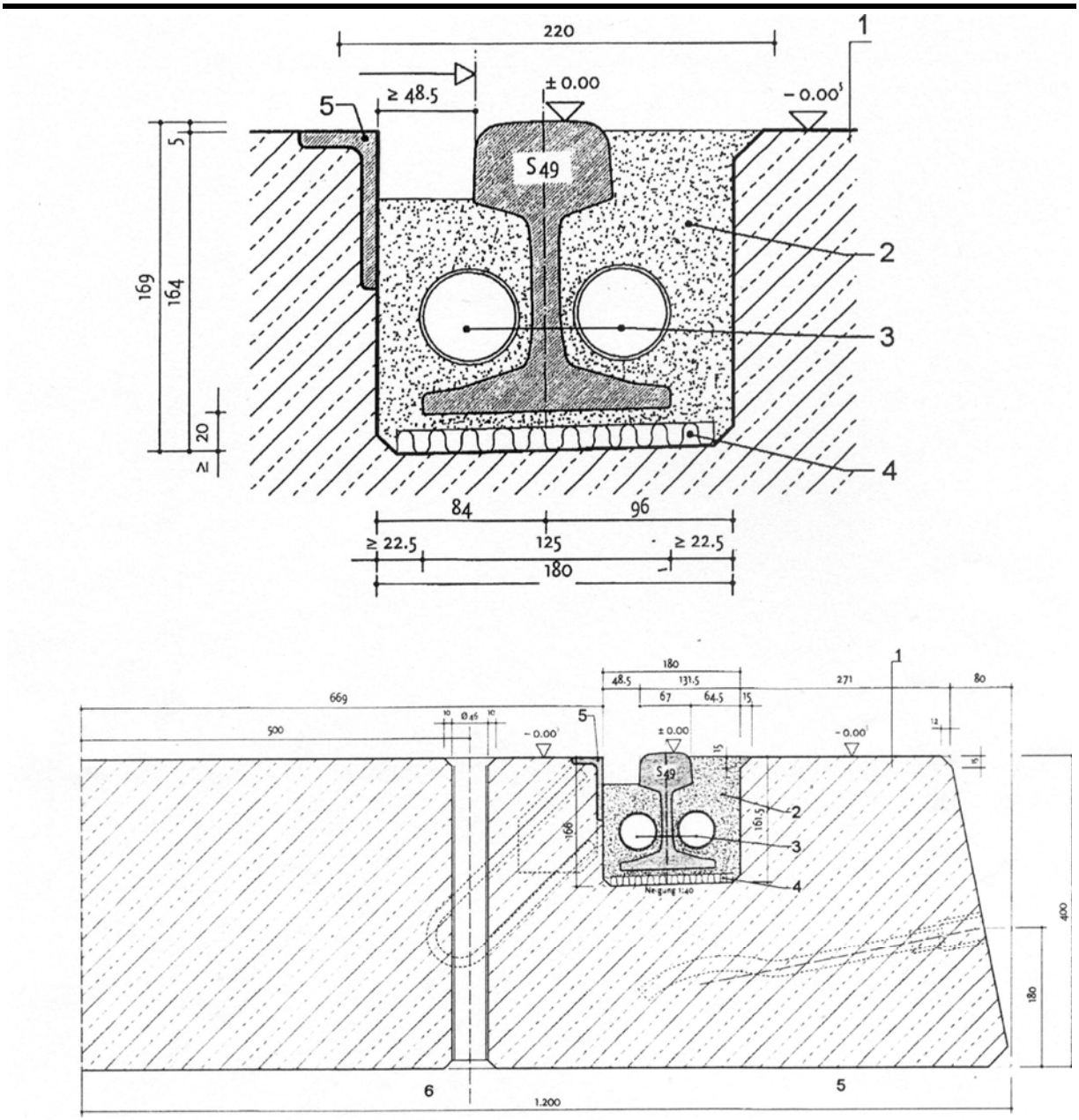
Nawierzchnia bezpodsypkowa typu INFUNDO (Niemcy)

Na rysunku 10 przedstawiono sposób mocowania szyny w korycie (kanale płyty betonowej). Sposób taki jest obecnie bardzo popularny w Niemczech.

Elementem wypełniającym są proste rury z tworzywa sztucznego, natomiast elementem mocującym masa zalewowa INFUNDO. W celu ograniczenia drgań i hałasu pod stopką szyny zastosowano podkładkę elastyczną.

Rozwiązania konstrukcyjne z podparciem ciągłym (typy ERS, INFUNDO itp.) są stosowane w zróżnicowanych warunkach eksploatacyjny linii kolejowych: przejazdy kolejowo-drogowe o intensywnym ruchu (znacznym obciążeniu), miejskie linie kolejowe i tramwajowe, tunele, linie specjalistyczne o różnym przeznaczeniu (np. terminale kontenerowe o intensywnym ruchu samochodowym) oraz linie kolejowe, na których występuje niebezpieczeństwo podmycia nawierzchni przez wody gruntowe.

Rozwiązania powyższe zapewniają równomierne przekazywanie obciążeń (w sposób ciągły) oraz znacznie zmniejszają poziom hałasu. Element mocujący — masy zalewowe — podlega systematycznym udoskonaleniom przez firmy zajmujące się optymalizacją nawierzchni kolejowych beztłuczniowych.



Rysunek 10. Konstrukcja zamocowania szyny w płycie betonowej typu IFUNDO.1 – płyta betonowa B35 (B11), 2 – masa zalewowa INFUNDO, 3 – rury z tworzywa, 4 – podkładka elastyczna, 5 – kątownik wzmacniający

Literatura

[1] Bachmann H., Pietschmann D., Die Feste Fahrbahn Rheda-Berlin – Die sichere und wirtschaftliche Lösung für den Hochgeschwindigkeitsverkehr, Feste Fahrbahn – Edition ETR, 1997, s. 92 – 94.

[2] Bachmann H., Foege T., Rheda 2000. Erfahrung und Fortschritt vereint zu einem System, EI – Der Eisenbahningenieur, nr 6, 2000, s. 34 – 45.

[3] Bachmann H., Foege T., Rheda 2000. Erfahrungen aus Einbau, EI – Der Eisenbahningenieur, nr 9, 2000, s. 80 – 84.

[4] Bałuch M., Podstawy dróg kolejowych, 2001.
[5] Baxter M. J., Non-ballasted track design, Le Rail, N° 11, Mai/Juni 1996, s. 40 – 43.
[6] Crall S., Ripke B., Zacher M., Systemvergleich Feste Fahrbahn. Vergleich der dynamischen Eigenschaften zweier Bauarten, ETR, 7/8 Juli/August (48), 1999, s. 469 – 479.
[7] Dickhut K., Richter E., Feste Fahrbahn. Feste Fahrbahn – Edition ETR, s. 88 – 89.
[8] Eisenmann J., Mattner L., Konstruktion und Bemessung von Festen Fahrbahnen. Feste Fahrbahn – Edition ETR, 1997, s. 18 – 23.
[9] Esveld C., Slab track a competitive solution, Rail International, nr 5, 1999.
[10] Fiebig W., Feste Fahrbahn im Raum Berlin – Brandenburg, EI – Der Eisenbahningenieur, nr 6, 2002, s. 54 – 57.
[11] Glieden T., Ihle E., Romanski W., Kontinuierlich elastisch gelagertes Schienensystem gleitend eingebettet für Feste Fahrbahn, Feste Fahrbahn – Edition ETR, 1997, s. 90 – 91.
[12] Hennecke M., Wolf C., Halbfertigteillösung für die Feste Fahrbahn Bauart Infundo-LR, EI – Der Eisenbahningenieur, nr 5, 2003, s. 50 – 53.
[13] Hillges D., Anwendung der Festen Fahrbahn Bauart Rheda. Entwicklung der Bauart Dywidag-Rheda, Feste Fahrbahn – Edition ETR, 1997, s. 78 – 83.
[14] Leykauf G., Vorgefertige Platten und Rahmen für dir Feste Fahrbahn, ZEV + DET Glas, Ann. 123, Juni 1999, s. 221 – 229.
[15] Leykauf G., Railway track optimisation, Le Rail, N° 11, Mai/Juni 1996, s. 28 – 30.
[16] Leykauf G., Maleki N., Feste Fahrbahn Entwicklungen im Ausland, Feste Fahrbahn – Edition ETR, 1997, s. 56 – 63.
[17] Markine V., Man A., Jovanovic S., Esveld C., Modelling optimisation of an embedded rail structure, Rail International, July/August 2000.
[18] Mörscher J., Anfonderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn, Feste Fahrbahn – Edition ETR, 1997, s. 12 – 17.
[19] Minufe N., Application and development of recycle materials in railways, Japanese Railway Engineering, nr 141, 1999.
[20] Nesnau H., Magnus M., Feste Fahrbahn auf Eisenbahnbrücken, Der Eisenbahningenieur, nr 3, 1997.
[21] Oldenburg B., Feste Fahrbahn statt Schotterbett, Der Eisenbahningenieur, nr 3, 1998.
[22] Schnellbögl G., Nowaja konstrukcja puti Stelfundo żeleznodorożnych pieriezdow, Żeleznyje Dorogi Mira, nr 5, 2001.
[23] Schnellbögl G., Feste Fahrbahn – Bauart Infundo, EI – Der Eisenbahningenieur, nr 3, 1998.
[24] Towpik K., Kolejowe nawierzchnie bezpodsypkowe, Problemy Kolejnictwa, z. 129, 1999
[25] Wunder D., Masuhr U., Hochgeschwindigkeit auf Schienen – Feste Fahrbahn „System Heitkamp", Feste Fahrbahn – Edition ETR, 1997, s. 84 – 86.

Kazimierz Towpik, Jacek Kukulski
Politechnika Warszawska, Wydział Transportu

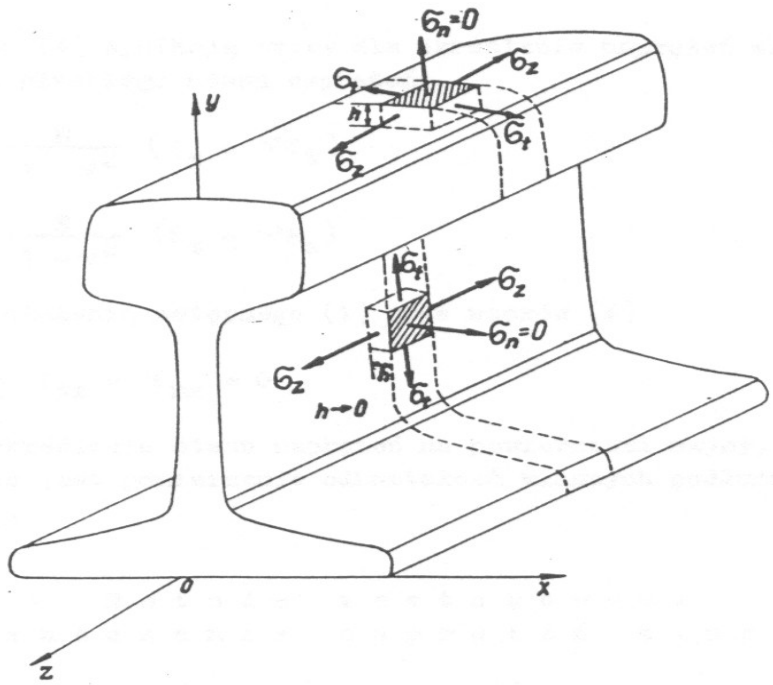
Badania rozkładów naprężeń własnych w elementach rozjazdów kolejowych

Wprowadzenie

Naprężenia własne rozumiane są jako naprężenia równoważące się wewnątrz elementu, na który nie oddziaływuje żadne obciążenie zewnętrzne. Naprężenia własne są więc miarą energii sprężystej zgromadzonej w określonym obszarze ciała i stanowią dodatkowe obciążenie elementu [1].

Naprężenia własne w szynach i elementach stalowych rozjazdów mogą pojawić się w wyniku kształtowania na zimno (np. prostowania lub gięcia), obróbki cieplnej wprowadzającej naprężenia termiczne lub też mogą być następstwem niejednorodnych przemian fazowych (naprężeń strukturalnych związanych z przemianą austenitu w ferryt i perlit) [4].

Przyjmując płaski stan odkształceń własnych naprężenia na powierzchni elementu (szyny) można określić następująco: (rys.1) [13]



Rysunek 1. Składowe stanu naprężeń własnych na powierzchni szyny [13].

Składowe płaskiego stanu naprężeń:

– σ_x, σ_y, σ_z

– τ_{xy}, $\tau_{xz}= \tau_{yz}=0$

Opisując naprężenia na powierzchni szyny wprowadza się pojęcie naprężeń normalnych i stycznych σ_n, σ_t.

Każdy nieobciążony element na powierzchni szyny spełnia następujący warunek:

$\sigma_n=0$ i $\sigma_t=0$

Dla tych warunków zależność między odkształceniami, a naprężeniami jest następująca:

$$\varepsilon_z=\frac{1}{E}(\sigma_z - \nu\sigma_t)$$

$$\varepsilon_t=\frac{1}{E}(\sigma_t - \nu\sigma_z)$$

$$\tau_{tn}= 0$$

Na podstawie powyższych wzorów można określić naprężenia własne σ_z i σ_t :

$$\sigma_z= \frac{E}{1-\gamma^2}(\varepsilon_z + \nu\varepsilon_t)$$

$$\sigma_t=\frac{E}{1-\gamma^2}(\varepsilon_t + \nu\varepsilon_z)$$

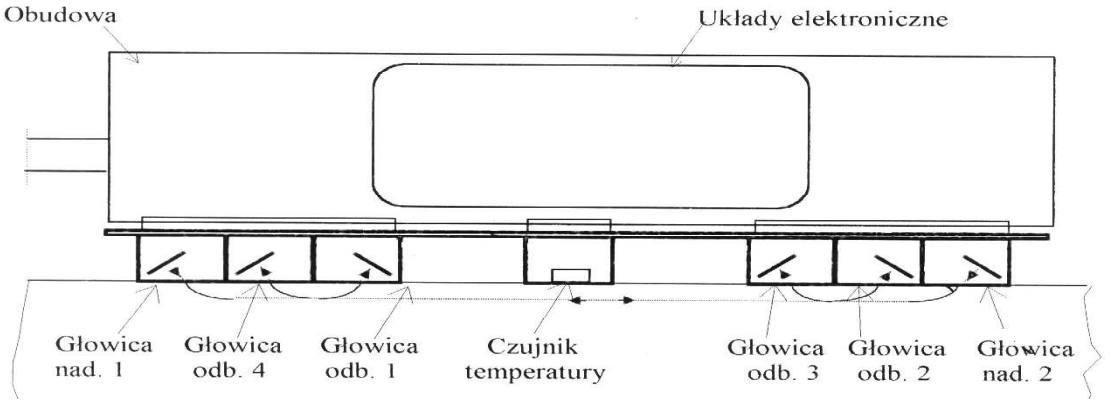
gdzie: σ_t — naprężenie obwodowe; σ_z — naprężenie normalne.

W celu określenia stanu naprężeń na powierzchni szyny wystarczy więc zmierzyć odkształcenia własne - podłużne ε_z i obwodowe ε_t.

