

Sławomir Grulkowski  
Zbigniew Kędra  
Władysław Koc  
Mirosław J. Nowakowski

# DROGI SZYNOWE



Copyright: Andrey Sorokin

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ



Sławomir Grulkowski  
Zbigniew Kędra  
Władysław Koc  
Mirośław J. Nowakowski

# DROGI SZYNOWE

GDAŃSK 2013

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO  
WYDAWNICTWA POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ  
*Janusz T. Cieśliński*

RECENZENT  
*Rafał Radomski*

REDAKTOR JĘZYKOWY  
*Agnieszka Frankiewicz*

PROJEKT OKŁADKI  
*Katarzyna Olszonowicz*

Wydano za zgodą  
Rektora Politechniki Gdańskiej

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej  
Gdańsk 2013

Publikacja dostępna tylko w wersji elektronicznej

Utwór nie może być powielany i rozpowszechniany, w jakiegokolwiek formie  
i w jakikolwiek sposób, bez pisemnej zgody wydawcy

**ISBN 978-83-7348-511-2**

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI GDAŃSKIEJ

Wydanie I. Ark. wyd. 15,7, ark. druku 16,75, 1031/647

---

---

## SPIS TREŚCI

1. CHARAKTERYSTYKA DRÓG SZYNOWYCH ( <i>Władysław Koc</i> ) .....	5
2. PODTORZE ( <i>Zbigniew Kędra</i> ) .....	7
2.1. Charakterystyka podtorza kolejowego .....	7
2.2. Rodzaje robót ziemnych .....	9
2.3. Przekroje poprzeczne podtorza .....	11
2.4. Obliczanie robót ziemnych .....	13
2.5. Zasady budowy podtorza .....	16
2.6. Odwodnienie podtorza .....	19
3. KOLEJOWA NA WIERZCHNIA PODSYPKOWA ( <i>Mirosław J. Nowakowski</i> ) .....	24
3.1. Charakterystyka nawierzchni .....	24
3.2. Elementy konstrukcyjne nawierzchni .....	26
3.3. Standardy konstrukcyjne nawierzchni .....	72
3.4. Konstrukcja toru kolejowego .....	74
4. KOLEJOWE NA WIERZCHNIE BEZPODSYPKOWE ( <i>Sławomir Grulkowski</i> ) .....	85
4.1. Rozwój nawierzchni niekonwencjonalnych .....	90
4.2. Podział nawierzchni niekonwencjonalnych i ich charakterystyka .....	94
5. POŁĄCZENIA I SKRZYŻOWANIA TORÓW ( <i>Mirosław J. Nowakowski</i> ) .....	127
5.1. Rodzaje połączeń i skrzyżowań torów .....	127
5.2. Obrotnice i przesuwnice .....	127
5.3. Rozjazdy i skrzyżowania torów .....	128
5.4. Kształtowanie węzłów torowych .....	154
6. PRZEJAZDY I PRZEJŚCIA ( <i>Zbigniew Kędra</i> ) .....	163
6.1. Charakterystyka przejazdów i przejść kolejowych .....	163
6.2. Widoczność na przejazdach i przejściach .....	166
6.3. Zasady projektowania przejazdów .....	168
6.4. Nawierzchnia na przejazdach .....	169
7. KSZTAŁTOWANIE UKŁADÓW GEOMETRYCZNYCH TORU ( <i>Władysław Koc</i> ) .....	187
7.1. Określanie parametrów ukształtowania poziomego trasy .....	187
7.2. Ukształtowanie toru w płaszczyźnie pionowej .....	207
7.3. Ukształtowanie toru w płaszczyźnie poprzecznej do jego osi .....	210
8. ZASTOSOWANIE TABORU Z WYCHYLNYM NADWOZIEM ( <i>Władysław Koc</i> ) .....	212
8.1. Założenia wyjściowe .....	213
8.2. Zależności teoretyczne dla krzywej przejściowej w postaci paraboli trzeciego stopnia .....	215

---

9. KOLEJE DUŻYCH PRĘDKOŚCI ( <i>Władysław Koc</i> ) .....	223
9.1. Budowa linii dużych prędkości .....	223
9.2. Wzrost prędkości pociągów .....	225
9.3. Europejskie uwarunkowania prawne i struktura ruchu .....	229
9.4. Przykład funkcjonowania kolei dużych prędkości .....	229
9.5. Nawierzchnia na kolejach dużych prędkości .....	232
10. UTRZYMANIE DRÓG SZYNOWYCH ( <i>Zbigniew Kędra</i> ) .....	237
10.1. Diagnostyka dróg szynowych .....	237
10.2. Naprawa dróg szynowych .....	257

## OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA DRÓG SZYNOWYCH

Symbolem jednego z podstawowych systemów transportowych stał się pewien element konstrukcyjny, występujący w nawierzchni kolejowej. Mowa tu o szynie, której kształt, wymiary i masa uformowały się w okresie wielu dziesięcioleci. Określenie „droga szynowa” jest powszechnie stosowane w nazewnictwie (w tłumaczeniu na różne języki), skala jego zastosowań jest bardzo szeroka. W Polsce przez długi okres konkurowało z nim (z powodzeniem) pojęcie „kolej”, które zresztą nadal jest używane.

Jeśli chodzi o infrastrukturę drogową, w Polsce powszechnie stosowano określenie „drogi żelazne” (związane więc pośrednio z szynami), następnie popularność uzyskały „drogi kolejowe”. Obecnie trwa ekspansja pojęcia „drogi szynowe”, obejmującego zarówno nawierzchnię kolejową, jak i tramwajową lub wykorzystywaną np. w wypadku metra. I trudno się temu dziwić, gdyż w każdym spośród wymienionych przypadków stosowane są szyny (zresztą w zdecydowanej większości „kolejowe”).

Wprowadzenie dróg szynowych wiązało się bezpośrednio z zastosowaniem maszyny parowej do celów transportowych. Występujące naciski pionowe wymuszały odpowiednio trwałą konstrukcję nawierzchni. I tak już pozostało do dzisiaj – pojazdy szynowe charakteryzują się znacznie większymi naciskami osiowymi, niż ma to miejsce w transporcie samochodowym.

Historia kolejnictwa sięga I połowy XIX wieku. Do końca tego stulecia na całym świecie trwał intensywny rozwój sieci dróg szynowych. Trzeba podkreślić, że w zakresie transportu lądowego nie istniała dla niej jakakolwiek realna konkurencja. Mimo to, notowano stały postęp w odniesieniu do osiąganey prędkości jazdy pociągów i tonażu przewożonych towarów, doskonalono konstrukcję parowozów i wzmacniano nawierzchnię. Pod koniec tego stulecia istniała już trakcja elektryczna, a prąd elektryczny wykorzystywano w urządzeniach zabezpieczenia ruchu kolejowego.

Sytuacja ta zaczęła się zmieniać z początkiem następnego wieku, gdy pojawił się samochód napędzany silnikiem spalinowym. Ekspansja transportu samochodowego trwała przez cały XX wiek. Transport kolejowy odegrał istotną rolę podczas obu wojen światowych, jednak od połowy stulecia zaczął następować jego regres – najpierw na Zachodzie, w Polsce zaś znacznie później (w latach 80.).

Chcąc jednak potraktować problematykę dróg szynowych całościowo, musimy się znowu cofnąć do XIX wieku. Już w połowie tego stulecia ten rodzaj nawierzchni wykorzystano w projektach szybkiej kolei miejskiej, której wersję podziemną zaczęto określać mianem „metra”. Właśnie tutaj znalazła swoje pierwsze zastosowanie trakcja elektryczna (przy

zasilaniu z trzeciej szyny). Własną sieć metra ma obecnie większość dużych miast i trudno sobie wyobrazić ich funkcjonowanie bez tego rodzaju transportu. Nie pojawiły się też nigdzie koncepcje dotyczące jego ograniczania.

W tym samym czasie drogi szynowe zostały wykorzystane w ulicznym transporcie miejskim. Pojawiły się konne tramwaje, które potem zostały zastąpione przez tramwaje zasilane prądem elektrycznym. Rozwój sieci tramwajowej w miastach trwał przez wiele lat i dopiero regres transportu kolejowego spowodował dyskusję nad sensem eksploatacji rozwiniętej infrastruktury tramwajowej.

Należy jeszcze wspomnieć o drogach szynowych należących do kolei tzw. użytku niepublicznego, a więc stanowiących własność dużych przedsiębiorstw produkcyjnych. Rozwijały się one od samego początku istnienia kolejnictwa, osiągając niekiedy imponujące rozmiary pod względem łącznej długości sieci. Były to m.in. koleje obsługujące transport na terenie kopalni, hut, portów, rafinerii i innych zakładów przemysłowych; np. cukrownie posiadały własną sieć kolejową (wąskotorową) służącą komunikacji z plantatorami. Znaczna część tej infrastruktury przestała już istnieć, zlikwidowano większość bocznic kolejowych, decydując się na transport samochodowy. Jednak w wielu miejscach układy torowe pozostały; przykładowo, trudno sobie wyobrazić nabrzeże portowe bez torów kolejowych.

Żywiłowy rozwój transportu samochodowego spowodował poważne problemy w krajach Zachodu. Zdano sobie sprawę z jego uciążliwości, a ogromna liczba ofiar wypadków drogowych zaczęła budzić przerażenie. Ponownie zwrócono się w stronę transportu szynowego, wprowadzając w nim rozwiązania nowej generacji. Pierwsze linie kolejowe dużych prędkości oddano do eksploatacji już w latach 60. XX wieku w Japonii; w Europie Zachodniej nastąpiło to w latach 80. Od tego czasu utrzymuje się – w skali światowej – stała tendencja do budowy wciąż nowych linii, a zakładane w tym zakresie plany są naprawdę imponujące.

Równolegle rozwija się transport szynowy w miastach. Nowoczesne tramwaje kursują po wydzielonych torowiskach, wypierając z centrów miast ruch samochodowy. Jednocześnie zaciera się granica pomiędzy ruchem tramwajowym i kolejowym. Coraz częściej wykorzystywany tabor dwusystemowy może kursować zarówno po torach tramwajowych, jak i kolejowych. Następuje integracja tych rodzajów transportu, co niewątpliwie umożliwi uniwersalną konstrukcję drogi szynowej.

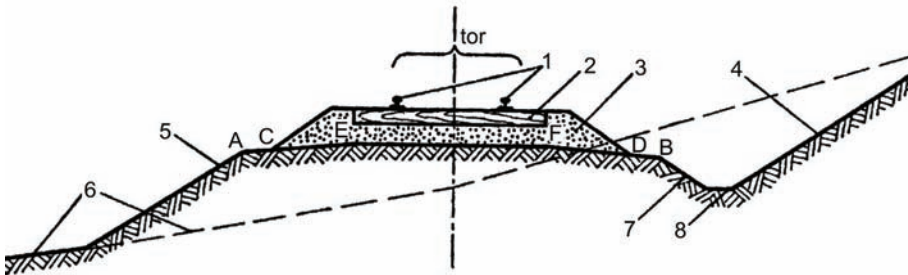
W Polsce wciąż jeszcze utrzymuje się tendencja do rozwoju infrastruktury transportu samochodowego, przy czym największe znaczenie przypisuje się programowi budowy autostrad. Jesteśmy w tym zakresie bardzo opóźnieni w stosunku do państw Zachodu, jednak rezygnacja z unowocześnienia transportu szynowego będzie jeszcze bardziej pogłębiać to zapóźnienie. Niewątpliwie, należy nadal budować autostrady i drogi szybkiego ruchu, jednak brak naszej przynależności do rodziny krajów budujących koleje dużych prędkości stanowiłby bardzo poważny problem cywilizacyjny. Na szczęście podjęte ostatnio działania pozwalają patrzeć na tę kwestię w sposób bardziej optymistyczny.



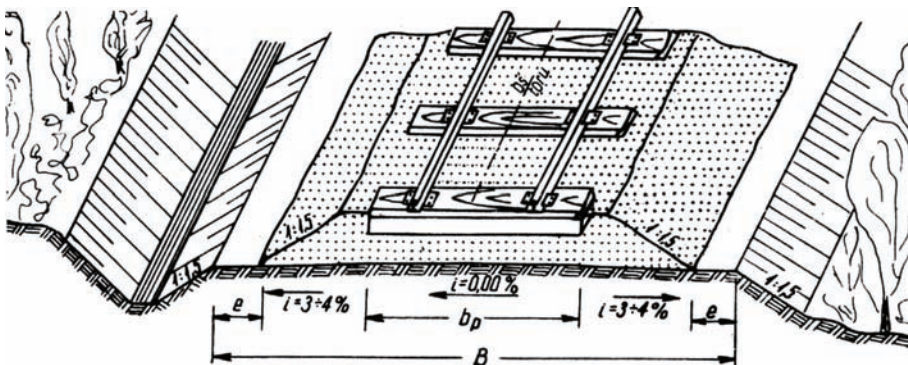
## PODTORZE

### 2.1. Charakterystyka podtorza kolejowego

Podtorze kolejowe (rys. 2.1, 2.2) to budowla gruntowa wykonana jako nasyp lub przekop wraz z urządzeniami ją zabezpieczającymi, ochraniającymi i odwadniającymi, podlegająca oddziaływaniom eksploatacyjnym, wpływom klimatycznym oraz wpływom podłoża gruntowego zalegającego bezpośrednio pod podtorzem i w jego najbliższym otoczeniu [2, 3].



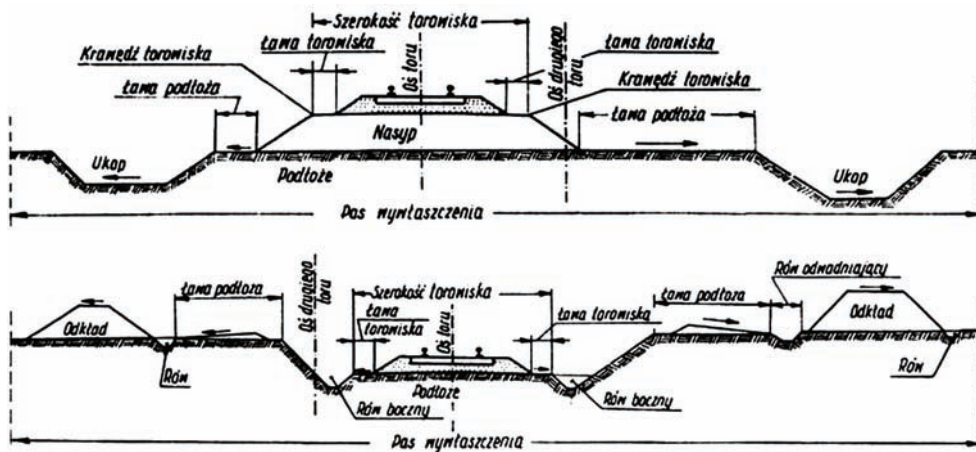
Rys. 2.1. Przekrój podtorza i nawierzchni [8]: 1 – szyny; 2 – podkłady; 3 – podsypka; 4 – skarpa przekopu; 5 – skarpa nasypu; 6 – stok terenu; 7 – skarpa rowu; 8 – dno rowu; AB – torowisko; AC i DB – ława torowiska



Rys. 2.2. Podtorze kolejowe [6]: B – szerokość torowiska; e – szerokość ławy torowiska;  $b_p$  – długość podkładu

Zadaniem podtorza jest przejście statycznych i dynamicznych nacisków kół taboru przenoszonych za pośrednictwem szyn, podkładów i podsypki. Podtorze powinno być dostatecznie wytrzymałe i trwałe oraz stanowić stateczną podstawę dla nawierzchni kolejowej.

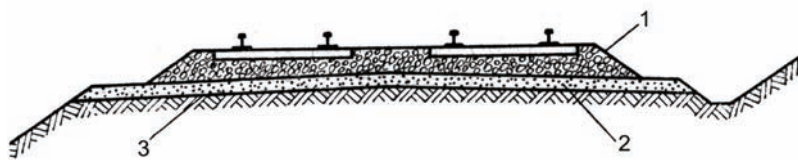
Na rysunku 2.3 przedstawiono elementy podtorza kolejowego na nasypie i w przekopie.



Rys. 2.3. Elementy podtorza kolejowego: a – w nasypie; b – w przekopie [6]

Podtorze kolejowe w procesie budowy i eksploatacji powinno zapewnić [3, 7]:

- wytrzymałość wymaganą dla danej kategorii linii;
- mniejsze od dopuszczalnych odkształcenia trwałe i sprężyste powstające w wyniku oddziaływań dynamicznych;
- wymiary torowiska odpowiadające danej kategorii linii i niezmienny kształt bez względu na wpływ klimatu i oddziaływań eksploatacyjnych;
- możliwość łatwego, także zmechanizowanego prowadzenia robót podtorzowych oraz innych prac wykonywanych w jego obrębie (robót nawierzchniowych, trakcyjnych, teletechnicznych itp.);
- minimalizację kosztów budowy i eksploatacji, bez pogarszania walorów użytkowych;
- minimalne zakłócenia w krajobrazie i środowisku (zanieczyszczenie środowiska, pogorszenie warunków życia i pracy na obszarach przyległych).



Rys. 2.4. Przekrój poprzeczny podtorza z pokryciem ochronnym [6]:

1 – podsypka; 2 – warstwa ochronna; 3 – torowisko

Dostateczną nośność i sztywność górnej części podtorza uzyskuje się, budując ją z gruntów niespoistych niezawierających więcej niż 20% cząstek mniejszych od 0,1 mm,

albo zabezpieczając miejscowe grunty spoiste odpowiednimi pokryciami ochronnymi (rys. 2.4), tak aby [4]:

- w żadnym punkcie przekroju poprzecznego tej części podczas eksploatacji nie występowały siły przekraczające naprężenia dopuszczalne dla wbudowanych gruntów;
- moduł odkształcenia torowiska określony metodą próbnych obciążeń nie był mniejszy od modułu podanego w tablicy 2.1.

**Tablica 2.1**

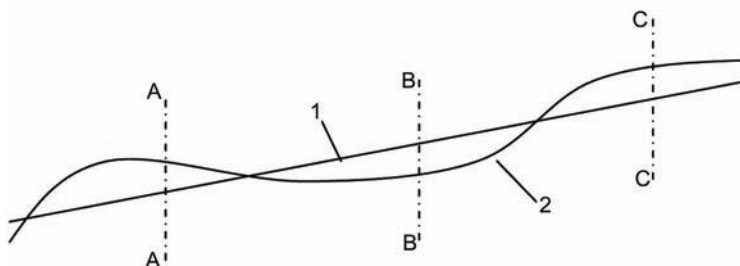
Minimalne wartości modułu odkształcenia podtorza  $E_0$  [Mpa] [4]

Prędkość $V_{\max}$ [km/h]	Należenie przewozów $T$ [g/rok]			
	$T > 25$	$10 < T < 25$	$3 < T < 10$	$T < 3$
$120 < V_{\max} < 160$	120 (100)	120 (80)	100 (65)	90 (60)
$80 < V_{\max} < 120$	120 (95)	110 (75)	90 (60)	80 (*)
$60 < V_{\max} < 80$	120 (80)	100 (70)	80 (*)	70 (*)
$V_{\max} < 60$	120 (85)	100 (60)	80 (*)	60 (*)

Uwaga: Wartości przed nawiasami dotyczą linii nowo budowanych i modernizowanych, wartości w nawiasach dotyczą linii eksploatowanych. (\*) oznacza, że wartości tej się nie określa.

## 2.2. Rodzaje robót ziemnych

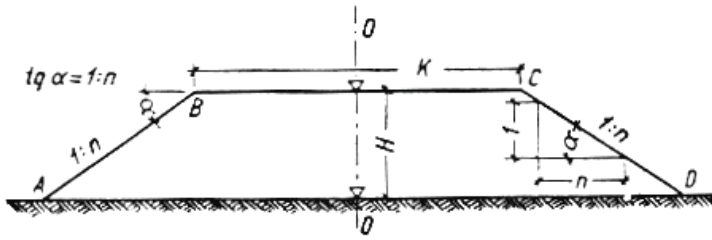
Torowisko ziemne może się wznosić ponad naturalną powierzchnię terenu lub być usytuowane poniżej tej powierzchni (rys. 2.5).



Rys. 2.5. Profil linii kolejowej: 1 – niweleta; 2 – naturalne ukształtowanie terenu; AA, CC – przekrój w przekopie; BB – przekrój w nasypie

Z tego względu w robotach ziemnych budowlę dzieli się na nasypy i przekopy [4]. W nasypie rozróżnia się (rys. 2.6):

- oś – linia O-O;
- koronę nasypu (torowisko), którą stanowi jego powierzchnia górna – linia BC;
- podstawę nasypu, tj. jego powierzchnię dolną – linia AD;
- skarpy nasypu, czyli powierzchnie boczne – linie AB i CD.

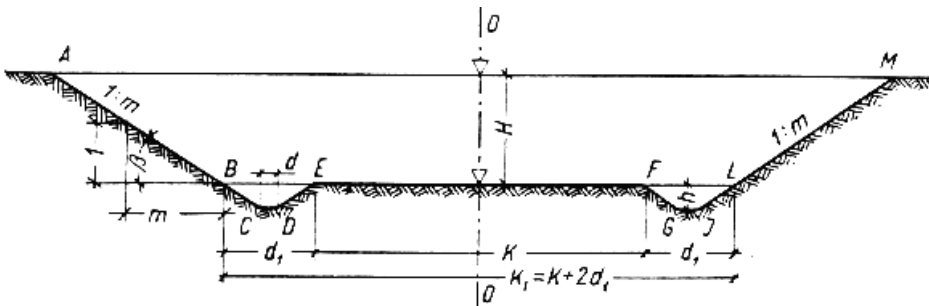


Rys. 2.6. Przekrój poprzeczny w nasypie [1]

Linie przecięcia się powierzchni skarp nasypu z powierzchnią korony nazywa się krawędziami korony (punkty B i C), linie przecięcia się skarp nasypu z powierzchnią terenu nazywamy zaś krawędziami podstawy nasypu (punkty A i D).

Charakterystycznymi wielkościami przekroju torowiska ziemnego w nasypie są:

- wysokość  $H$  nasypu, którą określono jako różnicę rzędnych punktów osiowych torowiska i podstawy nasypu;
- szerokość  $K$  korony nasypu (torowiska);
- wartość tangensa kąta pochylenia  $\alpha$  skarp nasypu w stosunku do poziomu, którą określono jako stosunek wysokości skarpy do jej podstawy.



Rys. 2.7. Przekrój poprzeczny w przekopie [1]

Rysunek 2.7 przedstawia przekrój poprzeczny torowiska ziemnego w przekopie. Na przekroju tym rozróżnia się:

- oś pionową wykopu – linia O-O;
- powierzchnie korony wykopu (torowiska) – linia EF (korona wykopu jest zwykle ograniczona obustronnie rowami bocznymi – trapezy BCDE i FGJL);
- powierzchnie boczne wykopu – linie AC oraz JM, które nazwano skarpami zewnętrznymi przekopu, przy czym odcinki BC oraz JL tych skarp nazwano skarpami zewnętrznymi rowów bocznych;
- powierzchnie boczne, przedstawione na rysunku liniami DE i FG, są skarpami wewnętrznymi rowów bocznych;
- powierzchnię dolną rowów bocznych (linie CD i GJ) – dno rowu.

Linie przecięcia na powierzchni skarp wewnętrznych rowów bocznych z powierzchnią korony stanowią krawędź korony wykopu (punkty E i F); linie przecięcia się powierzchni skarp zewnętrznych wykopu z powierzchnią terenu są krawędziami górnymi wykopu

(punkty A i M); linie przecięcia się powierzchni skarp rowu z powierzchnią jego dna nazywa się krawędziami dna rowu (punkty C i D oraz G i J).

Przekrój torowiska ziemnego w przekopie ma następujące zasadnicze wymiary:

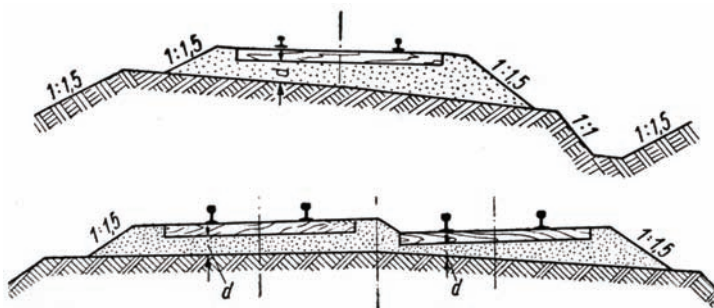
- głębokość  $H$  – różnica rzędnych punktów osiowych powierzchni terenu i korony wykopu;
- szerokość  $K$  torowiska;
- wartość tangensa kąta pochylenia skarp zewnętrznych oraz skarp rowów bocznych;
- wymiary rowów bocznych, czyli szerokość dna  $d$ , głębokość  $h$  liczona od krawędzi korony wykopu oraz wartości tangensów kątów pochylenia skarp zewnętrznych i wewnętrznych.

### 2.3. Przekroje poprzeczne podtorza

Przekrojem poprzecznym trasy w danym punkcie nazywa się rzut jej torowiska ziemnego na płaszczyznę pionową, prostopadłą do osi podłużnej trasy w planie (rys. 2.8). Na odcinkach krzywoliniowych trasy ta płaszczyzna rzutu jest skierowana wzdłuż promienia krzywizny trasy w danym punkcie.

Na przekrojach poprzecznych trasy przedstawia się kształty torowiska, pokazując linię terenu, położenie i wymiary rowów odwadniających oraz – w miarę potrzeby – zaznacza się położenie i kształty innych elementów konstrukcyjnych, np. murów oporowych itp.

Wymiary geometryczne podtorza należy dostosować do wymagań eksploatacyjnych z zachowaniem warunków obowiązującej skrajni budowli, przy czym ze względu na przewidywany zasięg maszyn do napraw podtorza nie należy lokalizować żadnych urządzeń podziemnych w strefie co najmniej 2,20 m w obie strony od osi toru i do głębokości co najmniej 1,50 m od główki szyny w głąb podtorza [3].



Rys. 2.8. Przekrój poprzeczny linii jedno- i dwutorowej [5]

Rozróżnia się dwa rodzaje przekrojów poprzecznych trasy:

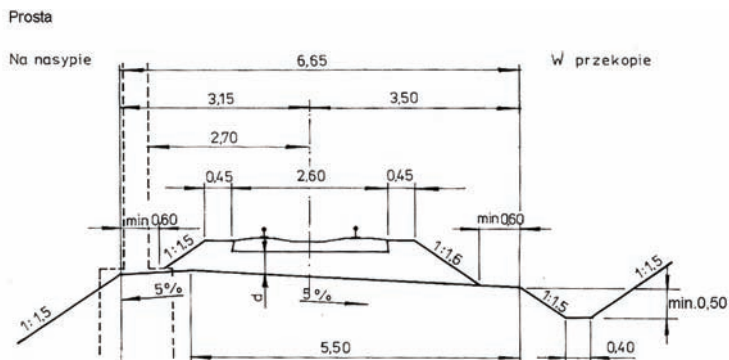
- przekroje normalne;
- przekroje do obliczenia objętości robót ziemnych.

Przekrojami normalnymi nazywa się typowe przekroje poprzeczne torowiska ziemnego, stosowane na całej długości trasy lub na poszczególnych jej odcinkach.

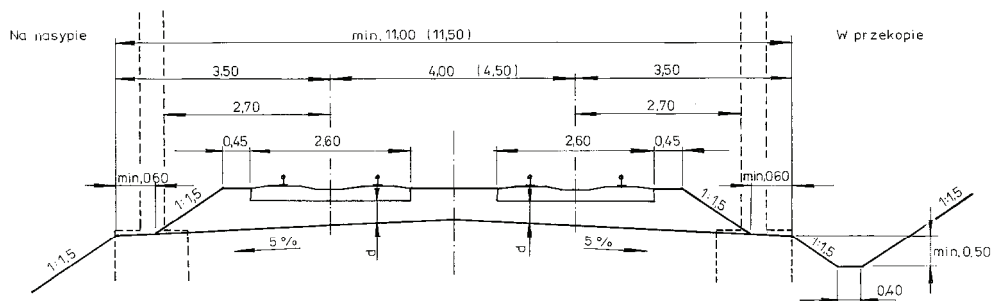
Na przekrojach normalnych pokazuje się zasadnicze kształty oraz wymiary torowiska ziemnego. Przekroje te rysuje się zazwyczaj w skali 1:50 lub 1:100 z zaznaczeniem, na których odcinkach trasy dany typ przekroju ma być zastosowany. Określa się również za-

sadnicze wymiary poprzeczne trasy, tj. szerokość podstawy nasypu, pochylenie skarp, szerokość pasa terenu przeznaczanego na projektowaną linię komunikacyjną itp.

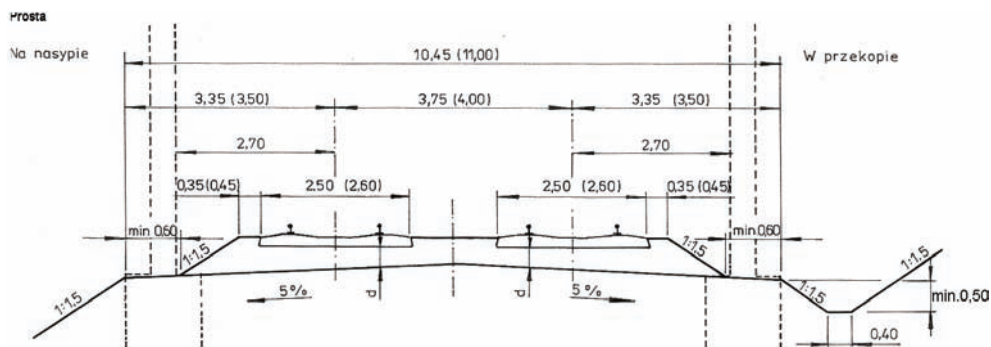
Przykładowe przekroje poprzeczne normalne (typowe) przedstawiono na rysunkach 2.9–2.12.



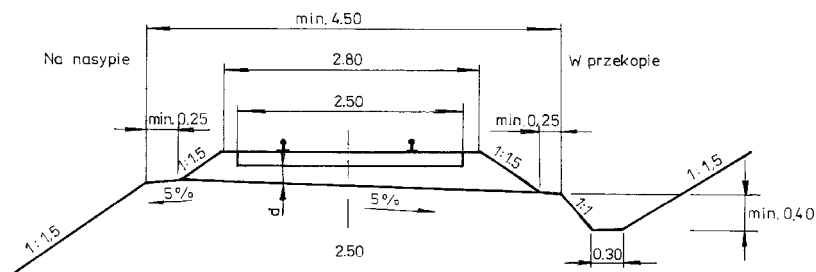
Rys. 2.9. Przekrój normalny linii jednotorowej magistralnej i pierwszorzędnej:  $d$  – grubość warstwy podsypanki pod podkładami w zależności od klasy toru [3]



Rys. 2.10. Przekrój normalny linii dwutorowej magistralnej i pierwszorzędnej [3]

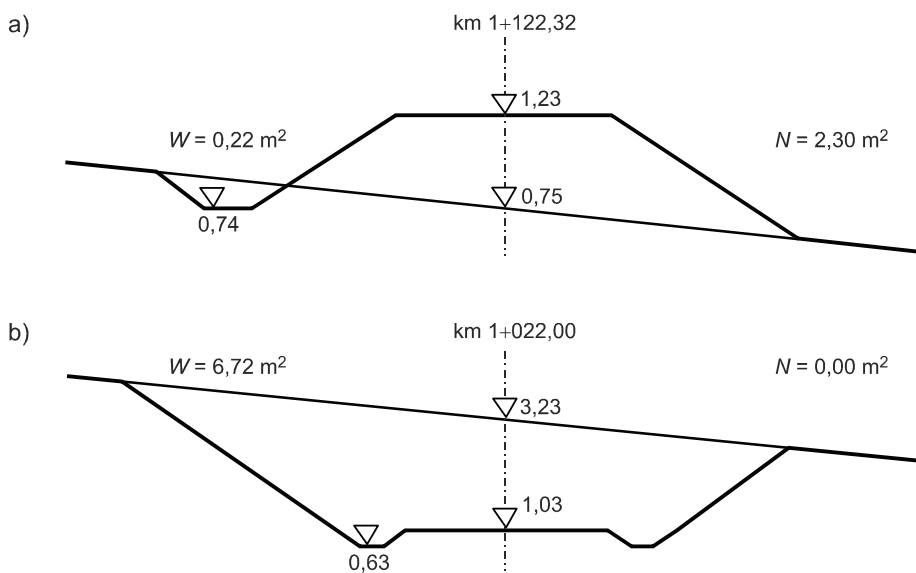


Rys. 2.11. Przekrój normalny linii dwutorowej drugorzędnej [3]



Rys. 2.12. Przekrój normalny linii jednotorowej znaczenia miejscowego [3]

Przekroje poprzeczne do obliczenia objętości robót ziemnych rysuje się w miejscach charakterystycznych danej trasy na podstawie jej przekroju podłużnego. Na przekrojach tych (rys. 2.13) nie powtarza się podstawowych wymiarów pokazanych na przekrojach normalnych, zaznaczamy natomiast tylko te wymiary, które charakteryzują dany przekrój, np. rzędne terenu i rzędne niwelety w osi trasy, wymiary oraz dane charakteryzujące kształt linii terenu.



