

# Nasunięcie przęsła Vierendeel'a w Lublinie

Sławomir Karaś, Grzegorz Kossowski

W Lublinie na linii kolejowej Lublin-Lubartów zdemontowano stuletni stalowy most kratownicowy, a w jego miejsce wykonano nowy o schemacie belki Vierendeel'a. Artykuł relacjonuje przebieg budowy, a w szczególności montaż przez nasunięcie. Zamieszczono krótką charakterystykę kratowych mostów kolejowych. Przeprowadzono dyskusję porównując normy obciążeń kolejowych, tj. normy PN oraz aktualnej PN-EN. Odnotowano fakt zaprojektowania i wykonania prac z zastosowaniem innowacyjnych rozwiązań technicznych przez polskich inżynierów.

Artykuł recenzowany zgodnie z wytycznymi MNiSW

data zgłoszenia do redakcji: 10.09.2012

data akceptacji do druku: 22.10.2012



dr inż. Sławomir Karaś  
Katedra Dróg i Mostów,  
Politechnika Lubelska  
s.karas@pollub.pl



Grzegorz Kossowski  
Skanska S.A.,  
Menadżer Projektów  
Grzegorz.Kossowski@skanska.pl

Linia kolejowa nr 30 relacji Lublin – Łuków jest od kilku lat nieczynna. Przez to obniżył się standard połączenia pomiędzy Lubartowem a Lublinem. Jednakże od roku podjęto przebudowę traktacji kolejowej włącznie z obiektami mostowymi. Jednym z poważniejszych zadań była wymiana mostu kratownicowego typu Warrena na nowy o schemacie Vierendeel'a; Arthur Vierendeel (1852 – 1940).

Zwyczajowo mówi się o mostach Vierendeel'a jako o kratownicach, chociaż w sensie statycznym są to ramy płaskie lub przestrzenne, a przypadek opisywany w artykule poprzez swą geometrię jest w rzeczywistości belką ażurową.

## Kratownice i schemat Vierendeel'a

Vierendeel projektował swoje mosty jako stalowe w ojczystym kraju, tj. w Belgii. Większość z nich jest użytkowana do tej pory. Pomysł zastosowania ustroju ramowego wziął się z ciągnącej się latami dyskusji wywodzącej się ze statyki a dotyczącej kratownic. Klasyczna kratownica o węzłach przegubowych z przyłożonymi doń obciążeniami skupionymi pracuje jedynie na siły osiowe. Próby wykonania takich *idealnych* kratownic były liczne, a najbardziej spektakularnym przykładem jest zewnętrzna kratownica wokół *Centre Georges Pompidou* (1977) w Paryżu.

Niestychaną zaletą kratownicy klasycznej jest prostota wyznaczania sił osiowych, które mogą być wyznaczone analitycznie lub graficznie z dokładnością dostateczną do projektowania przekrojów poprzecznych prętów. To, że trudno jest się zbliżyć do ide-

alu widać wyraźnie w przypadkach mostów stalowych. Mostów betonowych przegubowych zrobić się nie da. Połączenie prętów w węzłach jest wykonane przez blachy węzłowe, które są odwrotnością przegubów. Przy znacznych długościach prętów kratownic można mówić o strefach przywęzłowych, w których występują wszystkie prętowe siły wewnętrzne, natomiast w okolicach środków długości prętów można mówić o dominacji sił osiowych. W pierwszych dekadach ubiegłego wieku, gdy Vierendeel wykładał mechanikę na Katolickim Uniwersytecie w Leuven [1], wyznaczenie sił wewnętrznych nawet dla ramy płaskiej o kształcie kratownicy Warrena nie było łatwe. Wymagało rozwiązywania liniowych układów równań o bardzo wielu niewiadomych.

Istniały oczywiście różne metody redukujące stopień niewyznaczalności lub upraszczające schemat konstrukcji. Tak czy inaczej nie było to rachunkowo proste zadanie.

W tym kontekście szczególnie należy docenić koncepcję Vierendeel'a polegającą na uproszczeniu polegającym na odrzuceniu prętów ukośnych – krzyżulców. Skoro ich rola w konstrukcji rzeczywiście ramowej jest drugorzędna, to można je pominąć i rozwiązywać kratownicę *uproszczoną* do ramy zbudowanej z pasów i słupków. Pasy były prostoliniowe lub łukowe. Dalej nakład pracy rachunkowej był duży, ale w sensie statyki był to odważny krok przełamujący istniejącą barierę mentalną. Schemat Vierendeel'a nie stał się dominującym rozwiązaniem w konstrukcjach mostowych, a w przypadkach stosowania konstrukcji żelbetonowych do tego schematu można nawet mówić o porażkach [2].

Sam Vierendeel nie wypromował swego schematu, zrobił to kolega uniwersytecki, powieściopisarz flamandzki Stijn Streuvels (Stijn Streuvels (1871 – 1969), w książce *De Teloorgang van de Waterhoek*. Dalej i aż do dziś budowano *kratownice* Pratta, Howe'a czy Warrena licząc je jako ramownice.

Po to by pogodzić schemat idealnej kratownicy z rzeczywistością występującą w jej miejsce ramownicą, szczególnie w mostach kolejowych stosowano wiele rozwiązań.

Pierwszym z nich jest kształtowanie rusztu pomostu, dotyczy to zarówno jazdy dołem jak i jazdy górą. Bardzo sztywne krzyżujące się belki o wysokości ~1 m, dwu- lub nawet czterokrotnie wyższe niż pasy kratownicy, zawieszano w węzłach poprzez rela-



1. Widok na nowy most kolejowy, sierpień 2012

tywnie wiotkie wieszaki lub słupki. Z racji dużej sztywności rusztu jego deformacje były niewielkie, można było bez zastrzeżeń postrzegać ruszt w myśl zasady zeszywnienia (*zasada zeszywnienia: konfiguracja aktualna jest zbieżna z konfiguracją początkową*) i bryły sztywnej. Kluczowym elementem rusztu były poprzecznice. Ich duża sztywność giętna warunkowała skuteczność pomysłu. Dziś trudno dojść kto był autorem tej koncepcji. Zatem, sztywny ruszt, a w nim poprzecznicę tworzyły element praktycznie nieodkształcalny połączony z wiotkim pionowym prętem, w którym powstawało pomijalnie małe zginanie i ścinanie (w tym od skręcania). W ten sposób w węźle kratownicy pojawiała się siła skupiona w myśl koncepcji klasycznej kratownicy. Warunkiem dobrego funkcjonowania tak pomyślanej konstrukcji była symetria przekroju poprzecznego ustroju i obciążenia. W konsekwencji, mosty kratownicowe kolejowe były zazwyczaj jednotorowe, przy czym nie była to jedyna przyczyna zasady stosowanej na kolei – jeden tor – jeden most. Wiele projektów mostów kolejowych adaptowano do ruchu drogowego.