Trudności związane z badaniami poziomu i rozkładu naprężeń własnych związane są między innymi z kosztownymi i czasochłonnymi metodami pomiaru. Do najczęściej stosowanych należą metody trepanacyjne z wykorzystaniem tensometrów, stosowane w różnych wersjach w badaniach Europejskiego Instytutu Badań Kolejowych (ERRI), metody Yosojima Machii (Y-M), penetracyjne, dyfrakcji promieni rentgenowskich, interferometrii siatkowej i inne. Metody pomiaru naprężeń własnych scharakteryzowano m.in. w publikacjach [16] i [19].

Metodą stosunkowo łatwą w stosowaniu jest pomiar techniką ultradźwiękową (DEBRO). Metoda ta wykorzystuje zjawisko elastoakustyczne tzn. zależność naprężenia od prędkości lub czasu przejścia fali ultradźwiękowej przez określony odcinek drogi (w strefie przypowierzchniowej elementu). W pomiarze naprężeń własnych stosowane są specjalne układy głowic rejestrujących fale podpowierzchniowe podłużne i poprzeczne (rys.2). Układy te uwzględniają wpływ zmian temperatury na prędkość rozchodzenia fali ultradźwiękowej. Głowica posiada czujnik umożliwiający odczyt temperatury mierzonego kształtownika i automatycznie kompensuje zmiany prędkości rozchodzenia się fali przy zmianach temperatury. W przypadku pomiarów na powierzchni szyny odległości między głowicami tak są dobrane aby był możliwy pomiar czasu przejścia fali zarówno w główce, stopce oraz szyjce szyny. Podstawowy cykl pomiarowy obejmuje pomiar czterech czasów przejścia impulsu fal.

Czasy te kolejno wyświetlane są na wyświetlaczu, a na lampie oscyloskopu widoczne są impulsy ultradźwiękowe (czasy rzeczywiste bez poprawki temperaturowej). Na podstawie czterokrotnego pomiaru czasów przejścia impulsu aparat obliczany jest średni czas i wyświetlany wynik już po uwzględnieniu poprawki temperaturowej [9]. Cykl pomiarowy może składać się z 1, 2, 4 lub 8 cykli podstawowych. Umożliwia to pomiar naprężeń w badanym elemencie dla kilku pozycji głowicy, co zmniejsza wpływ na wynik pomiaru nierówności powierzchni badanego kształtownika.



Rysunek 2. Schemat zestawu głowic w aparacie DEBRO [9].

Zaletą metody jest możliwość wykonywania nieniszczących pomiarów w warunkach polowych, aparat zajmuje mało miejsca i jest łatwy w obsłudze, a wynik pomiaru odczytuje się na wyświetlaczu. Oprócz tego przygotowanie powierzchni badanego kształtownika jest proste wystarczy tylko lekkie przetarcie jego powierzchni papierem ściernym.

Ocena naprężeń własnych i ich znaczenie dla procesu eksploatacji szyn i rozjazdów

Szyny i elementy stalowe rozjazdów pracują w szczególnie trudnych warunkach przenosząc zmienne obciążenia dynamiczne na odkształcalne podłoże w postaci warstwy podsypki i gruntu podtorza. W rozjazdach na odkształcenia i zużycie szczególnie narażone są iglice i krzyżownice. Krótkotrwałe oddziaływania udarowe zależą od geometrii szyn skrzydłowych, szerokości żłobków, typu i stanu obręczy kół oraz kąta nabiegania obrzeża na szyny. W przypadku iglic i dziobów krzyżownic pojawiają się złamania i wyszczerbienia. Siły pionowe od kół pojazdu szynowego mogą osiągnąć wartość rzędu 450 kN. Pojawiają się wykruszenia na krawędzi dziobnic, pęknięcia iglic oraz szyn skrzydłowych itp. Obserwacje wskazują, że na prędkość rozwoju typowych defektów główek szyny, do których należy zaliczyć shellingi (defekty 2222), head checking (defekt 2223) i squat (defekt 227) mają wpływ naprężenia własne występujące w szynach.

Pęknięcia zmęczeniowe typu ,,squat'' powstają w wyniku kumulacji odkształceń plastycznych materiału powierzchni szyny powodujących jego osłabienie, a następ-

nie pękanie. Rozwój pęknięć pod powierzchnią szyny następuje pod wpływem dalszych oddziaływań dynamicznych kół taboru oraz naprężeń własnych. Wskutek łącznego oddziaływania pionowych nacisków kół powodujących przekroczenie granicy plastyczności materiału szyny, przy istnieniu wzdłużnych naprężeń własnych oraz naprężeń stycznych pojawiają się drobne pęknięcia na krawędziach główki szyny (head checking). Podkreśla się przy tym udział naprężeń własnych w przebiegu tego zjawiska [3], [8], [17]. Naprężenia własne powstające w procesie produkcji szyn oraz części rozjazdowych pojawiają się w pobliżu ich powierzchni tocznych, jako naprężenia rozciągające (rzędu $100 \div 300$ MPa). Naprężenia te w czasie eksploatacji, wskutek zgniotu materiału w strefie kontaktu ulegają zmianie i w warstwie przypowierzchniowej stają się naprężeniami ściskającymi (około –200 MPa), [11], [12], [15].

Zmiana wartości naprężeń przebiega nieco inaczej w przypadku szyn poddanych obróbce cieplnej. W tym przypadku początkowe naprężenia rozciągające ulegają w czasie eksploatacji szyn zmniejszeniu do około +20 MPa.

Kształtowanie na zimno szyn i części rozjazdowych (prostowanie, gięcie) powoduje powstanie naprężeń własnych stanowiących ślad jaki pozostawia w materiale technologia ich produkcji. Znaczenie naprężeń własnych wynika również z tego, że nakładając się na naprężenia wywołane obciążeniem zewnętrznym powodują pozorne przesunięcie granicy plastyczności i zmianę własności wytrzymałościowych materiału. Obecność naprężeń własnych może być zarówno korzystna, jak i niekorzystna powodując utratę stabilności wymiarowej i kształtu oraz przyśpieszenie rozwoju defektów.

Z praktycznego punktu widzenia istotne są maksymalne wartości naprężeń rozciągających. W większości przypadków nie przekraczają one + 350 MPa, natomiast w elementach obrabianych cieplnie mogą osiągać wartości do około + 500 MPa. Podłużne naprężenia rozciągające o wartościach + 300 MPa stanowią ostrzeżenie i wskazówkę że stosowany proces technologiczny, a zwłaszcza prostowanie szyn na prostownicach rolkowych powinien być poddany kontroli.

Badania naprężeń własnych w szynach i iglicach rozjazdowych

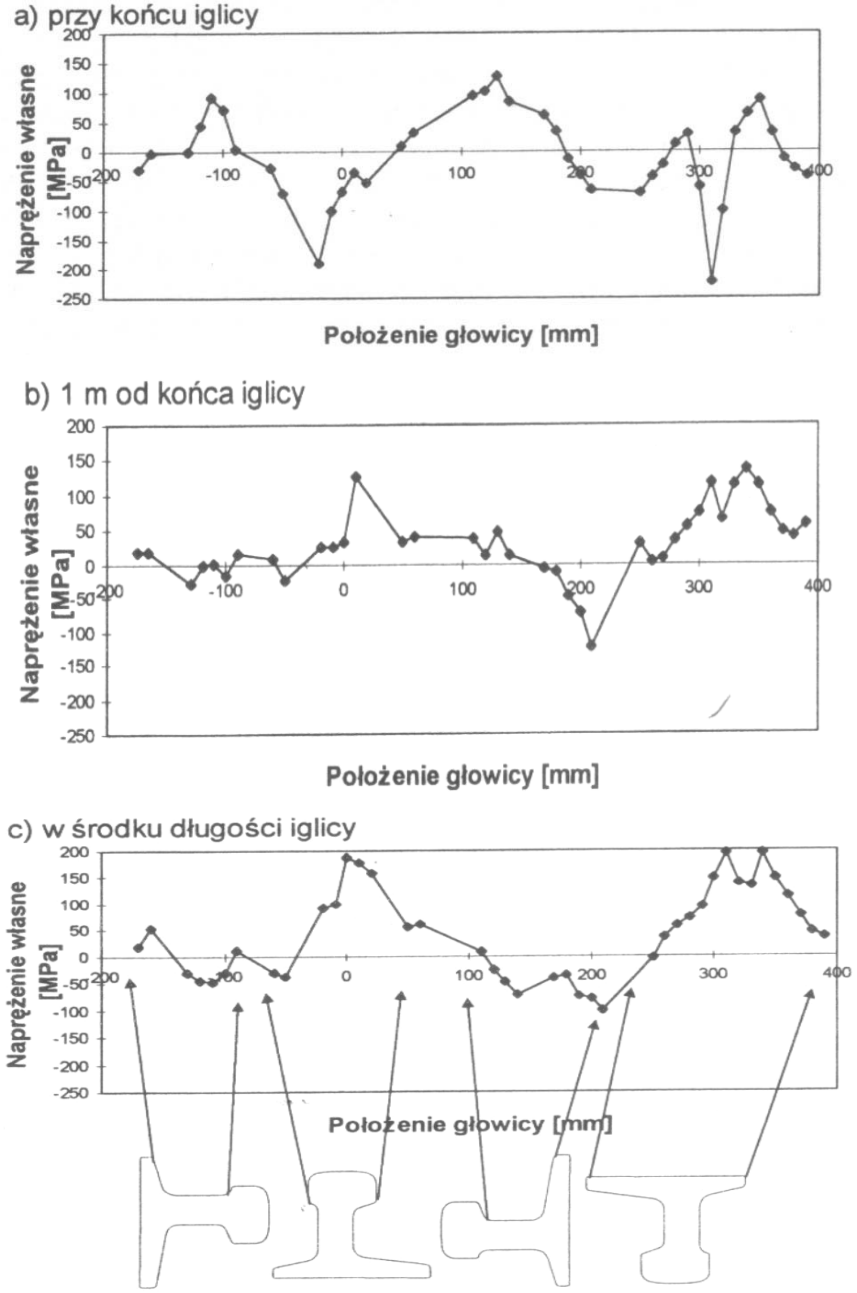
Badania rozkładów naprężeń własnych najczęściej dotyczą procesu chłodzenia szyn po walcowaniu. Obszerne badania Radomskiego [13] wykonane metodą trepanacji całkowitej wykazały, że walcowanie i chłodzenie szyn wprowadza stosunkowo niewielkie naprężenia własne. Naprężenia te wskutek małej prędkości chłodzenia mogą ulec relaksacji. Znacznie istotniejsze dla procesu powstawania naprężeń własnych jest prostowanie szyn na prostownicach rolkowych.

Pomiary wykonywane przez producentów szyn (m.in. przez Hutę Katowice) w celu określenia w szynach wartości naprężeń własnych i ich rozkładów w wyniku prostowania szyn na prostownicach rolkowych wykazały, że możliwa jest optymalizacja procesu prostowania [7], [8], a tym samym zmniejszenie rozciągających naprężeń własnych w główce i stopce szyny o ponad 50%. Podkreśla się również fakt, że

ograniczenie wartości naprężeń własnych zwiększa odporność szyn na pękanie w okresie eksploatacji.

Wnioski te potwierdzają również badania kilku Komitetów Europejskiego Instytutu Badań Kolejowych [11], [12].

Pomiary naprężeń własnych na powierzchni kształtownika I60, z którego wykonuje się iglice rozjazdowe wykazały, że naprężenia te różnią się na długości badanego elementu (rys.3).



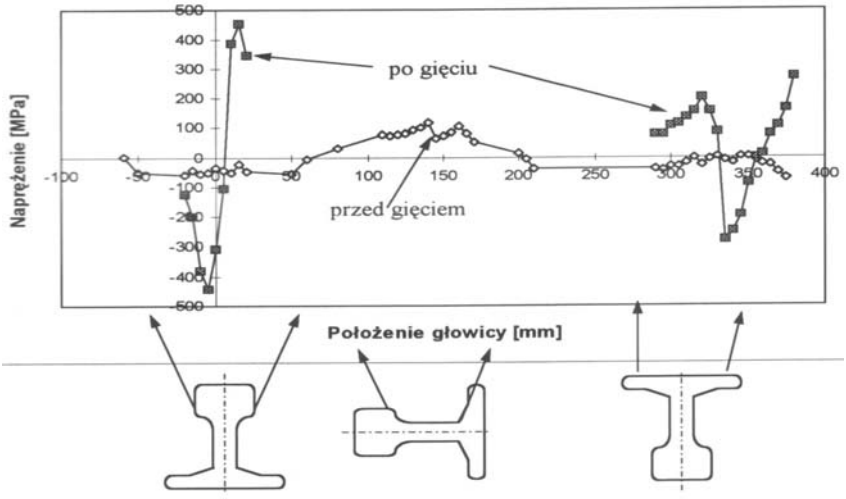
Rysunek 3. Rozkład naprężeń własnych w różnych przekrojach profilu iglicy [2].

Na powierzchni główki przy końcu iglicy występują naprężenia ściskające, w szyjce naprężenia rozciągające, natomiast na spodzie stopki zarówno naprężenia rozciągające jak i ściskające (rys. 3a). W odległości jednego metra od końca iglicy

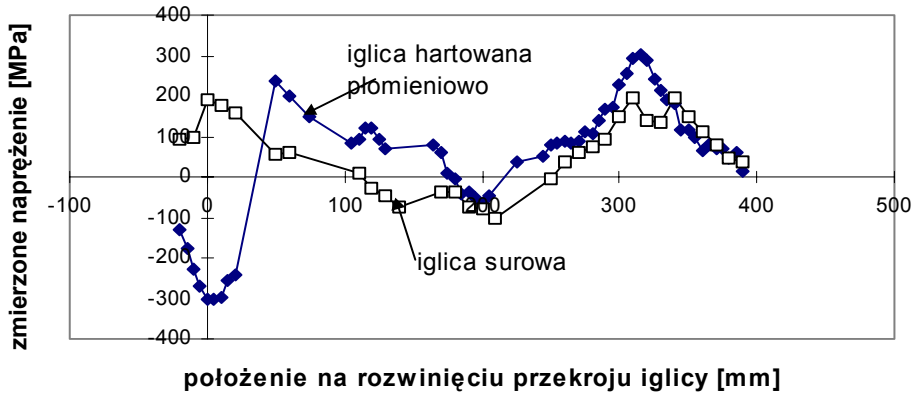
rozkład naprężeń ulega zmianie tzn. w główce i stopce pojawiają się naprężenia rozciągające z jednoczesnym zmniejszeniem wartości naprężeń w pozostałych obszarach (rys. 3b). W środku długości iglicy pojawiają się naprężenia rozciągające w główce i stopce oraz ściskające w szyjce (rys. 3c) [1], [2]. Zmianę rozkładów naprężeń obserwuje się po gięciu i hartowaniu (rys. 4) [1].