Rys. 2.13. Przekroje poprzeczne charakterystyczne: a) nasyp; b) przekop

## 2.4. Obliczanie robót ziemnych

Roboty ziemne są bardzo pracochłonne, ich objętość przy budowie linii kolejowych może wynosić dziesiątki i setki tysięcy metrów sześciennych, a koszt ich wykonania dochodzi do kilkudziesięciu procent ogólnego kosztu budowy. Z tego też względu projektowanie robót ziemnych powinno być wykonane z pełną znajomością zagadnienia, to znaczy poprawnie technicznie i ekonomicznie uzasadnione. Wykonanie robót ziemnych wymaga

właściwej organizacji i mechanizacji wydobywania, transportu oraz budowy nasypów i przekopów [6].

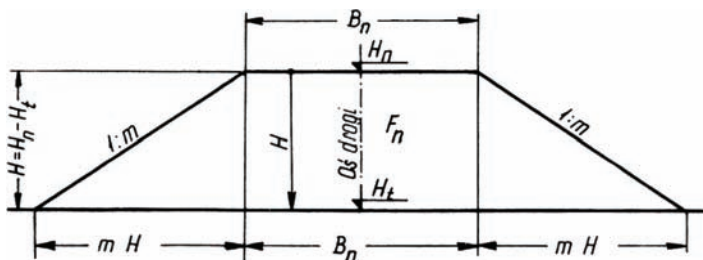
Jednym z zagadnień związanych z opracowaniem projektu robót ziemnych jest ustalenie objętości gruntu przewidzianego do wydobycia z wykopów na trasie lub z rezerw bocznych i przeznaczonego do przewiezienia na nasypy lub na odkłady. Podstawą do obliczania objętości robót ziemnych jest ich projekt wstępny lub techniczny, tj. przekrój podłużny i przekroje poprzeczne trasy.

Rozróżnia się dokładne metody obliczenia objętości robót ziemnych oraz sposoby przybliżone. Stopień dokładności obliczenia objętości robót ziemnych zależy przede wszystkim od stopnia zgodności danych projektowanych, przyjętych za podstawę do obliczenia tej objętości, z rzeczywistymi danymi terenowymi oraz od przyjętej metody obliczenia.

Metoda przybliżona polega na obliczeniu powierzchni przekrojów poprzecznych z profilu podłużnego linii kolejowej. Jeden ze sposobów zakłada, że teren u podstawy nasypu jest poziomy, a rowy odwadniające o stałej powierzchni występują tylko w przekopie.

Przy takim założeniu powierzchnię przekroju poprzecznego oblicza się z wzorów:

a) nasyp (rys. 2.14):



Rys. 2.14. Przekrój poprzeczny nasypu [6]

$$F_n = B_n H + 2 \left( \frac{1}{2} m H H \right) = B_n H + m H^2 \quad (2.1)$$

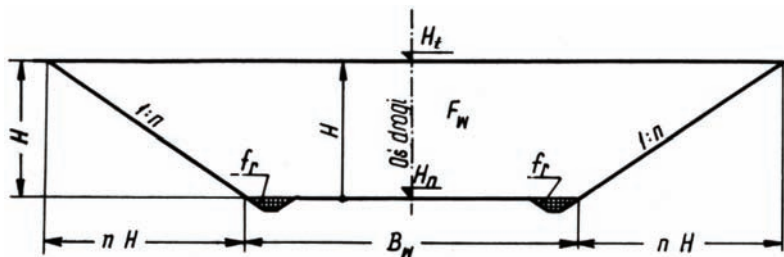
gdzie:  $F_n$  – powierzchnia przekroju poprzecznego nasypu [ $m^2$ ];

$B_n$  – szerokość torowiska [m];

$H$  – wysokość nasypu z profilu podłużnego [m];

$1:m$  – pochylenie skarpy nasypu.

b) przekop (rys. 2.15):



Rys. 2.15. Przekrój poprzeczny przekopu [6]



$$F_w = B_w H + 2 \left( \frac{1}{2} n H H \right) + 2 f_r = B_w H + n H^2 + 2 f_r \quad (2.2)$$

gdzie:  $F_w$  – powierzchnia przekroju poprzecznego wykopu [m<sup>2</sup>];  
 $H$  – głębokość przekopu z profilu podłużnego [m];  
 $B_w$  – szerokość przekopu na wysokości krawędzi torowiska [m];  
 $n$  – pochylenie skarp przekopu;  
 $f_r$  – powierzchnia przekroju poprzecznego rowu [m<sup>2</sup>].

Objętości przekopów oraz objętości nasypów oblicza się oddzielnie. W celu określenia granic wykopów i nasypów ustala się położenie tzw. punktów zerowych, czyli punktów przecięcia się linii robót ziemnych z linią terenu, zarówno w przekroju podłużnym, jak i w przekrojach poprzecznych. Punkty te oznaczają przejścia z wykopu w nasyp.

W celu obliczenia objętości mas ziemnych między dwoma przekrojami korzysta się z wzoru:

$$V = \left( \frac{F_i + F_{i+1}}{2} - \frac{n(H_i + k_{i+1})^2}{6} \right) L \quad (2.3)$$

gdzie:  $V$  – objętość mas ziemnych między dwoma przekrojami [m<sup>3</sup>];  
 $F_i, F_{i+1}$  – powierzchnia sąsiednich przekrojów poprzecznych [m<sup>2</sup>];  
 $H_i, H_{i+1}$  – wysokość przekrojów poprzecznych [m];  
 $L$  – odległość między przekrojami [m].

W budownictwie liniowym praktycznie objętość mas ziemnych oblicza się najczęściej z uproszczonego wzoru:

$$V = \frac{F_i + F_{i+1}}{2} L \quad (2.4)$$

Łatwo zauważyć, że za pomocą wzoru uproszczonego oblicza się objętość robót ziemnych z pewnym nadmiarem, a w celu uzyskania większej dokładności należy zagęścić przekroje poprzeczne.

Obliczone powierzchnie przekrojów poprzecznych można przedstawić graficznie w prostokątnym układzie współrzędnych (rys. 2.16a), gdzie:

- na osi poziomej nanosi się kilometraż trasy oraz odległości poszczególnych przekrojów poprzecznych;
- na osi pionowej odkłada się powierzchnie przekrojów poprzecznych ( $F_i$ ): znak (+) – przekopy, (–) – nasypy.

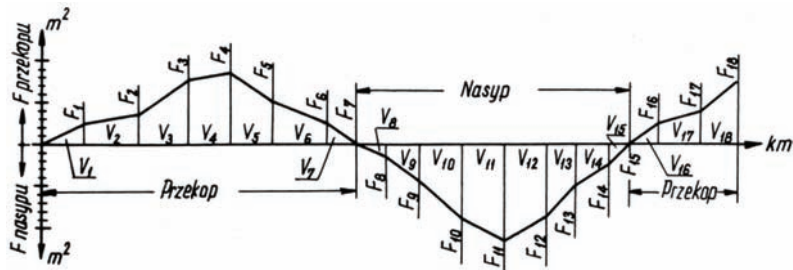
Po połączeniu rzędnych powierzchni przekrojów poprzecznych odcinkami prostymi otrzymuje się wykres powierzchni tej trasy, a powierzchnia figur płaskich na tym wykresie odpowiada objętości robót ziemnych ( $V_i$ ).

Na rysunku 2.16b przedstawiono wykres sumowanej objętości robót ziemnych. Wykres ten ma następujące właściwości [6]:

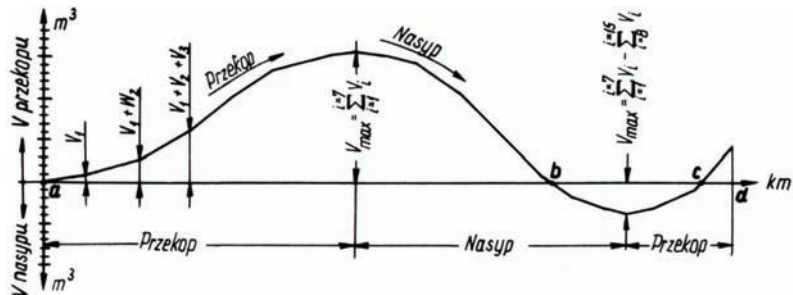
- każda rzędna na wykresie sumowanej objętości oznacza sumę algebraiczną robót ziemnych od początku profilu podłużnego;
- wznosząca się część krzywej sumowanej objętości oznacza przekopy, opadająca zaś – nasypy;
- maksymalne punkty krzywej (min, max) oznaczają punkty zerowe (przejście z nasypu w przekop i odwrotnie);

- łagodne pochylenie krzywej oznacza niewielkie roboty ziemne i odwrotnie – duże pochylenie to duże roboty ziemne;
- przekroje w punkcie b, c oznaczają miejsca, gdzie suma robót ziemnych równa jest zero.

a)



b)



Rys. 2.16. Wykres przekrojów poprzecznych i objętości przekopów i nasypów [6]:  
a) wykres powierzchni i objętości; b) wykres sumowanej objętości

W praktyce obliczenie powierzchni i objętości robót ziemnych wykonuje się na specjalnych arkuszach kalkulacyjnych, a następnie rysuje się wykres sumarycznej objętości mas ziemnych, na którym przedstawia się ich rozdział i transport.

## 2.5. Zasady budowy podtorza

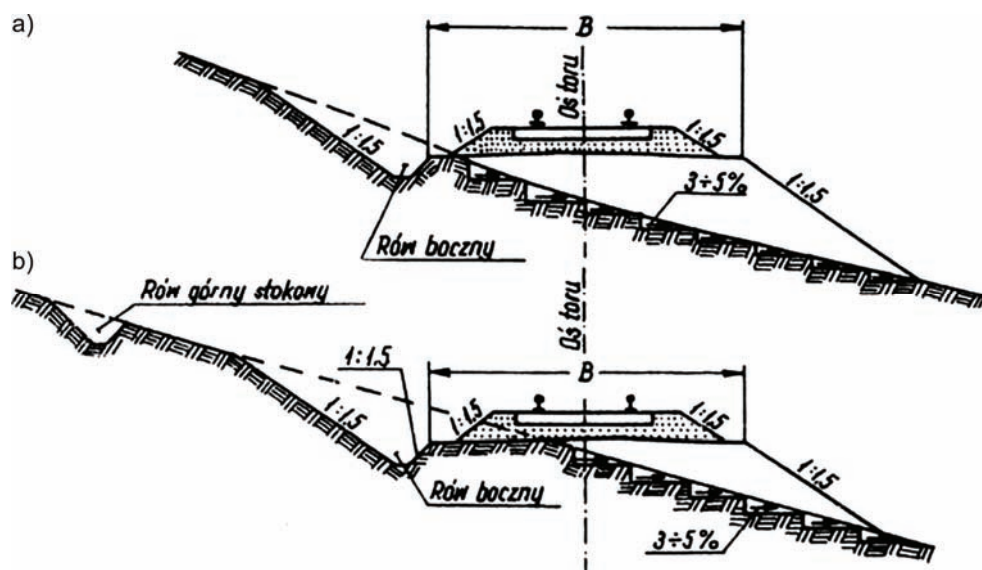
Grunty do budowy podtorza muszą spełniać określone wymagania stawiane materiałom stosowanym do budowy górnych warstw podtorza. Przy poszukiwaniu gruntów i materiałów do budowy (naprawy) podtorza należy w pierwszej kolejności rozważyć przydatność gruntów miejscowych (w tym odzyskanych z przekopów oraz gruntów uzdatnionych), w następnej kolejności odpadów przemysłowych, na końcu gruntów z dodatkowych ukopów.

W zależności od miejsca wbudowania do gruntów przydatnych bez zastrzeżeń można zaliczyć [2, 4]:

1. Na dolne warstwy nasypów poniżej 1,2 m od torowiska:
  - a) rozdrobnione skały i materiały gruboziarniste twarde i średnio twarde;
  - b) żwiry i pospółki, również gliniaste;
  - c) piaski grubo-, średnio- i drobnoziarniste naturalne i łamane;
  - d) piaski gliniaste, gliny piaszczyste morenowe;

- e) żużle wielkopieczowe i inne metalurgiczne ze starych hałd;
- f) odsiewki kamienne.
2. Na górne warstwy nasypów do głębokości 1,2 m poniżej torowiska:
  - a) żwiry i pospółki (również lekko gliniaste);
  - b) piaski grubo-, średnio- i drobnoziarniste;
  - c) odsiewki kamienne (czyste).
3. W przekopach grunty zalegające do głębokości 1,2 m od powierzchni torowiska:
  - a) żwiry i pospółki (również gliniaste);
  - b) piaski grubo-, średnio-, i drobnoziarniste.

Przy budowie nasypów należy zwrócić uwagę na pewne i trwałe położenie nasypu na powierzchni terenu. Powierzchnia ta powinna być pozioma lub tylko nieznacznie pochylona, a przy większym pochyleniu należy zabezpieczyć nasyp przed zsunięciem się po terenie. Przy pochyleniach terenu większym od 1:5 nasypy zabezpiecza się poprzez wycinanie w gruncie pod nasypem stopni o szerokości 1–2 m z pochyleniem 1:10 w kierunku pochyłości terenu (rys. 2.17).



Rys. 2.17. Zabezpieczenie nasypu na terenie o dużym pochyleniu [5]

Skarpy podtorza muszą mieć pochylenie zapewniające stateczność. Szczególnej anali-  
zy wymagają skarpy o wysokościach większych od:

- a) 12 m w gruntach kamienistych, żwirowych, pospółkach;
- b) 8 m w gruntach piaszczystych i piaszczysto-gliniastych;
- c) 6 m w gruntach gliniastych i ilastych oraz na obszarach objętych eksploatacją górnictw  
i na terenie osuwiskowym.

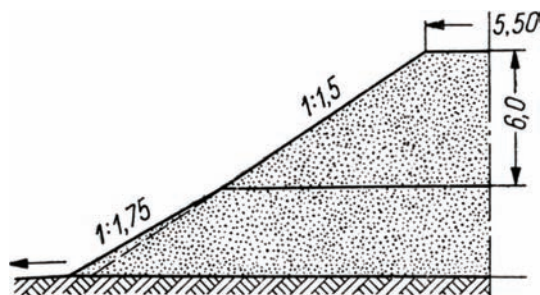
Dla skarp o mniejszych wysokościach typowe pochylenia można przyjmować [4]:

1. W nasypie:
  - a) piaski gliniaste drobne i pylaste, grunty kamienne, żwiry, piaski grube i średnie,  
pospółki – 1:1,5 (1:1,75 – w rejonach nadmiernie zawilgoconych);

- b) piaski bardzo drobne równoziarniste (w tym również piaski wydymowe) – 1:2;  
 c) odłamki skalne odporne na wietrzenie – 1:1,3.
2. W przekroju:
- a) grunty piaszczyste i piaszczysto-gliniaste kamieniste, żwirowe, pospółki – 1:1,5;  
 b) skały odporne na wietrzenie (lite i mało spękane) – 1:0,2.

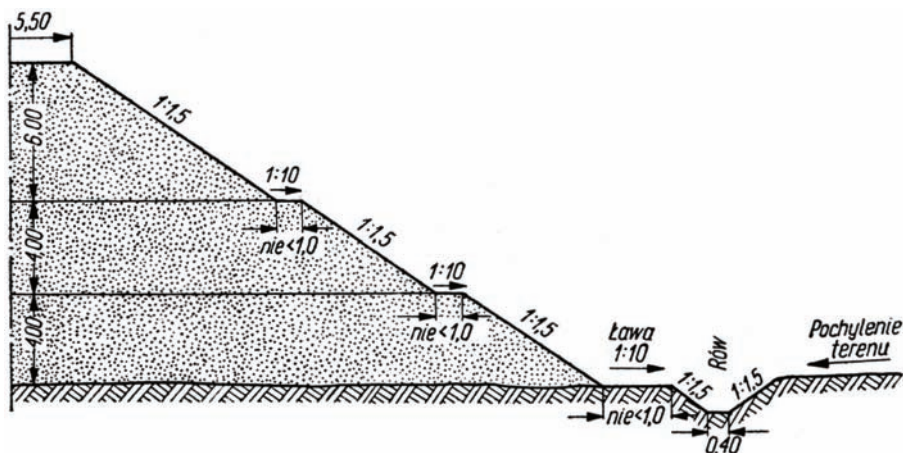
W przypadku budowy nasypów wysokich najczęściej stosuje się dwie metody ich zabezpieczenia:

- poprzez zmianę pochylenia skarp – pochylenie dolnej części skarpy jest łagodniejsze o 0,25 (rys. 2.18);



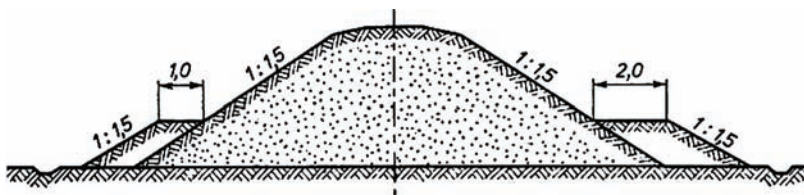
Rys. 2.18. Skarpa nasypu o zmiennym pochyleniu [5]

- poprzez zastosowanie ławy – wykonuje się stopnie o szerokości co najmniej 1 m i pochyleniu 1:10 (rys. 2.19).



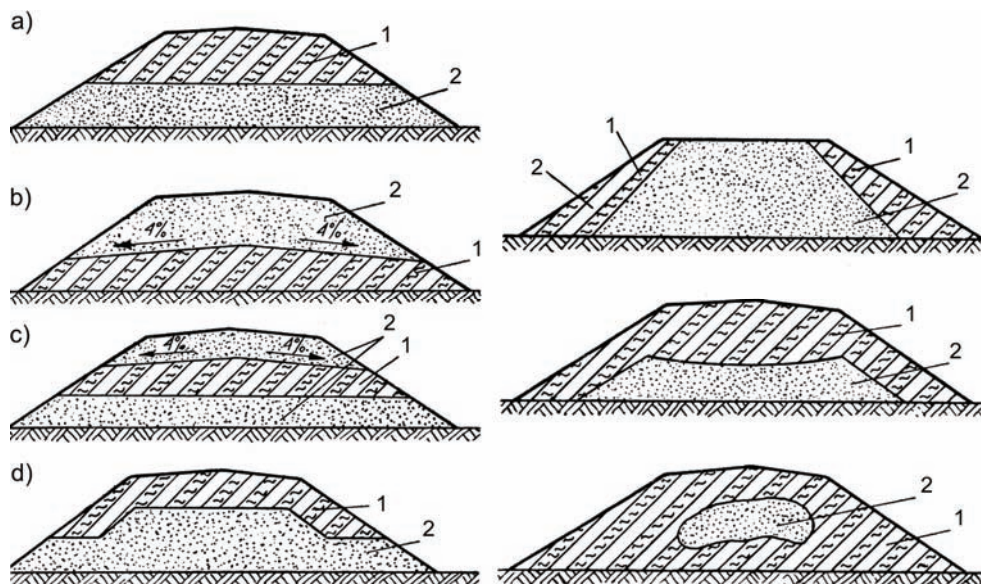
Rys. 2.19. Skarpa nasypu z ławami [5]

Gdy jest nadmiar gruntu wydobytego z przekopów, który nadaje się do budowy nasypu, stosuje się boczne ławy, czyli przypory boczne u podstawy nasypu. Szerokość przypory wynosi 1–5 m, (rys. 2.20).



Rys. 2.20. Nasyp z przyporami [5]

Budowę nasypów prowadzi się zwykle warstwami, których grubość zależy od rodzaju gruntu i metody jego zagęszczania. Grunty stosowane do budowy nasypów w zależności od stopnia przepuszczalności wody należy odpowiednio rozmieścić w nasypie. Przykłady prawidłowego rozmieszczenia gruntów przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych przedstawia rysunek 2.21.



Rys. 2.21. Rozmieszczenie gruntu w nasypach [5]: z lewej strony prawidłowo, z prawej nieprawidłowo. 1 – grunt nieprzepuszczalny; 2 – grunt przepuszczalny

## 2.6. Odwodnienie podtorza

Odwodnieniu podlegają wszystkie budowle i urządzenia kolejowe, a w zakresie podtorza odwodnienie obejmuje [4]:

- właściwe ułożenie przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych gruntów w budowlach wraz z nadaniem jej odpowiedniego kształtu;
- wbudowanie niezbędnych urządzeń odwadniających.

Grunty i inne materiały powinny być wbudowywane w podtorze w taki sposób, aby możliwe było:

- odprowadzenie, a w razie potrzeby także przepuszczanie niewielkich ilości wód opadowych spływających po powierzchni terenu lub podtorza;
- odprowadzenie wód infiltrujących w podtorze i niedopuszczenie do ponownej ich infiltracji;
- niedopuszczenie do podsiąkania wód podziemnych.

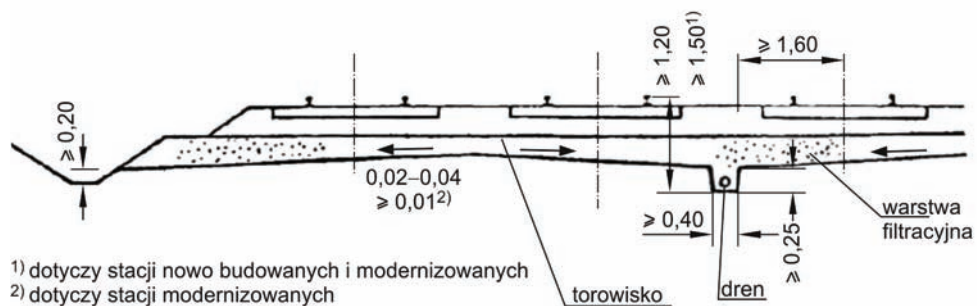
Sposoby odwadniania i stosowane w tym celu konstrukcje dobiera się na podstawie wyników badań i analiz, biorąc pod uwagę przewidywaną skuteczność odwodnienia, jego koszty, możliwości technologiczne, materiałowe i utrzymaniowe, wpływ na środowisko itp. [4].

Elementami odwodnienia podtorza są:

- drenaże liniowe naziemne;
- drenaże liniowe podziemne do odwodnienia powierzchniowego i głębokiego wraz z siecią odprowadzającą i urządzeniami pomocniczymi;
- drenaże skarpowe;
- drenaże płytowe;
- drenaże pionowe;
- urządzenia specjalne i pomocnicze.

Owadnianie należy traktować jako jeden z podstawowych sposobów zwiększania wytrzymałości gruntów i stateczności podtorza. Podtorze odwadnia się w zasadzie powierzchniowo, tzn. kształtując odpowiednio jego powierzchnię i stosując w miarę potrzeby pokrycia filtracyjne i szczelne, rowy i płytkie drenaże podziemne (rys. 2.22). Wody gruntowe odprowadza się drenażami podziemnymi głębokimi, które nie zamarzają zimą.

Spływ wód powierzchniowych z torowiska na szlakach zapewnia się, stosując po-pręczne spadki torowisk równe 0,04–0,05 w kierunku skarp, bocznych rowów lub drenaży podziemnych.

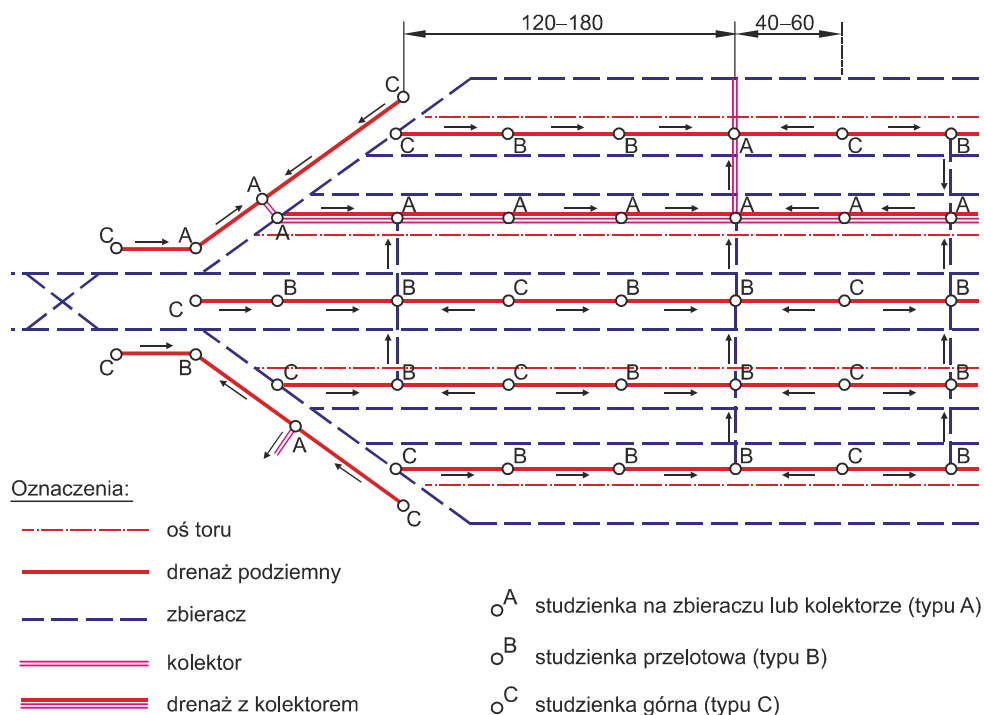


Rys. 2.22. Przekrój poprzeczny podtorza na stacji [4]

Rowy stosuje się do zbierania i odprowadzania wód powierzchniowych:

- we wszystkich przekopach;
- przy górnych krawędziach przekopów od strony napływających wód;
- przy nasypach o wysokości do 0,6 m;
- przy nasypach od strony dopływających wód;
- w celu przeprowadzenia wód powierzchniowych przez stację lub odprowadzenia ich poza podtorze;
- w celu niewielkiego obniżenia poziomu wód gruntowych.

Rowy o spadkach większych od 0,1 wyposaża się w progi, stopnie, kaskady, studnie wodospadowe albo zastępuje się je bystrotokami.

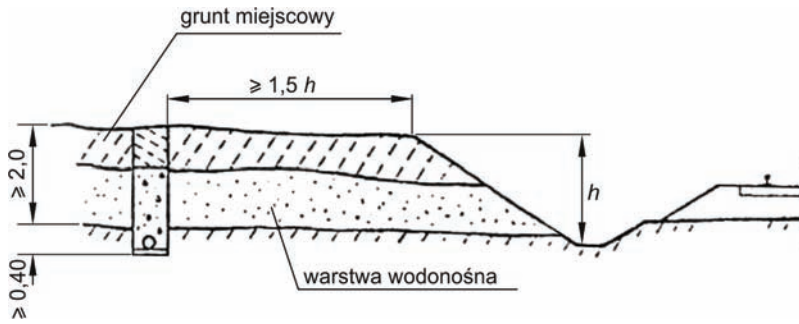


Rys. 2.23. Schematyczny plan sieci odwadniającej na stacji [4]

Drenaż ptkowy stosuje się zamiast row, gdy ich budowa nie jest wskazana ze względów eksploatacyjnych. Drenaż taki należy traktować jako podstawowe odwodnienie powierzchniowe szerokich równi stacyjnych i rozmieszcza na 2–4. midytorzu także wtedy, gdy grunty podtorza są przepuszczalne (rys. 2.23). Stosowania drenażu można zaniecha tylko w wypadku wyatkowo korzystnych warunków gruntowych. W uzasadnionych przypadkach zamiast ptkowego drenażu podziemnego można wykorzystywa rowy kryte.

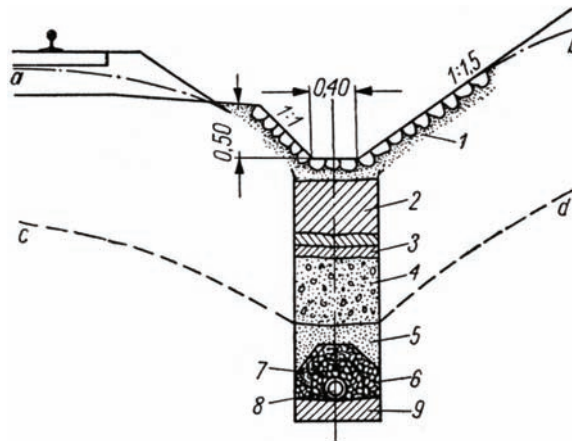
Drenaż podziemny gboki stosuje się tylko wtedy, gdy wody gruntowe niekorzystnie wpływają na podtorze lub wbudowane w nim urządzenia i nie można ich odprowadzi za pomocą urządzeń odwodnienia powierzchniowego, np.:

- gdy warstwy wodonośne są nachylone w stron przekopu (rys. 2.24) i zalegają nie gbiej niż 2 m od powierzchni terenu (jeśli gboko zalegania tych warstw jest większa, należy stosować raczej drenaż punktowy lub przyporowy);
- gdy warstwy wodonośne prowadz wod pod nasyp;



Rys. 2.24. Drenaż podziemny zupełny [4]

- przy osuszaniu górnych warstw podtorza w celu zapobiegania wysadzinom (w takim przypadku drenaż umieszcza się pod rowem lub zamiast rowu – rys. 2.25,
- przy osuszaniu terenów osuwiskowych,
- przy osuszaniu podłożu budynków i budowli inżynierskich.



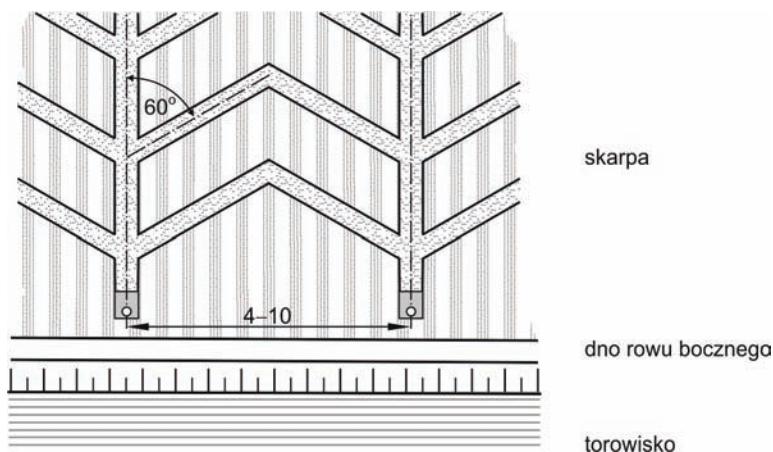
Rys. 25. Tradycyjny sącdek pod rowem bocznym [5]: *a, b* – poziom wód gruntowych; *cd* – krzywa depresji; 1 – wzmocnienie dna rowu; 2, 9 – ubita glina; 3 – warstwy darniny; 4 – pospółka; 5 – piasek gruboziarnisty; 6 – żwir drobny; 7 – tłuczeń; 8 – dren rowowy

Drenaż pionowy stosuje się, gdy:

- konieczne jest osuszenie przewilgoconych gruntów zalegających na dużych głębokościach;
- odwadniane grunty mają liczne przewarstwienia lub grunty warstw przypowierzchniowych są mniej przepuszczalne niż warstw dalszych;
- konieczne jest znaczne czasowe obniżenie wód gruntowych.

W przypadku erozji skarp i występowania płytkich wyluszczeń gruntu wskutek spływu wód opadowych i nieznacznych wypływów wód gruntowych oraz przemarzania gruntów stosuje się drenaż skarpowy płytki (sączi skarpowe) równomiernie rozłożony na zagrożonej powierzchni (rys. 2.26).





Rys. 2.26. Sączki skarpowe [4]

Obecnie w urządzeniach odwadniających zamiast klasycznych filtrów z gruntów często stosuje się włókniny filtracyjne.

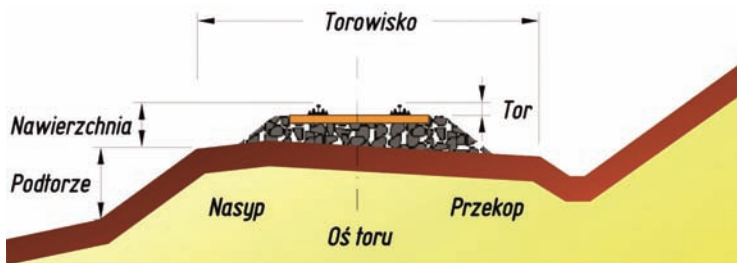
#### Literatura

- [1] Budownictwo komunikacyjne. Red. H. Bałuch. Warszawa: WAT 2001.
- [2] Cymel B., Kulczycki B.: Kolejowe budowle ziemne. Warszawa: WKiŁ 1987.
- [3] Id-1. Warunki techniczne utrzymania nawierzchni na liniach kolejowych. Warszawa: PKP PLK SA 2005.
- [4] Id-3. Instrukcja o utrzymaniu podtorza kolejowego. Warszawa: PKP PLK SA 2009.
- [5] Kaczorowski A., Krepski A.: Budowa i utrzymanie dróg kolejowych. Warszawa: WKiŁ 1965.
- [6] Lewinowski C., Zimnoch S.: Ogólne zasady projektowania robót ziemnych dróg samochodowych i kolejowych. Warszawa: PWN 1987.
- [7] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 10.09.98 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 151, 15.12.1998.
- [8] Sysak J.: Drogi kolejowe. Warszawa: PWN 1982.