Drugim z częstych sposobów kształtowania mostów kolejowych jest schemat sztywnej belki wzmocnionej kratownicą. Końce belki są oparte na zwykłych łożyskach, natomiast oddziaływanie kratownicy na belkę w miejscach węzłów pośrednich skratowania z belką można identyfikować jako punktowe podparcia sprężyste. W tym sensie belka staje się belką ciągłą, która nie jest pasem dolnym (górnym) klasycznej kratownicy z tej racji, że pracuje przede wszystkim na zginanie. W przypadku jazdy dołem belka jest usytuowana mniej lub więcej w miejscu pasa kratownicy, jednakże osie skratowania, na ogół nie przecinają się z osią belki jak pokazano na załączonym zdjęciu wiaduktu w Wilkołazie (fot. 2). W tym przypadku zastosowanie belek ułatwia kształtowanie pomostu, który może być płytą żelbetową lub stalową ortotropową.

Bolączką mostów kratownicowych wybudowanych do roku 70-tego, była ich relatywnie mała sztywność skrętna. Sztywność na zginanie była bez zarzutu. W przypadkach długich mostów stosowano zmienną

wysokość kratownicy, co sprawiało, że pomimo dużej *transparentności* mosty spełniały kryteria stanu granicznego użytkowości. Istnienie silnych stężeń na skręcanie tylko w postaci ram portalowych w większości przypadków było niewystarczające. Dlatego w latach 90-tych duża liczba mostów została wzmocniona.

Jeszcze słowo o mostownicach. Pomost z zastosowaniem mostownic był idealny z punktu widzenia projektanta i administracji mostowej. Łatwy, tani w wykonaniu i utrzymaniu. Jednakże most stawał się elementem obcym w ciągu biegu konstrukcji torowiska szlakowego. Mechaniczne utrzymanie torowiska wymagało przerwy w miejscu mostu. Korekta niwelety była praktycznie wykluczona. Na dodatek pomost na mostownicach generował duży hałas.

Przypomnijmy jeszcze, że istnieje zawsze możliwość by sięgnąć do świetnej książki Andrzeja Niemierko *Rzecz o kratownicach* [3], w której nieco inaczej i w sposób niemal kompletny omówiono kratownice pomijając jednakowoż kratownicę Vierendeel'a. Jest jeszcze jedna interesująca stara książka Dobrosława Strożeckiego *Mosty drewniane* [4]. Mamy tam też kratownice. Jednakże w książce można znaleźć koncepcje projektowania i obliczania mostów drewnianych, które niemal w całości przetransponowano na mosty stalowe. W szczególności dotyczy to stosowania cięgien w krzyżulcach rozciąganych oraz wstępnych wymuszeń przemieszczeń węzłów. Lektura książki z tego punktu widzenia nadaje jej treściom zupełnie inny dodatkowy wymiar.

Jako że w mostownictwie istnieją sezonowe mody, to może dlatego ostatnio obserwuje się nawrót do schematu Vierendeel'a. Co do estetyki - po to by dostrzec piękno w mostach zaprojektowanych przez Vierendeel'a niezbędny był wyrafinowany gust, jednakże ostatnio zbudowano kilka interesujących architektoniczne obiektów o schemacie płytowo-tarczowym gdzie elementy pomostowe łączono skratowaniem lub właśnie za pomocą tarczowych elementów Vierendeel'a, które jednoznacznie należą do grupy udanych pod względem estetycznym konstrukcji, ładnych i interesujących w tym

sensie niemal dla każdego (patrz np.: Puente de Osera de Ebro, Zaragoza, Spain, 2002.).

Lubelski Vierendeel jest niewielki, do tego stopnia, że ginie w nadrzecznym krajobrazie charakterystycznego dla Lubelszczyzny wąwozu Bystrzycy (fot. 1).

### Dotychczasowa konstrukcja kratowa

W Lublinie były dwa stalowe mosty kratownicowe kolejowe. Oba przez rzekę Bystrzycę. Jeden na linii Lublin – Nałęczów a drugi na kierunku Lublin – Lubartów. Były to bliźniacze obiekty typu Warrena o jeździe dołem i przekroju zamkniętym. Co ciekawe oba były potocznie podobnie nazywane. Na ten w stronę Nałęczowa mówiono *Żelazny most* podczas, gdy ten w kierunku Lubartowa miał nazwę – *Żelazniak*.

Aspekty semantyczne [5] w mostownictwie są na pozór drugorzędne, jednakże jeśli weźmie się pod uwagę monumentalność i trwałość mostów w krajobrazie to ich nazwy są odzwierciedleniem punktów stałych lub punktów zwrotnych na przestrzeni życia pokolenia czy pokoleń. Mają, zatem w sobie jednocześnie chłodny element techniczny i jego awers tj. projekcję antropologiczną. O ile równie niewymierna estetyka mostów znalazła trwałe miejsce w koncepcjach i rozważaniach o mostach o tyle ich funkcjonowanie, ich refleks, w języku potocznym lub oficjalnym czy nawet administracyjnym jest dziś słabo postrzegany.

*Żelazny most* został zdemontowany w latach osiemdziesiątych, a w jego miejsce wybudowano przy częściowym wykorzystaniu istniejących przyczółków, nowe przęsło zespolone.