Po procesie hartowania w główce i stopce szyny pojawiają się naprężenia rozciągające, a w szyjce ściskające. Hartowanie płomieniowe główki powoduje zatem powstawanie naprężeń ściskających w obszarze główki pod powierzchnią toczną [4].

a)



b)



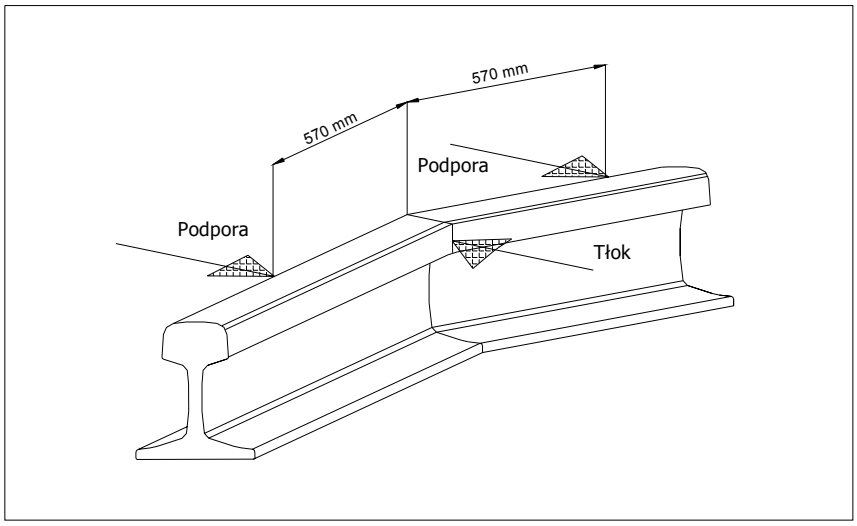
Rysunek 4. Rozkład wzdłużnych naprężeń własnych na powierzchni kształtownika stalowego [5] a) rozkład wzdłużnych naprężeń własnych na powierzchni w strefie gięcia i przed gięciem b) rozkład naprężeń wzdłużnych w iglicach: surowej i hartowanej płomieniowo w stanie przed gięciem.

Charakterystyka pomiarów naprężeń własnych w elementach stalowych rozjazdów [10]

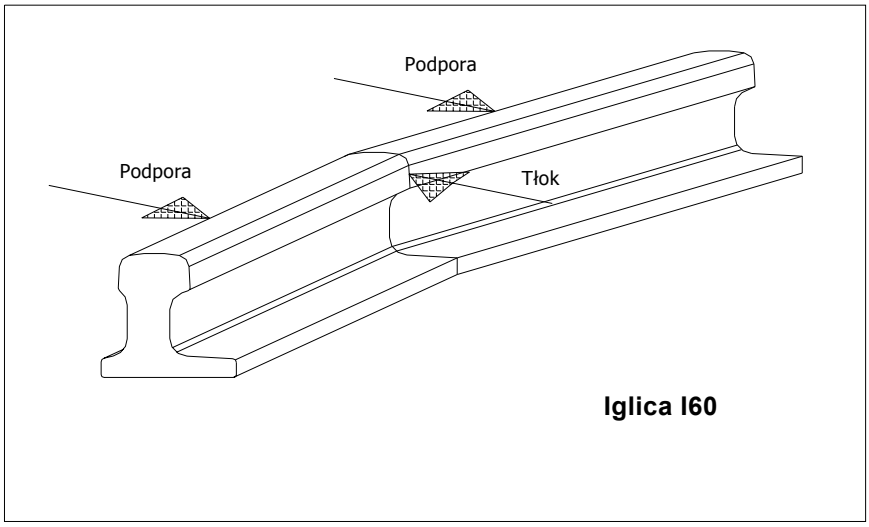
Celem pomiarów było bliższe poznanie wartości i rozkładów naprężeń w kształtownikach stalowych S49 i I60 przeznaczonych do produkcji iglic oraz szyn skrzydło-

wych krzyżownic przeznaczonych do rozjazdów S49-190-1:9 oraz S60-300-1:9. Pomiary wykonano przed obróbką mechaniczną, a następnie po gięciu elementów.

Gięcie elementów wykonano zgodnie z przyjętym procesem technologicznym (na rys. 5 i 6 pokazano schematy gięcia).



Rysunek 5. Widok miejsc podparcia i przykładania siły gnącej dla szyn skrzydłowych.



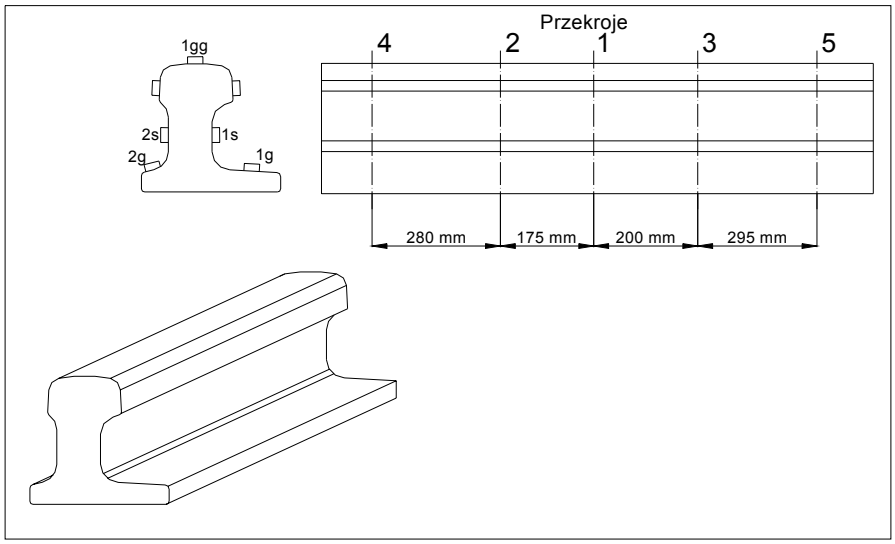
Rysunek 6. Widok miejsc podparcia i przykładania siły gnącej dla iglicy.

Kształtowniki wyginano stosując następujące strzałki ugięcia:

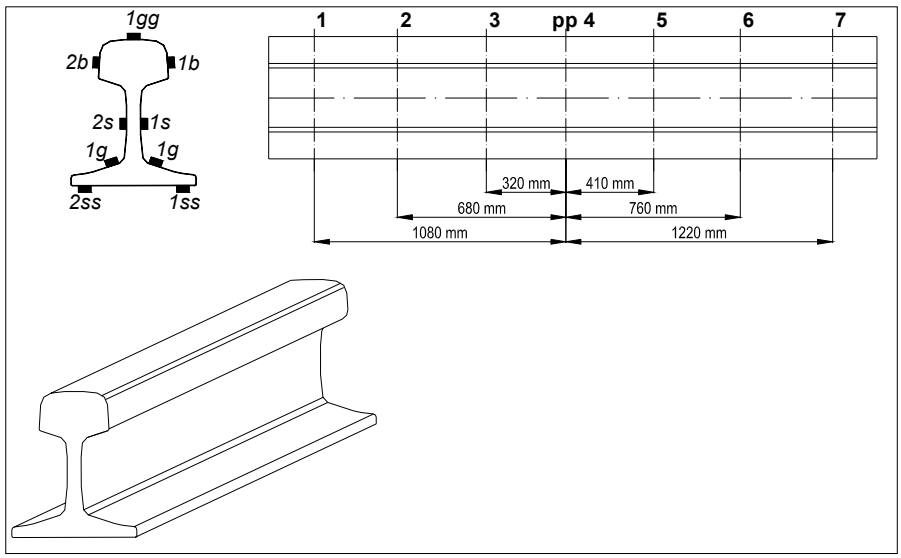
- kształtownik iglicowy I60: 25 mm dla cięciwy 1 m;
- kształtownik na szyny skrzydłowe: 50 i 105 mm dla cięciwy 1 m.

Na rys. 7a pokazano przekroje pomiarowe i miejsca ustawienia miernika na obwodzie kształtownika iglicowego, a na rysunku 7b szyny skrzydłowej.

a)

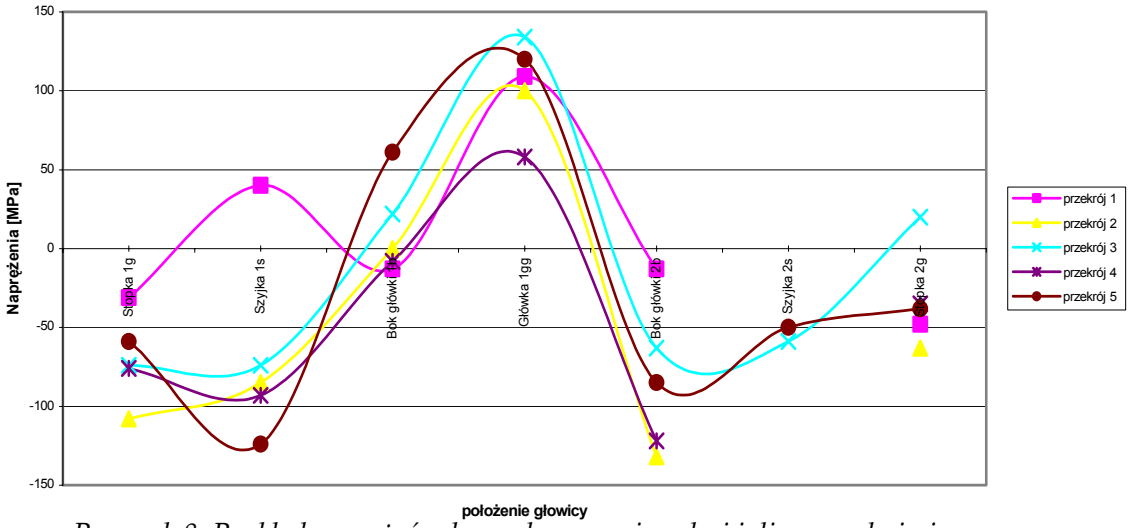


b)

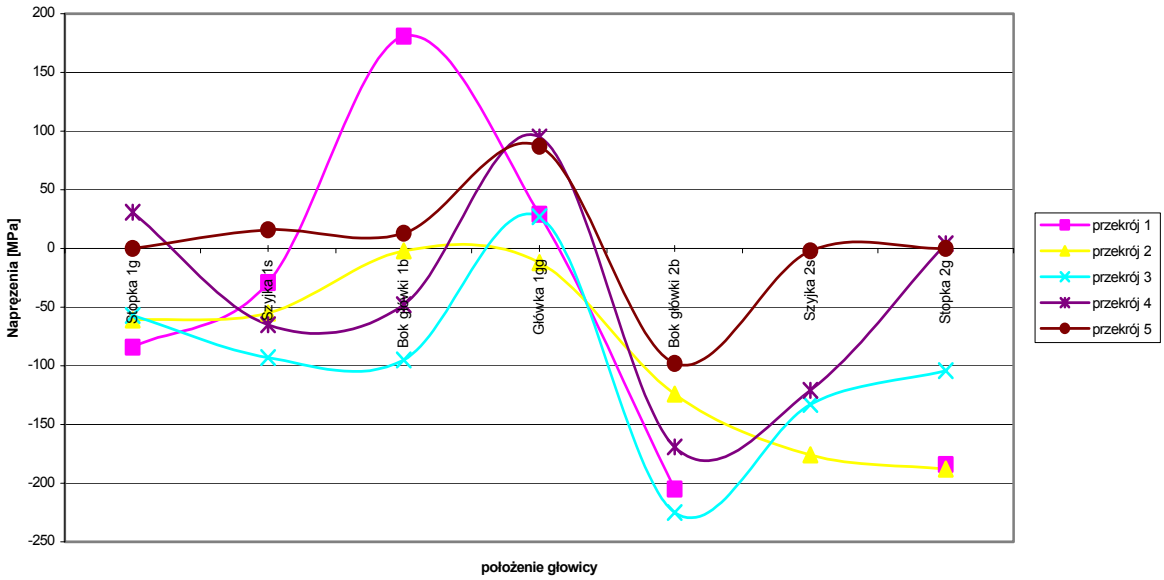


Rysunek 7. Miejsca pomiaru naprężeń na kształtownikach stalowych a) iglica, b) szyna skrzydłowa.

Rozkłady naprężeń własnych w iglicy zobrazowano na rys. 8 (przed gięciem) oraz na rys. 9 (po gięciu).



Rysunek 8. Rozkład naprężeń własnych na powierzchni iglicy przed gięciem.



Rysunek 9. Rozkład naprężeń własnych na powierzchni iglicy po gięciu.

Z porównania wartości naprężeń własnych przed gięciem można sformułować następujące wnioski:

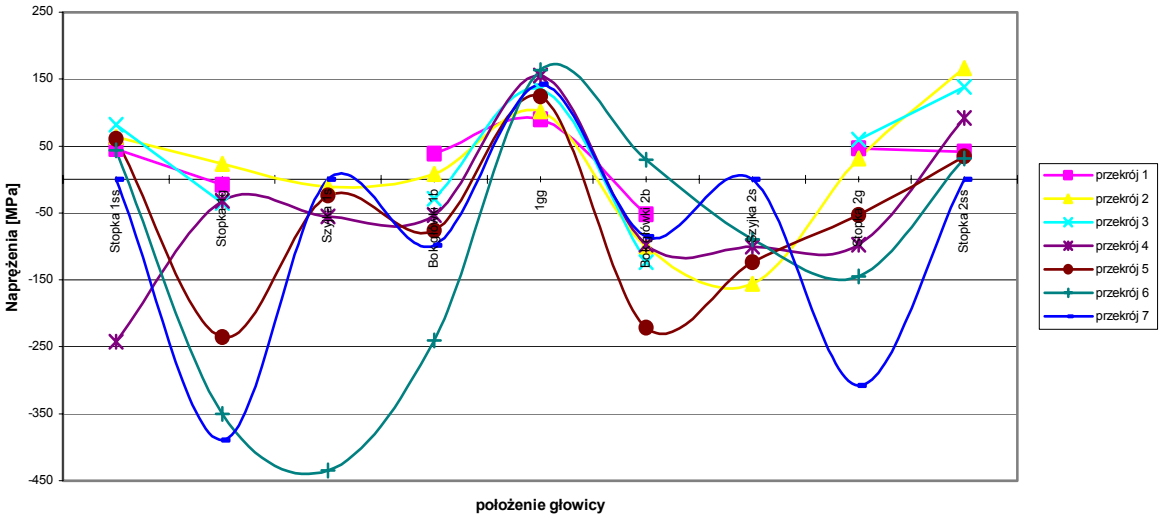
- w osi główki występują tylko naprężenia rozciągające (od 58 MPa do 134 MPa);
- w o osi szyjki i stopki we wszystkich niemal przekrojach pojawiają się naprężenia ściskające (do – 124 MPa), tylko w kilku miejscach jest wartość naprężenia rozciągającego (do + 40 MPa);
- naprężenia mierzone z boku główki są naprężeniami ściskającymi (do –132 MPa), i w niektórych przekrojach rozciągającymi.