## NAWIERZCHNIA PODSYPKOWA

### 3.1. Charakterystyka nawierzchni

Górna powierzchnia podtorza, tzw. torowisko, stanowi fundament, na którym układa się nawierzchnia kolejowa (rys. 3.1), będąca podstawowym elementem infrastruktury technicznej kolei. Ponieważ okres użytkowania nawierzchni wynosi najczęściej 20–30 lat (czasami nawet 50 lat), bardzo ważnym zagadnieniem jest wybór odpowiedniego systemu konstrukcyjnego, zapewniającego spełnienie zmiennych w czasie, najczęściej rosnących wymagań eksploatacyjnych.



Rys. 3.1. Przekrój poprzeczny drogi kolejowej na linii jednotorowej [9]

Zadania nawierzchni kolejowej obejmują zapewnienie bezpiecznego prowadzenia pojazdów po szynach oraz przyjmowanie oddziaływań dynamicznych od kół taboru i przekazywanie ich na podtorze.

Klasyczna nawierzchnia kolejowa (rys. 3.2) jest zbudowana z szyn, złączy, podkładów oraz podsypki.<sup>1)</sup> Ponadto do nawierzchni kolejowej zalicza się elementy dodatkowe stosowane w szczególnych przypadkach: opórki przeciwpęłne, prowadnice w łukach o małych promieniach, przyrządy wyrównawcze i odbojnice na mostach, rozjazdy oraz skrzyżowania torów itp.

Kolejne szyny, ułożone wzdłuż jednej osi (jedna za drugą), tworzą tok szynowy. Dwa toki szynowe, ułożone równolegle do siebie w ustalonej odległości, tworzą tor kolejowy. Tor kolejowy wraz z podkładami, do których jest przytwierdzony, tworzy ruszt torowy.

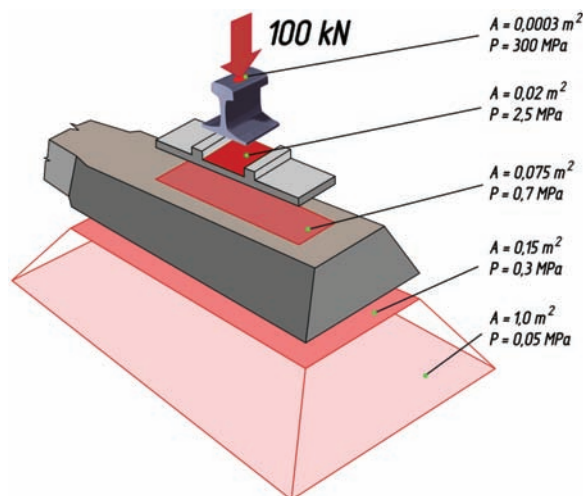
Tor kolejowy jest podstawowym elementem nośnym nawierzchni kolejowej. Jego układ geometryczny zapewnia bezpieczny ruch pojazdów szynowych.

<sup>1)</sup> W niektórych podręcznikach do konstrukcji tej zaliczana jest także warstwa ochronna.



Rys. 3.2. Nawierzchnia kolejowa wykonana z szyn szerokostopowych ułożonych na podkładach betonowych i podsypce tłuczniowej [16]

Przy konstruowaniu nawierzchni kolejowej należało wziąć pod uwagę, że stanowi ona drogę dla pojazdów poruszających się z prędkościami przekraczającymi obecnie 300 km/h, których statyczne naciski wynoszą najczęściej 170 kN/oś dla pociągów pasażerskich oraz 225 kN/oś dla pociągów towarowych, a w skrajnych przypadkach osiągają nawet 347 kN/oś (linia z Denver do Chicago w USA). Dlatego zastosowano konstrukcję wielowarstwową, przyjmując zasadę, że – licząc od góry – w każdej kolejnej warstwie wartość występujących naprężeń ulega zmniejszeniu (rys. 3.3). Największe naprężenia – rzędu 300 MPa przy standardowym nacisku osiowym – występują między kołem a szyną. Między szyną a podkładem ulegają one redukcji o dwa rzędy wielkości<sup>2)</sup>, by na styku podkładu i podsypki spaść do 0,3 MPa, a na powierzchni torowiska – do około 0,05 MPa.



Rys. 3.3. Naprężenia występujące w kolejnych warstwach nawierzchni kolejowej wg [7]

<sup>2)</sup> Poza zwiększeniem powierzchni podparcia wpływ na to ma także sztywność szyny, dzięki której obciążenie jest rozkładane na kilka sąsiednich podkładów.

Najczęściej stosowaną na świecie konstrukcją nawierzchni kolejowej stanowi ruszt wykonany z szyn przytwierdzonych za pomocą złączy do poprzecznie ułożonych podkładów, spoczywających na warstwie podsypki. Ta konstrukcja w zasadzie nie zmieniła się od początku istnienia kolei. Postęp, jaki miał miejsce w dziedzinie konstrukcji nawierzchni, wyraża się zasadniczo w zmianie sposobu łączenia ze sobą szyn tworzących toki szynowe, zmianie sposobu przytwierdzania szyn do podkładów, stosowaniu podkładów betonowych zamiast drewnianych, a przede wszystkim we wzroście masy poszczególnych elementów nawierzchni.

## 3.2. Elementy konstrukcyjne nawierzchni

### 3.2.1. Szyny

Szyny kolejowe są najwyższym położonym elementem konstrukcyjnym nawierzchni kolejowej. Ich zadaniem jest:

- prowadzenie zestawów kołowych taboru kolejowego, tzn. nadanie im właściwego kierunku jazdy;
- przejście dynamicznych sił pionowych i poziomych pochodzących od zestawów kołowych i przekazanie ich na podkłady.

Ponadto – w przypadku trakcji elektrycznej – szyny przewodzą prąd zasilający oraz mogą stanowić element urządzeń sterowania ruchem kolejowym (odcinki izolowane).

Ze względu na wielkość i dynamiczny charakter obciążeń od kół taboru szyny muszą się odznaczać dużą wytrzymałością na zginanie i ścieranie, twardością z równoczesnym zachowaniem pewnej ciągliwości, sprężystością oraz dużą trwałością eksploatacyjną.

Szyny są produkowane w hutach. Do ich wytwarzania stosowana jest stal zlewna, w której skład – oprócz żelaza – wchodzi:

- węgiel 0,4–0,75%;
- mangan 0,6–2,10%;
- krzem do 0,50%;
- fosfor do 0,05%;
- siarka do 0,05%,

przy czym dwa ostatnie pierwiastki traktuje się jako zanieczyszczenia.

Poza tym w kolejnictwie stosuje się także specjalne stale stopowe o podwyższonej wytrzymałości i trwałości, z których najbardziej znana jest stal manganowa Hadfielda (ok. 1,2% węgla i 12% manganu), wykorzystywana do wykonywania najbardziej narażonych na zużycie elementów rozjazdów i skrzyżowań torów.

Właściwości stali szynowej zależą nie tylko od jej składu chemicznego, ale i od przebiegu procesu obróbki cieplnej i walcowania szyn. W Europie, gdzie największe naciski od kół taboru wynoszą 225 kN/oś, stosuje się szyny ze stali, która w procesie produkcyjnym osiąga strukturę perlityczną. Twardość tej stali nie przekracza 400 HB. W USA i Kanadzie, gdzie naciski osiowe na niektórych liniach osiągają 430 kN/oś, prowadzone są prace nad stalą, która podczas stygnięcia po walcowaniu uzyskuje strukturę bainityczną i twardość dochodzącą do 550 HB. Ostatnio takie wysiłki podjęto także w innych krajach. W Polsce pierwszą doświadczalną partię szyn ze stali bainitycznej wyprodukowano w 2003 roku w Oddziale Dąbrowa Górnicza spółki Mittal Steel Poland SA (dawna Huta Katowice).

Podstawowe charakterystyki niektórych stosowanych współcześnie stali szynowych przedstawiono w tablicy 3.1.

**Tablica 3.1**

Podstawowe charakterystyki wybranych gatunków stali szynowych

Symbol	Skład chemiczny [%]					Własności mechaniczne	
	C	Si	Mn	max P	max S	$R_m$ [MPa]	twardość [HB]
R260	0,62–	0,15–0,58	0,70–1,20	0,025	0,025	$\geq 880$	260–300
R260 Mn	0,55–0,75	0,15–0,60	1,30–1,70	0,025	0,025	$\geq 880$	260–300
UIC 900A	0,60–0,80	0,10–0,50	0,80–1,30	0,040	0,040	880–1030	–
UIC 1100	0,60–0,82	0,30–0,90	0,80–1,30	0,030	0,030	$\geq 1080$	–
R350 HT	0,72–0,80	0,15–0,58	0,70–1,20	0,020	0,025	$> 1175$	350–390

Obecnie panuje tendencja wprowadzania do eksploatacji szyn ze stali perlitycznej o granicy plastyczności  $R_e \geq 700$  MPa, wytrzymałości  $R_m = 880$ – $1100$  MPa i twardości nie mniejszej niż 300 HB. Dalszą poprawę charakterystyk wytrzymałościowych szyn do wartości  $R_m = 1200$  MPa uzyskuje się przez wprowadzenie domieszki 0,1% wanadu. Innym sposobem polepszania charakterystyk wytrzymałościowych szyn jest ich obróbka termiczna. Przykładowo, amerykańskie szyny z utwardzoną główką mają twardość 320–380 HB i wytrzymałość  $R_m = 1200$ – $1300$  MPa.

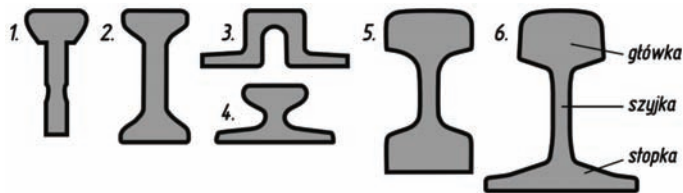
Stosowanie szyn o podwyższonej twardości musi być jednak skorelowane z unowocześnianiem materiałów wykorzystywanych do wytwarzania obręczy kół taboru kolejowego. W przeciwnym wypadku wzrosną koszty eksploatacji taboru z powodu szybszego zużywania się kół.

W Polsce do produkcji szyn stosuje się obecnie dwa gatunki stali: St90 o wytrzymałości na rozciąganie  $R_m = 880$  MPa oraz St110 o wytrzymałości  $R_m = 1100$  MPa. Ich granica plastyczności  $R_e = 0,64 \cdot R_m$ . W niektórych torach są jeszcze eksploatowane produkowane wcześniej szyny ze stali St70 o wytrzymałości  $R_m = 700$  MPa. Na przełomie lat 80. i 90. minionego wieku produkowano także szyny obrabiane cieplnie w całym ich przekroju, tzw. szyny twarde, przeznaczone do stosowania na bardzo obciążonych liniach. Niestety, okazały się one podatne na kruche pękanie, dlatego są sukcesywnie wycofywane z eksploatacji.

W kolejnictwie światowym stosuje się współcześnie szyny szerokostopowe Vignolesa, których przekrój poprzeczny ukształtował się w pierwszych dziesięcioleciach rozwoju kolejnictwa (rys. 3.4). Przekrój ten składa się z główki, szyjki oraz stopki i wywodzi się z dwuteownika, znanego ze swoich zalet przy pracy pod obciążeniem zginającym.

Główka bezpośrednio współpracuje z kołami taboru kolejowego, dlatego jej kształt musi być dopasowany do przekroju obrzeża koła i uwzględniać prawidłowe toczenie kół podczas ruchu pojazdu oraz zużycie eksploatacyjne szyny i koła – zarówno pionowe, jak i boczne.

Szyjka stanowi część łączącą główkę ze stopką. Jej grubość musi zapewniać właściwą sztywność giętą oraz odporność na wyboczenie, a także uwzględniać ubytek grubości na skutek korozji. Kształt połączenia szyjki z główką i stopką musi być zaprojektowany tak, aby zapobiec koncentracji naprężeń. Uzyskuje się to przez stosowanie w tych miejscach promieni łuków nie mniejszych niż 6 mm.



Rys. 3.4. Historyczny rozwój przekroju poprzecznego szyny kolejowej.

- 1 – szyna jednogłówniowa (XIX w.); 2 – szyna Stephensona (1838 r.); 3 – szyna Brünela (1847 r.);  
4 – szyna Vignolesa (1839 r.); 5 – szyna dwugłówniowa (XX w.);  
6 – współczesna szyna szerokostopowa [9]

Stopka zapewnia stabilne oparcie i przeniesienie obciążenia z kół taboru na podkład. Musi być także przystosowana do przymocowania szyny do podkładu.

Podstawowym kryterium podziału szyn na typy jest masa 1 m szyny wyrażona w kg (wyjątek stanowią USA, gdzie kryterium stanowi masa 1 jarda wyrażona w funtach).

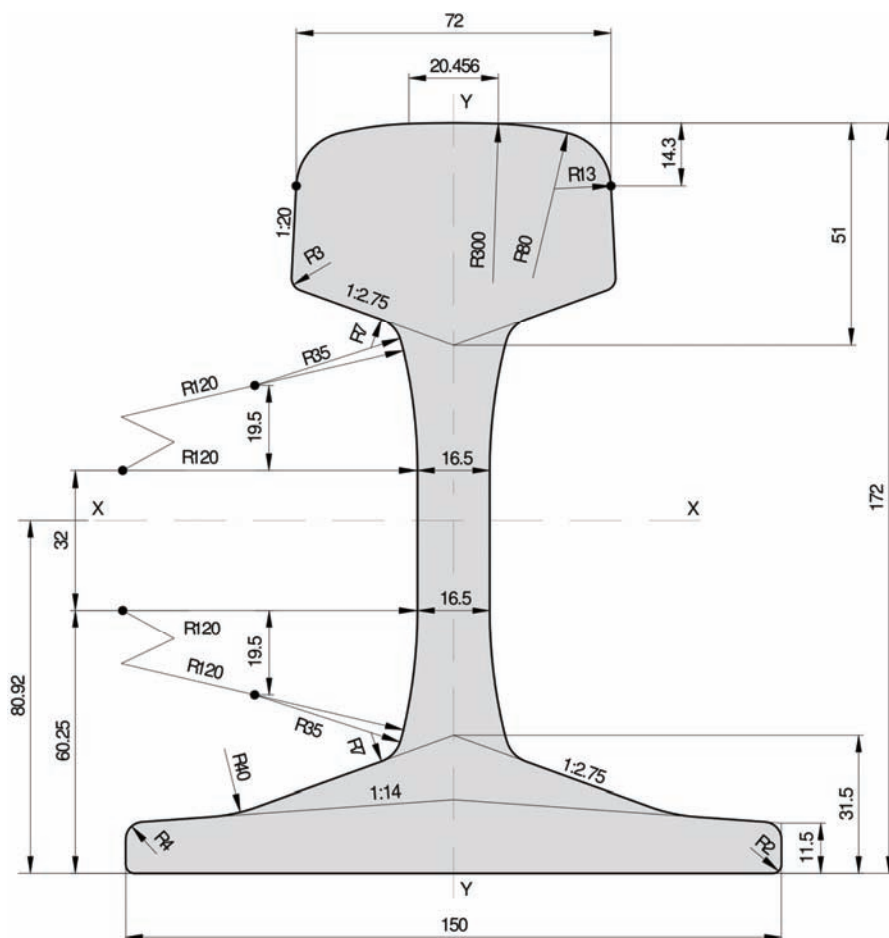
Podstawowe stosowane współcześnie w Polsce typy szyn to 60E1 oraz 49E1. Są one w pełni kompatybilne z wytwarzanymi wcześniej i będącymi jeszcze w powszechnym użyciu szynami UIC60 oraz S49. W torach linii drugorzędnych i znaczenia miejscowego oraz w torach stacyjnych można jeszcze spotkać nieprodukowane już obecnie szyny S42 oraz lżejsze szyny licznych starszych typów.

W niektórych krajach Europy Zachodniej popularnym typem szyny jest 54E1. Na liniach o bardzo dużym obciążeniu stosuje się szyny cięższe od 60E1: w krajach dawnego Związku Radzieckiego stosowane są szyny typu R65 oraz R75<sup>3)</sup>, a w USA – szyny AREA 136RE, 141RE oraz 155SE. Ten ostatni typ jest najcięższą szyną kolejową używaną obecnie na świecie (masa ponad 77 kg/m).

Szyny 60E1 są w polskich hutach walcowane na długości 25 m, natomiast szyny 49E1 – 30 m. Dzięki temu masa jednej szyny 60E1 jest w przybliżeniu równa masie jednej szyny 49E1. Na potrzeby wbudowania w tor bezстыkowy szyny te są następnie w specjalnych zakładach zgrzewane w odcinki o długości 300 m i większej. Ostatnio na potrzeby kolei wielkich prędkości (ponad 250 km/h) rozpoczęto w Europie produkcję szyn walcowanych o długości 120 m oraz 180 m. W torze bezстыkowym ułożonym z takich szyn występuje kilkakrotnie mniej zgrzein, co ma znaczenie dla trwałości i niezawodności nawierzchni.

Szyna 60E1 (rys. 3.5) jest szyną typu ciężkiego, stosowaną w torach linii magistralnych i pierwszorzędnym zelektryfikowanych, o dużym obciążeniu przewozami lub dużych prędkościach pociągów. Charakteryzuje się najbardziej równomiernym rozłożeniem materiału w główce, szyjce i stopce, wynoszącym odpowiednio: 39,6%, 23,2% i 37,2%. Będąca jej bezpośrednią poprzedniczką szyna UIC60, poza kosmetycznymi różnicami w szczegółach kształtu przekroju poprzecznego, różni się od szyny 60E1 nieznacznie większą masą, która wynosi 60,34 kg/m.

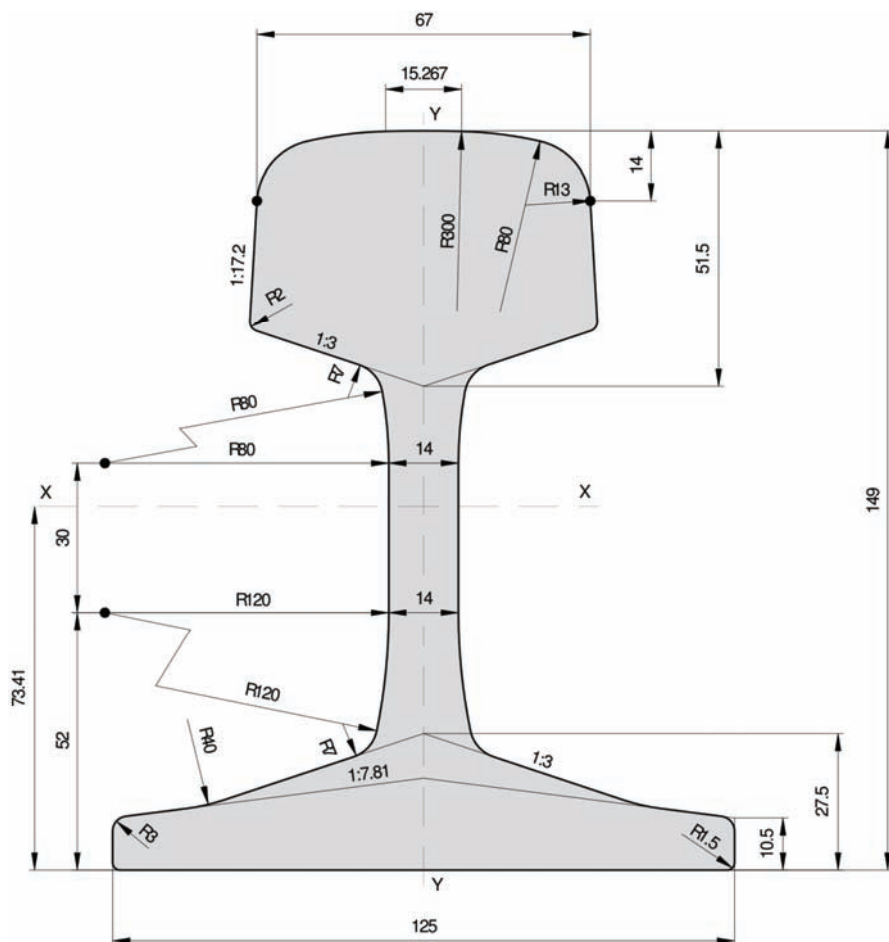
<sup>3)</sup> W licznych pozycjach literaturowych szyny te oznaczane są literą „P” — zgodnie z oryginalną pisownią. W cyrylicy znak „P” odpowiada łacińskiej literze „R”.



Masa		60,21 kg/m
Pole powierzchni przekroju		76,70 cm <sup>2</sup>
Momenty bezwładności	X-X	3038,30 cm <sup>4</sup>
	Y-Y	512,30 cm <sup>4</sup>
Wskaźniki wytrzymałości	X-X główka	333,60 cm <sup>3</sup>
	X-X stopka	375,50 cm <sup>3</sup>
	Y-Y szyjka	68,30 cm <sup>3</sup>

Rys. 3.5. Przekrój poprzeczny i parametry szyny 60E1 [18]

Szyna 49E1 (rys. 3.6) jest szyną typu średniego, przeznaczoną do zabudowy na liniach pierwszo-, a także drugorzędnych. Wskaźniki rozłożenia materiału w przekroju szyny wynoszą: 47,5% w główce, 17,5% w szyjce i 35,0% w stopce.



Masa		49,39 kg/m
Pole powierzchni przekroju		62,92 cm <sup>2</sup>
Momenty bezwładności	X-X	1816,00 cm <sup>4</sup>
	Y-Y	319,10 cm <sup>4</sup>
Wskaźniki wytrzymałości	X-X główka	240,30 cm <sup>3</sup>
	X-X stopka	247,50 cm <sup>3</sup>
	Y-Y szyjka	51,00 cm <sup>3</sup>

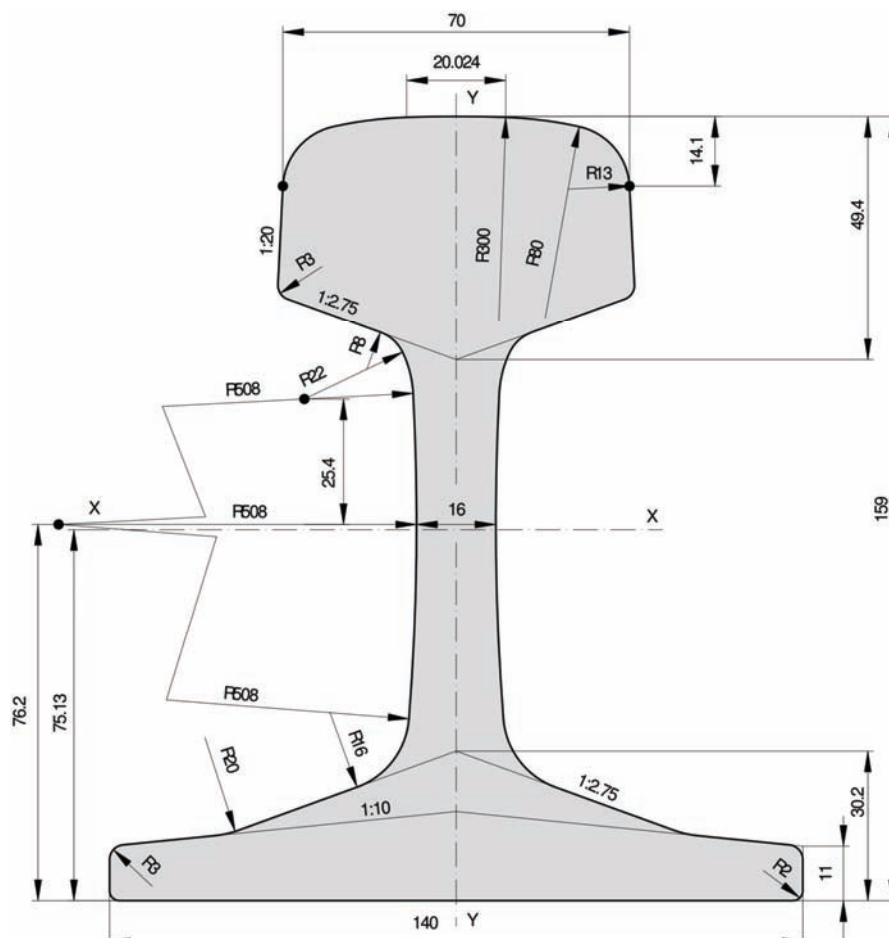
Rys. 3.6. Przekrój poprzeczny szyny 49E1 [18]

Nieprodukowana już obecnie, ale będąca w eksploatacji szyna S42 jest szyną typu lekkiego, przeznaczoną do torów linii drugorzędnych i znaczenia miejscowego. Charakteryzuje się rozłożeniem materiału w przekroju poprzecznym w następujących proporcjach: 45% w główce, 20,6% w szyjce i 34,3% w stopce. Jej podstawowe parametry to:

- masa 42,48 kg/m;
- wysokość 140 mm;
- szerokość stopki 125 mm;
- szerokość główki 68 mm.

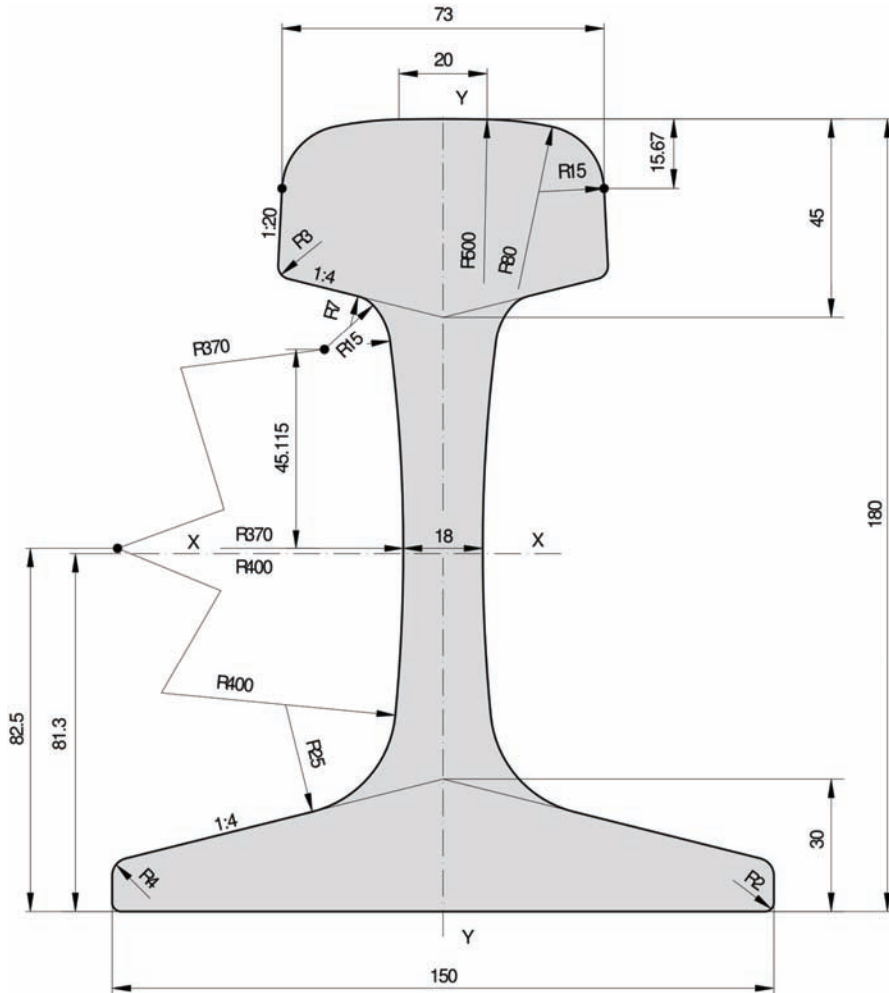


Inne popularne na świecie typy szyn kolejowych oraz ich charakterystyki przedstawiono na rysunkach 3.7–3.9.



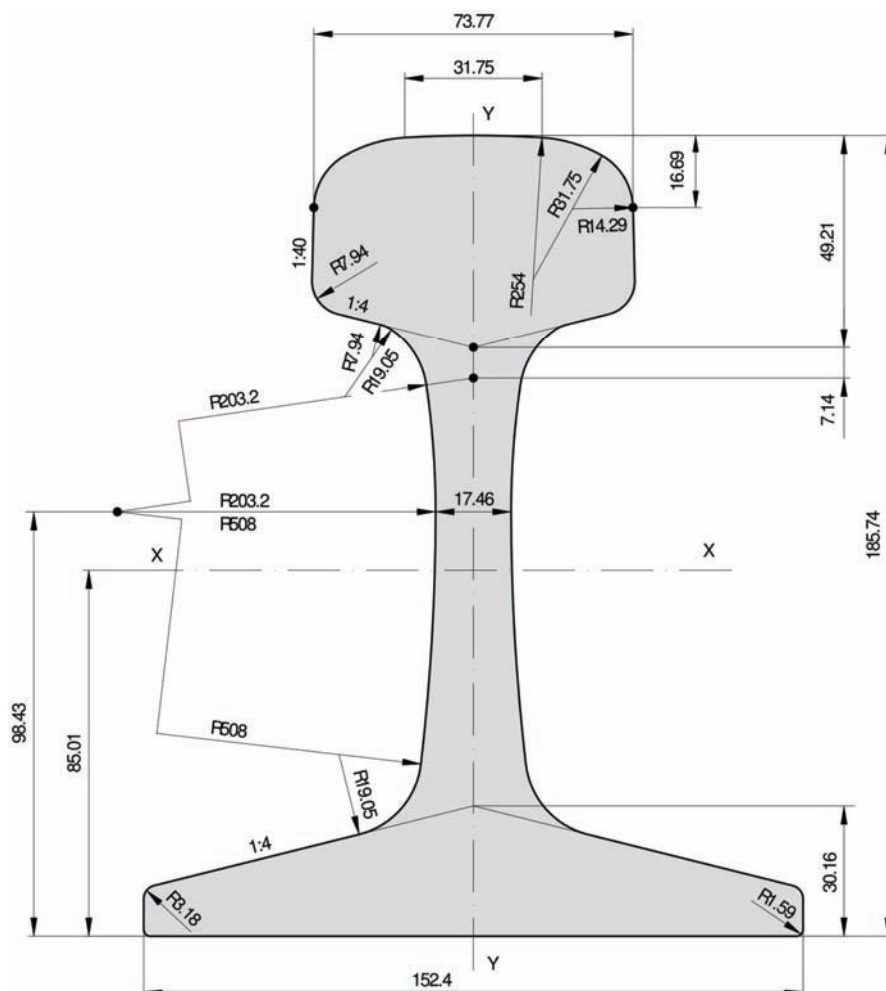
Masa		54,77 kg/m
Pole powierzchni przekroju		69,77 cm <sup>2</sup>
Momenty bezwładności	X-X	2337,90 cm <sup>4</sup>
	Y-Y	419,20 cm <sup>4</sup>
Wskaźniki wytrzymałości	X-X główka	278,70 cm <sup>3</sup>
	X-X stopka	311,20 cm <sup>3</sup>
	Y-Y szyjka	59,50 cm <sup>3</sup>

Rys. 3.7. Przekrój poprzeczny szyny 54E1 [18]



Masa		64,86 kg/m
Pole powierzchni przekroju		82,63 cm <sup>2</sup>
Momenty bezwładności	X-X	3543,00 cm <sup>4</sup>
	Y-Y	568,30 cm <sup>4</sup>
Wskaźniki wytrzymałości	X-X główka	359,00 cm <sup>3</sup>
	X-X stopka	435,80 cm <sup>3</sup>
	Y-Y szyjka	75,80 cm <sup>3</sup>

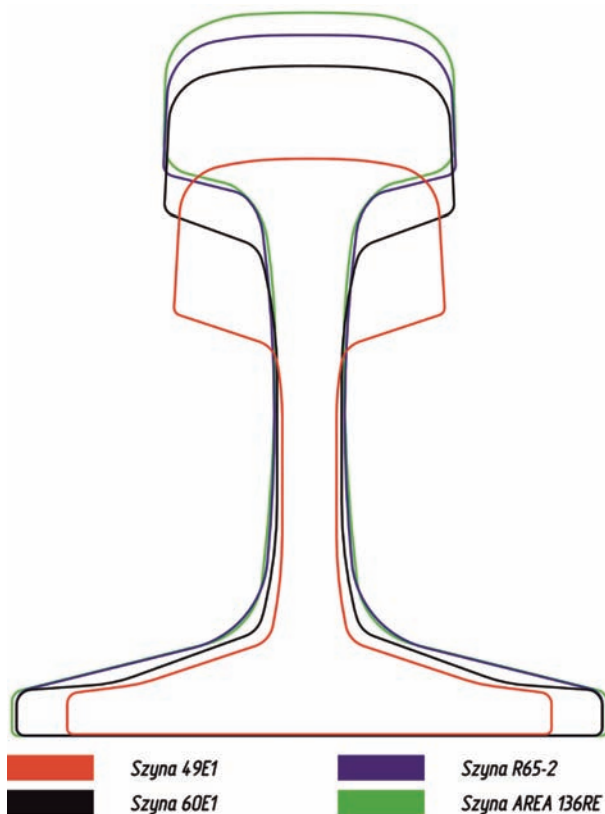
Rys. 3.8. Przekrój poprzeczny szyny R65-2 [18]



Masa		67,49 kg/m
Pole powierzchni przekroju		85,98 cm <sup>2</sup>
Momenty bezwładności	X-X	3922,60 cm <sup>4</sup>
	Y-Y	601,20 cm <sup>4</sup>
Wskaźniki wytrzymałości	X-X główka	389,00 cm <sup>3</sup>
	X-X stopka	462,00 cm <sup>3</sup>
	Y-Y szyjka	78,90 cm <sup>3</sup>

Rys. 3.9. Przekrój poprzeczny szyny AREA 136RE [18]

Ze względów technicznych rysunki 3.5–3.9 zostały wykonane w różnych skalach. Aby lepiej zobrazować różnice między poszczególnymi typami szyn, na rysunku 3.10 porównano graficznie przekroje poprzeczne wybranych typów szyn.