Drugi z mostów funkcjonował dalej (fot. 3). Poprzez wyłączenie z eksploatacji linii Lublin – Lubartów stał się bardziej przystępny dla Lublinian. Bliskie sąsiedztwo dużych osiedli mieszkaniowych na Kalinowszczyźnie oraz rozpoczynającej tu swój bieg ścieżki rowerowej sprawiło, że most stał się celem wizyt czy przystanków na trasie rowerowych przejażdżek. Nie do końca legalne, ale z drugiej strony przez nikogo nie zabraniane, zwiedzania mostu były częste.

W pewnym zakresie ten most służył, jako pomoc dydaktyczna dla studentów Politechniki Lubelskiej, którzy wykonywali rozpoznanie konstrukcji, dokumentację fotograficzną do opracowań związanych z formami i zakresem korozji mostów stalowych czy też do sporządzanych w trakcie ćwiczeń raportów z przeglądów szczegółowych. Tematowi wspomnianego mostu poświęcono także jedną z prac dyplomowych.

Jak wynika z *Kart ewidencji obiektów inżynierskich* most został zbudowany pomiędzy latami 1879 do 1904. Wagą konstrukcji inośnej – 180 T. W roku 1973 był malowany, a w roku 1985 przeprowadzono jego inwentaryzację oceniając zużycie pomostu na 20%. To był naprawdę stary most.



2. Wiadukt w Wilkołazie (belka wzmocniona kratownicą Warrena)



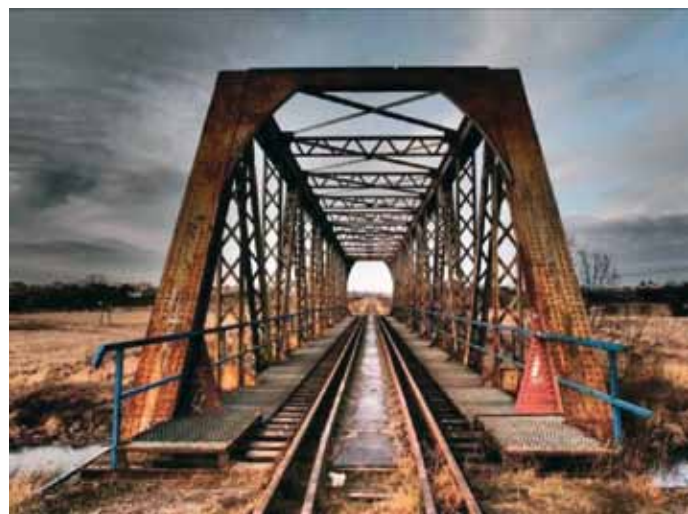


3. Zdjęcie mostu z roku 1898. (Zdjęcie pochodzi ze zbiorów kolekcjonerskich mgr inż. Jarosława Szczuryk vel Szczerba)

W sensie technicznym przęsło kratowe było typowym rozwiązaniem stosowanym na kolei. Wykonany z płaskowników i kątowników łączonych nitami tak by wykształtować złożone profile teowe, ceowe i inne w pasach górnym i dolnym. Pasy na końcach mostu przechodziły w równie sztywne ramy portalowe o węzłach *połskich* pomiędzy pa-

sem górnym a portalem. Krzyżulce, wieszaki i słupki także wykonano z blach łączonych nitami, ale tu w postaci prętów kratowych. Pomost tworzyły relatywnie najszywniejsze belki ruszty poprzecznic i podłużnic o wysokości  $\sim 1$  m, poprzecznic montowano w rozstawie co 4,95 m, a pomiędzy nimi stosowano pośrednie podparcia kratowe

w rozstawie co 4,59/4 m, wszystkie mocowane w miejscach pasa dolnego do słupków i wieszaków. Pomost na mostownicach drewnianych. Montaż mostu prowadzono poprzez łączenie blachami montażowymi relatywnie krótkich elementów o przeciętnym wymiarze podłużnym  $\sim 5$  m. W węzłach stosowano blachy węzłowe ukształtowane



4. - 5. Uspołecznienie nieczynnego mostu (autor: mgr inż. Grzegorz Zieliński)



6. - 7. Widok węzła i przekrój poprzeczny pasa górnego





8 - 9. Piaskowanie kamiennych powierzchni przyczółków i jego efekty

w taki sposób by można było wykonać odpowiednią do sił w prętach skratowania liczbę nitów. Od spodu zastosowane stężenie pasów poprzez wiatrownicę – tj. kratownicę liczoną na podstawowe obciążenie parciem wiatru. Wiatrownica występowała także w płaszczyźnie pasów górnych, jednakże ta prawdopodobnie na drodze, nieumiejscowionego w czasie, remontu, była zastąpiona współczesnymi kątownikami walcowanymi. Całość tworzyła estetycznie przyjemną ażurową konstrukcję.

Konstrukcja była wymagająca w utrzymaniu, a to przez konieczność stałego i żmudnego odnawiania powłok ochronny. Jak widać na zdjęciach, prawdopodobnie z racji znacznej uciążliwości tej formy utrzymania zdecydowano o zaniechaniu konserwacji licząc, że w procesie projektowania projektant założył po 1 mm „otuliny” na korozję, co było w dawnych latach często stosowaną praktyką. W dokumentacji projektowej stopień skorodowania oceniono jako III, tj. silny. Łożyska trafnie oceniono jako – bez śladów konserwacji. Najważniejsze jednak, że konstrukcja przeszła służyła bez przerwy przez około 100 lat.

Stare przyczółki kolejowe, poza tym walorem, że były projektowane na zasadzie przebiegu linii ciśnień, były niemal zawsze elegancko licowane kamieniem. W tym przypadku korpusy przyczółków były w całości wykonane z gładów granitowych. Był to materiał rodzimy, jako uboczny odsłaniany podczas pobierania piasku w okolicznych kopalniach. Podczas projektowania przebudowy uznano, że nośność przyczółków przy niewielkich wzmocnieniach będzie dostateczna. Zalecono oczyszczenie powierzchni zewnętrznych wraz z niewielkimi naprawami fugi wypełniającej styki.