Po procesie gięcia kształtownika iglicowego:

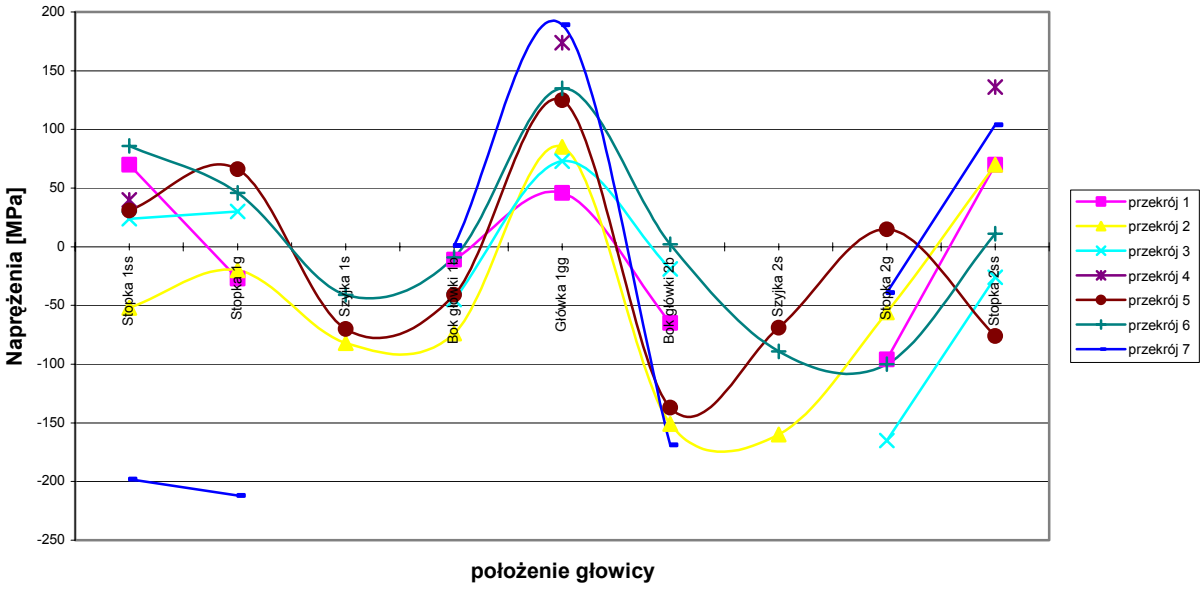
- w osi główki występują naprężenia ściskające i rozciągające (od -20 MPa do 95 MPa);
- w osi szyjki i stopki we wszystkich niemal przekrojach pojawiają się naprężenia ściskające a, tylko w kilku punktach jest wartość naprężenia rozciągającego;

- naprężenia mierzone z boku główki mają charakter naprężeń ściskających (do -225 MPa) i w niektórych przekrojach rozciągających (do 181 MPa).

Rozkłady naprężeń własnych w szynie skrzydłowej zobrazowano na rys. 10 (przed gięciem), rys.11 (po gięciu 50 mm na cięciwie 1m) oraz rys. 12 (po gięciu 105 mm na cięciwie 1 m).



Rysunek 10. Rozkład naprężeń własnych na powierzchni szyny skrzydłowej przed gięciem.



Rysunek 11. Rozkład naprężeń własnych na powierzchni szyny skrzydłowej po gięciu (50 mm na cięciwie 1m).

Wyniki pomiarów naprężeń własnych wykonanych dla kształtownika na szynę skrzydłową przed operacją gięcia są następujące:

- w osi główki występują tylko naprężenia rozciągające (od 90 MPa do 163 MPa);
- w osi szyjki we wszystkich przekrojach pojawiają się naprężenia ściskające (do –435 MPa);

- w stopce pojawiają się duże naprężenia ściskające (do –390 MPa) i duże rozciągające (do +350 MPa);
- naprężenia mierzone z boku główki mają charakter naprężeń ściskających (do –241 MPa), a w niektórych przekrojach rozciągające.

Po procesie gięcia kształtownika na szynę skrzydłową (f=50 mm na cięciwie 1 m):

- w osi główki występują naprężenia rozciągające (do 189 MPa);
- w osi szyjki we wszystkich przekrojach pojawiają się naprężenia ściskające;
- w stopce pojawiają się naprężenia ściskające i rozciągające;
- naprężenia mierzone z boku główki mają charakter naprężeń ściskających (do -169 MPa) i w dwóch punktach rozciągających.

Po procesie gięcia (f=105 mm na cięciwie 1 m):

- w główce i szyjce nastąpił nieznaczny wzrost naprężeń rozciągających;
- w stopce zauważalny jest wzrost naprężeń ściskających i tylko w niektórych punktach rozciągające;
- z boku główki od spodu zauważalny jest przyrost naprężeń ściskających (do –150 MPa).

Podsumowanie

Z dotychczasowych badań naprężeń własnych stwierdzanych w szynach kolejowych i stalowych elementach rozjazdów wynika, że wartości i rozkłady tych naprężeń mogą w eksploatacji obniżać ich wytrzymałość zmęczeniową oraz przyśpieszać rozwój wad, zwłaszcza wad pojawiających się w obszarze współpracy koła z szyną, iglicą lub krzyżownicą.

Z tego względu celowe jest bliższe poznanie przyczyn i charakteru powstawania naprężeń własnych jeszcze w procesie wytwarzania zarówno w hucie, jak i w zakładach produkujących rozjazdy. Dotychczasowe wyniki wskazują, że możliwa jest optymalizacja szeregu operacji technologicznych zwłaszcza prostowania, gięcia i obróbki cieplnej ze względu na uzyskanie zarówno mniejszych wartości naprężeń własnych, jak również ich korzystniejszych rozkładów.

Proces gięcia, który występuje w przypadku iglic i szyn skrzydłowych powoduje przyrost naprężeń rozciągających i ściskających. O ile naprężenia ściskające są korzystne z punktu widzenia trwałości materiału (zapobiegają powstawanie mikropęknięć), to naprężenia rozciągające nie przynoszą korzyści a wręcz wpływają na osłabienie kształtownika. Niebezpieczny jest przyrost naprężeń w obszarach najbardziej obciążonych w trakcie eksploatacji tj. w obszarze główki szyny, miejscu styku koła pojazdu w strefie krzyżownicy (dziób i element wygięty szyny skrzydłowej). Również znaczny wzrost naprężeń rozciągających w innych obszarach (miejscach) kształtownika stalowego może prowadzić do powstania sytuacji niebezpiecznych gdy naprężenia własne rozciągające nałożą się z naprężeniami zewnętrznymi pochodzącymi od zewnętrznych obciążeń dynamicznych powodując osłabienie wytrzymałości mechanicznej stalowych elementów. Może to przyśpieszać powstawanie

pęknięć, prowadząc do zagrożenia bezpieczeństwa ruchu. Badania naprężeń własnych w trakcie procesu produkcyjnego, a także później w trakcie eksploatacji mogą doprowadzić do wyników przydatnych zarówno dla producentów, jak i dla odbiorców rozjazdów.

Literatura

[1] *Adamski M.* ,,Naprężenia własne''. Inżynieria Materiałowa. Wydawnictwo Biuro Gamma. Warszawa 1999r.

[2] *Adamski M., Towpik K.* Beurteilung der Eigenspannungen an den Zungen Bericht Nr. 5 ERRI, D184 Utrecht, 1996r.

[3] *Bogacz R., Świderski Z.* ,,Uszkodzenia eksploatacyjne szyn kolejowych wywołane wzajemnym, dynamicznym oddziaływaniem pojazdów szynowych z torem''. Problemy Kolejnictwa nr. 136, 2002r.

[4] *Deputat J., Adamski M.* ,,Pomiary rozkładów naprężeń własnych w obrabianych cieplnie odcinkach szyn. Opracowanie IPPT-PAN, 1996r.(niepublikowane).

[5] *Deputat J., Adamski M.* ,,Pomiary rozkładów naprężeń własnych w szynowych elementach krzyżownic metodą ultradźwiękową. IPPT PAN. Warszawa 1996r.

[6] Dokumentacja technologiczna procesu hartowania powierzchniowego elementów rozjazdu kolejowego w Koltramie.

[7] *Guerice W., Weiser J., Schmedders H., Dannenberg R.* ,,Ursachen von Schienen-Eigenspannungen infolge Rollrichtens und Beitrag zur Verringerung. ETR 10/1997r.

[8] *Guerice W., Heller W., Kasprowicz J., Weisse M.* ,, Verbesserte Bruchsicherheit von Schienen durch optymiertes Rollenrichten. ETR 9/2001r.

[9] Instrukcja obsługi Aparatu DEBRO – 35.

[10] *Kukulski J.* ,,Wpływ obróbki mechanicznej i cieplnej na wielkość i rozkład naprężeń własnych w stalowych elementach rozjazdów kolejowych''. Materiały Seminaryjne Diagnostyki nawierzchni kolejowej. Gdańsk maj 2003r.

[11] ORE D 156 ,,Possibilities of improving the service characteristics of rails by metallurgical means, Rp. 4, Utrecht 1987r.

[12] ORE D173 Erműndung durch Rad – Schiene – Kontakt, Rp. 12, Utrecht 1995r.

[13] *Radomski R.* ,,Stan naprężeń własnych w szynach kolejowych''. Materiały XX Jubileuszowej Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Kraków - Krynica 1974r.

[14] *Radomski R.* ,,Badania naprężeń w iglicach szynowo-sprężystych typu I60'' Przegląd Kolejowo-Drogowy. Warszawa 1975r.

[15] *Radomski R.* ,,Residual stress measurements at rail surface and inside rail head. Residual Stress in Rails. Kluver Academic Publishers. Vol. 13 1991r.

[16] *Świderski Z.* Metody badań naprężeń własnych szyn kolejowych. Problemy Kolejnictwa nr 123, 1996r.

[17] *Świderski Z.* Badania jakości i trwałości szyn kolejowych. Problemy Kolejnictwa, zeszyt 125, 1997r.

[18] *Towpik K.* Zastosowanie analizy numerycznej do oceny naprężeń własnych w elementach rozjazdów. XI Konferencja Naukowo – Techniczna ,,Drogi Kolejowe''. Wrocław – Żmigród 21-23 listopada 2001r.

[19] *Wang y., Shen X., Chiang F-P*. New experimental approach for studying residual stress in rails. Wear 191, Elsever Siences S.A, 1996r.

Sylwester Żak, Jarosław Sarna
Polskie Huty Stali S.A. Oddział Huta Katowice
Jerzy Merta
Transportowy Dozór Techniczny

Ocena jakości szyn produkcji Huty Katowice

Wstęp

Szyny kolejowe są elementem nawierzchni kolejowej, który przenosząc wysokie obciążenia musi jednocześnie zagwarantować bezpieczeństwo ruchu pociągów. Nowoczesne szyny do nowych projektów powinny posiadać dużą żywotność w każdych warunkach eksploatacji (duże szybkości, wysokie obciążenia, łuki o małych promieniach), dla jej zapewnienie konieczne jest spełnienie następujących cech:

- Geometrycznych i jakości powierzchni szyn:
  - minimalne odchyłki wymiarowe przekroju poprzecznego w stosunku do nominału,
  - niski poziom falistości pionowej i poziomej,
  - wysoka gładkość powierzchni,
- Jakości i własności stali:
  - dużą jednorodność składu chemicznego,
  - niski udział pierwiastków szkodliwych,
  - wysoką czystość metalurgiczną,
  - odpowiednią makrostrukturę (próba Baumanna),
  - wysoki poziom własności mechanicznych mieszczących się w wąskim przedziale,
  - odpowiedni poziom odporności na kruche pękanie, wytrzymałości zmęczeniowej, szybkości propagacji pęknięć,
  - niski poziom naprężeń wewnętrznych.

Spełnienie powyższych wymagań stwarza konieczność posiadania wysokiego poziomu technologii, nowoczesnego wyposażenia technicznego i badawczego oraz zintegrowanego systemu zapewnienia jakości, ale także stałego monitorowania analiz statystycznych i ich korelacji z parametrami produkcyjnymi czy odnoszeniem ich do wymagań norm i kontraktów.

W niniejszym referacie porównano analizę statystyczną głównych pierwiastków oraz własności stali szynowej w podstawowym gatunku 900A profil UIC60 z przeznaczeniem dla PKP, Niemiec i Chorwacji z gatunkiem 900ACrV profil 136RE dla

odbiorcy Brazylijskiego do torów o obciążeniach osiowych powyżej 30 kN. Porównaniem objęto wszystkie wytopy wg powyższej specyfikacji w latach 2000÷2002.

Statystyczna analiza składu chemicznego i własności szyn

Standardowym gatunkiem stali szynowej jest gatunek 900A wg Kodeksu Międzynarodowego Unii Kolejowej UIC860, którego odpowiednikiem wg projektu Euronormy pr. EN 13674-1 jest gatunek 260 o następującym składzie chemicznym i własnościach:

C	0,62÷0,80 %	R_m	min 880 MPa
Si	0,15÷0,58 %	A_5	min 10 %
Mn	0,70÷1,20 %	Twardość	260÷300 HB
P	max 0,025 %		
S	0,008÷0,025 %		
Al	max 0,004 %		
H_2	max 2,5 ppm		

Skład chemiczny szyn klasy B i C w gat. 900A z przeznaczeniem dla PKP wg WT/JD-/5.014 900A podlega następującym ograniczeniom:

C	0,70÷0,76 %		R_m	min 920 MPa
Si	0,20÷0,40 %		A_5	min 10 %
Mn	1,0÷1,25 %		Twardość	min 269 HB
P	max 0,030 %	lub		
S	max 0,025 %		R_m	min 880 MPa
Al	max 0,004 %		A_5	min 10 %
H_2	max 2,5 ppm		Twardość	min 253 HB

W oparciu o ten gatunek opracowano w Hucie Katowice szereg odmian charakteryzujących się modyfikacją składu chemicznego głównie przez dodatki chromu i wanadu [1]. Zapewniło to podwyższenie własności mechanicznych i twardości na powierzchni tocznej prowadzących do wzrostu odporności na ścieranie podczas eksploatacji, przy jednoczesnym zachowaniu zdolności do łączenia szyn metodą zgrzewania iskrowego i spawania termitowego. Produkowane z tych gatunków szyny w stanie surowym charakteryzują się twardością na powierzchni tocznej w granicach 280÷360 HB i wytrzymałością na rozciąganie 940÷1200 MPa. Rys. 1 przedstawia graficzną prezentację wszystkich gatunków stali szynowych produkowanych przez Hutę Katowice. Wybrany do porównania gat. 900ACrV o twardości min 315÷340HB, określany jest przez następujący skład chemiczny i własności:

C	0,72÷0,82 %	R_m	min 1020 MPa
Si	0,10÷0,60 %	A_5	min 9 %
Mn	0,80÷1,25 %	$R_{0,2}$	min 580 MPa

P	max 0,020 %	Twardość	315÷340 HB
S	max 0,023 %		
Al	max 0,004 %		
H_2	max 2,0 ppm		
Cr	max 0,35 %		
V	0,03÷0,07 %		

Rysunki 2–27 przedstawiają histogramy rozkład wyników podstawowych pierwiastków (C, Mn, Si, P, S, H_2), własności (R_m, $R_{0,2}$, A_5, twardości), czystości metalurgicznej oraz odwęglenia dla gatunku 900A i 900ACrV w poszczególnych przedziałach otrzymanych wartości w odniesieniu do ich udziału procentowego z podaniem liczności badanej próby – n, wartości średniej – x, odchylenia standardowego – s oraz skrajnych wartości wyników (min, max).