Rys. 3.10. Porównanie przekrojów poprzecznych wybranych typów szyn [9]

Szyny wszystkich typów produkowanych w Polsce – niezależnie od ich składu chemicznego – są produkowane w dwóch odmianach: „K” przeznaczonej dla toru klasycznego oraz „S” – dla toru bezстыkowego. Na końcach sztyk szyn przeznaczonych dla toru klasycznego znajdują się otwory dla śrub łubkowych. W zależności od stopnia dokładności wykonania szyny dzieli się dodatkowo na klasy I i II. Na sztykę każdej szyny w procesie produkcji nanosi się oznakowanie wypukłe informujące o producencie, typie szyny, rodzaju stali, dacie produkcji itp. (tzw. cechę szyny).

Trwałość szyn kolejowych jest wyrażana obciążeniem w Tg, jakie przenosi szyna od czasu jej ułożenia w torze do czasu wymiany. Wartość tego parametru zależy od wielu czynników: typu szyny, gatunku stali, z jakiej jest ona wykonana, rodzaju i rozstawu podkładów, wielkości nacisków pojazdów szynowych, układu geometrycznego toru w miejscu eksploatacji szyny, wbudowania szyny w tor klasyczny bądź bezстыkowy, prędkości eksploatacyjnej pociągów, ułożenia na linii o ruchu zróżnicowanym czy też jednorodnym i stanu utrzymania toru.

Układanie szyn o podwyższonej wytrzymałości w łukach o promieniach mniejszych niż 300 m może kilkakrotnie wydłużyć okres ich eksploatacji. Dlatego większość zarządów kolejowych zaleca układanie szyn o normalnym standardzie w łukach o promieniach  $R \geq 1000$  m, szyn o zwiększonej wytrzymałości w łukach o promieniach  $300 \text{ m} \leq R \leq 1000$  m, a szyn o dużej wytrzymałości w łukach o promieniach  $R \leq 300$  m.

Zwiększenie nacisków osiowych powoduje szybki wzrost uszkodzeń kontaktowo-zmęczeniowych w szynach. Im większy jest nacisk osiowy, tym głębiej tworzą się w główce szyny pęknięcia zmęczeniowe. Specjaliści amerykańscy wykazują, że zwiększenie naprężeń w szynie o 1% powoduje zmniejszenie ich trwałości aż o 8%.

Wyraźny wpływ na zwiększenie liczby wymian pojedynczych szyn ma zwiększenie prędkości pociągów, zwłaszcza towarowych. Przykładowo, w wyniku badań przeprowadzonych na kolejach rosyjskich stwierdzono, że zwiększenie prędkości z 40–50 km/h do 70–80 km/h powoduje ponad dwukrotny wzrost częstości takich wymian.

Wartości graniczne obciążenia szyn obowiązujące współcześnie w Polsce (tabl. 3.2) zależą od typu szyny, gatunku stali i rodzaju podkładów. Podstawą ich przyjęcia stały się obserwacje prowadzone przez wiele lat na liniach magistralnych PKP<sup>4)</sup>.

**Tablica 3.2**

Graniczne obciążenia szyn na liniach magistralnych PKP

Typ szyn	Gatunek stali	Rodzaj podkładów	Trwałość [Tg]
60E1	St90PA	drewniane	600
		betonowe	500
	St90PA obrabiane cieplnie	drewniane	900
		betonowe	700
49E1	St90PA	drewniane	350
		betonowe	250
	St90PA obrabiane cieplnie	drewniane	500
		betonowe	400

Wspomniane obserwacje były prowadzone na liniach magistralnych, jednak na ich podstawie można także szacunkowo określić graniczne obciążenia szyn dla linii niższych kategorii, charakteryzujących się ruchem pociągów prowadzonym z mniejszą prędkością oraz mniejszymi naciskami osiowymi niż na liniach magistralnych. W ten sposób przyjęto, że dla linii tych, w zależności od typu szyn, gatunku stali oraz rodzaju podkładów, trwałość szyn można przyjąć – w porównaniu z odpowiednią wartością z tablicy 3.2 – większą o:

- 10% na liniach pierwszorzędnych;
- 20% na liniach drugorzędnych;
- 30% na liniach znaczenia miejscowego.

Szyny po wykorzystaniu w torach linii wyższych kategorii są układane w torach linii drugorzędnych i znaczenia miejscowego oraz stacyjnych i bocznicowych, jako tzw. szyny staroużyteczne. Pozostają one w tych torach – podobnie jak szyny starszych, nieprodukowanych już typów – do czasu ich dopuszczalnego zużycia. Ponieważ szyny w torach bocznych zużywają się bardzo powoli, w wielu miejscach można spotkać szyny pochodzące jeszcze z XIX wieku, całkowicie historycznych i muzealnych typów.

<sup>4)</sup> Badania zrealizował zespół pracowników Katedry Budowy Kolei Politechniki Gdańskiej pod kierownictwem dr. inż. Rafała Radomskiego.

### 3.2.2. Złączki

Złączki występujące w nawierzchni kolejowej dzieli się na:

- przytwierdzenia szyn, czyli konstrukcje mocujące szyny do podkładów;
- złącza szynowe służące do połączenia końców sąsiednich szyn w torze;
- opórki zapobiegające przesuwaniu się szyn względem podkładów w kierunku równoległym do osi toru lub zapobiegające przesunięciom podkładów w kierunku poprzecznym do osi toru.

Zadania przytwierdzeń szyn obejmują:

- trwałe połączenie szyn z podkładami;
- przyjmowanie wszystkich sił (pionowych, poziomych prostopadłych i równoległych do osi toru) pojawiających się w szynach kolejowych i przekazywanie ich na podkłady;
- utrzymywanie (wspólnie z podkładami) wymaganego prześwitu toru;
- zapobieganie przesunięciom szyn wzdłuż ich osi podłużnej;
- zapewnienie szynom wymaganego pochylenia w kierunku osi toru (dotyczy przytwierdzeń do podkładów drewnianych i stalowych).

Przytwierdzenia można klasyfikować ze względu na materiał, z jakiego wykonany jest podkład, sposób przytwierdzenia szyny do podkładu oraz charakter pracy przytwierdzenia.

Ze względu na materiał, z jakiego wykonany jest podkład, przytwierdzenia dzieli się na:

- przytwierdzenia do podkładów drewnianych;
- przytwierdzenia do podkładów betonowych;
- przytwierdzenia do podkładów stalowych.

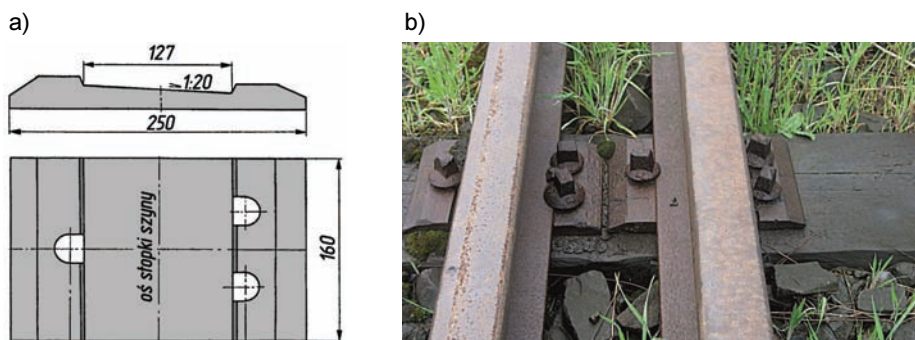
Ze względu na sposób przymocowania szyn do podkładów przytwierdzenia dzieli się na:

- przytwierdzenia bezpośrednie, w których szyna jest układana bezpośrednio na podkładzie i bezpośrednio do niego przytwierdzana lub w których między szyną a podkładem umieszczana jest stalowa podkładka, a element mocujący szynę do podkładki jest równocześnie elementem mocującym podkładkę do podkładu;
- przytwierdzenia pośrednie, w których między szyną a podkładem umieszczana jest podkładka i w których inne elementy mocują szynę do podkładki, a inne – podkładkę do podkładu.

Ze względu na sposób pracy wszystkie rodzaje przytwierdzeń dzieli się na:

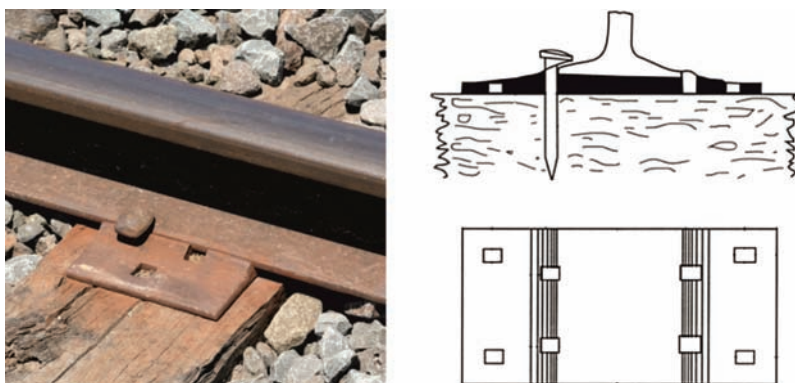
- przytwierdzenia sztywne;
- przytwierdzenia sprężyste.

Najwcześniej stosowane było przytwierdzenie sztywne bezpośrednie, przeznaczone do podkładów drewnianych. W początkach historii kolejnictwa małe naciski od kół taboru umożliwiały układanie szyn bezpośrednio na podkładach. Wraz ze wzrostem obciążeń wystąpiła potrzeba umieszczenia między szyną a podkładem elementu pośredniego – podkładki szynowej. W ten sposób powstała najpopularniejsza i jeszcze obecnie stosowana wersja przytwierdzenia. Składa się ona z podkładki podszynowej zaopatrzonej w niskie obrzeża, między którymi układana jest stopka szyny. Główną funkcją podkładki jest rozłożenie na większą powierzchnię nacisku przekazywanego na podkład przez szynę obciążoną taborem kolejowym. Podkładka wraz z szyną jest przytwierdzana do podkładu za pomocą haków lub wkrętów, przechodzących przez otwory w podkładce. W Polsce przytwierdzenie to nadal stosuje się do szyn typu S42 i wyposaża w otwory dla trzech wkrętów: dwóch po stronie wewnętrznej toru i jednego po stronie zewnętrznej (rys. 3.11).



Rys. 3.11. Przytwierdzenie bezpośrednie szyn typu S42 z podkładką P1S, mocowane za pomocą wkrętów [9]: a) podstawowe wymiary, b) widok przytwierdzenia w torze

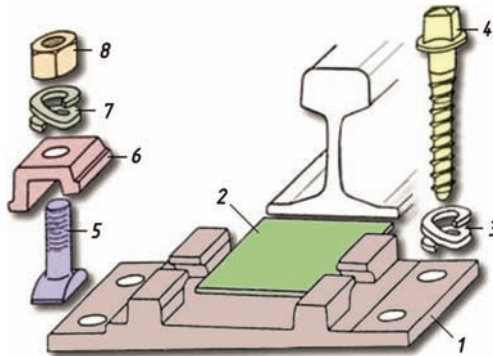
Przytwierdzenie bezpośrednie jest powszechnie stosowane w Ameryce Północnej oraz w krajach byłego Związku Radzieckiego, także do szyn typu ciężkiego. Charakterystyczną cechą używanych tam podkładek są dodatkowe otwory na haki (wkręty), służące do przytwierdzania do podkładki tylko podkładki. W zależności od obciążenia linii stosuje się podkładki z sześcioma lub ośmioma otworami na haki (rys. 3.12).



Rys. 3.12. Dwie wersje przytwierdzenia sztywnego bezpośredniego, używanego m.in. przez koleje w USA [8, 16]

Na skutek drgań i falowań szyny powstających pod wpływem oddziaływań kół taboru następuje stopniowe poluzowanie haków i wkrętów. Zjawisko to starano się wyeliminować za pomocą haków sprężystych o różnej budowie. Konstrukcje te w praktyce nie zdały jednak egzaminu.

Wraz ze wzrostem nacisków osiowych oraz prędkości pociągów zwiększały się naprężenia w poszczególnych częściach przytwierdzeń, zwłaszcza w hakach i wkrętach. Pojawiła się konieczność ich zmniejszenia i równomiernego rozłożenia na wszystkie elementy przytwierdzenia. Te zadania spełnia przytwierdzenie pośrednie typu K (rys. 3.13–3.15), określane także mianem przytwierdzenia klasycznego, powszechnie stosowane w wielu krajach Europy. Przytwierdzenie zostało zaprojektowane do podkładów drewnianych, ale w późniejszym okresie zmodernizowano je i przystosowano do mocowania szyn do podkładów betonowych (rys. 3.15).



Rys. 3.13. Elementy przytwierdzenia typu K w wariantcie dla szyny 60E1 i podkładu drewnianego.  
1 – podkładka żebrowa; 2 – przekładka podszynowa; 3 – pierścień sprężysty; 4 – wkręt; 5 – śruba stopowa; 6 – łapka; 7 – pierścień sprężysty; 8 – nakrętka [9]

- Poszczególne części przytwierdzenia typu K mają niżej opisaną budowę i przeznaczenie.
- Podkładka żebrowa przyjmuje obciążenia ze stopki szyny i przekazuje je na podkład. Podkładka jest zaopatrzona od góry w dwa żebra o rozstawie dostosowanym do szerokości stopki szyny. W żebrach znajdują się otwory o kształcie dostosowanym do główek śrub stopowej. Podkładka jest mocowana do podkładu za pomocą wkrętów (czterech do podkładów drewnianych, dwóch do betonowych). W przytwierdzeniach szyn 49E1 do podkładów betonowych oraz szyn 60E1 (bez względu na materiał podkładów) pod łbem wkręta umieszcza się pierścień sprężysty.
  - Przekładka z gumy lub tworzywa sztucznego (dawniej z drzewa topolowego) jest układana między żebrami podkładki, pod stopką szyny. Jej zadania to umożliwienie równomiernego rozkładu naprężeń między stopką szyny a podkładką żebrową oraz zapewnienie wystarczającego oporu przeciw przesunięciom szyny wzdłuż osi toru.
  - Śruby stopowe z nakrętkami i łapki służą do przymocowania stopki szyny do podkładki żebrowej. Aby zapewnić sprężystość połączenia, pod nakrętką śruby stopowej umieszczany jest pierścień sprężysty.

W przytwierdzeniu K do podkładu betonowego występuje dodatkowa przekładka z gumy lub tworzywa sztucznego, umieszczana między podkładką żebrową a podkładem. Jej zadaniem jest zapewnienie równomiernego rozkładu naprężeń między tymi elementami nawierzchni.

Podkładki żebrowe stosowane w przytwierdzeniu typu K występują w kilku wariantach dostosowanych do typu szyny oraz rodzaju podkładów (tabl. 3.3). Warianty te różnią się od siebie:

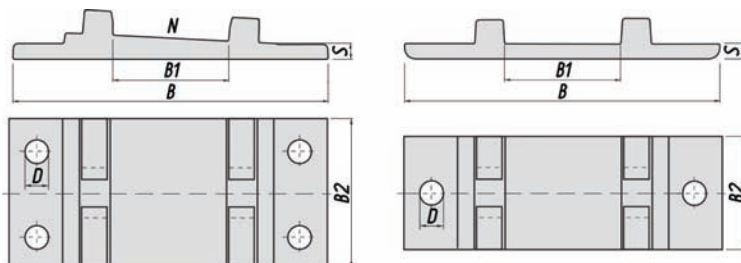
- rozmiarem i liczbą otworów na wkręty – podkładki do przytwierdzeń w podkładach drewnianych mają cztery otwory i większą powierzchnię, podkładki do podkładów betonowych są mocowane dwoma wkrętami;
- rozstawem żeber utrzymujących stopkę szyny i będących gniazdem dla łbów śrub stopowych, który w podkładkach pod szyny 49E1 wynosi 127 mm, a pod szyny 60E1 – 152 mm;
- pochyleniem powierzchni podkładki między żebrami – w przytwierdzeniu do podkładów drewnianych wynosi ono 1:20 dla szyn 49E1 lub 1:40 dla szyn 60E1, podkładki do podkładów betonowych są płaskie, gdyż w tym wypadku poprzeczne pochylenie szyn do osi toru jest wykonywane przez odpowiednie ukształtowanie górnej powierzchni podkładu;



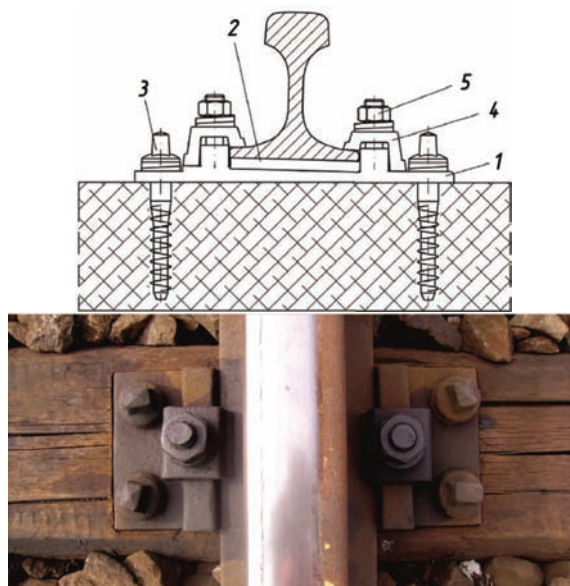
- kształtem krawędzi prostopadłych do osi podkładu – podkładki Ps60 i Ps49 (przeznaczone do podkładów betonowych INBK-7, INBK-8 oraz PS-83) mają w przekroju poprzecznym półkolisty kształt krawędzi, dostosowany do zagłębienia w górnej powierzchni tych podkładów.

Tablica 3.3

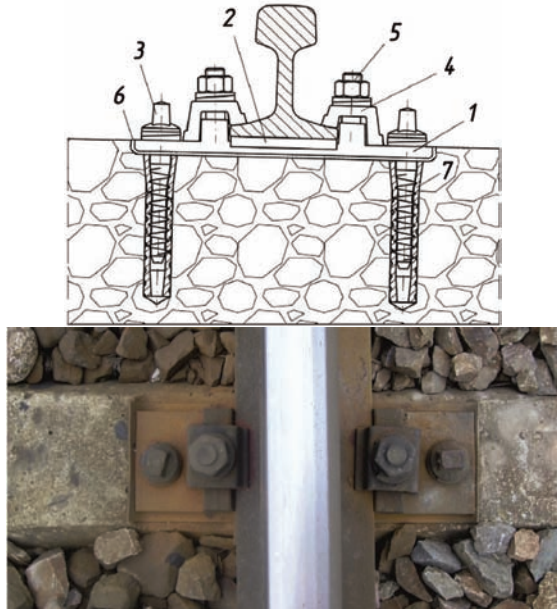
Charakterystyki podkładek zębowych stosowanych przez PKP w różnych wariantach przytwierdzenia klasycznego typu K



Typ podkładki	Typ szyny	Materiał podkładu	Wkręty [szt.]	Wymiary [mm]					
				B	B1	B2	D	N	S
Pm60	60E1	drewniany	4	370	152	160	26	1:40	13
Ps60	60E1	betonowy	2	375	152	112	26	–	16
ZM	49E1	drewniany	4	345	127	160	26	1:20	13
Ps49	49E1	betonowy	2	375	127	112	26	–	16
Bl3	49E1	betonowy	2	345	127	112	26	–	16



Rys. 3.14. Przekrój i widok z góry przytwierdzenia typu K do podkładu drewnianego.  
1 – podkładka zębowa; 2 – przekładka; 3 – wkręt z pierścieniem sprężystym; 4 – łapka;  
5 – śruba stopowa z pierścieniem sprężystym i nakrętką [9, 17]



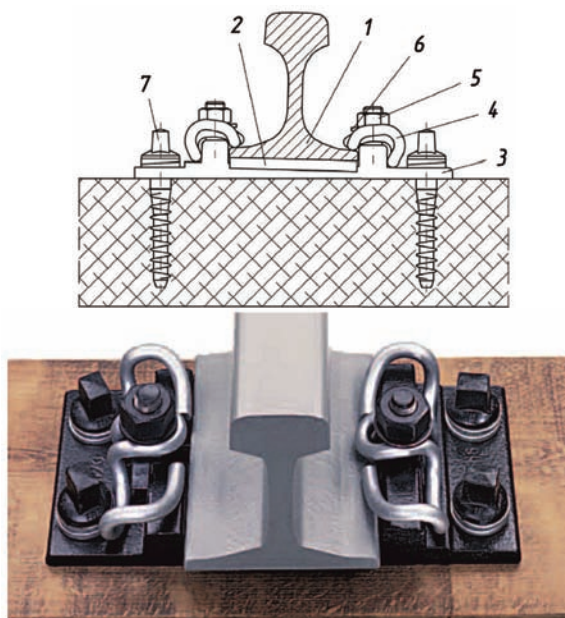
Rys. 3.15. Szczegóły przytwierdzenia typu K do podkładu betonowego. 1 – podkładka żebrowa; 2 – przekładka podszynowa; 3 – wkręt z pierścieniem sprężystym; 4 – łapka; 5 – śruba stopowa z pierścieniem sprężystym i nakrętką; 6 – przekładka pod podkładkę żebrową; 7 – dybel [9, 17]

Przytwierdzenie typu K w różnych swoich odmianach przez wiele dziesięcioleci występowało powszechnie w Europie i było stosowane przez PKP. Był to jednak efekt raczej braku alternatywy niż wpływ cech eksploatacyjnych tego przytwierdzenia. Wśród tych ostatnich występują kilka istotnych wad, z których należy wymienić:

- skomplikowaną konstrukcją z dużą liczbą części składowych;
- brak możliwości wstępnego uzbrojenia podkładów w bazach montażowych (możliwe było jedynie przykręcenie podkładek żebrowych do podkładu);
- utratę cech funkcjonalnych (przede wszystkim sprężystości) na skutek zanieczyszczenia pierścieni sprężystych lub poluzowania się nakrętek na śrubach stopowych i związaną z tym konieczność częstego czyszczenia przytwierdzeń i dokręcania śrub oraz wkrętów.

Istotnym usprawnieniem przytwierdzenia typu K okazało się zastąpienie łapek i pierścieni sprężystych specjalnymi klamrami (pomysł firmy Vossloh). W ten sposób powstało przytwierdzenie KS z łapką Skl 12 (rys. 3.16) składające się z następujących elementów:

- przekładki podszynowej;
- podkładki żebrowej identycznej jak w przytwierdzeniu klasycznym typu K;
- dwóch łapek sprężystych Skl 12 ze stali sprężynowej, dociskających stopkę szyny do podkładki żebrowej;
- dwóch śrub stopowych z podkładkami płaskimi i nakrętkami, mocujących łapkę sprężystą do podkładki żebrowej i zapewniających właściwą siłę docisku stopki szyny do podkładki żebrowej za pośrednictwem pierścienia sprężystego;
- czterech wkrętów z podwójnymi pierścieniami sprężystymi, mocujących podkładkę żebrową do podkładu.



Rys. 3.16. Szczegóły przytwierdzenia typu KS z łapką Skl 12 do podkładu drewnianego. 1 – szyna; 2 – przekładka podszynowa; 3 – podkładka żebrowa; 4 – łapka sprężysta Skl 12; 5 – śruba stopowa z podkładką płaską i nakrętką; 6 – podkładka płaska pod nakrętkę śruby stopowej; 7 – wkręt z pierścieniem sprężystym. Na fotografii łapka po lewej stronie szyny w położeniu wstępnym zmontowanym, po prawej – w położeniu roboczym (zapięta) [9, 17]

W ten sposób, wykorzystując niektóre elementy przytwierdzenia typu K (podkładkę żebrową wraz z systemem jej przymocowania do podkładu), uzyskano przytwierdzenie praktycznie bezobsługowe, niewymagające czyszczenia i dokręcania śrub stopowych, odporne na znaczne ugięcia szyn. Nawierzchnia charakteryzuje się także zwiększonym oporem na przesunięcia podłużne szyny oraz obrót szyny wzdłuż własnej osi. Konstrukcja łapki Skl 12 jest uniwersalna – taka sama łapka jest stosowana do przytwierdzenia szyn typu 60E1 i 49E1. Kolejną zaletą jest możliwość wstępnego montażu wszystkich elementów przytwierdzenia w zakładzie produkującym podkłady, co zapobiega gubieniu elementów przy wykonywaniu prac torowych. Po ułożeniu uzbrojonych podkładów w miejscu wbudowania i ułożeniu stopki szyny między żebrami podkładki wystarczy poluzować nakrętkę śruby stopowej, przestawić łapkę Skl 12 z położenia transportowego w położenie robocze i dokręcić nakrętkę śruby stopowej. Wszystkie czynności związane z zapinaniem przytwierdzenia można wykonać maszynowo. Regulacja naprężeń w torze bezстыkowym także nie wymaga demontażu przytwierdzenia, wystarczające jest poluzowanie nakrętek na śrubach stopowych.

Tak zmodernizowane przytwierdzenie jest powszechnie stosowane w Niemczech. W Polsce używa się go powszechnie w rozjazdach, na podrozjazdnicach zarówno drewnianych, jak i betonowych.

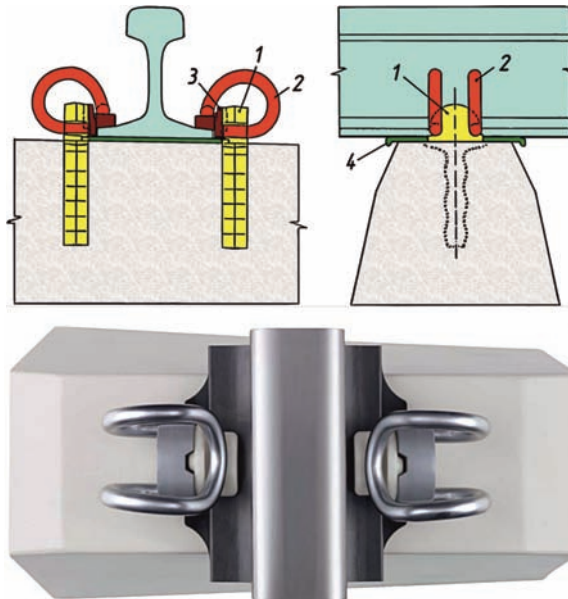
Rosnące wymagania stawiane nowoczesnej nawierzchni kolejowej, tendencje światowe w rozwoju przytwierdzeń oraz wspomniane wady przytwierdzenia typu K spowodowały, że w latach 70. XX wieku rozpoczęto prace nad nowoczesnym, bezpodkładkowym, bezśrubowym, bezpośrednim przytwierdzeniem sprężystym szyn do podkładów betono-

wych. Tego typu przytwierdzenia wykazują – w porównaniu z przytwierdzeniem pośrednim typu K – wiele istotnych zalet, takich jak:

- mniejsza liczba części składowych;
- łatwe zapinanie i odpinanie przytwierdzenia;
- równomierny docisk szyny do podkładu;
- utrzymywanie szerokości toru w czasie eksploatacji w wąskim przedziale dopuszczalnych tolerancji;
- duża trwałość przy równoczesnym zmniejszeniu nakładów na utrzymanie nawierzchni.

W wyniku prowadzonych prac wdrożono na masową skalę oryginalne, polskie przytwierdzenie bezpośrednie sprężyste do podkładu betonowego SB (rys. 3.17). Do chwili obecnej powstało kilka jego wariantów różniących się szczegółami kształtu pierścienia sprężystego: SB3, SB4 i SB7. Przytwierdzenie składa się z następujących elementów:

- dwóch kotew wbetonowanych w podkład, służących do ustalenia położenia łapki sprężystej;
- dwóch łapek sprężystych ze stali sprężynowej, dociskających stopkę szyny do podkładu;
- dwóch wkładek dociskowych służących do przekazywania nacisku łapek na stopkę szyny, ustalania właściwego położenia szyny względem kotew oraz zapewniających izolację elektryczną między szyną, kotwami i łapkami sprężystymi;
- przekładki izolacyjnej zapewniającej wibroizolację, izolację elektryczną, równomierne przekazywanie obciążeń z szyny na podkład oraz wymagany opór przeciw przesunięciom szyny względem podkładu.



Rys. 3.17. Przytwierdzenie bezpośrednie sprężyste SB do podkładu betonowego. 1 – kotwa; 2 – łapka sprężysta przytwierdzenia; 3 – wkładka dociskowa; 4 – przekładka izolacyjna [9, 19]

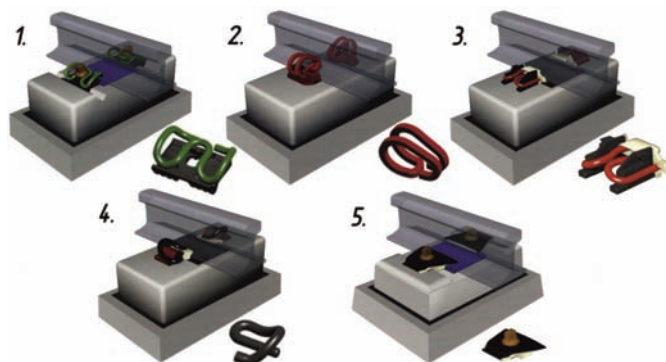
Montaż nawierzchni z przytwierdzeniem sprężystym SB jest bardzo prosty i po rozłożeniu podkładów wymaga:

- ułożenia przekładek podszytowych na podkładach;

- ułożenia szyny na przekładce;
- włożenia wkładek izolacyjnych między stopkę szyny a kotwę;
- włożenia ramienia łapki sprężystej w półzamknięty (lub zamknięty) otwór kotwy;
- zapięcia łapki sprężystej za pomocą dźwigni.

Utrzymanie toru z przytwierdzeniem SB polega na wymianie pojedynczych uszkodzonych łapek sprężystych oraz wkładek izolacyjnych. Tego typu uszkodzenia występują najczęściej w początkowym okresie eksploatacji nowo ułożonej nawierzchni (2–4 miesiące). Po tym okresie przytwierdzenie praktycznie nie wymaga obsługi.

Systemy przytwierdzeń z różnego kształtu łapkami sprężystymi są produkowane przez wiele krajów europejskich (rys. 3.18). Wiele z nich jest konstruowanych zarówno jako przytwierdzenia pośrednie, jak i bezpośrednie.