### Nasunięcie nowego ustroju nośnego

Projektant pozostawił wykonawcy wolną rękę co do technologii montażu, co dało możliwość wykorzystania potencjału ludzkiego i środków technicznych będących do dyspozycji wykonawcy w niemal 100%.

Jest sprawą oczywistą, że decyzja o wybrany sposób budowy klarowała się na drodze burzy mózgow i wymagała wielu ustaleń, jednakże w tym przypadku łatwo wskazać

pomysłodawców, byli to magistrowie inżynierowie Łukasz Naskręt oraz Piotr Wiczorek. Metoda w całości była złożona, jednakże zastosowano sekwencję prostych kroków, które można w skrócie ułożyć następująco:

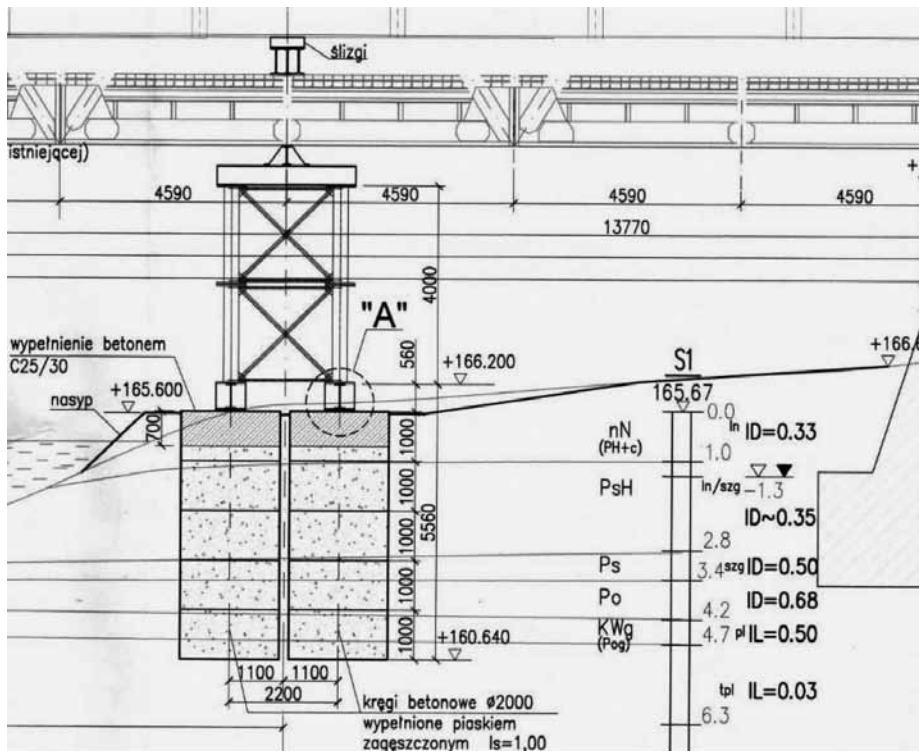
- wykonanie podpór tymczasowych po obu stronach koryta rzeki co  $L/3 = 55,08/3$  m,
- wykonanie tymczasowych punktów podparcia i toru ślizgowego do nasunięcia nowego ustroju nośnego,
- demontaż przez cięcie na fragmenty pasa górnego i skratowań starej konstrukcji mostowej, przy pozostawieniu pasa dolnego i pomostu jako konstrukcji prowadzącej podczas nasuwania oraz ewentualnego awaryjnego dodatkowego podparcia,
- wzmocnienie fundamentów każdego z przyczółków za pomocą 6 mikropali iniekcyjnych  $\phi 136/\phi 32/L=13$  m w linii łożysk podporowych i wykonanie stref najazdowych,
- nasunięcie nowego ustroju nośnego, a dokładniej jego części stalowej,
- rektyfikacja przy pomocy przesunięć na podporach pośrednich do wymaganej odwrotnej strzałki ugięcia,
- wykonanie elementów betonowych mostu, tj. gzymsu i płyty pomostu,
- demontaż dolnej części starej kratownicy.

Każdy z ww. elementów wymagał praktycznej wiedzy inżynierskiej ogólnej i specjalistycznej. Wstępnie zakładano demontaż starej konstrukcji i montaż nowej przy zastosowaniu dźwigu o dużej nośności. Jednakże okazało się, że łączny koszt wynajęcia jednego w Polsce takiego dźwigu, a ponadto budowa drogi dojazdowej i fundamentu pod tę maszynę w trakcie jej pracy, będzie o wiele droższe niż zakładano początkowo. W tej sytuacji zdecydowano o poszukiwaniu innego rozwiązania. Elastyczność podejmowania decyzji i zmian w trakcie prac wykonawczych były elementem koniecznym do realizacji zadania.

O ile grunt w stanie naturalnym nadawał się do zastosowania dźwigów samochodowych o przeciętnym udźwigu o tyle pod-



10 - 11. Demontaż mostu kratownicowego i jednocześnie przewiercanie korpusu przyczółka w miejscach projektowanych mikropali



12. Schemat podparcia tymczasowego (projektant – mgr inż. P. Wanecki)

pory tymczasowe wymagały solidnego fundamentu. Fundament ten musiał przenieść cały ciężar nowej konstrukcji oraz część dolną starej konstrukcji wykorzystanej do nasunięcia nowego obiektu, aż do czasu ustalenia nowego przęsła na przebudowanych przyczółkach. Zrealizowano go przez wykonanie czterech studni, pod każdą z podpór tymczasowych. Każdą z podpór wykonano z pięciu kręgów betonowych  $\phi 2,0/1,0$  m do głębokości występowania warstwy gruntu scharakteryzowanej przez  $I_L=0,03$ . Objętość studni wypełniono piaskiem zagęszczonym do  $I_s=1,0$  na wysokość  $\sim 4,3$  m a na górze ułożono warstwę betonu C25/30. Na tak wykonanych fundamentach ustawiono typowe klatki stalowych kratownic (rys. 12).

Podparcia klatek miały podwójną rolę. Po pierwsze stanowiły podparcie pomostu starej kratownicy oraz po drugie na nich wykonano bloki żelbetowe stałych punktów

podparć dla nasuwanej nowej konstrukcji Vierendeel'a.