Skład chemiczny

Porównanie wyników składu chemicznego pierwiastków stopowych (C, Mn, Si) obu gatunków daje obraz rozkładów zbliżonych do rozkładu normalnego z przesunięciem przedziału maksymalnej liczności w stronę wyższych wartości dla pierwiastków stopowych gatunku 900ACrV o 0,05 % dla węgla i 0,06 % dla manganu i krzemu w stosunku do gatunku 900A (rys. 2÷4, 14÷16). Wartości odchylenia standardowego układały się w zbliżonym zakresie. Przebieg rozkładu siarki i fosforu w obu gatunkach nie wykazuje istotnych różnic (zbliżone lub identyczne wartości średnie i odchylenia standardowego), ze względu na podobnie wyznaczone zakresy w dokumentach normatywnych. Rys. 7 i 21 rozkładu wodoru ukazują obniżenie średniej zawartości wodoru z 1,58 ppm dla gatunku 900A do 1,45 ppm dla odmiany 900ACrV będące zapewne skutkiem zawężenia dopuszczalnego poziomu do 2 ppm dla gatunku 900ACrV. Oba wykresy w swym przebiegu są zbliżone do rozkładu normalnego. Rysunki 19 i 20 przedstawiają rozkład chromu i wanadu w gatunku 900ACrV, które to pierwiastki dla gatunku 900A są pierwiastkami domieszkowymi o zawartości Cr max 0,15 % i V max 0,03 %. Analizowane wyniki podstawowych pierwiastków mieściły się w ramach wyznaczonych przez normy lub kontrakt, zapewniając jednocześnie uzyskanie wymaganych własności.

Własności mechaniczne

Modyfikacja składu chemicznego gatunku 900ACrV dodatkami stopowymi podwyższającymi hartowność stali wpłynęła na zmianę parametrów struktury stali przez zmniejszenie średniej odległości międzypłytkowej w perlicie i zmniejszenie średniej wielkości ziaren austenitu. Zabieg ten wpłynął znacząco na poziom własności zwiększając średnie wartości R_m gatunku 900ACrV o około 120 MPa, $R_{0,2}$ o 110 MPa i twardość o 43 HB w porównaniu z gatunkiem 900A, natomiast średnia wartość wydłużenia zmniejszyła się o 2 % (rys. 8÷11 i 22÷25). Prezentowane histogramy są zbliżone do rozkładu normalnego. Różnice w rozkładzie własności pomiędzy omawianymi gatunkami jasno ukazują wykresy dystrybuanty rozkładu R_m, A_5, twardości i $R_{0,2}$ (rys.

28–31) na których naniesiono wyniki omawianych parametrów w jednakowo narastających przedziałach w funkcji sumarycznego udziału procentowego, potwierdzają one powyższe spostrzeżenia o poziomach przesunięć wartości wyników między gatunkami 900ACrV i 900A.

Czystość metalurgiczna

Stopień zanieczyszczenia stali szynowych wtrąceniami niemetalicznymi tlenkowymi określa się przez podanie wskaźnika K3 wyliczonego według normy DIN 50602. Badanie to jest obligatoryjnie wymagane przez projekt Euronormy pr. EN 13674-1, która określa następujące kryteria:

0<K3<10 dla 95 % wyników
10<K3<20 dla 5 % wyników.

Analiza wyników czystości metalurgicznej pokazuje, iż 86,21 % wyników K3 dla gatunku 900A (rys. 12) była równa zero, a 98,16 % i mieści się w przedziale 0÷10, natomiast 1,84 % wyników K3 posiadało przekroczoną wartość 20, co spowodowało konieczność zastosowania procedury badań powtórnych. Bardzo zbliżone rezultaty otrzymano dla gatunku 900ACrV (rys. 26), gdzie 89,29 % wyników K3 było równe zero a 97,86 % zawiera się w zakresie 0÷10 natomiast 2,14 % nie spełniło wymagań kontraktu.

Odwęglenie

Dla stali w gatunku 900A (rys. 13) przedziały o maksymalnej liczności głębokości odwęglenia to 0,4 i 0,5 mm, łącznie obejmują one 82,79 % wyników. Dla gatunku 900ACrV (rys. 27) następuje przesunięcie przedziałów maksymalnej liczności głębokości odwęglenia w stronę niższych wartości do 0,2 i 0,3 mm obejmujących łącznie 84,48 % wyników. Spowodowane jest to zastosowaniem dodatków stopowych przede wszystkim chrom, który jak wynika z literatury stanowi czynnik hamujący dyfuzję atomów węgla.

Analizy wieloletnie

Ocenę wieloletnią poziomu jakościowego na przykładzie własności mechanicznych szyn w gatunku 900A wyprodukowanych w latach 1991÷2002 wykonano na podstawie wyników uzyskanych podczas badań odbiorowych profili S 54, S 49 i UIC 60 przeznaczonych dla Firmy Krupp GfT [2]. Przedstawiono je na rys. 32÷34 w postaci krzywych określających wartości skrajne oraz krzywej zmiany wartości średnich w analizowanym okresie. Na wykresy naniesiono czerwoną linią wymagane przez normę wartości minimalne (R_m min 880 MPa, A_5 min 10 %) oraz zakres dopuszczalnego przedziału w przypadku twardości (max 300 HB, min 253 HB od roku 1998 nastąpiła zmiana wymagań odnośnie twardości minimalnej na 260 HB). Wyniki tej analizy pokazują, że występujące pojedyncze wartości skrajne rozszerzają bądź zawężają przedział występowania jednak średnie wartości tych parametrów ulegały tylko nieznacznym wahaniom na przestrzeni 12 lat.

Wyniki badań wykonanych przez ośrodki niezależne

Odporność na kruche pękanie

Wymagania w tym zakresie projektu Euronormy są następujące dla gatunku 260 (900A):

- minimalna pojedyncza wartość K_{1C} 26 MPa·m$^{1/2}$,
- minimalna średnia z jednostkowych wyników 29 MPa·m$^{1/2}$, temperatura badania -20$^{\pm 2}$ °C.

Dla gatunku 900ACrV wartość odporności na kruche pękanie została określona w kontrakcie z klientem na poziomie –minimum 38 MPa·m$^{1/2}$ w temp. +22$^{\pm 2}$ °C.

W 2000 roku Firma Rolls-Royce Inc. wykonała na zlecenie Huty Katowice badania odporności na kruche pękanie dla pięciu gatunków stali szynowej, następnie badania te zostały powtórzone w roku 2002, uzyskano następujące wyniki [3, 4]:

Rok badania	Gatunek stali	Średnie K_{1C} [MPa·m$^{1/2}$]		Liczba wyników
		-20 °C	+20 °C	
2000	900A	36,12	-	5
	900ACrV	-	40,3	5
2002	900A	39,38	-	5
	900A	37,76	-	5
	900ACrV	-	43,44	5
	900ACrV	-	45,13	4

Powyższe wyniki spełniają z naddatkiem wartości współczynnika K_{1C} określone przez dokumenty normatywne.

Badania naprężeń własnych szyn

W roku 2003 Centrum Naukowo-Techniczne Kolejnictwa wykonało na zlecenie Huty Katowice badania naprężeń własnych szyn UIC 60 w gatunku 900A z przeznaczeniem dla PKP otrzymując następujące wyniki na stopce szyny B804A301 [5]:

- badania ultradźwiękowe wykonane przyrządem DEBRO 30 — średni wynik 188 MPa
- metodą tensometryczną 221 MPa.

Otrzymane wartości spełniają wymagania Euronormy w tym zakresie.

System zapewnienia jakości

Aby sprostać dużej konkurencji w branży hutniczej oraz zapewnić spełnienie szczególnych wymagań klienta Huta Katowice wprowadziła i stosuje zintegrowany system zarządzania obejmujący:

- system zapewnienia jakości zgodny z normą EN ISO 9002,

- system zarządzania w dziedzinie ochrony środowiska zgodny z normą DIN EN ISO 14001,
- system bezpieczeństwa i higieny pracy zgodny z normą PN-N-18001.

Podsumowanie

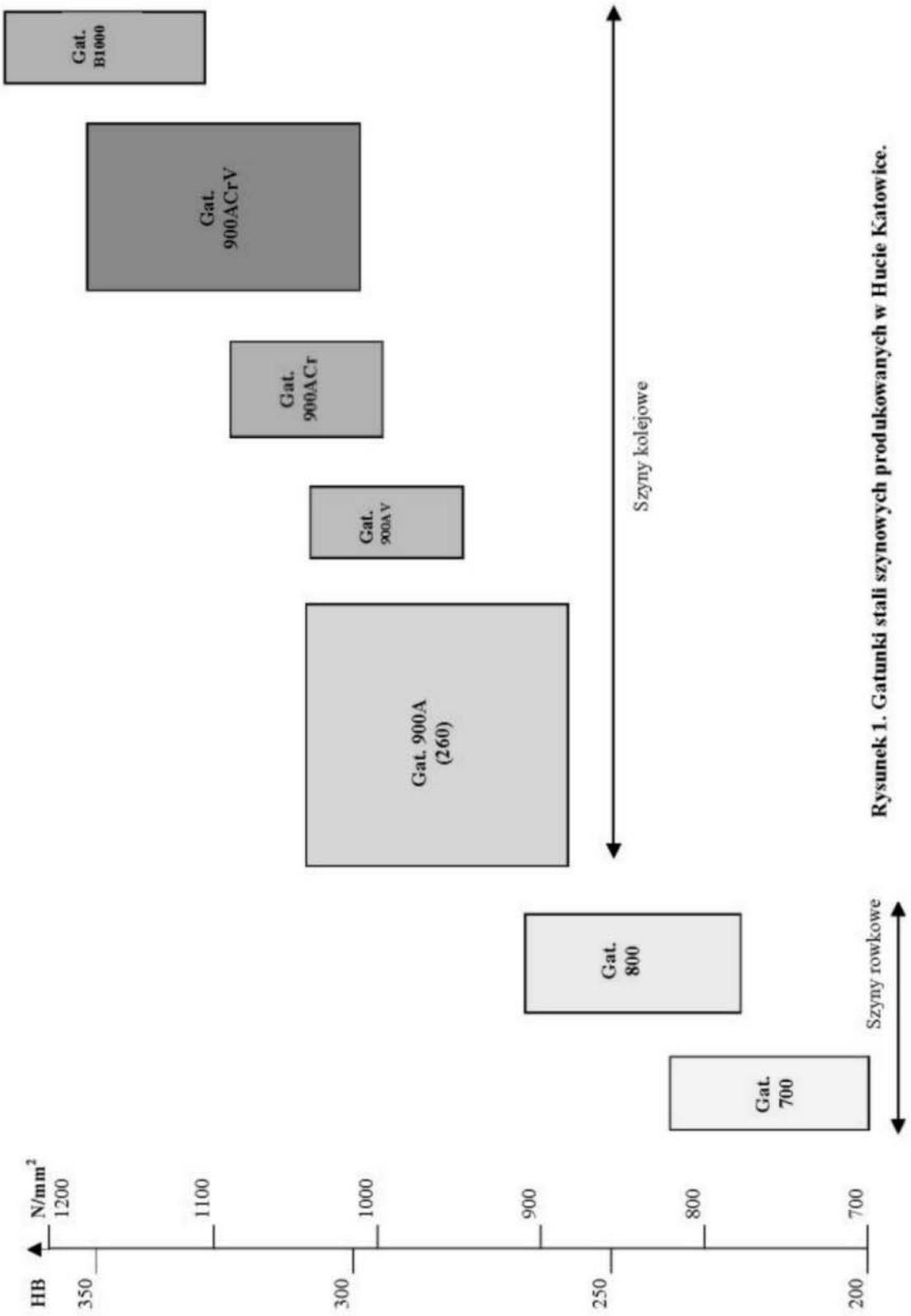
Wyniki analiz statystycznych w zakresie składu chemicznego mieszczą się w ramach wyznaczonych przez normy, ich niskie odchylenia standardowe i przebiegi zbliżone do rozkładu normalnego świadczą o stabilnej technologii wytwarzania stali szynowej, gwarantującej uzyskanie pożądanych własności.

Histogramy własności mechanicznych dla gatunku 900A i 900ACrV różnią się w swym rozkładzie stosownie do modyfikacji składu chemicznego skutkującego zwiększeniem hartowności. Spełniają one wymagania stawiane tym gatunkom przez normy.

Badania wykonane przez zewnętrzne jednostki naukowe potwierdzają spełnienie wymagań jakościowych odnośnie odporności na kruche pękanie i poziomu naprężeń szczątkowych określonych przez projekt Euronormy pr. EN 13674-1.

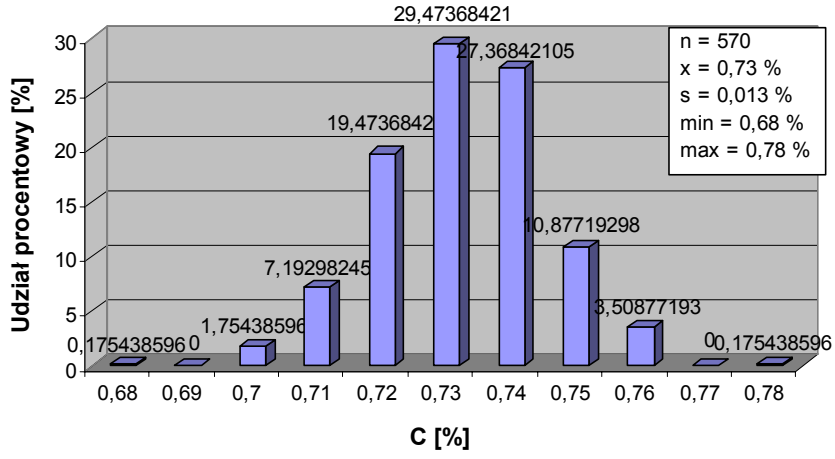
Literatura

[1] Żak S., Bartyzel J., Kasprowicz J.: Szyny kolejowe do torów o dużych obciążeniach produkowane w Hucie Katowice S.A. Hutnik Wiadomości Hutnicze 2001 r., Nr 11, s. 404,
[2] Żak S., Sarna J.; Raport dla Firmy Krupp GfT „Ocena jakości szyn kolejowych wyprodukowanych w 2002 r. w Hucie Katowice" – nie publikowany,
[3] Rolls-Royce Inc. Opracowanie „Badania odporności na kruche pękanie szyn kolejowych wyprodukowanych w 2000 r.", Kraków 2001 r.,
[4] Rolls-Royce Inc. Opracowanie „Badania odporności na kruche pękanie szyn kolejowych wyprodukowanych w 2002 r.", Kraków 2002.,
[5] CNTK, Sprawozdanie Nr B64.56/02 z badań naprężeń własnych, Warszawa 2003 r.