Rys. 3.18. Przytwierdzenia produkowane w różnych krajach europejskich. 1 – Vossloh; 2 – DeenikEisses; 3 – Pandrol Fastclip; 4 – Pandrol e-Clip; 5 – Nabla [19]

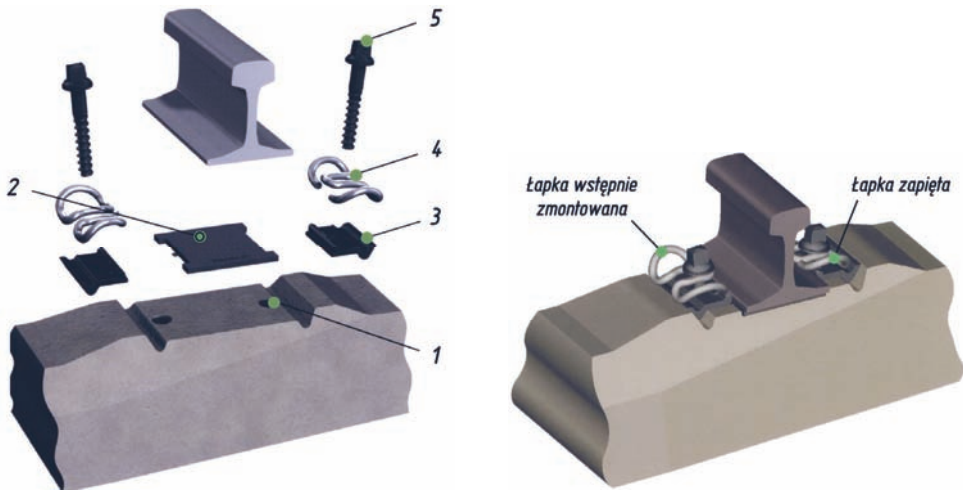
Jednym z potentatów w projektowaniu i produkcji nowoczesnych systemów przytwierdzeń jest niemiecka firma Vossloh. W katalogu firmy – poza omówionym już przytwierdzeniem KS z łapką Skl 12 – znajduje się obecnie kilkanaście typów przytwierdzeń szyn do różnych podkładów i różnych rodzajów nawierzchni, często dostosowanych specjalnie do szczególnych wymagań odbiorcy (np. w zakresie tłumienia drgań konstrukcji czy ochrony przed hałasem). Przytwierdzenia są przeznaczone nie tylko do klasycznej nawierzchni podsypkowej, ale także do nawierzchni niekonwencjonalnej różnego typu. Różnice między niektórymi typami są często bardzo nieznaczne, np. przytwierdzenia KS-24 Skl 24 i KS Skl 12 różnią się jedynie kształtem łapki sprężystej. Charakterystyczne cechy wszystkich przytwierdzeń firmy Vossloh to:

- obecność łapek sprężystych różnego kształtu, stanowiących element mocujący stopkę szyny do podkładki żebrowej (w przytwierdzeniu pośrednim) lub bezpośrednio do podkładu (w przytwierdzeniu bezpośrednim);
- mocowanie łapki sprężystej za pomocą wkręta wkręcane w dybel osadzony w podkładzie lub nakrętki i śruby stopowej;
- możliwość przymocowania wszystkich elementów przytwierdzenia do podkładów bezpośrednio w wytwórni podkładów oraz bardzo łatwe zapięcie przytwierdzenia w miejscu wbudowania podkładu w nawierzchnię;
- w wypadku przytwierdzeń bezpośrednich – zagłębienie konstrukcji przytwierdzenia w górnej powierzchni podkładu betonowego i uwolnienie dybli oraz wkrętów od od-

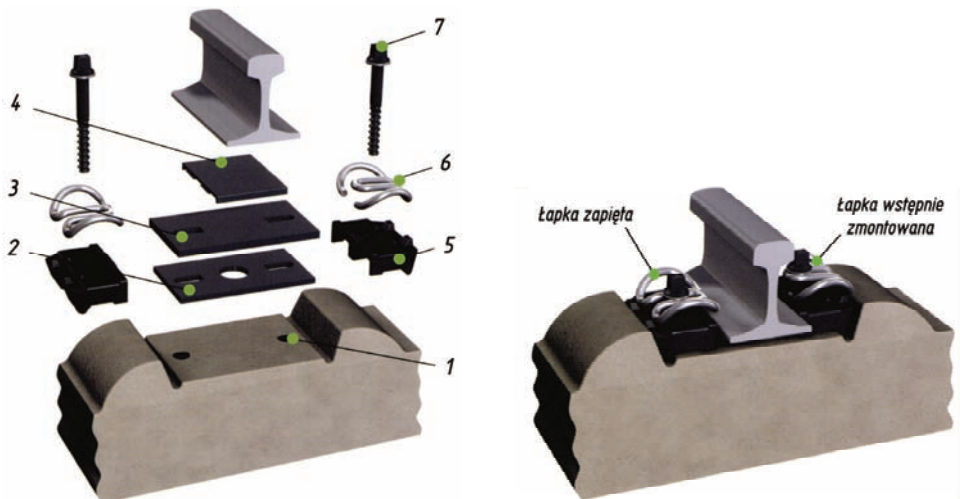
działały sił poziomych równoległych do osi podkładów (siły te są przekazywane bezpośrednio na podkład);

- brak konieczności demontażu przytwierdzeń podczas regulacji naprężeń w torze bezstykowym (wystarczające jest poluzowanie wkrętów).

Przytwierdzenia przeznaczone do podkładów betonowych charakteryzują się ścisłym dopasowaniem elementów do odpowiednio ukształtowanej górnej powierzchni podkładów. Dzięki temu siły poprzeczne działające na szynę są przenoszone bezpośrednio na podkład, co chroni wkręty przytwierdzenia przed działaniem sił zginających i ścinających.



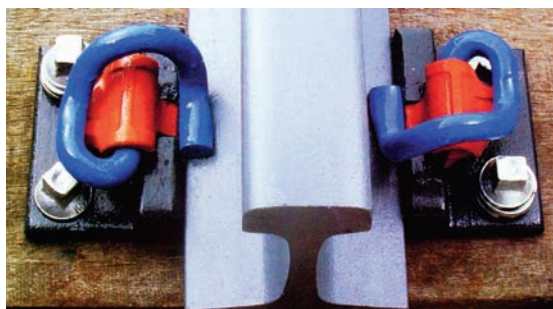
Rys. 3.19. Budowa przytwierdzenia W14. 1 – dybel; 2 – podkładka podszywna Zw; 3 – płytką kątową prowadzącą; 4 – łapka sprężysta Sk115; 5 – wkręt z podkładką płaską [19]



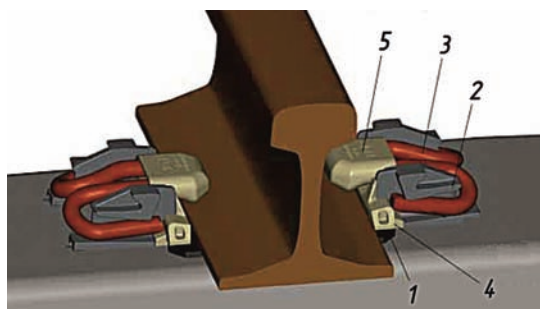
Rys. 3.20. Budowa przytwierdzenia System 300. 1 – dybel; 2 – przekładka elastyczna; 3 – podkładka Grp; 4 – podkładka podszywna Zw; 5 – płytką kątową prowadzącą; 6 – łapka sprężysta; 7 – wkręt z podkładką płaską [19]

Jeden z najpopularniejszych obecnie systemów przytwierdzeń firmy Vossloh – system W 14 – zastosowano także w warszawskim metrze i przedstawiono na rys. 3.19. Inną wartą wzmianki konstrukcją jest przytwierdzenie System 300 z łapką Skl15 (rys. 3.20) przeznaczone do nawierzchni niekonwencjonalnych, charakteryzujące się dużymi możliwościami regulacji położenia toru w samym przytwierdzeniu.

Bardzo znanym na świecie producentem przytwierdzeń jest brytyjska firma Pandrol. Jej konstrukcją stosowaną powszechnie na całym świecie jest przytwierdzenie Pandrol e-Clip, występujące w odmianach przeznaczonych do podkładów zarówno drewnianych, betonowych i stalowych, z bezpośrednim lub pośrednim mocowaniem szyny. Wersja dla podkładów drewnianych może wykorzystywać – podobnie jak prezentowany wcześniej system KS z łapką Skl 12 – podkładki żebrowe z przytwierdzenia klasycznego K (rys. 3.21). Ten fakt zadecydował (poza innymi zaletami) o rozpowszechnieniu tego przytwierdzenia na całym świecie. Można je obecnie spotkać w kilkunastu odmianach, które można jednak z łatwością rozpoznać po charakterystycznej łapce sprężystej w kształcie małej litery „e”.



Rys. 3.21. Przytwierdzenie Pandrol e-Clip do podkładu drewnianego, w wersji wykorzystującej podkładkę żebrową z przytwierdzenia typu K [9]

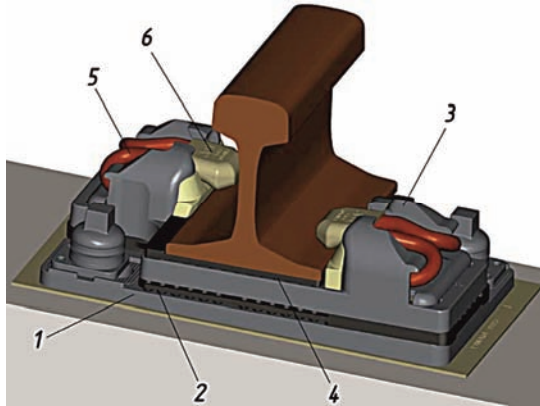


Rys. 3.22. Przytwierdzenie bezpośrednie sprężyste Pandrol Fastclip. 1 – podkładka podszynowa; 2 – gniazdo przytwierdzenia; 3 – zacisk sprężysty; 4 – boczna wkładka izolacyjna; 5 – nakładka izolacyjna na zacisk [9]

Nowszą konstrukcją firmy Pandrol jest przytwierdzenie Fastclip (rys. 3.22). Jak sama nazwa wskazuje – przytwierdzenie to jest bardzo łatwe w montażu i demontażu w torze. Cała operacja sprowadza się do przestawienia sprężystego zacisku w odpowiednie położenie za pomocą specjalnych, obsługiwanych przez jedną osobę siłowników hydraulicznych lub dźwigni ręcznych. Przytwierdzenie doskonale zdaje egzamin na liniach dużych prędkości, np. we Francji wyparło stosowany wcześniej system Nabla. Obecnie stara się z nim

konkurować polskie przytwierdzenie SB7, które zawiera mniej elementów, ale którego zapinanie i rozpinanie w torze nie jest w pełni zautomatyzowane i którego łapka po rozpięciu jest oddzielana od pozostałej części przytwierdzenia.

Zacisk Fastclip wraz z ideą zapinania przytwierdzenia został wykorzystany także do konstrukcji przytwierdzenia Pandrol Vipa, przeznaczonego do nawierzchni niekonwencjonalnych, zwłaszcza w miastach (rys. 3.23). Jest to przytwierdzenie pośrednie, charakteryzujące się m.in. doskonałym tłumieniem drgań oraz dużymi możliwościami regulacji położenia szyny w poziomie dzięki podłużnemu kształtowi otworów na wkręty mocujące podkładkę do położonych niżej warstw nawierzchni.



Rys. 3.23. Przytwierdzenie Pandrol Vipa z zaciskiem Fastclip przeznaczone do nawierzchni niekonwencjonalnych. 1 – dolna płyta podkładki; 2 – gumowa między płytowa podkładka wibroizolacyjna; 3 – górna płyta podkładki; 4 – gumowa podkładka podszynowa; 5 – zacisk sprężysty; 6 – nakładka izolacyjna na zacisk [9]

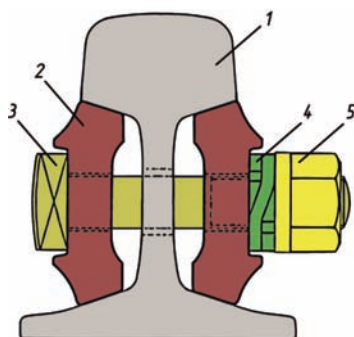
Poza przytwierdzeniami, czyli złączkami łączącymi szyny z podkładkami, w torze występują także złącza szynowe, łączące ze sobą końce sąsiednich szyn jednego toku szynowego. Złącza klasyfikuje się według następujących kryteriów:

- ze względu na możliwość demontażu złącza szynowe dzielimy na złącza rozbieralne i złącza nierozbieralne;
- z uwagi na sposób podparcia rozróżniamy złącza podparte oraz złącza wiszące;
- ze względu na przewodnictwo elektryczne rozróżniamy złącza izolowane i złącza nieizolowane.

W skład złącza szynowego (rys. 3.24) wchodzi następujące elementy konstrukcyjne:

- para łubków cztero- lub sześciotworowych, obejmująca z obu stron końce łączonych szyn;
- śruby łubkowe z nakrętkami, przechodzące przez otwory w łubkach i szynach, za pomocą których złącze jest skręcane;
- pierścienie sprężyste pod nakrętki śrub łubkowych (w złączach klejono-sprężonych zamiast pierścieni sprężystych stosuje się podkładki płaskie);
- w złączach klejono-sprężonych – para wkładek izolacyjnych umieszczanych między łubkami a szyną, wkładka izolacyjna wstawiana między końce szyn oraz tuleje izolacyjne na śruby łubkowe.





Rys. 3.24. Przekrój klasycznego złącza szynowego. 1 – szyna; 2 – łubek płaski; 3 – śruba łubkowa; 4 – pierścień sprężysty; 5 – nakrętka [9]

Sama konstrukcja złącza i przekroje stosowanych łubków ewoluowały wraz z historią rozwoju kolei, w miarę nabierania doświadczeń i zwiększania wymagań eksploatacyjnych. Współcześnie w Polsce stosuje się wyłącznie łubki płaskie. Łubki do łączenia różnych typów szyn różnią się wymiarami i szczegółami przekroju poprzecznego.

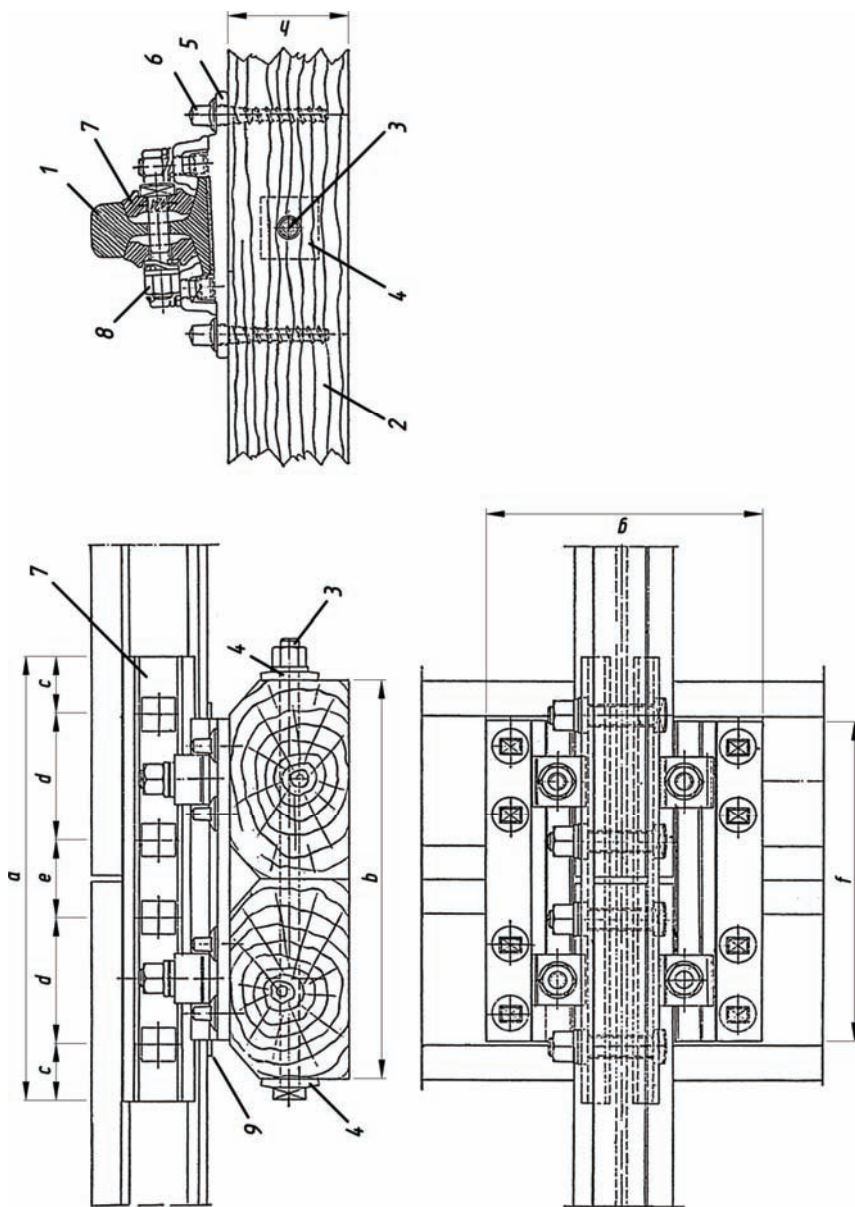
Końce łączonych szyn są obcinane prostopadle do osi szyny. W Polsce, podobnie jak w wielu innych krajach, styki w obu tokach szynowych są zawsze wykonywane w jednej linii prostopadłej do osi toru.

Obecnie w Polsce wykonywane są złącza szynowe następujących rodzajów:

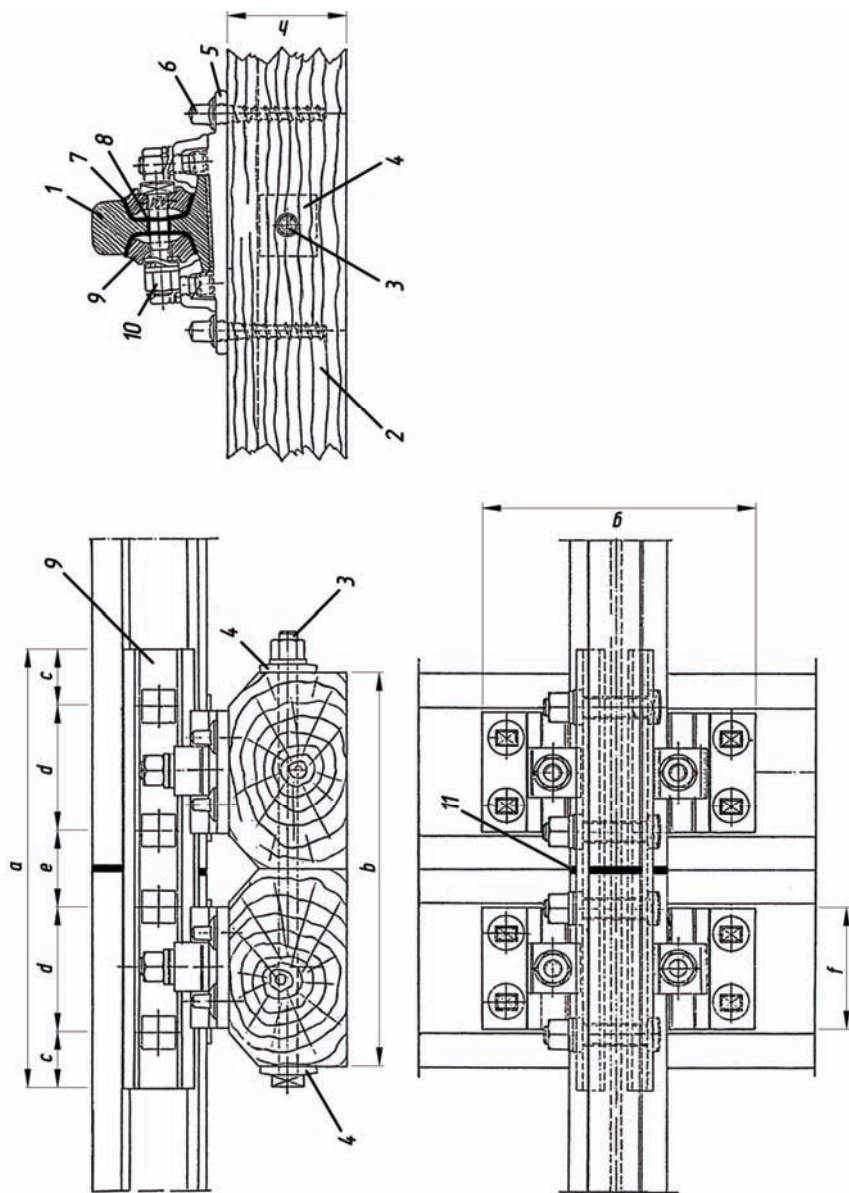
- złącza podparte nieizolowane i izolowane;
- złącza wiszące nieizolowane;
- złącza wiszące izolowane klejono-sprężone.

Złącza podparte są wykonywane wyłącznie na podkładach drewnianych, a w ich konstrukcji – poza łubkami i śrubami łubkowymi – wykorzystuje się elementy klasycznego przytwierdzenia typu K. Złącze jest zbudowane z następujących elementów (rys. 3.25 i 3.29):

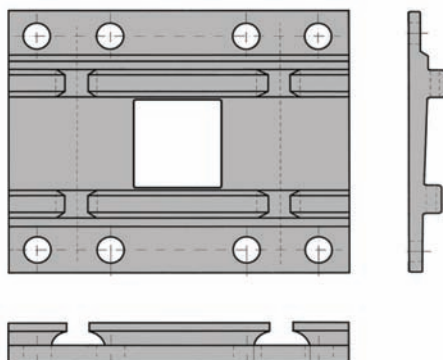
- zespołu podkładów podłączowych, zbudowanego z dwóch połączonych ze sobą śrubami podkładów drewnianych, które umieszcza się pod końcami szyn w taki sposób, że przerwa między szynami wypada w osi zespołu;
- specjalnej łączowej podkładki żebrowej (rys. 3.26) przykręcanej czterema parami wkrętów do podkładów podłączowych, dwiema parami do każdego z podkładów (w nawierzchni z szyn 60E1 pod wkrętami umieszczane są dodatkowo pierścienie sprężyste);
- dwóch przekładek podszytowych umieszczanych pod stopkami szyn, między żebrami podkładki podłączowej;
- pary łubków czterootworowych obejmujących końce szyn na wysokości szyjki i skręconych za pomocą czterech śrub łubkowych z nakrętkami i pierścieniami sprężystymi (po dwie śruby na każdy koniec szyny);
- czterech łapek i śrub stopowych z pierścieniami sprężystymi i nakrętkami, za pomocą których końce szyn są przytwierdzone do podkładki łączowej.



Rys. 3.25. Złącze podparte nieizolowane. 1 – szyna; 2 – zespół podkładów podłączających; 3 – śruba do łączenia podkładów; 4 – podkładka pod śrubę; 5 – podkładka łącząca; 6 – wkret (dla nawierzeni z szyn 60E1 z pierścieniem sprężystym); 7 – łubek; 8 – śruba łubkowa z nakrętką i pierścieniem sprężystym; 9 – przekładka podszynowa [15]



Rys. 3.26. Złącze podparte izolowane. 1 – szyna; 2 – zespół podkładów podłączających; 3 – śruba do łączenia podkładów; 4 – podkładka pod śrubę; 5 – podkładka zębrowa; 6 – wkręt (dla nawierzchni z szyn 60E) z pierścieniem sprężystym); 7 – podłużna wkładka izolacyjna; 8 – tuleja izolacyjna; 9 – łubek; 10 – śruba łubkowa z nakrętką i pierścieniem sprężystym; 11 – poprzeczna wkładka izolacyjna [15]



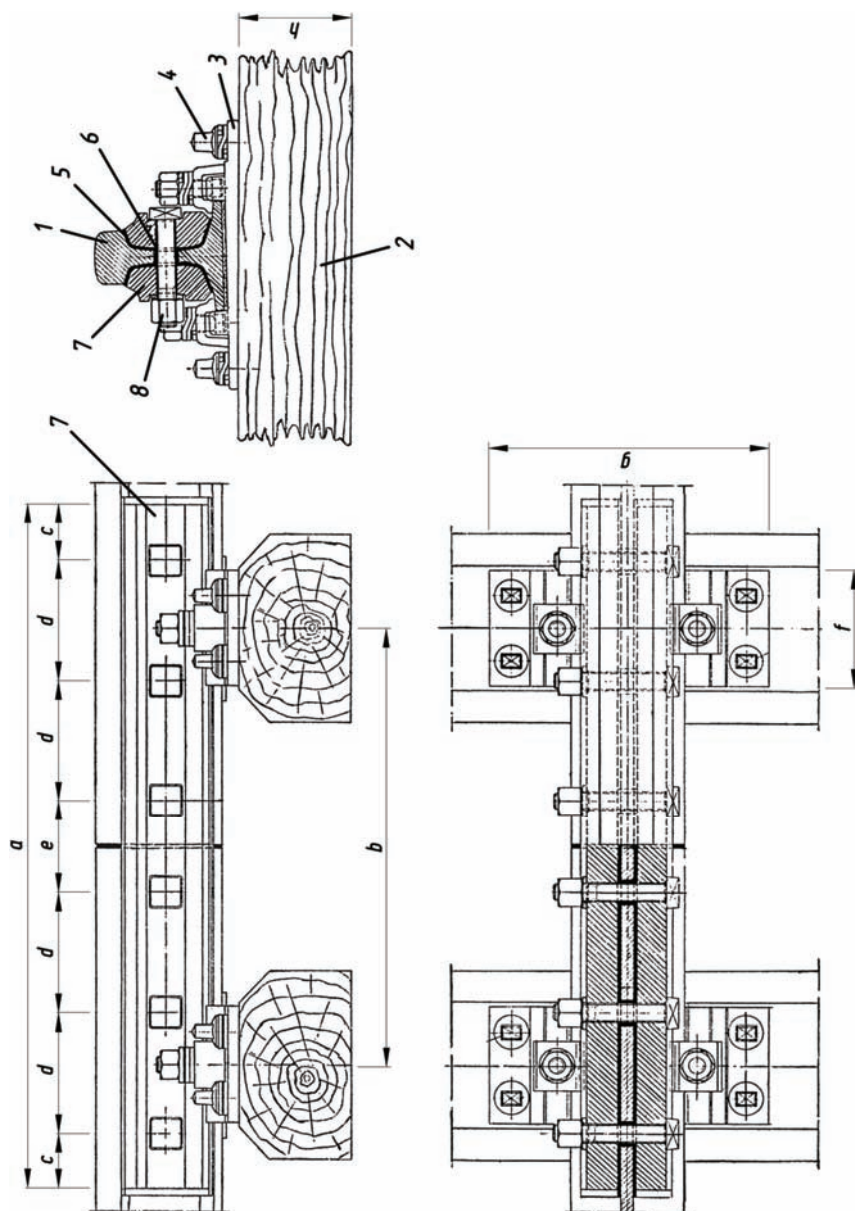
Rys. 3.27. Widok i rzuty podkładki żebrowej do złącz podpartych nieizolowanych szyn 49E1.  
Wycięcie w środkowej części umożliwia mikrougięcia końców szyn pod obciążeniem taborem kolejowym [9]

Złącze podparte izolowane (rys. 3.26) jest wykonane w podobny sposób, z tym że:

- na każdym podkładzie podłączowym zamiast podkładki złączowej umieszcza się normalną podkładkę żebrową;
- w przerwie między końcami szyn umieszczana jest poprzeczna wkładka izolacyjna o kształcie przekroju szyny;
- między szynami a odpowiednio sfrezowanymi łubkami umieszcza się podłużną wkładkę izolacyjną z tekstolitu;
- na śruby łubkowe nakładane są tuleje izolacyjne.

Dzięki takiej konstrukcji złącze nie przewodzi prądu elektrycznego. Ma to zastosowanie w urządzeniach sterowania ruchem pociągów. Wadą tak skonstruowanych złącz jest ich mała trwałość. Dlatego w powszechnym użyciu jest obecnie inna konstrukcja – złącze izolowane wiszące klejono-sprężone (rys. 3.28 i 3.31) układane na podkładkach o standardowym rozstawie. Jest to złącze nierozbieralne, wykonywane w specjalistycznych zakładach w postaci prefabrykatów o trzech standardowych długościach: 6163 mm, 7403 mm i 8723 mm, przy czym złącza o większej długości są przeznaczone do zastąpienia złącz krótszych na wypadek ich awarii. Łączy się je z torem za pomocą spawania termitowego. Samo złącze jest zbudowane z następujących elementów:

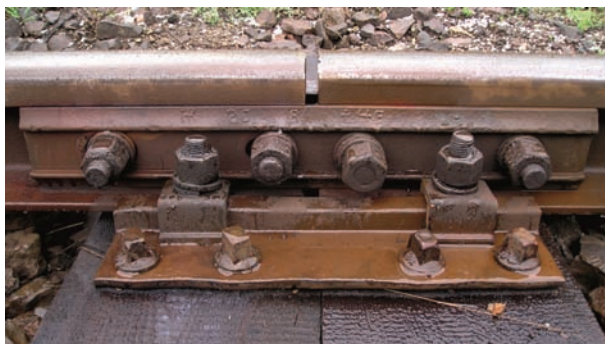
- poprzecznej wkładki izolacyjnej o kształcie przekroju poprzecznego szyny, wkładanej między łączone końce szyn;
- pary sześciotworowych łubków o zwiększonym, wzmocnionym przekroju poprzecznym, ujmujących końce szyn;
- izolacyjnych wkładek podłużnych wykonanych z kilku warstw tkaniny szklanej, umieszczonych między szyną a łubkami i sklejonych klejem z żywicy epoksydowej;
- umieszczonych w tulejach izolacyjnych łubkowych śrub sprężających z podkładkami płaskimi i nakrętkami dokręcanymi momentem 784 Nm.



Rys. 3.28. Złącze wiszące izolowane klejono-sprężone. 1 – szyna; 2 – podkład; 3 – podkładka żebrowa; 4 – wkręt (dla nawierzchni z szyn 60E1 z pierścieniem sprężystym); 5 – wkładka izolacyjna; 6 – tuleja klejona; 7 – tutek; 8 – śruba tubkowa sprężająca z nakrętką i pierścieniem płaskim [15]

Podstawowe wymiary złącz szynowych przedstawionych na rysunkach 3.25, 3.27 i 3.28

Typ szyny	Wymiary [mm]							
	a	b	c	d	e	f	g	h
Złącze podparte nieizolowane								
60E1	610	520	75	165	130	420	370	150
49E1	580	520	75	165	100	420	345	150
Złącze podparte izolowane								
60E1	610	520	75	165	130	160	310	150
49E1	580	520	75	165	100	160	345	150
Złącze wiszące izolowane klejono-sprężone								
60E1	940	600	76,5	165	127	160	310	–
49E1	920	595	75	165	100	160	345	–



Rys. 3.29. Złącze podparte nieizolowane szyn 49E1 [9]



Rys. 3.30. Złącze podparte izolowane szyn 60E1 (na pierwszym planie) [9]



Rys. 3.31. Złącze wiszące izolowane klejono-sprężone szyn 60E1 na podkładach betonowych [9]

Złącza wiszące klejono-sprężone można stosować w torze zabudowanym zarówno na podkładach drewnianych, jak i betonowych czy stalowych. Natomiast złącza podparte zawsze wykonuje się na podkładach drewnianych belkowych, nawet wtedy, gdy nawierzchnia na pozostałej długości szyn jest umieszczona na podkładach betonowych. Takie złącza wprowadzają zatem niejednorodność nawierzchni. Jeżeli dodatkowo tor jest przymocowywany do podkładów betonowych za pomocą przytwierdzenia SB, dodatkowo występuje niejednorodność przytwierdzenia, a więc brak jednorodności technologii montażu toru. Ponadto nie ma możliwości automatycznego podbijania zespołów podkładów podłączowych.

W nowoczesnej nawierzchni kolejowej szyny łączy się za pomocą zgrzewania łukowo-elektrycznego oraz spawania termitowego. Pierwszy sposób jest stosowany w zakładach, w których wytwarzane są tzw. szyny długie na potrzeby budowy i utrzymania toru bezстыkowego. Dostarczone z huty szyny o długości 25 i 30 m są zgrzewane w odcinki o długości kilkuset metrów. Tak wykonane szyny po w budowaniu w tor są w miejscu ułożenia spawane za pomocą specjalnej mieszanki termitowej (rys. 3.32).



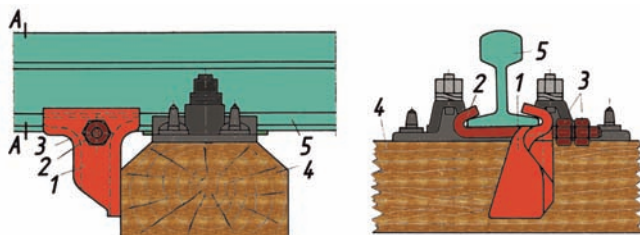
Rys. 3.32. Złącze spawane (spaw termitowy) szyn 49E1 [9]

Oprócz dwóch podstawowych rodzajów złączek – przytwierdzeń i złącz szynowych – w nawierzchni kolejowej spotykamy także kilka rodzajów złączek specjalnego przeznaczenia, spośród których najważniejsze to opórki przeciwpełzne. Mają one dwojakie zastosowanie:

- opórki przeciwpełzne szynowe mają za zadanie zapobiegać przesunięciom szyn wzdłuż osi toru kolejowego (tzw. pełzaniu szyn);

— opórki podkładowe mają za zadanie zapobiegać przesunięciom podkładów w płaszczyźnie poziomej, prostopadłe do osi toru.

Opórki przeciwpelzne szynowe są stosowane w nawierzchni na podkładach drewnianych, w miejscach, w których mimo dobrego utrzymania nawierzchni występuje zjawisko pełzania szyn. W Polsce stosuje się opórki Rambachera, zakleszczone na stopce szyny i oparte o boczną powierzchnię podkładu (rys. 3.33).



Rys. 3.33. Sposób mocowania szynowej opórki przeciwpelznej Rambachera. 1 – korpus opórki; 2 – śruba hakowa; 3 – nakrętki; 4 – podkład; 5 – szyna [1]

Szynowe opórki przeciwpelzne są stosowane masowo w nawierzchni, w której tor jest przytwierdzony do podkładów za pomocą przytwierdzeń bezpośrednich na haki. Przytwierdzenie tego typu nie gwarantuje bowiem wystarczającego oporu przeciwko pełzaniu szyn.

W ostatnich latach wprowadzono do eksploatacji opórki zapobiegające poprzecznym przesunięciom podkładów. Stosuje się je w miejscach, gdzie spodziewane jest niekorzystne działanie sił poziomych prostopadłych do osi toru (np. w łukach o małych promieniach). Opórki te po przymocowaniu do podkładów zwiększają ich powierzchnię czołową (rys. 3.34). Można je przytwierdzać zarówno do podkładów drewnianych, jak i betonowych.