Scalenie stalowej części ustroju nośnego wykonano na budowie w warunkach zimowych (ABM Solid z Grybowa). Do zapewnienia dostatecznych warunków pracy w takich warunkach konieczna była budowa namiotu, pod którym prowadzono spawanie.

Nasunięcie przęsła przebiegało w dwóch etapach. Z racji usytuowaniu zmontowanego na budowie przęsła z boku od osi toru w odległości ok. 20 m od docelowego położenia w osi nasuwania na przyczółki należało dokonać *bocznego* przesunięcia ustroju nośnego. Przesunięcia dokonano z zastosowaniem pchających dźwigników hydraulicznych z przesuwnym prostym przejściowym mocowaniem do prowadnic stalowych. Oprzyrządowanie wykonano wg własnego pomysłu, sprawdzonego już wcześniej w innych analogicznych sytuacjach (fot. 15-16).

Pracami przy nasuwaniu kierował Paweł Filipiak z Włocławka, a właściwie z Aleksandra Kujawskiego. Paweł Filipiak takich nasunięć wykonał wiele, tak w Polsce, jak i za granicą. Na pewno doświadczenie grupy prowadzącej nasunięcie sprawiło, że prace przebiegły bez zakłóceń i bez napięcia, w zaplanowanym czasie.

Elementami ślizgowymi były płytki PTFE (teflon), o współczynniku tarcia równym 0,03. Przy masie nasuwanego przęsła wynoszącej 170 t wartość wypadkowej siły pchania wynosiła  $\sim 5$  T, czyli niewiele jak na możliwości dźwigników hydraulicznych.

Podczas nasuwania podłużnego (fot. 17-18), wykorzystano maszynę budowlaną. Przy długości przęsła  $L=56,50$  m (rozpiętość teoretyczna  $L_t=55,081$  m), szczególnie przy stosowaniu pchania, powstawały odchylenia od osi nasuwania. Nasunięcie zakończyło się pełnym powodzeniem dzięki zastosowaniu zaproponowanych przez mgr inż. Łukasza Naskręta *gąsienic* prowadzących (fot. 19). Gąsienice przemieszczając się po powierzchniach toczeniowych szyn wymuszały osiowość nasuwania, co w połączeniu ze stałą kontrolą wzrokową umożliwiało wprowadzanie bieżących i właściwych w czasie korekt. W efekcie nie dopuszczono do nawet niewielkich zejść z osi toru.

Po zakończeniu nasuwania na podpory tymczasowe konstrukcja znajdowała się ca 1 m powyżej poziomu łożysk. Należało zatem, przy stosowaniu dźwigników hydraulicznych opuścić ją do punktów podparcia przy jednoczesnym usuwaniu pomostu starej kratownicy (fot. 21).

Podpory tymczasowe wykorzystano ponownie do wymuszenia odwrotnej strzałki ugięcia o wartości 25 mm. W tym stanie przystąpiono do prac betonowania gzymsu i płyty pomostu. Na etapie projektowania gzyms przyjęto, jako poziomy element zespolony – prostokątna rura stalowa wypełniona betonem (fot. 22, rys. 23).

Konstrukcje rurowe zespolone mają wiele zalet, zdaniem ich zwolenników są bliskie rozwiązaniom idealnym. Niestety mają też



13. - 14. Szalunki do wykonania punktów stałych łożysk ślizgowych; widok łożyska





15. - 16. Przesunięcie poprzeczne ustroju nośnego na kierunek nasuwania podłużnego



17. - 18. Nasuwanie podłużne przęsla stalowego przez napychanie

wady związane ze skurczem betonu czy niedostępnością do potencjalnie korodujących wewnętrznych powierzchni stali. Dlatego chyba dobrze, że wprowadzono tu rozwiązanie może konserwatywne, ale dobrze sprawdzone.

### Zrównoważony rozwój i normy obciążeń mostowych

Most projektowano wg normy PN-85/S-10030 [6] na klasę obciążenia  $\alpha_{+2}=1,21$ , przy uwzględnieniu ruchu taboru z maksymalną prędkością 120 km/h. Projekt ustroju nośnego ukończono w grudniu 2009 r. Należy pamiętać, że od roku 2010 w miejsce wymienionej normy zaczęła obowiązywać inna, tj. PN-EN 1991-2 [7]. Obciążeniu z normy PN odpowiada dokładnie obciążenie Eurokodowe oznaczone jako LM71, o tej samej wartości współczynnika klasyfikującego oraz współczynnika dynamicznego:

$$\varphi = \Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad (1)$$

gdzie  $L_\phi$  jest długością elementu, a w rozpatrywanym przypadku jest to rozpiętość teoretyczna mostu, tj.  $L_\phi = L_t$ . Relacja (1) jest

słuszna w warunkach dobrego utrzymania torowiska. Zatem, na takim poziomie rozpatrywań nie ma żadnej różnicy. Jednakże obciążenia kolejowe w Eurokodzie mają znacznie rozszerzony zakres projektowania w przypadku dynamiki, która jest istotna w przypadkach mostów kolejowych bardziej niż drogowych. W skrócie są to:

- uwzględnienie kilku rodzajów współczynników dynamicznych w przypadku obciążenia LM71 [8], przy czym jeden z nich jest równy współczynnikowi z normy PN, jak zapisano powyżej,
- uwzględnienie innych typów pociągów tj.:
  - o SW/2 - ciężki ruch kolejowy,
  - o pociąg nieobciążony,
- procedura szacująca podatność ustroju nośnego na oddziaływania dynamiczne, w której miarami są tzw. górna oraz dolna wartość pierwszej giętej częstotliwości drgań własnych wyznaczanych wg uproszczonych wzorów:

górna:  
 $n^0 = 94,76 L_t^{-0,748} = 94,76 \cdot 55,08^{-0,748} = 4,72 < 5,0 \text{ Hz}$  (2.1)

dolna:  
 $n^0 = 23,58 L_t^{-0,592} = 23,58 \cdot 55,08^{-0,592} = 2,20 < n_{0(\text{min})} = 2,5 \text{ Hz}$  (2.2)

- ewentualna konieczność prowadzenia analizy dynamicznej z zastosowaniem pociągów HSLM obejmujących grupę pociągów uniwersalnych,
- analizę zmęczeniową.