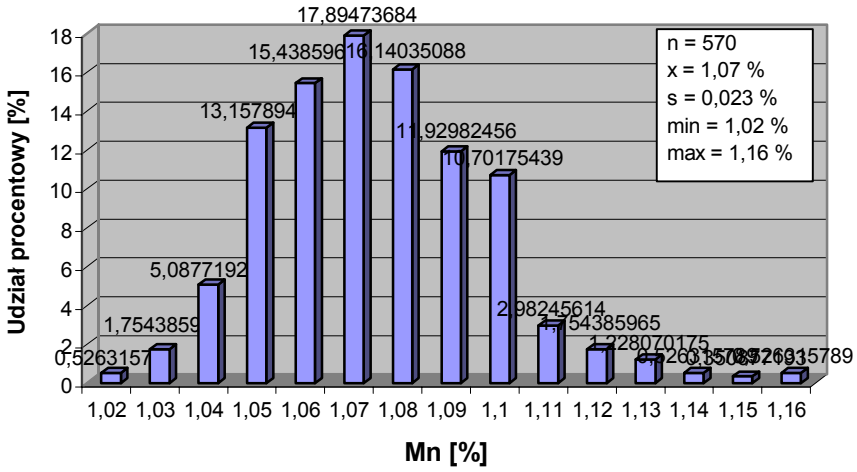


Rysunek 1. Gatunki stali szynowych produkowanych w Hucie Katowice.

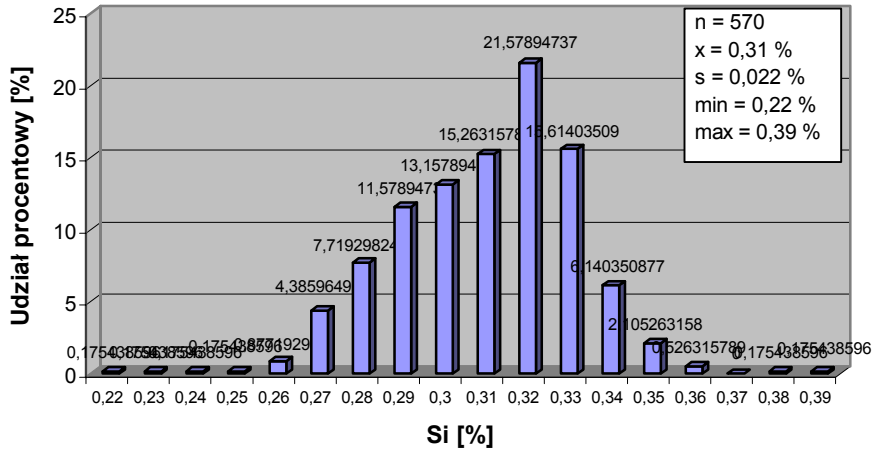
Rys. 2 Rozkład zawartości węgla, gat. 900A.



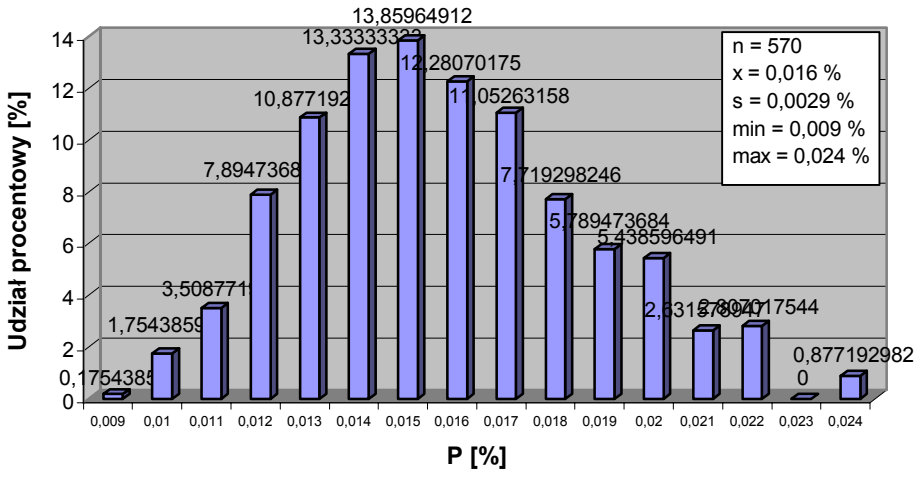
Rys. 3 Rozkład zawartości manganu, gat. 900A.



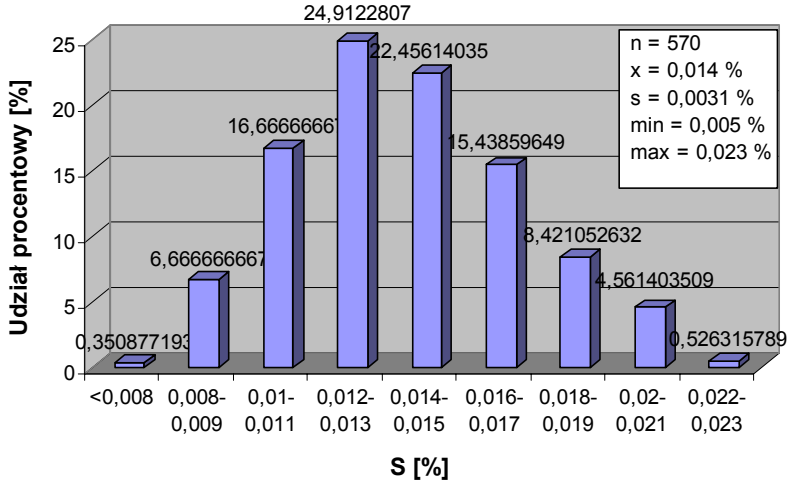
Rys. 4 Rozkład zawartości krzemu, gat. 900A.



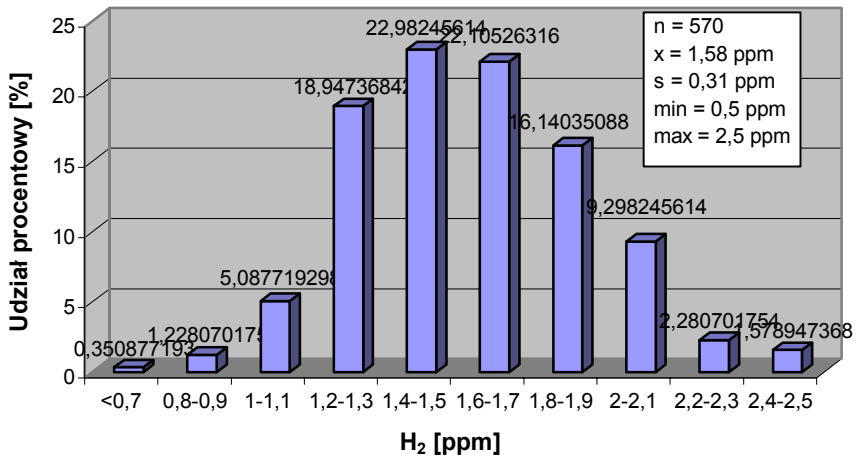
Rys. 5 Rozkład zawartości fosforu, gat. 900A.



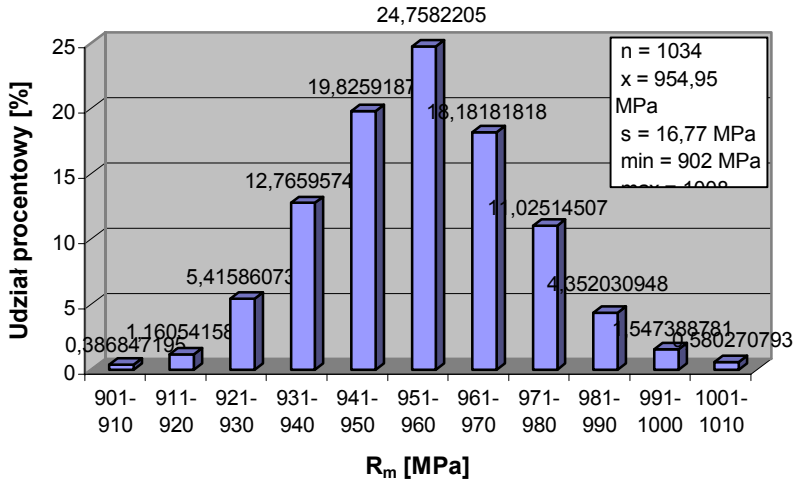
Rys. 6 Rozkład zawartości siarki, gat. 900A.



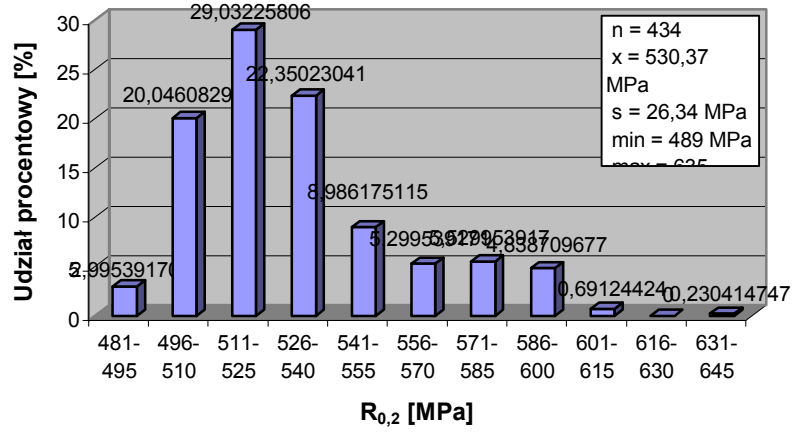
Rys. 7 Rozkład zawartości wodoru, gat. 900A.



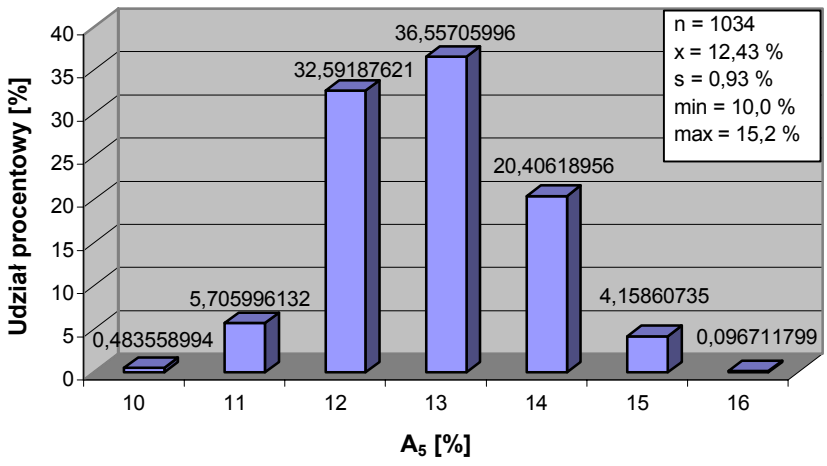
Rys. 8 Rozkład wyników wytrzymałości na rozciąganie, gat. 900A.



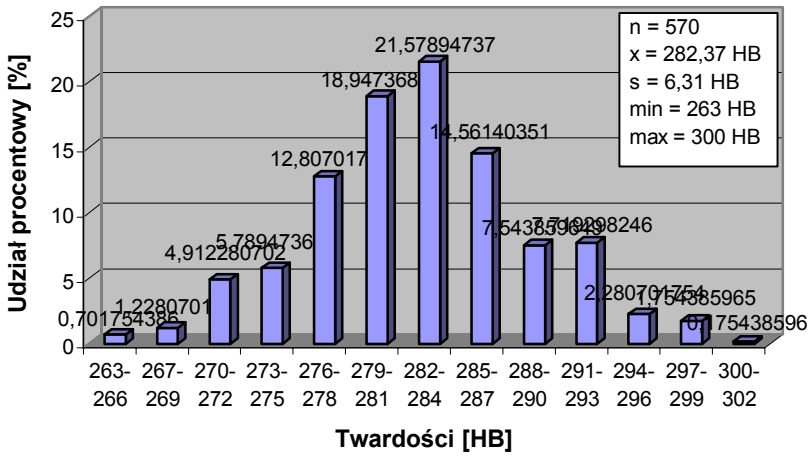
Rys. 9 Rozkład wyników umownej granicy plastyczności, gat. 900A (rok 2002).



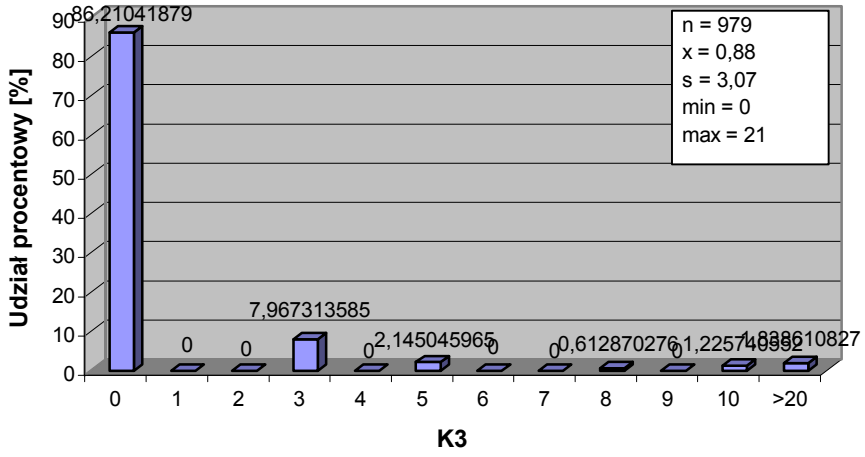
Rys. 10 Rozkład wyników wydłużenia, gat. 900A.



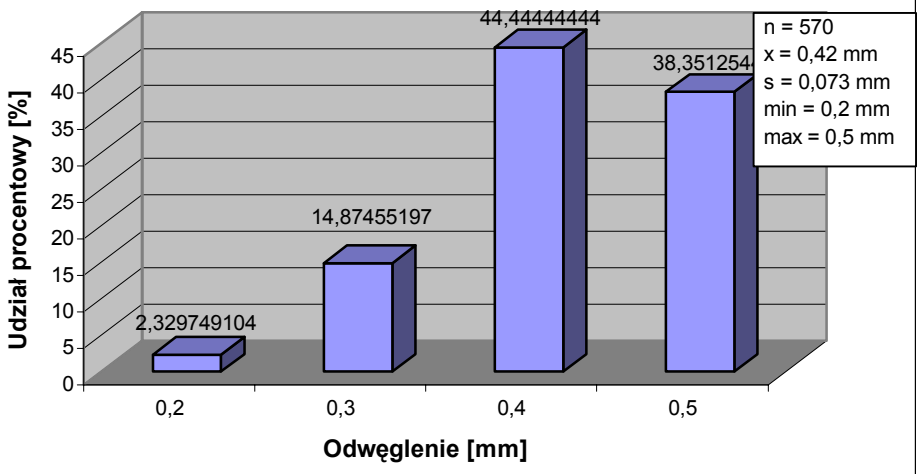
Rys. 11 Rozkład wyników twardości, gat. 900A.