Rys. 3.34. Opórka SN produkcji Vossloh, zwiększająca opór podkładów na przesunięcia boczne [19]

### 3.2.3. Podkłady

Szyny za pomocą przytwierdzeń są przymocowane do podkładów, które – ze względu na sposób ich ułożenia w torze – dzieli się na trzy rodzaje:

- podkłady poprzeczne, układane pod obydwoma tokami szyn prostopadłe do osi toru;
- podkłady podłużne, układane osobno pod każdym tokiem szynowym, równoległe do osi toru;



- podkłady odosobnione, wykonane w postaci oddzielnych podpór pod każdym tokiem szynowym.

W nawierzchni podsypkowej stosowane są podkłady poprzeczne, przy których uzyskuje się najbardziej równomierny rozkład ciśnienia spodu podkładu na górną powierzchnię podsypki. Podkłady te spełniają w nawierzchni kolejowej następujące zadania:

- zapewniają utrzymanie odpowiedniej szerokości toru, tzn. utrzymują przymocowane do nich za pomocą przytwierdzeń szyny w odpowiedniej odległości;
- przejmują z szyn i przekazują na podsypkę siły pionowe, poziome poprzeczne do osi toru oraz poziome działające wzdłuż osi toru;
- podkłady betonowe zapewniają właściwe pochylenie poprzeczne szyn.

Rozstaw podkładów zależy od wymaganych parametrów eksploatacyjnych (nacisków osiowych, natężenia przewozów i maksymalnej szybkości pociągów) i w PKP waha się w granicach 0,60–0,80 m, jeśli pomiaru dokonuje się między osiami podkładów. Liczba podkładów na 1 km toru jest funkcją rozstawu podkładów oraz konstrukcji toru kolejowego i w warunkach polskich wynosi od 1233 do 1720 sztuk (w zależności od konstrukcji toru i jego klasy technicznej).

Ze względu na materiał, z jakiego wykonane są podkłady, rozróżnia się: podkłady drewniane, podkłady betonowe żelbetowe lub strunobetonowe oraz podkłady stalowe (rys. 3.35). W Polsce stosuje się powszechnie dwa pierwsze rodzaje podkładów.



Rys. 3.35. Podkłady kolejowe [16]

Ze względu na ochronę lasów zakres zastosowań podkładów drewnianych w Polsce i w Europie jest coraz mniejszy i ograniczony głównie do torów w łukach o małych promieniach, w których z powodu wymaganego zwiększenia szerokości toru nie ma technicznej możliwości stosowania podkładów betonowych. Na świecie podkłady drewniane są nadal powszechnie stosowane w krajach Ameryki Północnej oraz Rosji.

Podkłady drewniane ze względu na właściwości wykorzystywanego materiału dzieli się na:

- podkłady miękkie, w Polsce wykonywane z drewna sosnowego;
- podkłady twarde, w Polsce wykonywane z drewna dębowego lub bukowego, a także z importowanego afrykańskiego drewna azobe, charakteryzującego się niezwykłą twardością<sup>5)</sup> i odpornością na czynniki atmosferyczne.

<sup>5)</sup> Twardość drzewa azobe mierzona metodą Janki lokuje się w najwyższej klasie twardości określonej jako „drzewo twarde jak kość”.

Właściwości gatunków drewna stosowanych w Polsce do produkcji podkładów przedstawiono w tablicy 3.5. Ponieważ drewno jest materiałem anizotropowym, wartości niektórych parametrów przedstawiono w sposób najbardziej interesujący ze względu na charakter pracy podkładów (twardość wg Brunella oraz wytrzymałość na zginanie w kierunku prostopadłym do ułożenia słoików).

Tablica 3.5

Właściwości gatunków drewna stosowanych do produkcji podkładów w Polsce

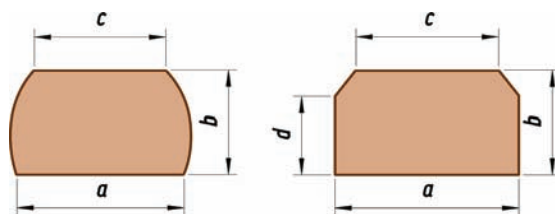
Właściwości	Jednostka miary	Gatunek drewna			
		sosna	dąb	buk	azobe
Twardość metodą Janki	[MPa]	30	67	78	155
Twardość wg Brunella HB $\perp$	[MPa]	11	34	34	53
Wytrzymałość na zginanie statyczne	[MPa]	71	117	210	316
Moduł sprężystości przy zginaniu	[MPa]	12 000	13 500	18 000	24 000
Gęstość przy wilgotności 15%	[kg/m <sup>3</sup> ]	550	710	730	1 140

Ze względu na kształt przekroju poprzecznego podkłady drewniane dzieli się na podkłady belkowe oraz podkłady obłe. Najwyższą jakością cechują się podkłady belkowe, wykonywane z pni o większej średnicy, których wszystkie powierzchnie są obrabiane mechanicznie. Podkłady obłe otrzymuje się z pni drzew o mniejszej średnicy, obróbce mechanicznej poddaje się jedynie ich wierzch oraz spód, a zaokrąglenia bocznych powierzchni przekroju są naturalnymi zaokrągleniami pnia po okorowaniu.

W tablicy 3.6 przedstawiono kształty i wymiary wszystkich typów podkładów drewnianych produkowanych i eksploatowanych w Polsce.

Tablica 3.6

Wymiary podkładów drewnianych produkowanych i stosowanych w Polsce



Typ podkładu	Wymiary [mm]				
	a	b	c	d	długość
I B	260	150	160	110	2600
II B	240	150	160	110	2600
III B	240	140	160	100	2500
II O	240	150	160	–	2600
III O	240	140	160	–	2500
IV O	220	140	160	–	2500

Z drewna wykonuje się także podkłady specjalnego przeznaczenia: podrozjazdnice belkowe i obłe układane pod rozjazdami kolejowymi oraz mostownice, wykorzystywane przy układaniu nawierzchni kolejowej mocowanej bezpośrednio do konstrukcji mostów stalowych. Ich wymiary zawierają tablice 3.7 i 3.8.

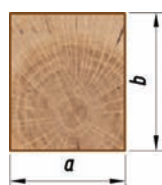
**Tablica 3.7**

Wymiary podrozjazdnic drewnianych stosowanych w Polsce

Typ podrozjazdnicy	Wymiary [mm]				
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>d</i>	długość
I B	260	160	190	110	2200–8000
II O	250	150	160	–	2200–6200

**Tablica 3.8**

Wymiary mostownic drewnianych stosowanych w Polsce



Typ mostownicy	Wymiary [mm]		
	<i>a</i>	<i>b</i>	długość
I	220	240	2500
II	240	270	2700
III	260	300	3000

Podkłady i podrozjazdnice drewniane oraz mostownice przed wbudowaniem w tor muszą być zabezpieczone przed działaniem czynników atmosferycznych, grzybów oraz pleśni. Potrzebny efekt uzyskuje się, impregnując je pod ciśnieniem i w temperaturze 70°C olejem kreozotowym. Wyjątek stanowi drewno azobe, którego gęstość uniemożliwia praktycznie jakąkolwiek impregnację i które z natury jest odporne na wpływ przedstawionych czynników.

O trwałości podkładów drewnianych decydują: rodzaj drewna, sposób nasycania i użyte do tego środki, typ szyn, rodzaj przytwierdzeń, rodzaj podsypki i podtorza, stan utrzymania nawierzchni (zwłaszcza stan podsypki), obciążenie linii i wielkość oddziaływań dynamicznych, warunki atmosferyczne oraz klimatyczne. Ze względu na różnorodność tych czynników niemożliwe jest określenie trwałości w sposób ścisły. Poszczególne zarządy kolejowe przyjmują różne wielkości graniczne czasu pracy podkładów drewnianych, ustalając je na podstawie własnych, wieloletnich obserwacji i doświadczeń. Na kolejach francuskich ocenia się, że trwałość podkładów drewnianych wynosi 20–25 lat. Na kolejach rosyjskich trwałość tę szacuje się na 16 lat. Koleje brytyjskie różnicują trwałość w zależności od gatunku drewna: trwałość podkładów z drewna miękkiego ocenia się na 12–25 lat, a z drewna twardego – na 30–35 lat.

W Polsce przyjmuje się, że trwałość podkładów drewnianych wynosi:

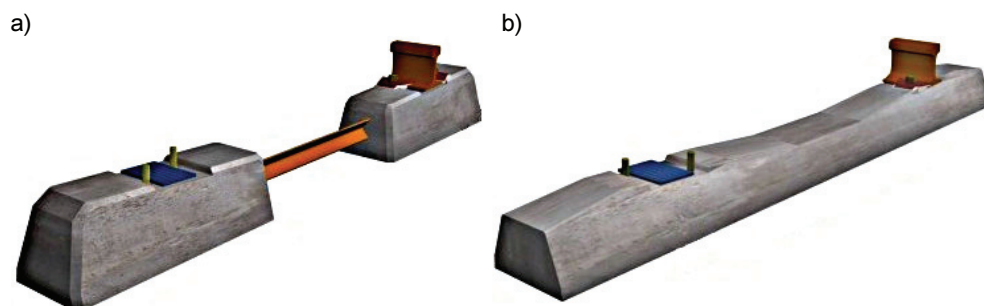
- 18–21 lat dla podkładów z drewna miękkiego zaimpregnowanego;
- 25–30 lat dla podkładów z drewna twardego zaimpregnowanego;
- 40–50 lat dla podkładów z drewna azobe.

Zalety podkładów drewnianych to: mała masa (umożliwiająca ręczną wymianę pojedynczych podkładów), dobre tłumienie drgań i mała emisja hałasu, brak destrukcyjnego

wpływu na podsypkę (rozkruszania podsypki pod stopą podkładu), możliwość regeneracji rozkalibrowanych otworów na wkręty, brak konieczności wymiany po niewielkich wykolejeniach oraz możliwość ich wykorzystania w torze układanym na podtorzu o złej jakości. Do wad należy zaliczyć znaczny koszt, wgniatanie podkładek żebrowych w podkłady, małą odporność na czynniki atmosferyczne oraz małą odporność na przemieszczenia w torze.

W PKP najbardziej cenione są podkłady wykonane z drewna dębowego, ponieważ wykazują największą odporność na gnicie i wytrzymałość na zgniatanie oraz mocno trzymają wkręty przytwierdzenia. Znaczna masa dębiny (w porównaniu np. z sośniną) zwiększa stateczność toru. Ponieważ jednak dąb zawsze był drzewem drogim i trudno osiągalnym, materiał ten jest wykorzystywany wyłącznie do celów specjalnych – produkcji podrozdnic do rozjazdów leżących w torach o  $V_{\max} \geq 100$  km/h. Podkłady bukowe dorównują dębowym pod warunkiem ich bardzo starannej impregnacji. W przeciwnym wypadku bardzo szybko butwieją, a ich żywotność jest wtedy mniejsza nawet od podkładów sosnowych. Najczęściej w Polsce stosuje się podkłady i podrozdnicze z drewna sosnowego.

Trudności w pozyskiwaniu drewna odpowiedniej jakości, coraz większe wymagania stawiane nawierzchni kolejowej oraz względy ekologiczne (potrzeba ochrony kurczących się zasobów leśnych) spowodowały powszechne stosowanie podkładów betonowych. Podkłady te ze względu na kształt dzieli się na podkłady dwublokowe i monoblokowe (rys. 3.36), a ze względu na sposób zbrojenia – na żelbetowe i strunobetonowe.



Rys. 3.36. Podkłady betonowe: a) podkład dwublokowy, b) podkład monoblokowy [16]

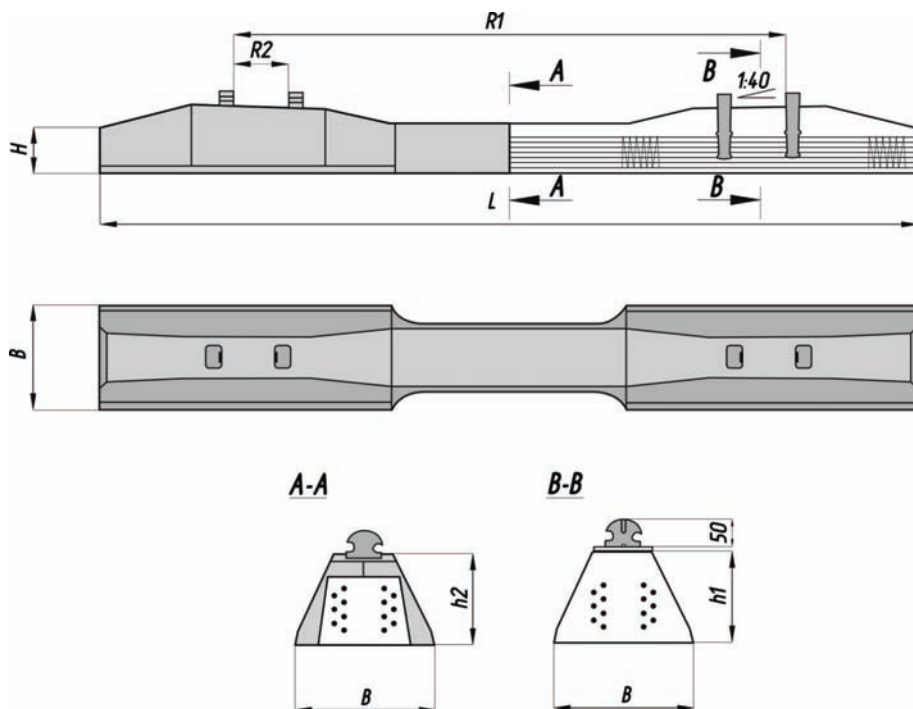
Ponieważ w fazie produkcji podkładów betonowych są w nich montowane elementy przytwierdzeń szynowych (dyble na wkręty lub kotwy do łapki SB), ich wytwarzanie wymaga ścisłego przestrzegania reżimów technologicznych.

W PKP najwcześniej były stosowane podkłady dwublokowe, spośród których najczęściej wykorzystywano typ B13 (rys. 3.36a). Łącznik między blokami żelbetowymi wykonywano z kątowników stalowych lub szyny staroużytecznej. Niedostateczna sztywność łącznika, jego podatność na korozję oraz duże zużycie stali spowodowały, że podkłady dwublokowe zostały wycofane z produkcji. Od tej pory w Polsce są wytwarzane i stosowane w eksploatacji wyłącznie monoblokowe podkłady strunobetonowe coraz nowszych i udoskonalanych typów. Ich podstawowe charakterystyki przedstawiono w tabelicy 3.9, natomiast wygląd – na rysunkach 3.37–3.41. Początkowo podkłady te były dostosowane do przytwierdzenia klasycznego typu K. W chwili obecnej produkowane są głównie podkłady do przytwierdzenia sprężystego SB. Wszystkie przedstawione typy podkładów są także produkowane w odmianie dla toru o szerokości 1524 mm (na eksport do krajów byłego Związku Radzieckiego oraz na potrzeby Linii Hutniczej Szerokotorowej).

Tablica 3.9

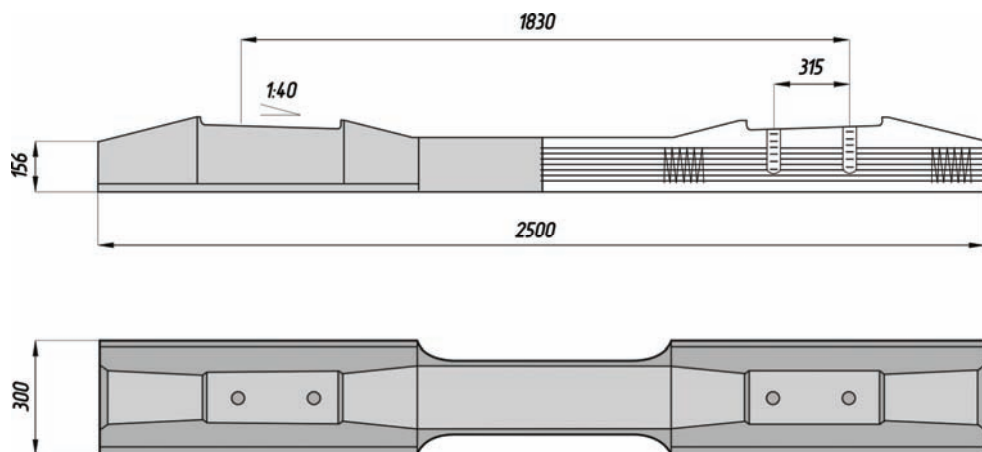
Charakterystyki podkładów betonowych eksploatowanych w Polsce

Rodzaj podkładu	Typ	Wymiary [mm]		Masa [kg]
		długość	szerokość	
betonowy blokowy	BI-3	2240	300	210
strunobetonowy	INBK-3	2500	265	225
strunobetonowy	INBK-4	2300	286	215
strunobetonowy	INBK-7	2500	300	250
strunobetonowy	INBK-8	2500	286	240
strunobetonowy	PS-83	2500	300	250
strunobetonowy	PS-93	2600	300	320
strunobetonowy	PS-94	2600	300	300
strunobetonowy	PS-94M	2600	300	335

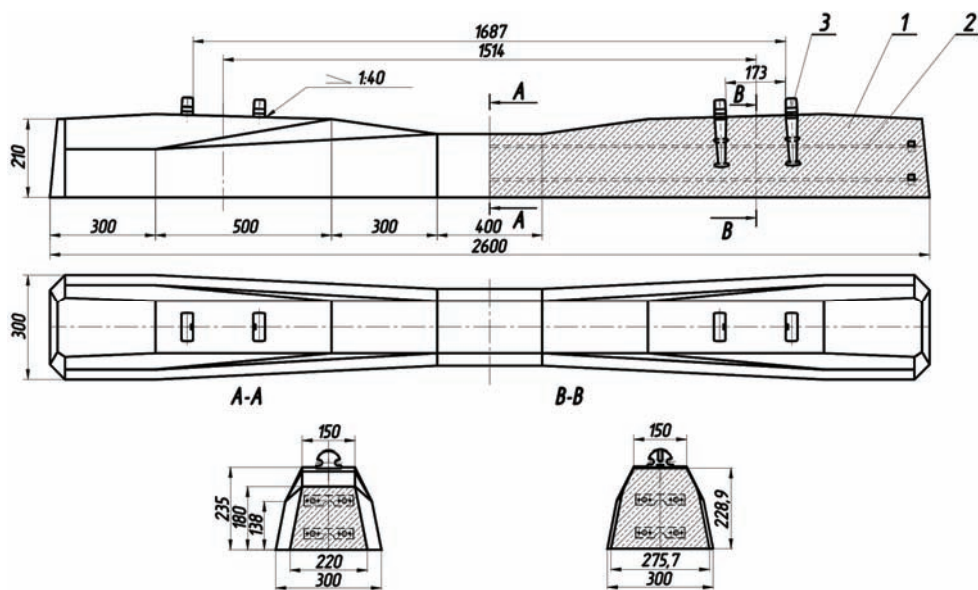


Typ podkładu	Wymiary [mm]							Masa [kg]
	L	H	B	R1	R2	h1	h2	
PS-83/SB/49E1	2500	156	300	1656	148	205,5	210,5	235
PS-83/SB/60E1	2500	156	300	1687	173	205,5	210,5	235

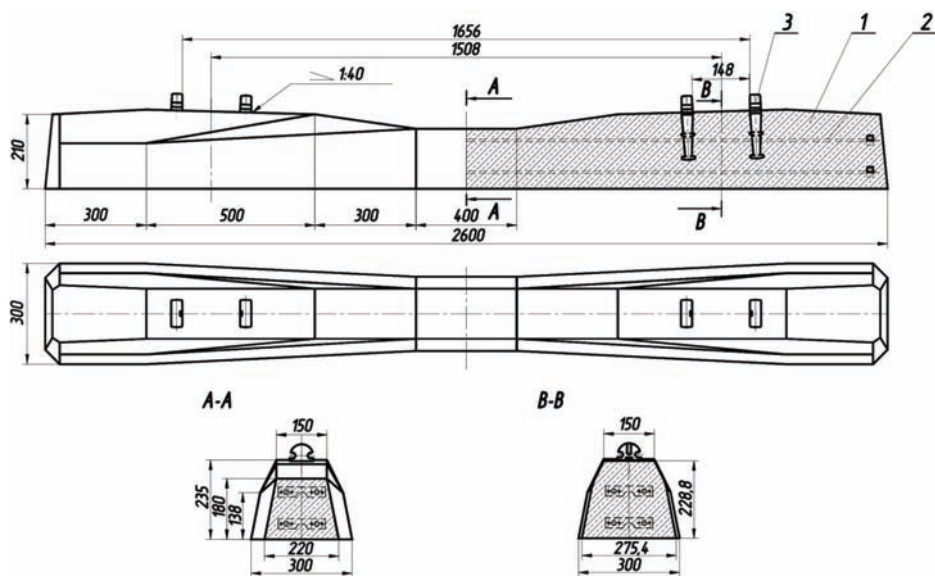
Rys. 3.37. Podkład strunobetonowy PS83/SB dla przytwierdzenia SB [9]



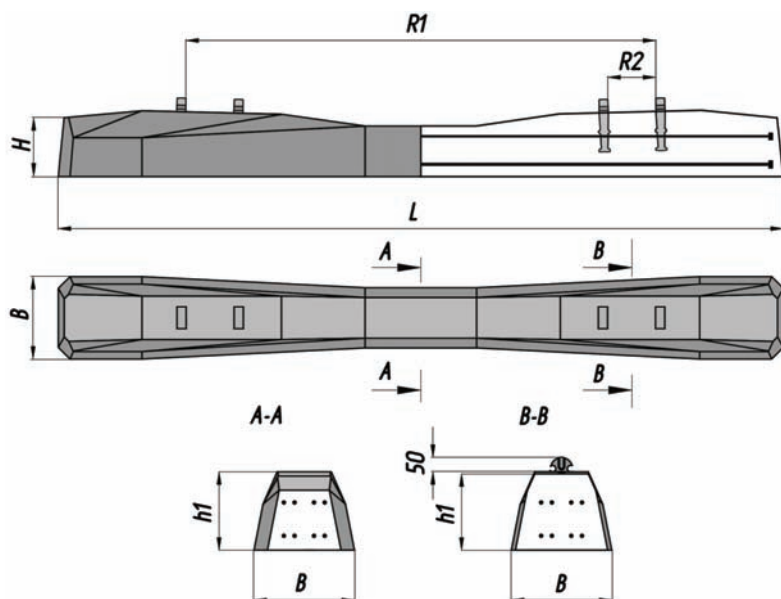
Rys. 3.38. Podkład strunobetonowy PS83/K dla przytwierdzenia K (zmodernizowany INBK-7) [9]



Rys. 3.39. Podkład strunobetonowy PS93 dla przytwierdzenia SB-3, szerokości toru 1435 mm i szyn 60E1. 1 – beton; 2 – wiązka zbrojenia; 3 – kotwa przytwierdzenia SB-3 [9]



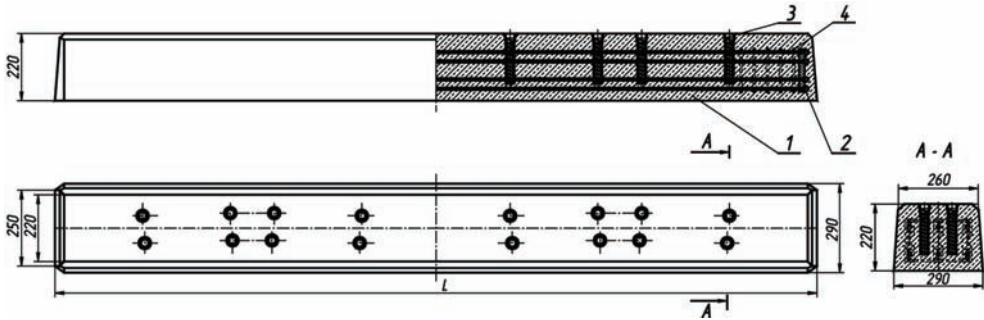
Rys. 3.40. Podkład strunobetonowy PS93 dla przytwierdzenia SB-3, szerokości toru 1435 mm i szyn 49E1. 1 – beton; 2 – wiązka zbrojenia; 3 – kotwa przytwierdzenia SB-3 [9]



Typ podkładu	Wymiary [mm]							Masa [kg]
	L	H	B	R1	R2	h1	h2	
PS-94/SB/49E1	2600	210	300	1654,1	145,5	228,9	235	300
PS-94/SB/60E1	2600	210	300	1685,4	170,5	228,9	235	300

Rys. 3.41. Podkład strunobetonowy PS94 dla przytwierdzenia SB [9]

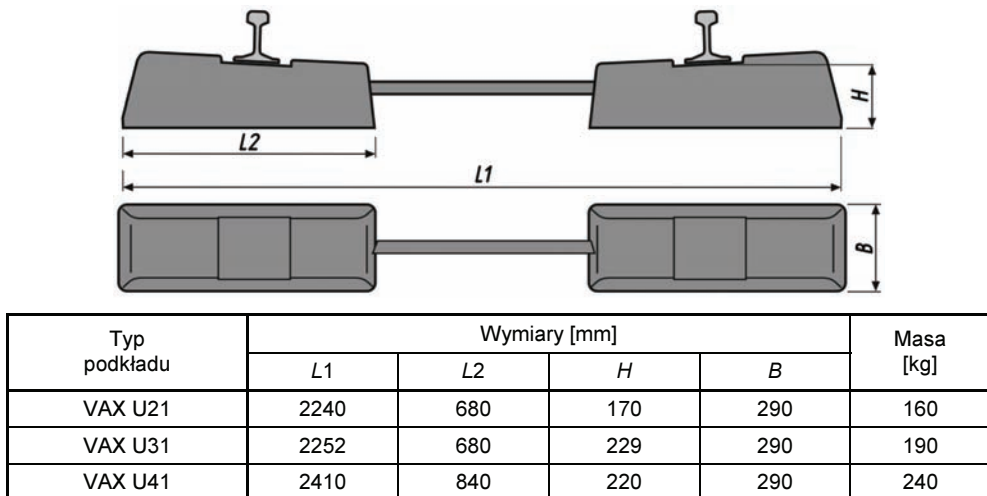
W ostatnich latach rozpoczęto w Polsce produkcję podrozdnic strunobetonowych (rys. 3.42). Stało się to możliwe dzięki dobremu opanowaniu technologii produkcji podkładów betonowych i ich wysokiej jakości. Podrozdnicze te są produkowane w kompletach, innych dla każdego typu rozjazdu. Każda podrozdnicza ma swój własny numer na planie rozjazdu i odpowiedni rozkład dybli na wkręty. Podrozdnicze produkowane obecnie w Polsce są przystosowane do przytwierdzenia pośredniego KS z łapką sprężystą Skl-12.



Rys. 3.42. Podrozdnicza strunobetonowa SP93. 1 – beton; 2 – wiązka zbrojenia; 3 – dybel polietylenowy; 4 – strzemiono; długość  $L = 2,2\text{--}4,9$  m; rozkład i rozstaw dybli zależny od typu rozjazdu i numeru podrozdniczcy [9]

Przy omawianiu podkładów betonowych warto wspomnieć o konstrukcjach zagranicznych, produkowanych przez dwa kraje przodujące w budowie kolei dużych prędkości – Francję i Niemcy.

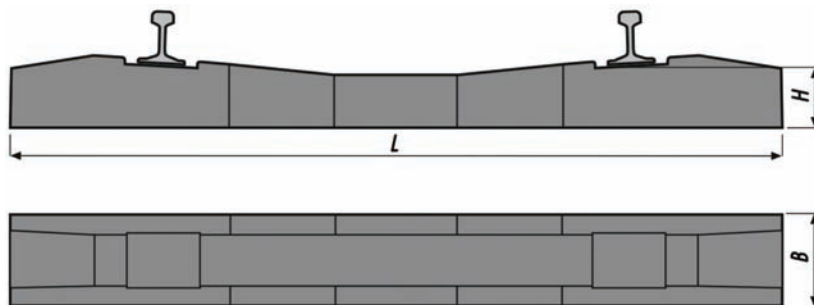
Koleje francuskie powszechnie wykorzystują – także przy budowie linii TGV – podkłady dwublokowe. Oznacza to, że potrafią tam sobie poradzić z problemami, które spowodowały wycofanie tej konstrukcji z produkcji w Polsce. Parametry wytwarzanych i stosowanych podkładów przedstawiono na rysunku 3.43.



Rys. 3.43. Podkłady dwublokowe produkowane i eksploatowane we Francji [9]



Ponadto we Francji produkowane i stosowane są podkłady monoblokowe, których parametry przedstawiono na rysunku 3.44.



Typ podkładu	Wymiary [mm]			Masa [kg]
	L	H	B	
BON U31	2500	170	290	265
BON U41	2500	200	290	285

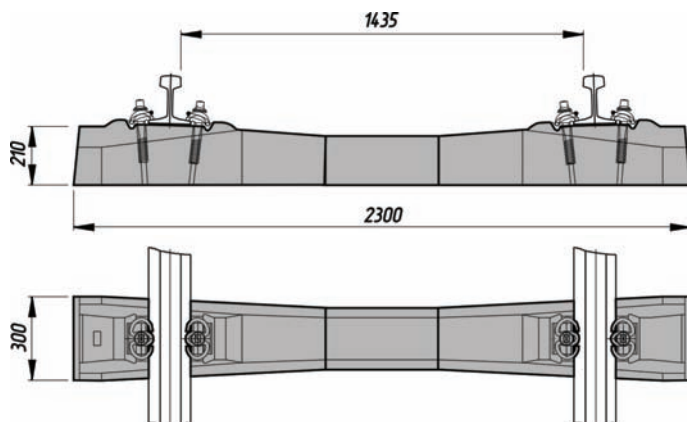
Rys. 3.44. Podkłady monoblokowe produkcji francuskiej [9]

Niemcy są krajem mającym bardzo duże doświadczenie i osiągnięcia w konstruowaniu podkładów strunobetonowych. Produkowane podkłady są stosowane nie tylko na kolejach niemieckich, ale w wielu innych krajach świata (przykładowo w Niemczech w 2007 r. opracowano podkłady dla obciążeń osiowych 440 kN i natężenia przewozów 250 TG/rok, testowane na linii Chicago–Denver w USA, na której rzeczywiste obciążenie osiowe wynosi 347 kN). Produkowane są liczne typy podkładów przeznaczone dla linii o różnym natężeniu ruchu, w wariantach dostosowanych do różnych typów przytwierdzeń szynowych, a także projektowane indywidualnie pod specjalne zamówienia odbiorców z różnych krajów świata. Charakterystyki typowych, powszechnie wykorzystywanych konstrukcji przedstawiono w tablicy 3.10, a ich wygląd – na rysunkach 3.45–3.49.