Uwzględniając powyższe zestawienie widać wyraźnie rozszerzony zasięg projektowania wg Eurokodu.

Poza nowymi normami projektowanie musi dodatkowo uwzględniać nowy sposób myślenia związany z rosnącym w praktyce znaczeniu koncepcji *zrównoważonego rozwoju*, szczególnie w przypadku projektowania i budowania mostów. To podejście wymaga dodatkowej kreatywności [9]. Podstawowe hasło zrównoważonego rozwoju jest następujące: *rozwój prowadzący do zaspokajania bieżących potrzeb społecznych, jednakże bez kompromisu dla rozwoju przyszłych pokoleń* (Gro Harlem Brundtland - 1983-1987 - World Commission on Environment and Development: *Sustainable development is development that meets the needs of the present without compromising the ability of future generations to meet their own needs*), przy czym źródłowym słowem jest *sustentō* – łac. trwały.

Powyżej celowo ze wzorów normowych wyznaczono wartości górną (2.1) i dolną



19. - 20. Prowadnica podłużna i kontrola przesuwu



21. - 22. Podparcie tymczasowe na dźwignikach, szalunki elementów żelbetowych przęsła

(2.2) częstotliwość drgań własnych. Przy czym odnotowano, że wartość górna jest bliska, lecz mniejsza niż wartość graniczna 5,0 Hz. Wyliczona wartość dolna jest mniejsza od minimalnej równej 2,5 Hz, a to oznacza, że w przypadku tej konstrukcji należy prowadzić analizę dynamiczną, przy założeniu korzystania z Eurokodu jako normy podstawowej. Taka konieczność wynika również z treści uwagi 6. normy [7].

Kolejną przesłanką do ostrożności projektowania z uwzględnieniem pełnej analizy dynamicznej jest odnotowany podczas prac oceniających stan obiektów mostowych na liniach CMK fakt, że właśnie konstrukcje belkowe otwarte były najmniej sztywne dynamicznie, tj. ich pierwsze częstotliwości drgań własnych giętych, proporcje pomiędzy częstotliwościami giętymi a skrętnymi oraz

przyśpieszenia elementów były najmniej korzystne w zestawieniu z innymi typami przęseł swobodnie podpartych [10].

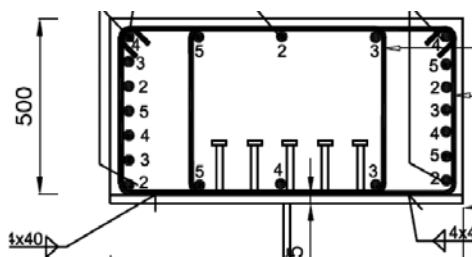
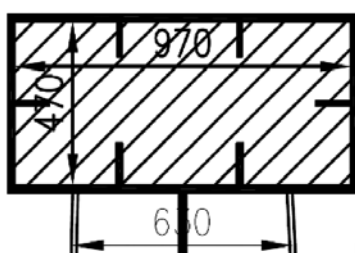
Po moście będą się poruszać pociągi z prędkością maksymalną 120 km/h, zatem w tym zakresie dynamiczna praca konstrukcji może być dostateczna. 120 km/h to na dziś dużo, tym bardziej, że alternatywą jest stan obecny – nieczynna linia kolejowa. Przy ogólnej trudnej, często niedostatecznej sytuacji transportowej, uruchomienie połączenia wyczerpuje potrzeby obecnych pokoleń. Czy wyczerpuje też potrzeby przyszłych pokoleń i czy zasada zrównoważonego rozwoju jest tu w pełni wprowadzona? Niekoniecznie. Już obecnie w wielu miejscach na świecie pociągi na krótkich trasach dojazdowych jeżdżą z prędkościami 300 km/h, co praktycznie podróż z Lublina do Lubartowa

skracaloby do ~15 min. Ale przyszłe pokolenia jeśli zechcą przemieszczać się z taką prędkością muszą modernizować most lub wymienić go na nowy. Celem tej dywagacji jest chęć wskazania, że warunek zrównoważonego rozwoju obejmuje także unikanie zaniechań. W tym przypadku zaniechanie dotyczy relatywnie najtańszej sfery procesu budowlanego tj. projektowania.

Z drugiej strony wiele najnowszych wymagań wynikających z obowiązujących przepisów UIC w odniesieniu do kolejowych konstrukcji mostowych tu dopełniono. Zadbano by wykształtować strefy najazdów na most na min długości 20 m, (rys. 24 i fot. 25).

### Stan graniczny użyteczności, obciążenie próbne

Zazwyczaj w przypadku mostów stalowych wartości ugięć od obciążeń użytkowych obliczone w projekcie próbnego obciążenia są silnie zbliżone z ugięciami pomierzonymi. Jako obciążenie próbne założono oddziaływanie trzema lokomotywami ET22 ustawionymi symetrycznie względem osi pionowej przęsła, przyjmując je, jako obciążenie charakterystyczne. Wartość momentu zginającego wyznaczono równą:



23. Zamiana gzymsu zespolonego na żelbetowy



$$M_{3ET22} \cong 22860 \text{ kNm} \quad (3)$$

podczas, gdy wartość momentu obliczeniowego od obciążenia LM71,  $\alpha_{+2}$ , przy uwzględnieniu współczynnika dynamicznego  $\Phi_2 \approx 1,02$  wynosi

$$M_{LM71} \cong 45600 \text{ kNm} \quad (4)$$

Występuje zatem sytuacja, gdy moment zginający od ciężarów próbnych jest o połowę mniejszy od momentu obliczeniowego:

$$M_{3ET22} \cong 0,5 M_{LM71} \quad (5)$$

co jest nagminnym niedostatkiem próbnych obciążeń krótkich i średnich mostów kolejowych.