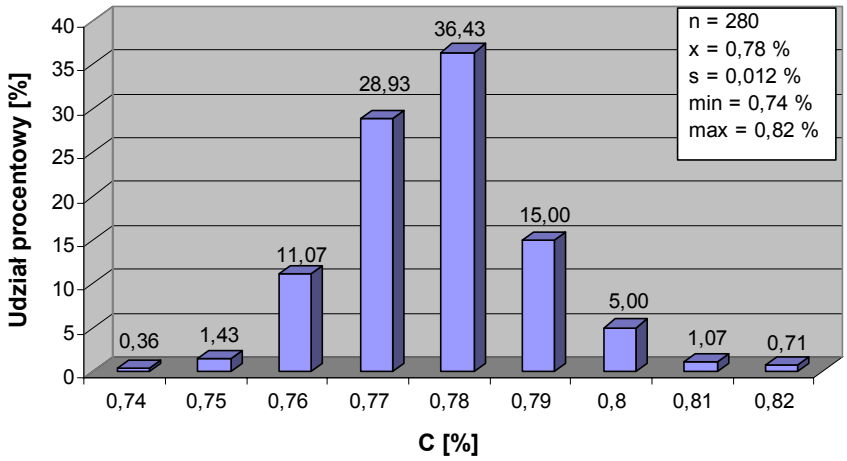
Rys. 12 Rozkład wyników czystości metalurgicznej, gat. 900A.



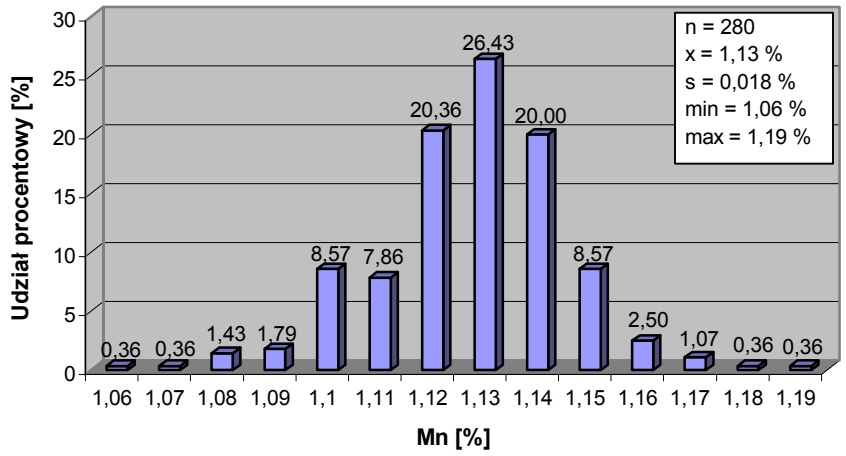
Rys. 13 Rozkład wyników odwęglenia, gat. 900A.



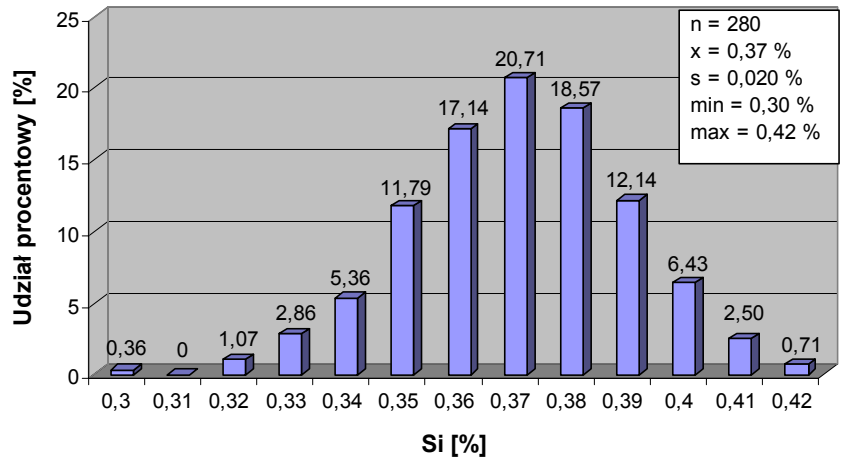
Rys. 14 Rozkład zawartości węgla, gat. 900ACrV.



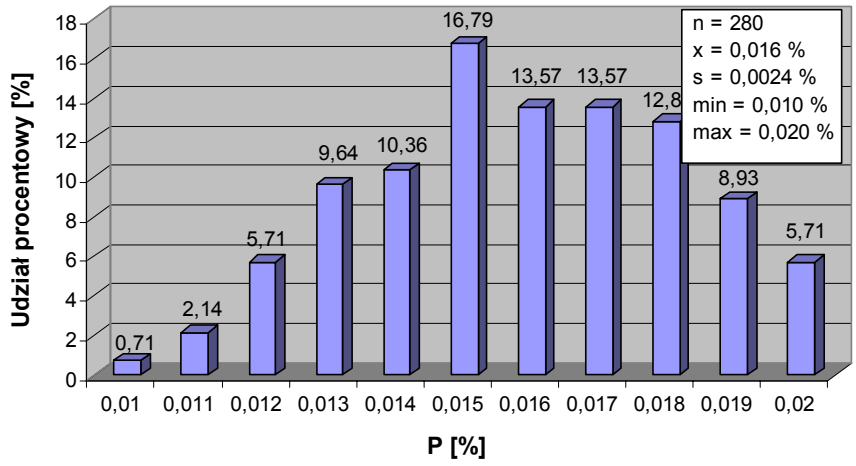
Rys. 15 Rozkład zawartości manganu, gat. 900ACrV.



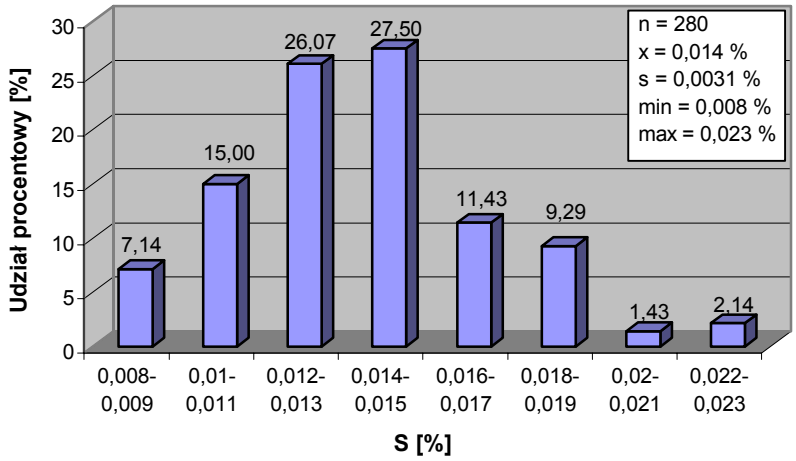
Rys. 16 Rozkład zawartości krzemu, gat. 900ACrV.



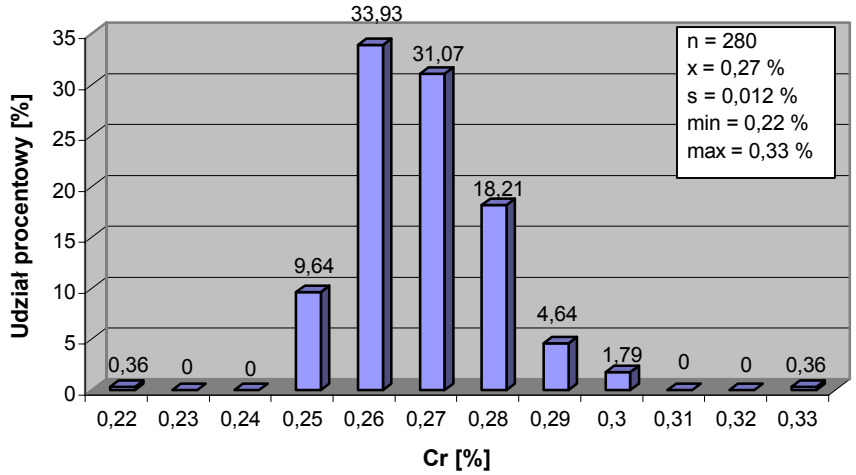
Rys. 17 Rozkład zawartości fosforu, gat. 900ACrV.



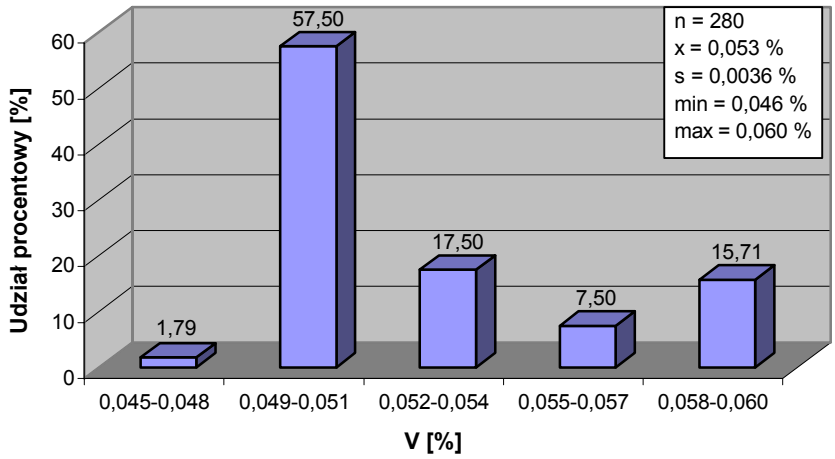
Rys. 18 Rozkład zawartości siarki, gat. 900ACrV.



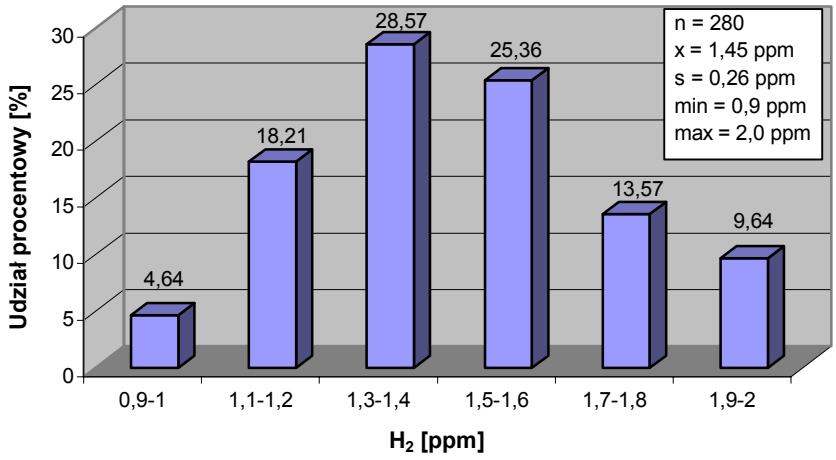
Rys. 19 Rozkład zawartości chromu, gat. 900ACrV.



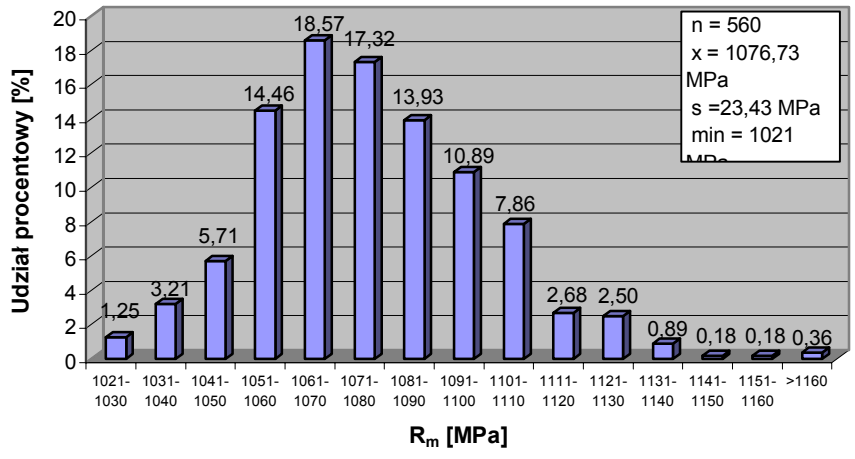
Rys. 20 Rozkład zawartości wanadu, gat. 900ACrV.



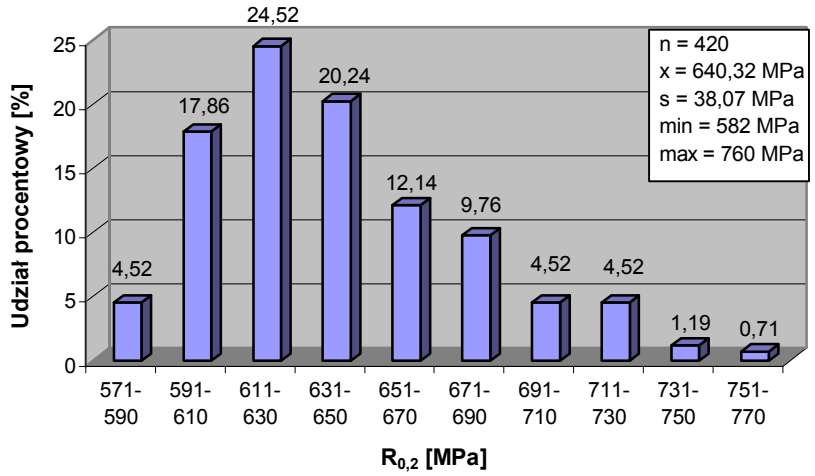
Rys. 21 Rozkład zawartości wodoru, gat. 900ACrV.



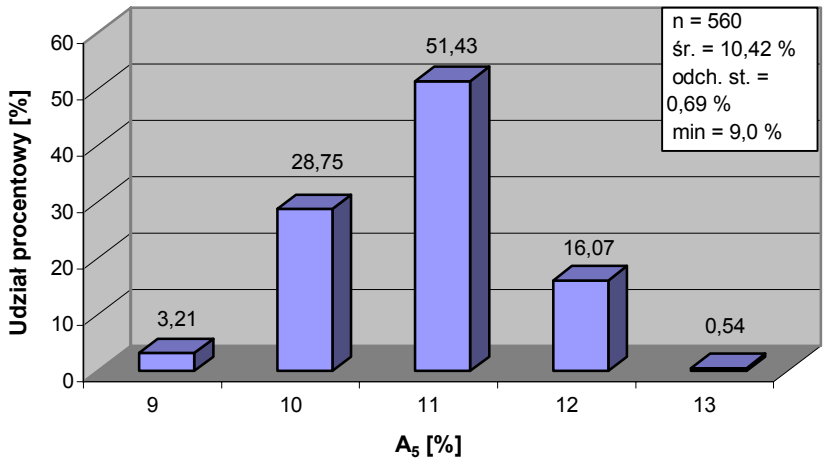
Rys. 22 Rozkład wyników wytrzymałości na rozciąganie, gat. 900ACrV.



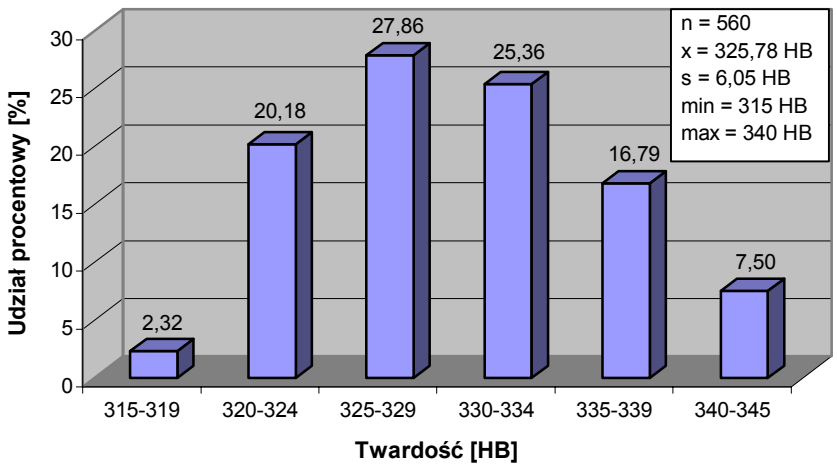
Rys. 23 Rozkład wyników umownej granicy plastyczności, 900ACrV.