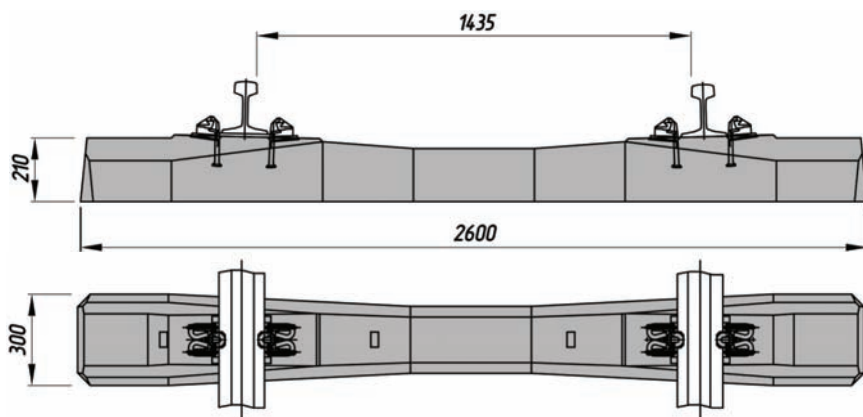
Tablica 3.10

Charakterystyki podkładów strunobetonowych produkcji niemieckiej [17]

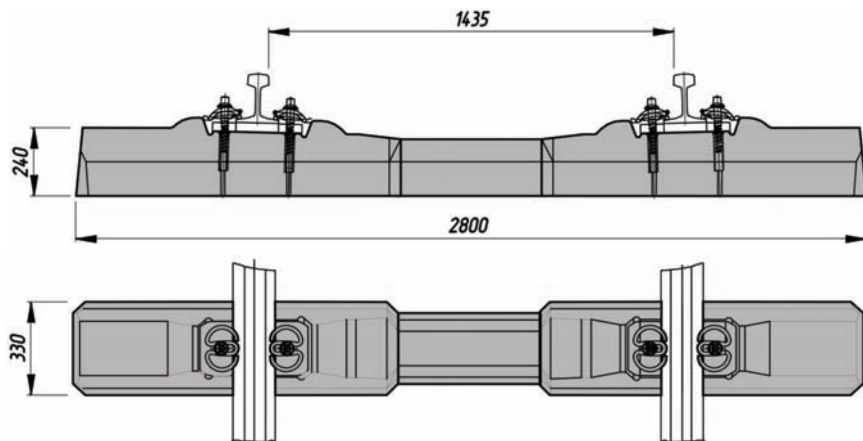
Typ podkładu	Wymiary [mm]			Masa [kg]
	długość	wysokość	szerokość	
B70 W6	2600	146	300	300
B75	2800	182	330	390
B90	2600	191	320	330
B320	2600	200	300	380



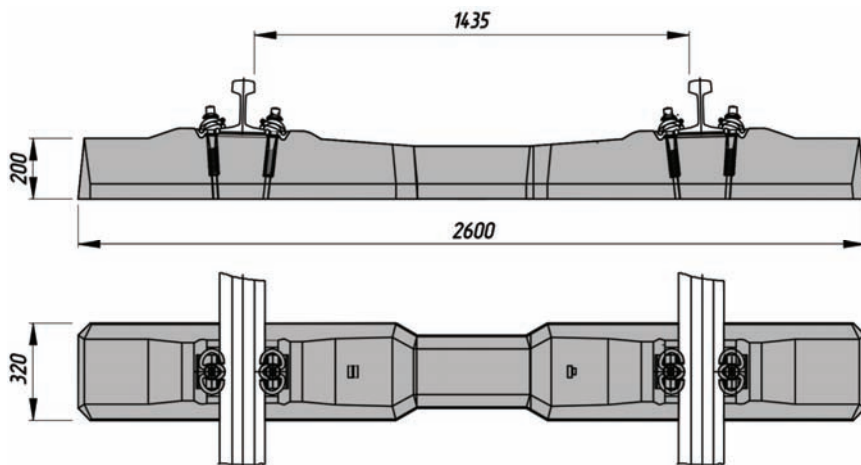
Rys. 3.45. Niemiecki podkład strunobetonowy B70 2.3 w wersji dla przytwierdzenia W14 [17]



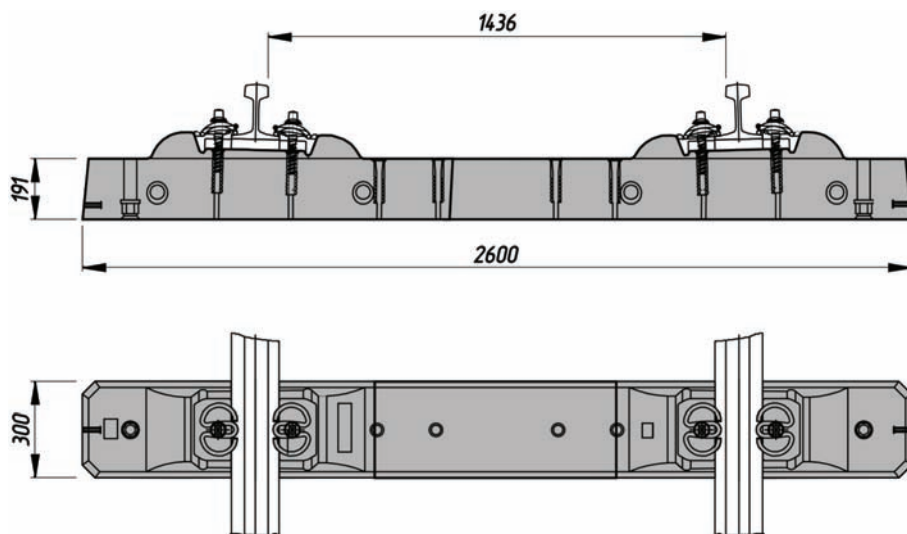
Rys. 3.46. Niemiecki podkład strunobetonowy B70 2.6 w wersji dla przytwierdzenia Pandrol Fastclip [17]



Rys. 3.47. Niemiecki podkład strunobetonowy B75 w wersji dla przytwierdzenia System 300 [17]



Rys. 3.48. Niemiecki podkład strunobetonowy B90 w wersji dla przytwierdzenia W14 [17]



Rys. 3.49. Niemiecki podkład strunobetonowy B320 w wersji dla przytwierdzenia System 300 [17]

Budulec podkładów betonowych (beton i zbrojenie) jest narażony na korozję. Intensywność tego zjawiska zależy m.in. od materiałów wysypujących się z nieszczelnych wagonów i od prądów błędzących. W miarę upływu czasu maleje też mrozoodporność podkładów (po 10 latach eksploatacji zmniejsza się ona o 25–30%). Jednak mimo powszechnego stosowania tych podkładów ocena ich trwałości ma ciągle charakter przybliżony. Podanie ścisłych wartości jest niemożliwe ze względu na różnorodność typów i odmian tych podkładów, zmienność warunków eksploatacyjnych oraz bardzo duży wpływ, jaki na trwałość podkładów betonowych wywiera utrzymanie nawierzchni. Specjaliści szacują trwałość podkładów betonowych na 40–50 lat.

W Polsce graniczny czas pracy podkładów betonowych określa się na:

- 35 lat na liniach o natężeniu przewozów większym od 15 Tg/rok;
- 40 lat na liniach, na których natężenie przewozów nie przekracza 15 Tg/rok.

Podkłady betonowe są obecnie w powszechnym użyciu. Do ich zalet należy zaliczyć: niską cenę, możliwość doboru konstrukcji podkładu do konkretnych wymagań, małą wrażliwość na pękanie oraz bardzo duży opór przeciwko przesunięciom toru (szczególnie dużą odporność na przesunięcia poprzeczne wykazują podkłady dwublokowe), łatwość wytwarzania oraz długi okres eksploatacji w torze. Wady to przede wszystkim destrukcyjny wpływ podkładów na podsypkę (rozkruszanie ziaren podsypki pod stopą podkładu na skutek oddziaływań dynamicznych) oraz mała odporność uderowa powodująca ich masowe niszczenie w wypadku wykolejenia pociągu.

Na powierzchni przylegania podkładu betonowego do tęcznia, tzn. pod stopą podkładu, dwa nieelastyczne materiały spotykają się bezpośrednio w ten sposób, że nie jest możliwe ich wzajemne ząbienie się, takie jak w przypadku podkładów drewnianych. Konsekwencje obejmują rozkruszanie ziaren podsypki oraz zmniejszenie możliwości przekazywania z podkładów na podsypkę sił działających w płaszczyźnie poziomej. W celu zapobiegania przeciążeniom tęcznia, zwłaszcza na liniach przeznaczonych dla pociągów rozwijających duże prędkości, wprowadzono podkłady betonowe powlekane od spodu warstwą plastycznie odkształcalnego tworzywa sztucznego<sup>6)</sup> o grubości około 1 cm (rys. 3.50). Dzięki temu, podczas podbijania podkładów oraz w efekcie oddziaływania pionowych sił od taboru kolejowego, następuje „ząbienie” podkładu z tęczniem, dzięki czemu zwiększa się znacznie opór na przesunięcia w płaszczyźnie poziomej, a tym samym wzrasta stateczność położenia toru. Ponadto zmniejszają się naciski kontaktowe między podkładem i tęczniem, co w praktyce eliminuje zjawisko rozkruszania podsypki pod podkładem – pod tym względem podkład betonowy zaczyna się zachowywać jak podkład drewniany.



Rys. 3.50. Podkłady strunobetonowe powlekane od spodu warstwą tworzywa plastycznie odkształcalnego (na zdjęciu w kolorze czerwonym) [16]

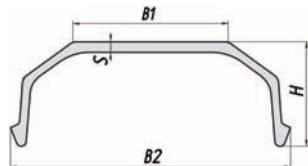
Przekrój podkładów stalowych ma kształt odwróconego koryta, z zagiętymi do dołu końcami. Ich zalety to: duża trwałość, bardzo mała wysokość konstrukcyjna nawierzchni, w której są stosowane, dobre utrzymywanie szerokości toru oraz wybitnie wysoki opór przeciwko przesunięciom poprzecznym i podłużnym toru, dzięki wypełnieniu wnętrza

<sup>6)</sup> Pierwsze eksperymenty z zastosowaniem polimerów były nieudane. Co prawda uzyskano ochronę tęcznia przed rozkruszaniem, z drugiej jednak strony jeszcze bardziej zmniejszono opór rusztu torowego na działanie sił poziomych.

podkładu przez podsypkę. Wady podkładów stalowych obejmują: wysoką cenę, problemy z izolacją toków szynowych oraz z utrzymaniem toru za pomocą automatycznych podbijarek torowych. Przekrój poprzeczny i podstawowe wymiary niektórych typów podkładów stalowych produkowanych w Niemczech przedstawiono na rys. 3.11

**Tablica 3.11**

Charakterystyka podkładów stalowych produkowanych w Niemczech [17]



Typ podkładu	Wymiary [mm]				Masa [kg]
	H	B1	B2	S	
SBBI	90	130	240	11	25,40
Sw 9	100	135	272	9	28,85
Sw 9-12	103	135	272	12	35,23
S 23	80	140	266	13	28,12

Podkłady stalowe o tradycyjnym, belkowym kształcie w Europie można spotkać sporadycznie, są natomiast powszechnie stosowane w krajach afrykańskich i w Australii. W ostatnim dziesięcioleciu pewną popularność uzyskała w Europie inna konstrukcja – podkłady stalowe typu Ypsilon (rys. 3.51). W dotychczasowej eksploatacji podkłady te wykazały zdolność do doskonałego zapewnienia stateczności toru i minimalne wymagania związane z utrzymaniem nawierzchni. W Polsce zastosowano je w bardzo trudnych warunkach terenowo-gruntowych, w zmodernizowanej nawierzchni kolei terenowo-linowej na Gubałówkę w Zakopanem.



Rys. 3.51. Tor na podkładach stalowych typu Ypsilon [17]

Postęp w dziedzinie materiałów budowlanych owocuje próbami wykorzystania do konstrukcji podkładów nowych tworzyw. Jednym z nich jest polimerobeton. Zaletami wykonanych z niego podkładów są: duża wytrzymałość, sprężystość, skuteczne tłumienie drgań, duży opór elektryczny i odporność na czynniki atmosferyczne oraz substancje toksyczne. Wszystko to sprawia, że podkłady wykonane z tego materiału łączą w sobie zalety podkładów drewnianych i betonowych. Na wybranych odcinkach linii kolejowych w Niemczech trwa obecnie próbną eksploatacją tych podkładów.

### 3.2.4. Podsypka

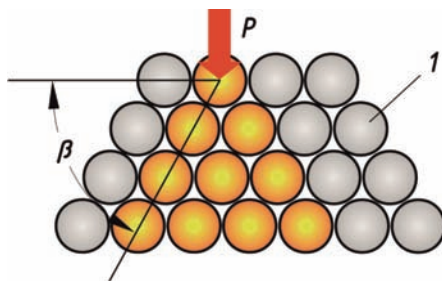
Podsypka to warstwa sypkiego gruboziarnistego kruszywa kamiennego o średnicy ziaren w granicach 31,5–63,0 mm i ostrych krawędziach. W nawierzchni kolejowej spełnia następujące zadania:

- przejmuje naciski przekazywane przez podkłady i przenosi je równomiernie na torowisko;
- zapewnia odpowiednią stateczność toru w planie, przeciwdziałając przesunięciom poprzecznym i podłużnym podkładów;
- zapewnia odpowiednią sprężystość toru, zapobiegając w ten sposób jego odkształceniom pionowym i odkształceniom torowiska;
- przepuszcza wodę opadową, dzięki czemu możliwe jest utrzymanie podkładów i torowiska w stanie możliwie suchym.

Wypełnienie tych zadań uzyskuje się poprzez:

- ukształtowanie właściwego profilu i rozmiarów pryzmy podsypki;
- stosowanie na podsypkę materiałów o odporności na ściskanie odpowiedniej do przenoszonego obciążenia;
- stosowanie materiałów o odpowiednim uziarnieniu, przede wszystkim zawierających niewielką ilość ziaren drobnych, płaskich i igiełkowatych;
- stosowanie materiałów odpornych na wpływy atmosferyczne, zwłaszcza na mróz;
- stosowanie materiałów o odpowiednio małej rozkruszalności (odpornych na uderzenia przy podbijaniu podkładów);
- dobre zagęszczenie i utrzymanie podsypki;
- układanie podsypki na stabilnym, prawidłowo odwodnionym podtorzu.

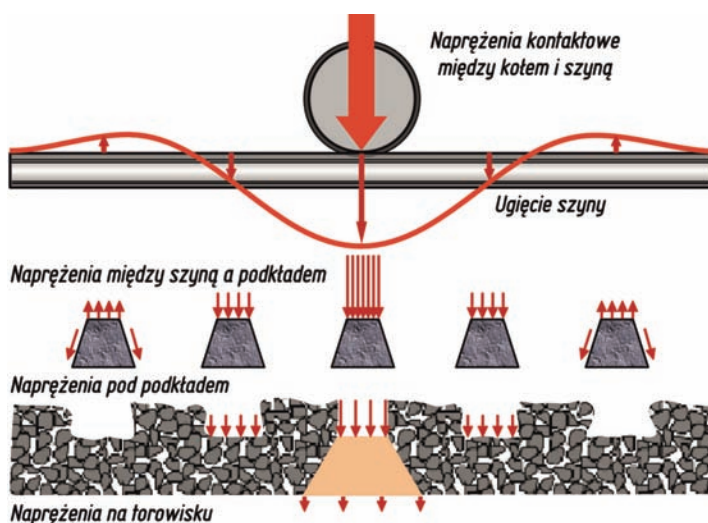
Najistotniejszą cechą podsypki, związaną z dystrybucją na torowisko obciążeń przekazywanych przez podkłady, jest zdolność do rozłożenia tych obciążeń na znacznie większą powierzchnię. Dzięki temu podtorze, którego materiał cechuje się o wiele mniejszą wytrzymałością na ściskanie niż naprężenia występujące na styku podkładów i podsypki, nie ulegając trwałym odkształceniom. Ta właściwość podsypki wynika z faktu, że stanowi ją materiał syпки, w którym nacisk przyłożony do pojedynczego ziarna jest przekazywany do warstw niżej położonych pod pewnym kątem (rys. 3.52), angażując przy danym rozstawie podkładów i odpowiedniej grubości podsypki całą powierzchnię torowiska.



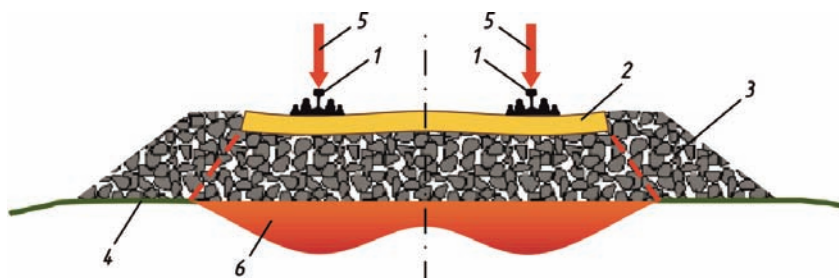
Rys. 3.52. Schemat dystrybucji naprężeń w podsypce. 1 – ziarno podsypki;  $P$  – nacisk na podsypkę;  $\beta$  – kąt tarcia wewnętrznego materiału podsypki [13]

Przy obliczaniu grubości warstwy podsypki – poza rozstawem podkładów i kątem tarcia wewnętrznego materiału podsypki – należy wziąć pod uwagę, że szyny, podkłady

i podsypka nie są idealnie sztywne, przez co nacisk kół nie rozkłada się jednakowo na wszystkie podkłady leżące pod szyną (rys. 3.53). Należy też uwzględnić oddziaływanie ze strony serii sił skupionych, modelujących naciski od kół kolejnych osi pociągu<sup>7)</sup>, rozkład nacisków na podsypkę wzdłuż osi podkładu (rys. 3.54) oraz dynamiczny charakter obciążenia od kół taboru kolejowego.



Rys. 3.53. Rozkład sił pionowych w nawierzchni kolejowej wzdłuż osi toru [11]



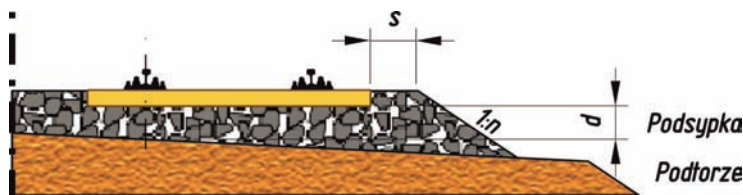
Rys. 3.54. Rozkład naprężeń pionowych na powierzchni torowiska wzdłuż osi podkładu. 1 – szyna; 2 – podkład; 3 – podsypka; 4 – torowisko; 5 – nacisk koła; 6 – rozkład naprężeń [13]

Wieloletnie badania teoretyczne i zebrane doświadczenia pozwoliły ustalić, że grubość warstwy podsypki gwarantująca równomierny rozkład obciążeń na powierzchni torowiska oraz zapewniająca ich wartość bezpieczną dla stabilności podłoża wynosi 0,20–0,35 m. Wartości z tego zakresu są też przyjmowane w PKP, w zależności od warunków eksploatacyjnych oraz konstrukcji nawierzchni oraz przy zachowaniu reguły, że pod podkładami betonowymi nadaje się warstwie grubość o 0,05 m większą niż pod podkładami drewnia-

<sup>7)</sup> Przy obliczaniu nośności elementów nawierzchni na wspomnianej już linii z Denver do Chicago obciążenie wagonem Cooper E80 modelowano jako nacisk czterech sił skupionych o wartości 347 kN, oddległych od siebie o 1,52 m.

nymi w tych samych warunkach eksploatacyjnych. Wyjątek stanowią tory najniższej klasy technicznej, przeznaczone do ruchu z prędkością 30–40 km/h, na których, przy ułożeniu podkładów co 0,60 m, wystarczy warstwa o grubości 0,16 m.

Grubość warstwy podsypki mierzy się zawsze pod tokiem szynowym w najbardziej niekorzystnym miejscu, uwzględniając kształt przekroju poprzecznego podtorza (rys. 3.55). Przykładowo, na dwutorowej linii PKP położonej na prostej pomiar należy wykonać pod wewnętrznymi (położonymi bliżej osi torowiska) tokami szynowymi. Jednak na tej samej linii w torze zlokalizowanym na łuku z przechyłką pomiar w obu torach należy przeprowadzić pod tokami szynowymi położonymi bliżej środka łuku.



Rys. 3.55. Ukształtowanie przyzmy podsypki na przykładzie linii dwutorowej.  $d$  – grubość warstwy podsypki,  $s$  – szerokość osypania czoł podkładów,  $1:n$  – pochylenie skarpy przyzmy podsypki [9]

Nośność podsypki w płaszczyźnie pionowej znacznie przekracza jej nośność w poziomie. Opór na przemieszczenia poziome jest skutkiem, przede wszystkim, tarcia spodów podkładów o podsypkę, właściwego zasypania podsypką okienek między podkładami, a w przypadku przemieszczeń poprzecznych do osi toru – również prawidłowego osypania czoł podkładów. Dlatego bardzo ważne są właściwe ukształtowanie i zagęszczenie przyzmy podsypki. Ostateczny kształt przekroju poprzecznego podsypki zależy od kategorii linii, typu i długości podkładów, rodzaju konstrukcji toru (klasyczny czy bezстыkowy), położenia toru (na prostej lub w łuku), odstępu między osiami torów oraz rodzaju urządzeń zabezpieczenia ruchu kolejowego. W płaszczyźnie pionowej podsypka nie może przykrywać podkładów, natomiast w poziomie musi mieć odpowiednią szerokość oraz właściwie pochyłą skarpe (wartości  $s$  i  $1:n$  na rys. 3.55). Ponadto w łukach o małych promieniach, w których występują zwiększone siły boczne skierowane na zewnątrz łuku, stosuje się dodatkowe osypanie podsypką czoł podkładów od strony zewnętrznego toku szynowego.

Podsypka jest wytwarzana głównie w kamieniołomach. Podstawowym materiałem na podsypkę jest tłućień łamany o ostrych krawędziach, uzyskiwany ze skał twardych magmowych głębinowych (dioryt, gabra, granit, sjenit) oraz wylewnych (bazalt, porfir). Na niektórych liniach drugorzędnych i znaczenia miejscowego można spotkać tłućień produkowany z bardziej miękkich skał metamorficznych i osadowych – dolomitów, gnejsów, kwarcytów i wapieni. Inne, poza tłućieniem, materiały służące do wytwarzania podsypki to: żwir kopalny lub rzeczny, żużel wielkopiecowy, kliniec oraz pospółka. Ponieważ materiały te nie zapewniają – ze względu na kształt ziaren – wystarczająco sprężystej pracy warstwy podsypki, są stosowane jedynie w bocznych torach stacyjnych.

Podsypkę wykorzystywaną w budowie nawierzchni kolejowej w Polsce dzieli się na pięć rodzajów:

- specjalną, wykonywaną ze skał magmowych lub metamorficznych;
- bardzo twardą (tłućień I klasy);
- twardą (tłućień II klasy);
- miękką (tłućień III klasy);
- nieatestowaną.



Aby podsypka mogła być zaliczona do jednego z czterech pierwszych rodzajów, musi spełniać warunki techniczne przedstawione w tablicy 3.12.

**Tablica 3.12**

Klasy techniczne podsypki na PKP [15]

Właściwości	Klasa podsypki			
	specjalna	bardzo twarda	twarda	mięka
Wytrzymałość na ścislenie min. [MPa]	160	160	140	80
Ścieralność w bębnie Devala max. [%]	4,0	5,6	7,0	9,0
Nasiąkliwość max. [%]	1,5	1,5	2,0	3,0
Mrozoodporność, ubytek max. [%]	2,0	1,5	3,0	5,0

Podsypka w każdej z klas może występować w dwóch gatunkach jakościowych. Zasady klasyfikacji przedstawiono w tablicy 3.13.

**Tablica 3.13**

Podział podsypki na gatunki na PKP [15]

Zawartość frakcji	Gatunek	
	1	2
Ziaren mniejszych od 63 mm [%]	100	100
Nadziaren nie więcej niż [%]	30	30
Ziaren wydłużonych ponad 100 mm nie więcej niż [%]	5	5
Podziaren nie więcej niż [%]	20	25
Ziaren mniejszych od 22,4 mm nie więcej niż [%]	3	5
Ziaren mniejszych od 2 mm nie więcej niż [%]	2	3
Cząstek mniejszych od 0,063 mm nie więcej niż [%]	0,3	–
Ziaren nieforemnych nie więcej niż [%]	30	35
Zanieczyszczeń obcych nie więcej niż [%]	0,1	0,2

W miarę upływu czasu stan podsypki ulega zmianom pod wpływem obciążenia, warunków atmosferycznych i zanieczyszczenia. Do zmian tych można zaliczyć odkształcenia profilu pryzmy podsypki oraz zmniejszanie się jej objętości i przepuszczalności. Wspomniane zmiany nie zachodzą w sposób nagły, lecz ich skutki są bardzo poważne i mogą powodować zmniejszenie, a nawet utratę zdolności eksploatacyjnej całej nawierzchni. Zmniejszanie się objętości podsypki w miarę przenoszenia obciążenia wynika z faktu, że część ziaren jest wciskana w podtorze lub warstwę ochronną, a część ulega rozkruszeniu. Ubytek podsypki szacuje się na 0,125% na każdy 1 Tg obciążenia przeniesionego przez nawierzchnię. Ubytek podsypki jest również ubocznym, negatywnym skutkiem podbijania podkładów. Każde kolejne podbicie, bez uzupełnienia podsypki, wciska ziarna tłucznia pod podkład i rozluźnia tłuczeń w okienkach oraz przy czołach podkładów.

Czynnikiem mającym bardzo duży wpływ na trwałość nawierzchni kolejowej jest zanieczyszczenie podsypki. Stwierdzono na przykład, że trwałość szyn R65 może się z tego powodu obniżyć o 30%. Źródła zanieczyszczeń podsypki to: spadanie materiału z wagonów wskutek ich nieuszczelnienia (usypy), przenikanie do podsypki cząstek gruntu z podtorza oraz kruszenie i ścieranie się ziaren podsypki wskutek oddziaływań mechanicznych, wpływów atmosferycznych i chemicznych oraz w wyniku podbijania toru. Zanieczyszczenie podsypki powoduje, że traci ona swoją przepuszczalność. W takiej sytuacji woda nie jest odprowadzana poza pryzmę podsypki (np. do warstwy filtracyjnej podtorza), lecz gromadzi się pod podkładami. W miejscach takich, w wyniku oddziaływań dynamicznych ze strony poruszającego się taboru, następuje dalsze mieszanie się warstw podsypki i podtorza, w wyniku czego z upływem czasu tworzą się wytryski błotne, zwane wychłapami (rys. 3.56). W takich miejscach podsypka traci swoje właściwości, w związku z czym nawierzchnia kolejowa jako całość nie pracuje prawidłowo i wyraźnie wzrasta zużycie jej pozostałych elementów – szyn, złąbek i podkładów. Prowadzi to do pogłębiających się z upływem czasu deformacji toru ze wszystkimi konsekwencjami tego stanu rzeczy. Takie miejsca wymagają szybkiego oczyszczenia i podsypki i regulacji geometrii toru. Zwłoka powoduje, że degradacja zaczyna sięgać podtorza, co powoduje wzrost kosztów napraw i komplikuje ich technologię.



Rys. 3.56. Wychłapy powstałe w wyniku zanieczyszczenia podsypki [9]

### 3.3. Standardy konstrukcyjne nawierzchni

Mnogość typów szyn, przytwierdzeń, podkładów oraz gatunków podsypki stwarza możliwość uzyskania wielu wariantów konstrukcyjnych nawierzchni kolejowej. Dobór poszczególnych elementów nie jest jednak dowolny. Podstawowym kryterium przy ustaleniu konstrukcji nawierzchni są warunki eksploatacyjne toru na linii lub stacji, w którym ma być ona zastosowana [10, 15]. W Polsce bierze się pod uwagę następujące parametry:

- maksymalną prędkość pociągów;
- nacisk osi lokomotywy w pociągu o przyjętej prędkości maksymalnej;
- nacisk osi wagonów w pociągu o przyjętej prędkości maksymalnej;
- natężenie przewozów na danym odcinku linii.

Na ich podstawie tory na szlakach oraz tory główne i główne dodatkowe na stacjach są kwalifikowane do jednej z sześciu klas technicznych w sposób, który przedstawiono

w tablicy 3.14. Istotne jest przy tym, aby przy dokonywaniu tego podziału brać pod uwagę rzeczywistość panującą na linii warunki eksploatacyjne.

**Tablica 3.14**

Kryteria klasyfikacji torów głównych na PKP [10]

Klasa toru	Prędkość maksymalna [km/h]	Nacisk osi [kN]		Nateżenie przewozów [Tg/rok]
		lokomotywy	wagonów	
0	200	205	140	do 25
1	100	221	221	nienormowane
	120	210	205	
	140	210	190	
	160	205	140	
2	80	221	221	16–25
	100	210	205	
	120	205	190	
3	70	230	230	9–15
	80	210	205	
4	60	230	230	4–8
	70	210	205	
5	30	230	230	do 3
	40	210	205	

Jak wynika z tablicy 3.14, parametry takie jak prędkość maksymalna i naciski osiowe są traktowane jako pary [3], gdyż różnica między oddziaływaniami statycznymi a dynamicznymi taboru na tor zwiększa się wraz ze wzrostem prędkości pociągów.

Każdej klasie torów odpowiadają określone standardy konstrukcyjne nawierzchni, czyli zestawienie materiałów konstrukcyjnych (szyn, przytwardzeń, podkładów, podsypki), jakich należy użyć do budowy torów danej klasy. Każdej klasie torów jest przyporządkowanych kilka równorzędnych wariantów standardów konstrukcyjnych. Każdy wariant jest oznaczony dwiema cyframi oddzielonymi kropką: numerem klasy torów, której dotyczy, oraz numerem wariantu (tabl. 3.15). Kolejne warianty w danej klasie należy traktować równorzędnie, natomiast określone przez nie wymagania należy przyjmować jako minimalne. Oznacza to, że tor zakwalifikowany do danej klasy powinien mieć konstrukcję nawierzchni odpowiadającą standardom przypisanym do klasy danej lub wyższej.

Dokładniejsza analiza wariantów pozwala dostrzec kilka istotnych reguł obowiązujących przy ich ustalaniu:

- większe wymagania techniczno-eksploatacyjne stawiane torowi wymagają zastosowania do jego budowy materiałów o wyższej jakości i większej wytrzymałości;
- w danej klasie toru przyjmuje się mniejszy rozstaw podkładów w nawierzchni z szyn 49E1 niż w nawierzchni z szyn 60E1;
- w danej klasie toru grubość warstwy podsypki przy zastosowaniu podkładów betonowych przyjmuje się o 0,05 m większą niż dla toru na podkładach drewnianych;

— w torach niższych klas dopuszcza się stosowanie zmagazynowanych materiałów współcześnie nieprodukowanych (np. podkładów INBK3 i INBK4), staroużytecznych (wybudowanych z torów wyższej klasy), a w niektórych wypadkach także po regeneracji (np. podkładów drewnianych z regenerowanymi otworami na wkręty lub szyn po reprofilacji).

Tablica 3.15

Przykłady standardów konstrukcyjnych nawierzchni stosowanych w PKP [15]

Wariant	Szyny	Podkłady		Przytwierdzenie	Grubość podsypki [m]
		typ	rozstaw [m]		
0,1	60E1 nowe dla $V > 200$ km/h	PS93, PS94, PS83	0,60	SB	0,35
0,2	60E1 nowe dla $V > 200$ km/h	IB, IIB twarde	0,60	Skł, K	0,30
1,1	60E1 nowe	PS93, PS94, PS83	0,60	SB	0,35
1,2	60E1 nowe	IIB twarde	0,60	Skł, K	0,30
2,2	60E1 nowe i reprofilowane kl. I	IIB twarde	0,70	K	0,25
2,4	49E1 nowe i reprofilowane kl. I	IIB miękkie	0,65	K	0,25
3,1	60E1 reprofilowane kl. II lub regenerowane	PS83 INBK7, K83	0,75	SB K	0,30
3,6	49E1 reprofilowane kl. II lub regenerowane	IIIB, IIIO miękkie nowe lub regenerowane	0,60	K	0,20
4,4	49E1 reprofilowane kl. III lub regenerowane	IIIB, IIIO miękkie nowe lub regenerowane	0,60	K	0,20
5,3	49E1 regenerowane	drewniane regenerowane	0,60	K	0,16

## 3.4. Konstrukcja toru kolejowego

### 3.4.1. Tor klasyczny

Najstarszą konstrukcją toru kolejowego jest tor klasyczny zbudowany z pręseł torowych. Pręśło torowe składa się z dwóch szyn o długości przyjętej przez hutę (w Polsce jest to obecnie 25 lub 30 m), ułożonych i przymocowanych na odpowiedniej liczbie poprzecznych podkładów (w zależności od klasy technicznej toru 31–43 podkładów dla szyn o długości 25 m i 37–51 podkładów dla szyn o długości 30 m).

Szyny poszczególnych pręseł torowych są ze sobą połączone za pomocą łubkowych złącz szynowych. W Polsce najczęściej stosowano złącza podparte. W ostatnich latach w torach na podkładach betonowych stosowane są złącza wiszące (patrz rys. 3.25, 3.27 oraz opis w rozdz. 3.2.2). Złącza wiszące między pręśłami na podkładach betonowych są wy-

konywane od niedawna (ok. 10 lat). Wcześniej złącza podparte na podkładach drewnianych stosowano do łączenia przęseł spoczywających zarówno na podkładach drewnianych, jak i betonowych.

W torze klasycznym złącza szynowe między kolejnymi przęsłami torowymi umożliwiają swobodną zmianę długości szyn, wynikającą ze zmian temperatury. Wielkość skrócenia lub wydłużenia szyny ułożonej swobodnie (na rolkach) w przypadku zmiany jej temperatury można obliczyć z wzoru:

$$\Delta l = \alpha \cdot L \cdot (T_1 - T_2), \quad (3.1)$$

gdzie:  $\Delta l$  – zmiana długości szyny;  
 $\alpha$  – współczynnik rozszerzalności termicznej stali szynowej ( $\alpha = 1,15 \cdot 10^{-5} [1/^\circ\text{C}]$ );  
 $L$  – długość szyny;  
 $T_1 - T_2$  – różnica temperatur, dla której mierzona jest zmiana długości szyny [ $^\circ\text{C}$ ].

Tę zależność należy uwzględnić przy montażu lub regulacji złącza toru klasycznego, zachowując między końcami szyn odpowiednie luzy (przerwy dylatacyjne). Wartości tych luzów stosowane w Polsce i uwzględniające panujące w naszym kraju warunki klimatyczne przedstawiono w tabelicy 3.16.