Występujące w normach [6, 7] charakterystyczne obciążenie LM71 przy  $\alpha_+$  składa się z czterech sił skupionych o wartości 250 kN w rozstawie 1,6 m każda i występuje na odcinku o długości  $L_{LM71} = 6,4$  m, co daje obciążenie równomiernie rozłożone równoważne  $q_{LM71} = 156,25$  kN/m. Przyjmując do porównania powszechnie stosowaną lokomotywę ET22 otrzymuje się:

- długość pojazdu  $L_{ET22} \approx 15$  m,
- obciążenie równoważne

$q_{ET22} = 588/3/1,75 = 112,0$  kN/m, przy czym obciążenie równoważne występuje jako 2 odcinki rozdzielone dystansem 5,05 m na długości  $L_{ET22}$ .

Zatem, porównanie modelu LM71 z lokomotywą rzeczywistą w zakresie obciążeń równomiernych równoważnych na istotnych odcinkach oddziaływania osi pojazdów prowadzi do niedociążenia w wymiarze  $\sim 30\%$ . Jeśli rozważymy stan charakterystyczny przy współczynniku klasyfikującym  $\alpha_{+2}$  wartość niedociążenia rośnie do wymiaru  $\sim 40\%$ .

Oczywiście, w pierwszym rzędzie istotny jest moment zginający. Różnice jego wartości wynikają z porównania wartości we wzorach (3) i (4) prowadzące do różnicy  $\sim 50\%$ , co wynika z relacji (5).

Próbne obciążenie zgodnie z nazwą powinno weryfikować obiekt w zakresie stanu granicznego. W każdym innym przypadku sprawdza się jedynie częściowy stan wy-

żenia całej konstrukcji, co miało miejsce również w opisywanym przypadku. Winne są tu niskie ciężary lokomotyw ET22, które jednak są relatywnie łatwo dostępne do takich badań. Jak się wydaje potrzebny jest do prowadzenia próbnych obciążeń przynajmniej jeden pojazd w kraju, który odpowiadałby lokomotywie LM71 z uwzględnieniem odpowiedniego współczynnika klasyfikującego. Można oczywiście dokonać ekstrapolacji uzyskanych wyników poprzez analizę modelu komputerowego, ale nie jest to w dalszym ciągu test badanej konstrukcji.

Jak ważne jest w obciążeniach próbnych stosowanie ciężarów granicznych pokazuje przykład sprzed wielu lat, gdy w 1972 r. testowano wantowy Nový Most, przez Dunaj w Bratysławie. Profesor Ivan Balaš z STU, podczas wykładu dla studentów Politechniki Lubelskiej wygłoszonego 27 maja br. w Bratysławie opowiedział i ilustrował następujący przypadek. W trakcie obciążenia dolny wspornik chodnikowy - przyspawany do dolnej płyty głównego elementu pomostu w postaci dwukomorowej skrzyni - uległ deformacjom tak znacznym, że nastąpiły liczne pęknięcia spawów. Błąd ujawnił się w trakcie próbnego obciążenia. Wadę szybko usunięto i most funkcjonuje bezawaryjnie do dziś ze wspornikami chodników odcinkowo zdylatowanymi.

W projekcie próbnego obciążenia opisanego w artykule mostu podano przewidywaną wartość ugięcia, która wynosi

$$w_{3ET22} \cong 24 \text{ mm} \quad (6)$$

Przy założeniu liniowości wartość ugięcia, znajdujemy wartość ugięcia od obciążenia normowego

$$w_{LM71} \cong 48 \text{ mm} \quad (7)$$

Kierownik budowy przywiązywał szczególne znaczenie do wartości odwrotnej strzałki ugięcia w różnych stanach montażowych mostu. Z tego powodu polecał wykonanie pomiarów geodezyjnych rzędnych po zakończeniu kolejnych etapach.

W projekcie uniesienie wstępne mostu obliczono na  $-60$  mm, co odnotowano na rysunku dźwigara głównego. Później tę wartość podwyższono do  $w_c = -70$  mm ( $+14\%$ ). Przyjmując  $w_c$  jako wielkość odniesienia, w tabeli 1 zestawiono wyniki pomiarów ugięć w różnych fazach montażu, przy czym zastosowano oznaczenia Eurokodowe [7]. W tym miejscu nie sposób pominąć bez komentarza nieszczęśliwy literacki opis ugięcia  $w_{max}$  w [7], na str. 57 rysunek A1.1, występujący w wersji angielskiej i w polskiej: „ $w_{max}$  – pozostałe ugięcie całkowite z uwzględnieniem strzałki odwrotnej”. Zastosowana opisowość jest tym dziwniejsza, że w linijce powyżej zdefiniowano ugięcie całkowite jako sumę

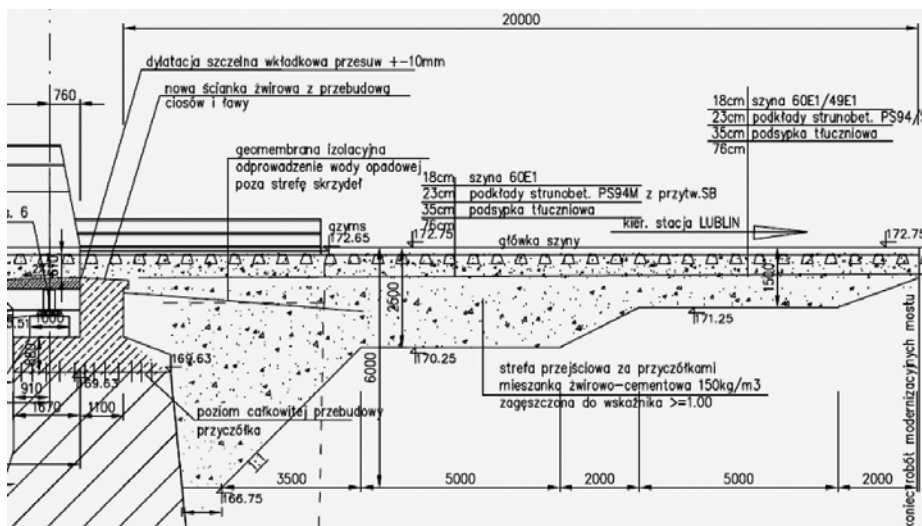
$$w_{tot} = w_1 + w_2 + w_3 \quad (8)$$

przy czym składnik  $w_1$  też uwzględnia strzałkę odwrotną, gdyż jest ona jego elementem składowym. W przypadku  $w_{max}$  nie skorzystano z możliwości arytmetyki, na szczęście geometria ugięć na rysunku A1.1. jest przejrzysta i nie wymaga posilkowania się operacją logiczną *uwzględniania*. Bez wątpliwości jest

$$w_{max} = w_{tot} - |w_c| \quad (9)$$

gdzie  $w_c$  jest wartością strzałki odwrotnej, która może być podawana jako ujemna lub dodatnia.