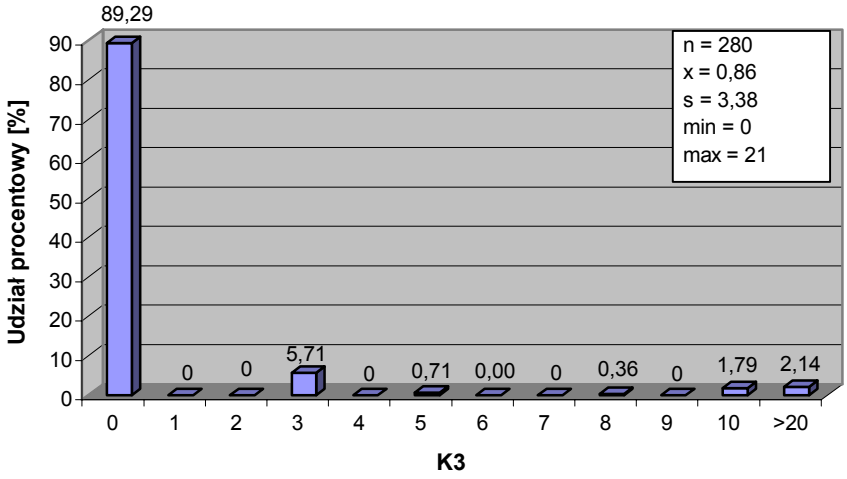
Rys. 24 Rozkład wyników wydłużenia, gat. 900ACrV.



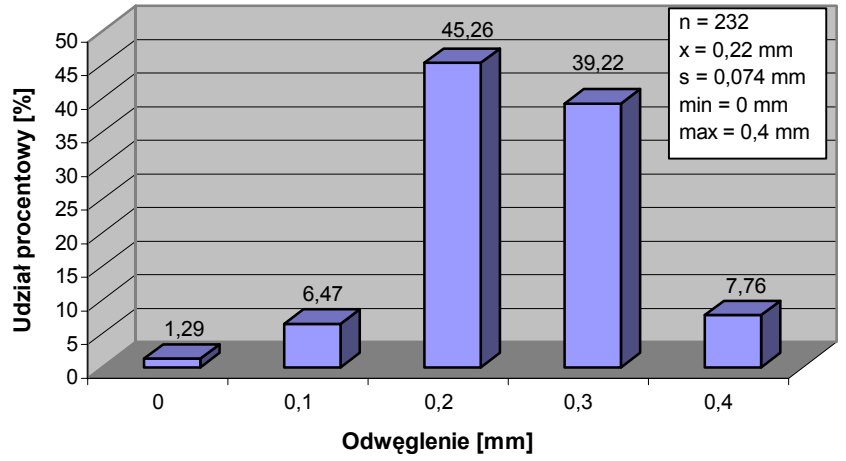
Rys. 25 Rozkład wyników twardości, gat. 900ACrV.



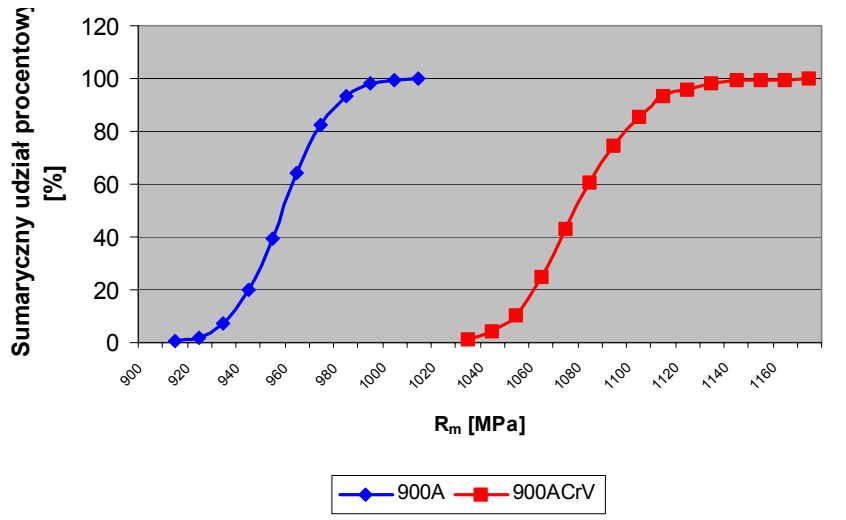
Rys. 26 Rozkład wyników czystości metalurgicznej, gat. 900ACrV.



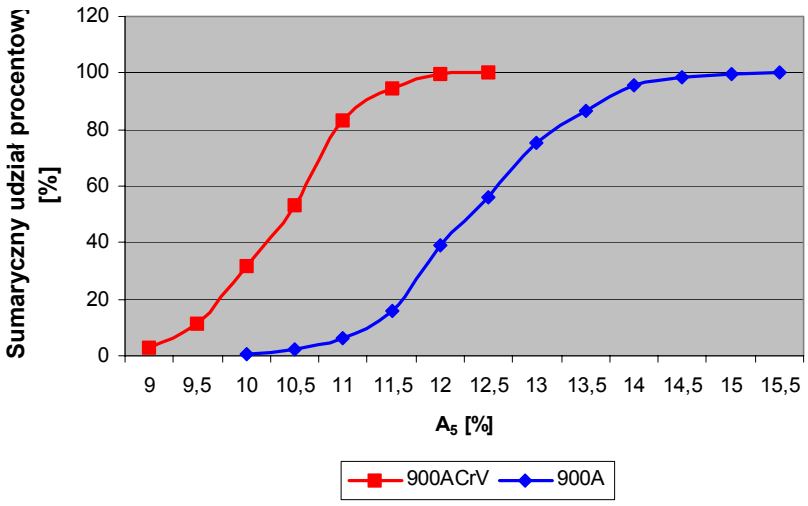
Rys. 27 Rozkład wyników odwęglenia, gat. 900ACrV.



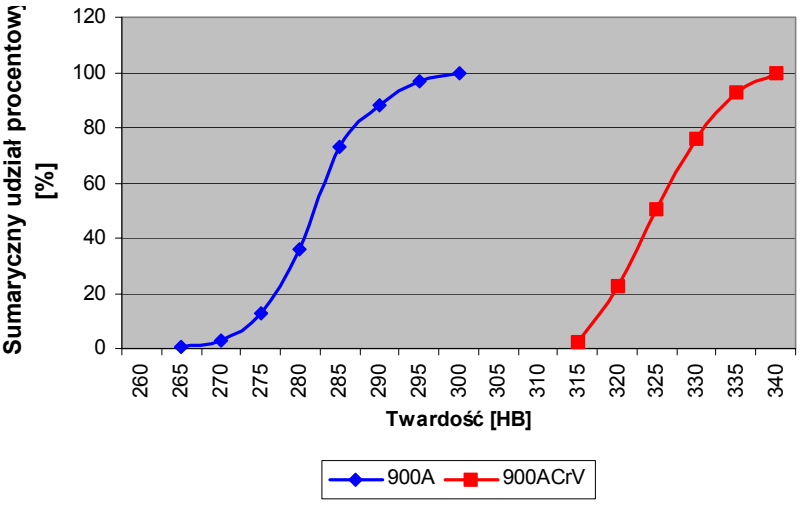
Rys. 28 Dystrybuanty rozkładu wytrzymałości na rozciąganie.



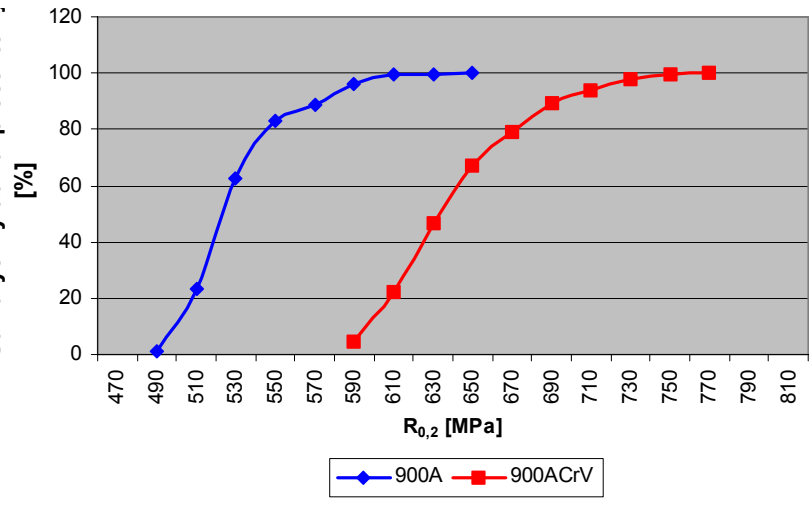
Rys. 29 Dystrybuanty rozkładu wydłużenia.



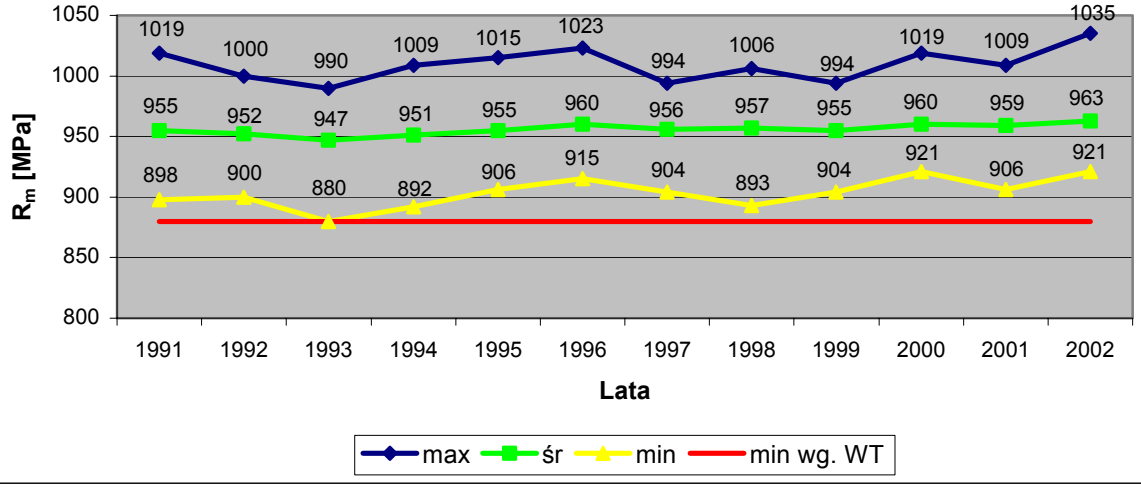
Rys. 30 Dystrybuanty rozkładu twardości.



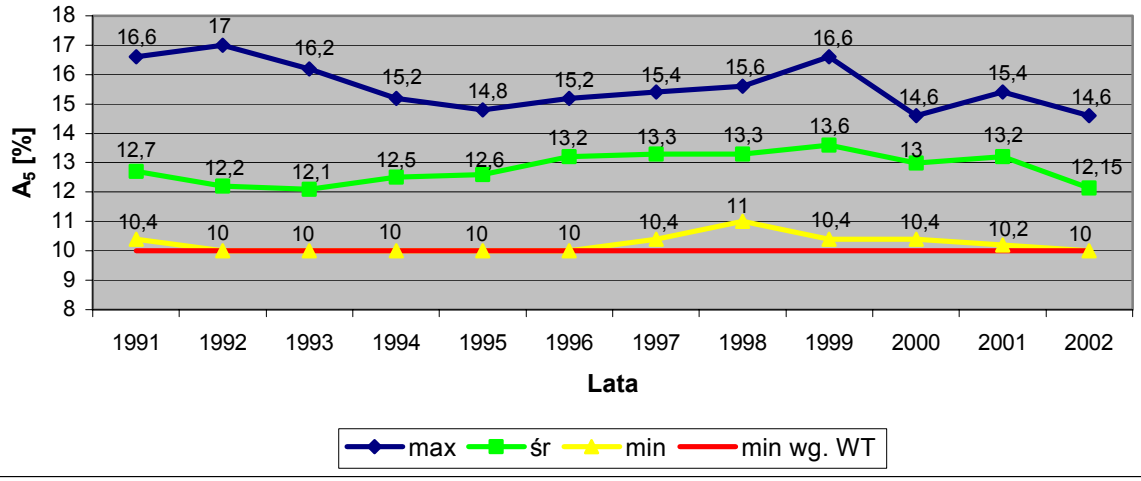
Rys. 31 Dystrybuanty rozkładu umownej granicy plastyczności.



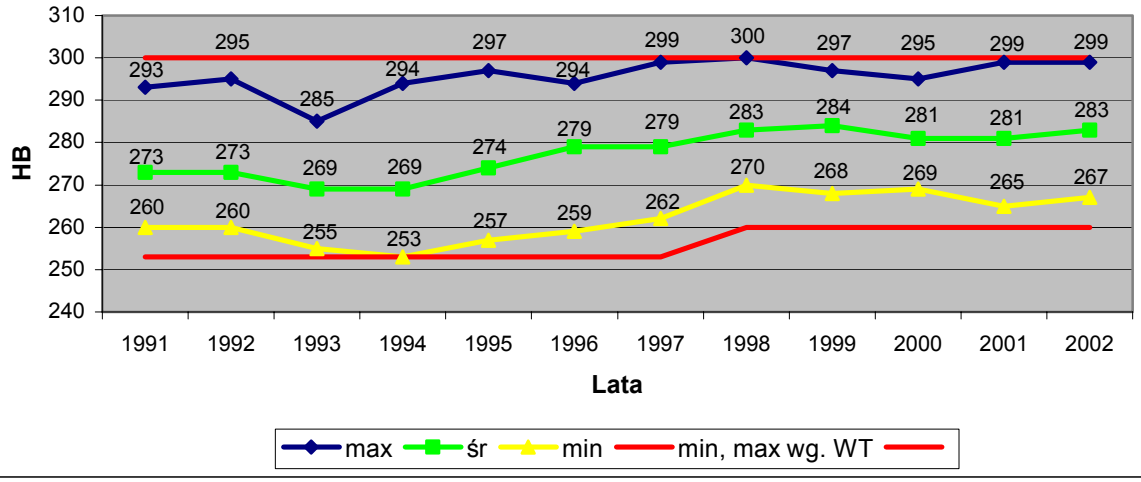
Rys. 32 Rozkład wytrzymałości na rozciąganie w latach 1991-2002, gat. 900A.



Rys. 33 Rozkład wydłużenia w latach 1991-2002, gat. 900A.



Rys. 34 Rozkład twardości w latach 1991-2002, gat. 900A.



REKLAMY