Wyznaczanie zamieszczonych w tabeli 1 ugięć było zawsze prowadzone geodezyjnie na zasadzie trzech punktów, tj. wyznaczano rzędne górnej powierzchni półki dolnej pasa dolnego nad podporami stałymi oraz w osi mostu. W ten sposób na wartość końcowego stanu deformacji przeszła nie miały wpływu przemieszczenia na łożyskach neoprenowych. Na szczególną uwagę zasługuje odnotowane ugięcie w stanie II. Jak widać konstrukcja ulega *odprężeniu*, co tu oznacza utratę 15 mm ( $15/70 = 0,214 \rightarrow 21\%$ ) odwrotnej strzałki ugięcia. Ten rezultat jest o tyle ważny, że w literaturze technicznej nie odnotowano danych tego typu, a są one bardzo ważne dla projektantów gdyż na ogół są trudne do przewidzenia.



24 - 25. Strefa najazdowa na most i jej realizacja (projektant – mgr inż. M. Zatoń)



Tab.1: Pomiary ugięć mostu od ciężarów stałych i użytkowych w różnych fazach montażu

Stan montażowy	Opis stanu / obciążenie	Ugięcie	Wartość [mm]
I	Scalanie konstrukcji na stendach	$w_c$	-70
II	Po nasunięciu, konstrukcja oparta na podporach tymczasowych w rozstawie L/3 przy zerowych reakcjach na łożyskach mostu	$w_1, w_2$	15
III	Po wykonaniu betonowych pasów górnych (gzymсы) i usunięciu podpór tymczasowych		35
IV	Po wykonaniu płyty betonowej pomostu		18
V	Po ułożeniu toru na podsypce tłuczniowej		23
	LM71, $\alpha=2$	$w_3$	48
		$w_{tot} = w_1 + w_2 + w_3$	139
		$w_{max} = w_{tot} -  w_c $	69

Trzymając się zasady, że most zaprojektowano wg starych norm PN można przyjąć wartość graniczną ugięcia wg [11], która dotyczy mostów stalowych oraz wykorzystać monografię [12] z zakresu mostów zespolonych. W przypadku mostów kolejowych korzysta się z warunku

$$w_{max} < \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_t}{800 - 1,25 L_t} \rightarrow 75 \text{ mm} \\ \frac{L_t}{600} \rightarrow 92 \text{ mm} \end{array} \right\} = 75 \text{ mm} \quad (10)$$

Elementem ULS jest także odwrotna strzałka wyniesienia toru kolejowego na moście. W tym przypadku przyjęto paraboliczny przebieg w pionie o max wyniesieniu 25 mm, co sprawia, że typowy pociąg przejeżdża po niemal poziomej niwelecie.

Próbne obciążenie miało miejsce 5. września 2012. Już w trakcie przygotowań do obciążenia zamieniono elektrowozy ET22 na lokomotywy spalinowe SU-45 z tej prostej przyczyn, że na tym odcinku nie ma trakcji elektrycznej (fot. 26-27).

Ciężar pojedynczej lokomotywy wynosił 105 T, co w przypadku trzech pojazdów powodowało moment zginający i ugięcie równe odpowiednio

$$M_{3SU45} \cong 20410 \text{ kNm} \text{ oraz } w_{3SU45} \cong 22 \text{ mm} \quad (11-12)$$

W trakcie próby pomierzono ugięcie o wartości

$$w_{3SU45}^{Probie} \cong 22 \text{ mm} \quad (13)$$

Próbne obciążenie zakończyło budowę mostu.

### Zakończenie

W podsumowaniu należy podkreślić, że całość przedsięwzięcia tj. projektowanie i wykonawstwo zostało zrealizowane dzięki sprawnej organizacji, inwencji, doświadczeniu polskich inżynierów. Kierownikiem budowy był mgr inż. Lesław Ostapko. Projekt wykonało biuro CE Project Group z Krakowa. Całość inwestycji realizowała Skanska Oddział Budownictwa Kolejowego w Kielcach.



### Materiały źródłowe

- [1] Vierendeel A.: Cours de stabilité des constructions, Librairie Universitaire, Louvain; Dynod, Paris, 1920.
- [2] Rybak M.: Zanim minął wiek XIX – były już mosty z betonu zbrojonego, Drogownictwo, nr 7-8, 2002.
- [3] Niemierko A.: Rzecz o kratownicach, WKŁ, Warszawa, 1987.
- [4] Strożeczki D.: Mosty drewniane, WK, Warszawa 1959.
- [5] Szmygin B.: Semiotyka w analizie zabytków, Zeszyty Naukowe PL, nr 195, Lublin, 1990, s. 43-47.  
Szmygin B.: Semiotyka w analizie zabytków, Teza Komisji Urbanistyki i Architektury PAN t.XXVIII, Kraków, 1996, s. 141-145
- [6] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [7] PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenia ruchome mostów.
- [8] Karaś S.: Współczynniki dynamiczne obciążeń kolejowych w PN-EN 1991-2, Drogownictwo, 4/2011.
- [9] Bień J., Elfgrén L., Olofsson J.: European Integrated Research Project “Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives”(TIP-3-CT-2003-001653), 2007.
- [10] Karaś S., Krasnowski A.: High speed rail – the current challenge to Polish rail transport, Journal of KONES Powertrain and transport, 2012.
- [11] PN-82/S10052 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie.
- [12] Wołowicki W., Karlikowski J., Madaj A.: Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Zasady projektowania, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Poznańskiej, Poznań 2000, str. 88.



26. - 27. Próbne obciążenie