**Tabela 3.16**

Wartości wymaganych w PKP luzów w stykach szyn toru klasycznego [mm] [15]

Temperatura szyny [ $^\circ\text{C}$ ]	Długość przęsła [m]	
	25	30
	Wymagane luzy [mm]	
od -15 do -10	14	17
od -9 do -6	13	16
od -5 do -1	12	14
0-5	11	12
6-10	9	10
11-15	8	8
16-20	6	6
21-25	4	4
26-30	2	2
31-35	1	1
36-40	0	0

W Polsce przyjmuje się zasadę, że styki szyn w torze położonym na prostej powinny leżeć na linii prostopadłej do osi toru, a w łukach – na promieniu łuku. W ten sposób koła jednej osi taboru przejeżdżają przez złącze równocześnie. Odchylenia od tej zasady nie mogą przekraczać 20 mm. Ponieważ długości toków szynowych w torze położonym w łuku poziomym różnią się od siebie, w celu zachowania powyższej zasady w tokach wewnętrznych łuków układa się szyny skrócone. Wartości skróceń są wielokrotnościami 45 mm lub 40 mm (w nowo produkowanych szynach skróconych obowiązują nominalne skrócenia: 45, 90, 135 i 180 mm). Każdorazowo wykonuje się też projekt ułożenia szyn skróconych,

w którym przestrzega się zasady, aby przesunięcie styków w obu tokach było nie większe niż połowa wartości skrócenia pojedynczej szyny w łuku.

W wypadku konieczności połączenia ze sobą szyn typów 60E1 i 49E1 należy stosować specjalne szyny przejściowe, które składają się ze specjalnej odkówki o zmiennym profilu oraz zgrzanych z nią elektrycznie odcinków szyn 49E1 i 60E1 (rys. 3.57). Na długości odkówki profil szyny zmienia się w taki sposób, aby zapewnić ciągłość krawędzi tocznej główki szyny. Z tego powodu szyny przejściowe wykonuje się w kompletach zawierających dwie szyny – po jednej dla każdego toku szynowego. Tymczasowo, w trakcie prowadzenia prac nawierzchniowych, dopuszczalne jest łączenie szyn różnego typu za pomocą specjalnych łubków przejściowych.



Rys. 3.57. Szyna przejściowa o zmiennym profilu do łączenia szyn 49E1 i 60E1 [9]

Jeżeli w torze klasycznym następuje zmiana rodzaju podkładów lub podsypki, to powinna się ona znajdować w odległości nie mniejszej niż 6 m (10 podkładów) od złącza szynowego. Wyjątek od tej zasady stanowią złącza podparte (na podkładach drewnianych) w torze ułożonym na podkładach betonowych.

Tor klasyczny na podkładach betonowych nie może się łączyć bezpośrednio z rozjazdami na podrozjazdnicach drewnianych. W takich sytuacjach z obu stron rozjazdu należy ułożyć odcinki toru na podkładach drewnianych o minimalnej długości 15 m. Analogicznie, nie należy łączyć bezpośrednio toru na podkładach drewnianych z rozjazdami na podrozjazdnicach betonowych. Także wtedy z obu stron rozjazdu należy ułożyć odcinki toru na podkładach betonowych o minimalnej długości 6 m. Natomiast w drogach zwrotnicowych na całej ich długości należy stosować podrozjazdnice i podkłady z tego samego materiału – drewniane lub betonowe.

### 3.4.2. Tor bezstykowy

Każde złącze szynowe jest słabym miejscem toru kolejowego, w którym najszybciej dochodzi do deformacji geometrii, a przed wszystkim – zapadania się styków. Utrzymanie złącz szynowych jest kosztowne i wymaga okresowego przeprowadzania wielu czynności: dokręcania śrub łubkowych, czyszczenia komór, ręcznego podbijania podkładów podłączonych, regulacji luzów między końcami szyn. Wymienionych wad nie ma tor bezstykowy, w którym złącza łubkowe zastąpiono połączeniami spawanymi lub zgrzewanymi. Brak złącz klasycznych powoduje, że jakość geometrii toru jest zdecydowanie wyższa, a równocześnie wolniej tworzą się deformacje. Dzięki temu uzyskuje się większą żywotność toru

przy mniejszych kosztach utrzymania. Według różnych badań oszczędności te wynoszą 25–30% [3, 4, 12]. Te zalety powodują, że tor bezстыkowy jest obecnie podstawową konstrukcją nawierzchni kolejowej<sup>8)</sup>.

Toki szynowe w torze bezстыkowym są wykonywane z tzw. szyn długich. Szyny długie powstają w specjalnych wytwórniach, w których szyny dostarczone z huty są zgrzewane w technologii oporowo-lukowej w odcinki o długości kilkuset metrów. Takie szyny, po przywiezieniu na miejsce wbudowania w torze, są następnie spawane termitowo w jeszcze dłuższe odcinki. Teoretycznie długość szyn w torze bezстыkowym jest nieograniczona, w praktyce osiąga wiele kilometrów<sup>9)</sup>. Jest to jednoznaczne z niemal całkowitym wyeliminowaniem z toru złączy klasycznych, a w konsekwencji – likwidacją przerw dylatacyjnych, umożliwiających swobodną zmianę długości szyn pod wpływem zmian temperatury. W konsekwencji w torze bezстыkowym, poza obciążeniem ze strony ruchu taboru kolejowego, pojawia się zupełnie nowy, niespotykany w torze klasycznym rodzaj obciążeń – obciążenia termiczne. Bardziej szczegółowe przedstawienie związanych z tym zagadnień musi poprzedzić zdefiniowanie związanej z nimi terminologii [3]. Jest to terminologia międzynarodowa, stosowana m.in. przez Międzynarodowy Związek Kolei (UIC).

Temperatura układki to temperatura szyn zmierzona termometrem szynowym bezpośrednio po rozładunku szyn i umieszczeniu ich na podkładach, ale przed ich przytwierdzeniem.

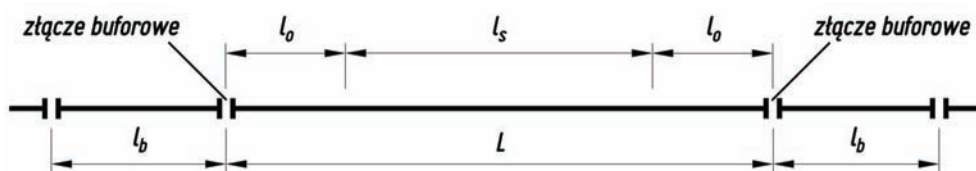
Temperatura przytwierdzenia to temperatura, w której następuje dokręcenie (zapięcie) przytwierdzeń.

Temperatura neutralna to temperatura, przy której w szynie nie występują naprężenia (czyli panuje stan beznaprężeniowy).

Odcinki oddychające to końcowe odcinki toru bezстыkowego, na długości których (w prawidłowo utrzymanym torze) występują zmiany długości szyny wywołane zmianami temperatury (rys. 3.58).

Złącze buforowe to miejsce połączenia toru bezстыkowego z torem klasycznym, wykonane w postaci klasycznego, łukowego złącza szynowego.

Przęsło buforowe to przęsło toru klasycznego przylegające bezpośrednio do toru bezстыkowego.



Rys. 3.58. Schemat toru bezстыkowego.  $L$  – długość odcinka toru bezстыkowego;  
 $l_b$  – przęsło buforowe;  $l_o$  – odcinek oddychający (o zmiennej długości);  
 $l_s$  – odcinek o stałej długości [9]

Naprężenia działające w szynach toru bezстыkowego wzdłuż osi szyn można podzielić następująco [14]:

— naprężenia od obciążenia termicznego;

<sup>8)</sup> W PKP pierwsze odcinki toru bezстыkowego ułożono w 1955 r.

<sup>9)</sup> Złącza klejonosprężone, niezbędne ze względu na sterowanie ruchem pociągów, nie stanowią przerwy w torze bezстыkowym. Także nowe rozjazdy układane w torze bezстыkowym są z nim współcześnie spawane termitowo.

- naprężenia powstające na skutek pełzania toków szynowych (podłużnych przemieszczeń szyn lub szyn wraz z podkładami);
- naprężenia od zginania (pod wpływem obciążenia taborem kolejowym);
- naprężenia własne (resztkowe).

Ze względu na zachowanie stateczności toru bezстыkowego najważniejsze są naprężenia termiczne oraz zaburzające je naprężenia od pełzania toków szynowych.

W analizach modelowych dotyczących wpływu zmian temperatury na obciążenie toru bezстыkowego przyjmuje się następujące założenia [4]:

- obciążenie termiczne konstrukcji toru dotyczy wyłącznie szyn;
- rozkład temperatury w przekroju poprzecznym szyny jest jednorodny, natomiast wzdłuż osi szyny może być zmienny.

W torze bezстыkowym szyny są przytwierdzone do podkładów w taki sposób, że przy zmianach temperatury nie jest możliwa zmiana długości szyny wynikająca z wzoru (3.1). Oznacza to, że – pomijając odcinki oddychające  $l_o$  – w środkowej części toru bezстыkowego o długości  $l_s$ , pozbawionej możliwości przemieszczenia, każdej zmianie temperatury towarzyszy pojawienie się naprężeń ściskających lub rozciągających. Wartości naprężeń zależą od różnicy temperatur:

$$\Delta T = T_N - T \quad (3.2)$$

gdzie:  $T$  – aktualna temperatura szyny;  
 $T_N$  – temperatura neutralna.

Naprężenia termiczne w szynie można wyznaczyć z zależności:

$$\alpha \cdot L \cdot \Delta T = \frac{L \cdot \sigma}{E} \quad (3.3)$$

gdzie:  $\sigma$  – naprężenia termiczne;  
 $E$  – moduł sprężystości *Younga* (dla stali szynowej  $E = 2,1 \cdot 10^5$  [MPa]).

Po przekształceniu tego wzoru otrzymujemy:

$$\sigma = \alpha \cdot E \Delta T \quad (3.4)$$

Zatem w szynie, wzdłuż jej osi podłużnej, działa siła termiczna  $F_t$ . Jest to siła ściskająca lub rozciągająca, w zależności od znaku różnicy temperatur. Przy zapisie użytym we wzorze (3.2) otrzymujemy dla siły rozciągającej znak „+”, a dla siły ściskającej znak „-”, co jest zgodne z konwencją stosowaną w mechanice budowli. Przy danej różnicy temperatur siła ta zależy od wielkości przekroju poprzecznego szyny (a więc od typu szyny) i wynosi:

$$F_t = \alpha \cdot E \cdot A \cdot \Delta T \quad (3.5)$$

gdzie  $A$  – pole przekroju poprzecznego szyny.

Proste obliczenia pozwalają określić, że przy zmianie temperatury o wartość  $\Delta T = 1^\circ\text{C}$ , siła termiczna w szynie zmienia się o wartość  $\Delta F_t$  równą:

- $\Delta F_t = 1,15 \cdot 2,1 \cdot 76,70 \cdot 10^{-1} \approx 18,52$  kN dla szyny 60E1;
- $\Delta F_t = 1,15 \cdot 2,1 \cdot 62,92 \cdot 10^{-1} \approx 15,20$  kN dla szyny 49E1.



Obowiązujące w Polsce przepisy [15] określają przedziały temperatur zapięcia przytwierdzeń szyn toru bezстыkowego na:

- $\langle +14^{\circ}\text{C}, +28^{\circ}\text{C} \rangle$  dla szyn 49E1;
- $\langle +16^{\circ}\text{C}, +30^{\circ}\text{C} \rangle$  dla szyn 60E1.

Zachowując warunek przytwierdzenia szyn w temperaturach mieszczących się w podanych przedziałach oraz uwzględniając fakt, że przy panujących w Polsce warunkach klimatycznych możliwe do uzyskania temperatury szyn mieszczą się w przedziale od  $-30^{\circ}\text{C}$  do  $70^{\circ}\text{C}$  [4], możemy obliczyć największe siły termiczne, które mogą się pojawić w torze bezстыkowym (czyli łącznie w obu szynach toru bezстыkowego). Wynoszą one:

— dla szyn 49E1:

$$F_t = 2 \cdot 15,20 \cdot (14 - 70) \approx -1702 \text{ kN} \quad (\text{siła ściskająca}),$$

$$F_t = 2 \cdot 15,20 \cdot (28 + 30) \approx +1765 \text{ kN} \quad (\text{siła rozciągająca});$$

— dla szyn 60E1:

$$F_t = 2 \cdot 18,52 \cdot (16 - 70) \approx -2000 \text{ kN} \quad (\text{siła ściskająca}),$$

$$F_t = 2 \cdot 18,52 \cdot (30 + 30) \approx +2222 \text{ kN} \quad (\text{siła rozciągająca}).$$

Siły takie mogą wystąpić w strefie toru bezстыkowego niepodlegającej przemieszczeniom (odcinek  $l_s$  na rys. 3.58). Inaczej jest na odcinku oddychającym, na którym dochodzi do skokowego przemieszczania się szyn wraz z podkładami. Długość odcinka oddychającego  $l_o$  zależy od wielkości oporów podsypki przeciwko przesunięciom toru wzdłuż jego osi podłużnej. Można ją wyznaczyć z wzoru:

$$l_o = \frac{2 \cdot \alpha \cdot E \cdot A \cdot \Delta T}{r_p} \quad (3.6)$$

gdzie  $r_p$  – opór toru przeciw przesunięciom wzdłuż osi podłużnej.

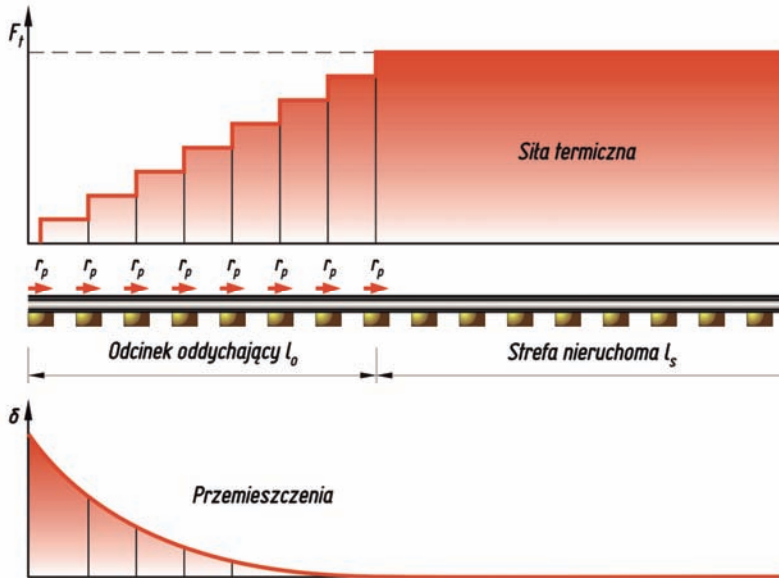
Ponieważ opór podłużny przytwierdzenia jest znacznie większy od oporu przeciwko przemieszczeniom podkładów w podsypce, opór podłużny toru  $r_p$  oblicza się, dzieląc opór pojedynczego podkładu w tym kierunku przez rozstaw podkładów. W Polsce jego wartość przyjmuje się szacunkowo jako:

- 10–12 kN/m dla toru ułożonego na podkładach drewnianych;
- 15 kN/m dla toru ułożonego na podkładach betonowych.

W warunkach zimowych, przy zamrożonej podsypce, wielkość oporu podłużnego wzrasta, odpowiednio, do 30 kN/m i 40 kN/m.

Można zatem obliczyć, że np. dla nawierzchni z szyn 60E1 na podkładach drewnianych, przy  $r_p = 12 \text{ kN/m}$  oraz dla  $\Delta T = 25^{\circ}\text{C}$ , długość odcinka oddychającego  $l_o = 78 \text{ m}$ .

Wykres sił termicznych i przemieszczeń w idealnie wykonanym i utrzymanym torze bezстыkowym przedstawiono na rysunku 3.59. Wynika z niego, że siła termiczna na odcinku nieruchomym jest stała. Taki przypadek jest możliwy jednak wyłącznie w teorii.



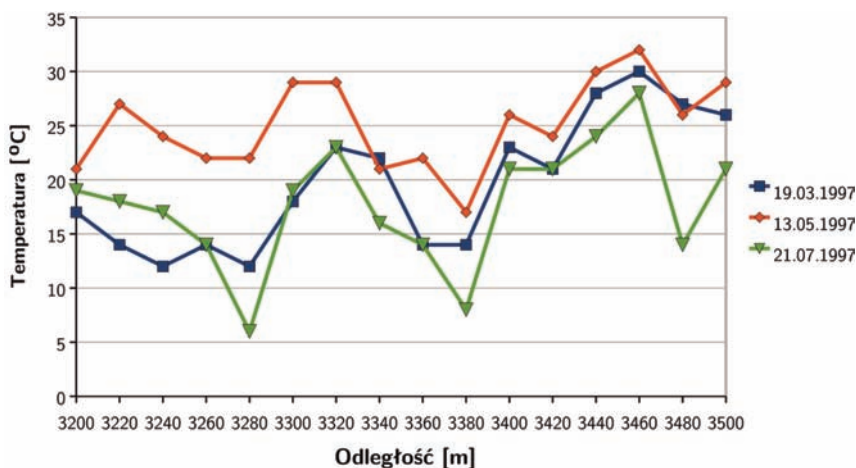
Rys. 3.59. Teoretyczny wykres sił termicznych i przemieszczeń w torze bezстыkowym [3, 14]

W praktyce opór podłużny zmienia się na długości toru. Jest to spowodowane:

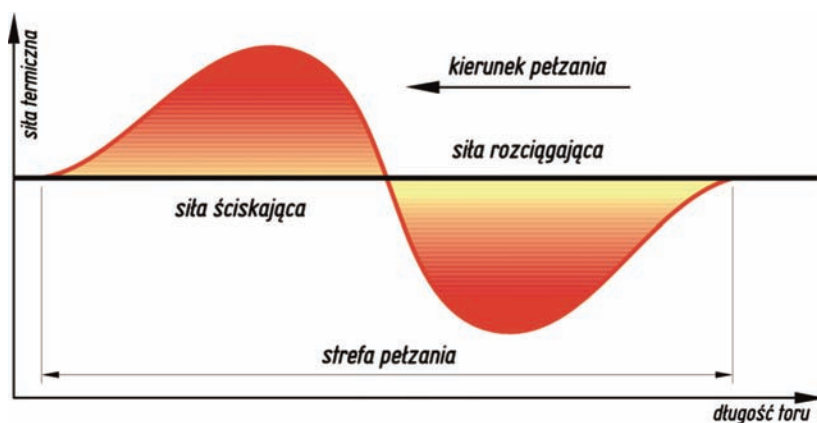
- nierównomiernym zagęszczeniem podsypki na długości toru;
- różną siłą docisku stopki szyny w przytwierdzeniach na poszczególnych podkładach;
- okresowym działaniem sił podłużnych ze strony taboru kolejowego, powstających np. na skutek hamowania lub przyśpieszania pociągów;
- oddziaływaniem maszyn torowych prowadzących prace związane z bieżącym utrzymaniem toru;
- nierównomiernym nagrzewaniem się szyny na jej długości;
- dobowymi i rocznymi zmianami temperatury otoczenia.

Wpływ wymienionych czynników na rozkład temperatury neutralnej  $T_N$  w szynach toru bezстыkowego przedstawiono na rysunku 3.60. Wykresy uzyskano podczas kilkumiesięcznej obserwacji odcinka doświadczalnego toru bezстыkowego o długości 300 m. Jak widać, różnice w wartościach temperatury neutralnej na długości szyny oraz w czasie eksploatacji są znaczące [4].

Takie odcinkowe zaburzenia stanu równowagi w pewnych przypadkach mogą być powodem mikroprzemieszczeń szyn wzdłuż osi toru. Te przemieszczenia mogą przybrać formę pełzania szyn. Efektem tego zjawiska są lokalne zmiany wartości sił podłużnych na długości odcinka, na którym wystąpiło przemieszczenie. Można to interpretować jako lokalną zmianę temperatury neutralnej. Na długości odcinka, na którym wystąpiło pełzanie, wartość siły podłużnej ulegnie zmianie w sposób przedstawiony na rysunku 3.61.



Rys. 3.60. Rozkład temperatury neutralnej  $T_N$  na długości szyny na odcinku badawczym Gdańsk-Wrzeszcz [6]



Rys. 3.61. Zmiana rozkładu sił podłużnych w szynach na skutek pełzania toru [15]

Wzrost siły ściskającej na odcinku pełzania będzie analogiczny jak przy obniżeniu na tym odcinku temperatury neutralnej o wartość:

$$\Delta T_N = \frac{\delta}{500 \cdot \alpha \cdot l_p} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (3.7)$$

gdzie:  $\delta$  – maksymalna zmierzona wartość pełzania toru [mm];

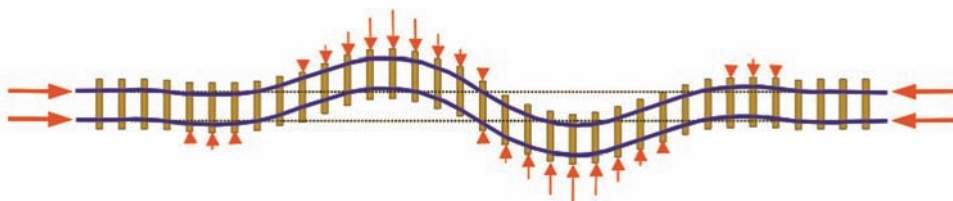
$l_p$  – zmierzona długość odcinka toru, na którym stwierdzono pełzanie szyn [m].

Jeżeli zatem przed wystąpieniem pełzania szyn temperatura neutralna była równa temperaturze przytwierdzenia, to mierząc wartość pełzania i obliczając na tej podstawie wartość  $\Delta T_N$ , można stwierdzić, że temperatura neutralna będzie na części odcinka pełzania wyższa o wartość  $\Delta T_N$ , a na części odcinka niższa o wartość  $\Delta T_N$  od temperatury neutralnej pozostałej części toru, na której nie stwierdzono pełzania.

Dodatkowe siły podłużne negatywnie wpływają na stateczność toru bezстыkowego, a przez to także na bezpieczeństwo ruchu kolejowego. Konsekwencjami działania zbyt dużych sił mogą być:

- wyboczenie toru, powstające w wyniku zbyt dużych sił ściskających;
- pęknięcie szyny, występujące przy działaniu zbyt dużych sił rozciągających.

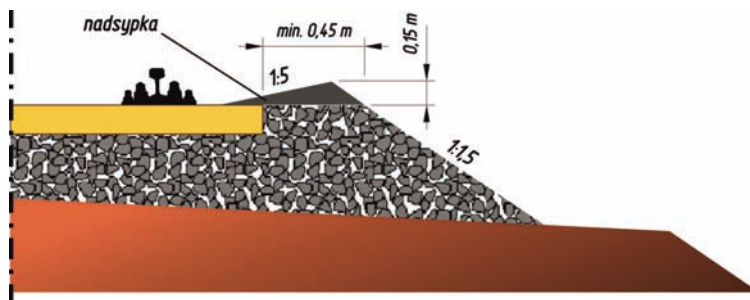
Wyboczenie toru (rys. 3.62) stanowi bardzo duże zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu pociągów – znacznie większe niż pęknięcie szyny. Wjazd pociągu na wyboczony tor praktycznie zawsze oznacza wykolejenie składu [2]. Zagrożenie wyboczenia w Polsce istnieje w okresie podwyższonych temperatur (upałów) w odcinkach toru bezстыkowego, w których występuje temperatura neutralna niższa od  $+5^{\circ}\text{C}$ .



Rys. 3.62. Układ geometryczny typowego wyboczenia toru [7]

Wyboczenie toru nie jest awarią specyficzną wyłącznie dla toru bezстыkowego. Może wystąpić także w torze klasycznym, gdy w czasie dużych upałów wydłużające się pod wpływem temperatury szyny spowodują „zamknięcie” luzów w stykach szyn i gdy tor klasyczny zacznie *de facto* pracować jak tor bezстыkowy.

Możliwość występowania w torze bezстыkowym przedstawionych wyżej nieregularności w rozkładzie sił termicznych na długości toru powoduje, że przy projektowaniu, budowie i utrzymaniu takiego toru muszą być zachowane określone warunki. Najważniejszy z nich to przestrzeganie zasady, aby układanie, przytwierdzanie i spawanie szyn długich odbywały się przy temperaturze szyn utrzymanej w granicach od  $+15$  do  $+30^{\circ}\text{C}$  oraz by czynności te były wykonywane równocześnie i równolegle w obu tokach szynowych. Wymagane jest też uzyskanie większego oporu podsypki, przeciwdziałającego przesunięciom bocznym podkładów. W tym celu szerokość przemy podsypki, mierzona od czoła podkładu do krawędzi skarpy przemy podsypki, zwiększa się do co najmniej  $0,45\text{ m}$  i dodatkowo zagęszcza się podsypkę w okienkach między podkładami i od czoła podkładów. Przy braku możliwości mechanicznego zagęszczenia podsypki wykonuje się dodatkowe obsypanie czoł podkładów, tzw. nadsypkę (rys. 3.63).



Rys. 3.63. Ukształtowanie przemy podsypki w torze bezстыkowym [9]

Przytwierdzenie szyn powinno zapewniać docisk jednej łapki lub pierścienia sprężystego do szyny siłą co najmniej 8 kN. Przytwierdzenia SB i KS Skl 12 spełniają ten warunek konstrukcyjnie, natomiast przytwierdzenie typu K wymaga zastosowania trójzwojowych pierścieni sprężystych dokręconych w taki sposób, aby między zwojami pierścienia pozostała szczelina o wielkości 1 mm.

Polskie przepisy [10, 15] nakładają też ograniczenia na kształt geometrii toru bezстыkowego w planie i profilu. Zgodnie z nimi:

- najmniejszy promień łuku poziomego toru bezстыkowego powinien wynosić:
  - w torach głównych i głównych dodatkowych wszystkich kategorii linii – 500 m w torze na podkładach drewnianych i 450 m na podkładach betonowych,
  - we wszystkich torach stacyjnych – 300 m;
- tor bezстыkowy nie może zaczynać się i kończyć na krzywej przejściowej;
- pochylenia podłużne linii kolejowej z torem bezстыkowym nie mogą przekraczać 12‰.

W odniesieniu do wyników badań przedstawionych m.in. w [4] oraz doświadczeń kolei zagranicznych ostatni przepis należy uznać za przestarzały. Według Technicznych Standardów Interoperacyjności (TSI) dla infrastruktury kolei dużych prędkości [5] maksymalne pochylenia podłużne mogą osiągać:

- dla linii nowo projektowanych – maksymalnie 35‰, ale na długości nie większej niż 6 km, przy średnim pochyleniu na długości 10 km nieprzekraczającym 25‰;
- dla linii modernizowanych – nie określono maksymalnego pochylenia, stwierdzając, że na ogół jest ono niższe niż 35‰ i powinno wynikać z analizy możliwości trakcyjnych taboru.

Jak widać, są to ograniczenia wynikające wyłącznie z możliwości trakcyjnych taboru pokonywania oporów na pochyleniach podłużnych toru, w żaden sposób nieodnoszące się do konstrukcji toru (na liniach wielkich prędkości może być stosowany jedynie tor bezстыkowy).

## Literatura

- [1] Batko M.: Drogi kolejowe. Warszawa: WKiŁ 1981.
- [2] Bałuch H. i in.: Budownictwo komunikacyjne. Warszawa: WAT 2001.
- [3] Bogdaniuk B., Massel A.: Podstawy transportu kolejowego. Gdańsk: Wyd. Politechniki Gdańskiej 1999.
- [4] Czyczuła W.: Tor bezстыkowy. Kraków: Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków.
- [5] Czyczuła W.: Infrastruktura kolei dużych prędkości w technicznych specyfikacjach interoperacyjności (TSI). Technika Transportu Szynowego, 2005, 5.
- [6] ERRI D-202/RP 8, Long term creep tests. Utrecht 1997. Draft.
- [7] Esveld C.: Modern Railway Track. MRT Productions, Zaltbommel, 2 edition, 2001.
- [8] Klitzinger E.: Teaching Aid – Track. Plasser & Theurer, 2006. CD-ROM.
- [9] Nowakowski M.J.: Prywatna kolekcja zdjęć i rysunków.
- [10] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz.U. 1998, Nr 151, poz. 987.
- [11] Selig E.T., Waters J.M.: Track Geotechnology and Substructure Management. New York: Thomas Telford Service Ltd. 1994.
- [12] Sysak J. i in.: Drogi kolejowe. Warszawa: PWN 1986.
- [13] Szajer R.: Drogi żelazne. Warszawa: PWN 1969.
- [14] Towpik K.: Infrastruktura transportu kolejowego. Warszawa: Oficyna Wyd. Politechniki Warszawskiej 2004.
- [15] Warunki techniczne utrzymania nawierzchni na liniach kolejowych Id-1 (D-1). Warszawa: PKP PLK SA 2005.

- [16] Wikimedia. <http://commons.wikimedia.org>, 2009.
- [17] <http://www.thyssenkrupp.com>, 2009.
- [18] <http://www.voestalpine.com>, 2009.
- [19] <http://www.vossloh.com>, 2009.

## KOLEJOWE NAWIERZCHNIE BEZPODSYPKOWE

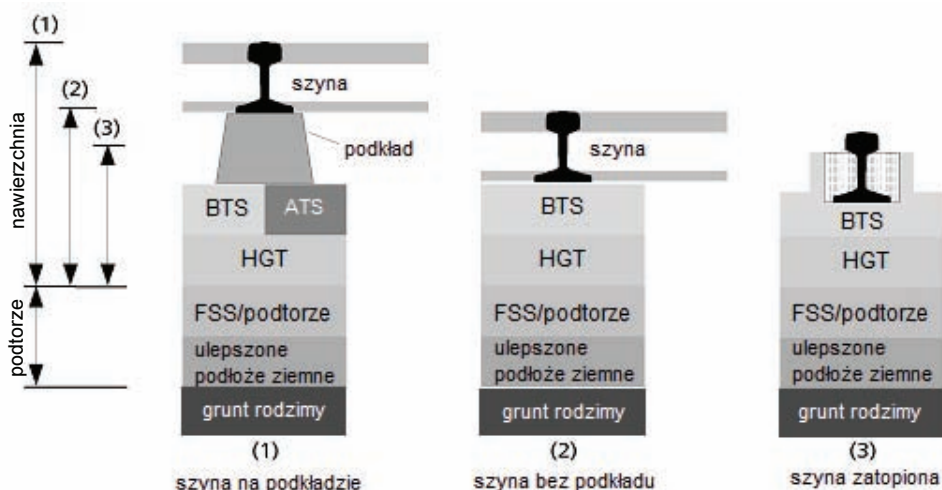
Tradycyjna podsypkowa konstrukcja nawierzchni kolejowej, stosowana praktycznie w niezmiennym kształcie od ponad 150 lat, osiągnęła granicę swojej wytrzymałości. Ma to związek z dużymi oddziaływaniami dynamicznymi przy bardzo intensywnym transporcie kolejowym oraz bardzo dużymi prędkościami. Przy współczesnych pociągach osiągających prędkość rzędu 200 km/h dynamiczne obciążenie toru kolejowego zdecydowanie się zwiększa. Już na początku lat 60. poprzedniego wieku badania przeprowadzone w Niemczech dowiodły, że podsypka jest najsłabszym elementem nawierzchni kolejowej [24]. Razem z rusztem torowym pracuje ona w stadium sprężysto-plastycznym i jest głównym źródłem trwałych odkształceń nawierzchni kolejowej [27]. Drgania wywoływane przez przejeżdżający tabor powodują trwałe odkształcenia podsypki. Prowadzi to bezpośrednio do zróżnicowania charakterystyk sprężystości i tłumienia na długości toru. Zniekształcona zostaje pierwotna geometria toru w planie i profilu oraz naruszona stabilność podsypki. Ma to wpływ na komfort jazdy pasażerów i najczęściej prowadzi do ograniczenia prędkości ze względów bezpieczeństwa. Przy bardzo dużych prędkościach pojazdów szynowych (rzędu 220–250 km/h) powstający pęd powietrza powoduje unoszenie się ziaren tłucznia („latający” tłuczeń) i rozluźnienie pryzmy podsypki. W konsekwencji niezbędne są uciążliwe i bardzo drogie naprawy nawierzchni kolejowej. W Niemczech – na podstawie tamtejszych doświadczeń – panuje powszechny pogląd, że zwiększenie prędkości pociągów na linii kolejowej z 160–200 km/h do 250–300 km/h powoduje konieczność dwukrotnego zwiększenia kosztów utrzymania nawierzchni kolejowej o klasycznej konstrukcji. W takim przypadku wymiana tłucznia w torze jest wymagana już po przeniesieniu obciążenia całkowitego 300 mln ton brutto, zamiast dotychczasowego 1 mld ton brutto [29].

Wysokie koszty utrzymania podsypkowych nawierzchni kolejowych na liniach dużych prędkości, na mostach, wiaduktach i w tunelach, stosunkowo bogata oferta producentów systemów nawierzchni bezpodsypkowych oraz istotne udogodnienia finansowania tego typu przedsięwzięć doprowadziły do upowszechnienia stosowania nowoczesnych konstrukcji, szczególnie na liniach nowych i modernizowanych do dużych prędkości w Niemczech, Holandii, Włoszech, Hiszpanii. Na ogromną i niespotykaną do tej pory skalę bezpodsypkowe nawierzchnie kolejowe pojawiły się przede wszystkim w Azji: na tzw. Dalekim Wschodzie, głównie w Chinach.

Istotą prawidłowej eksploatacji każdej konstrukcji nawierzchni jest wyeliminowanie elementu najbardziej podatnego na odkształcenia. W przypadku nawierzchni klasycznej takim elementem jest warstwa podsypki tłuczniowej [26].

Nawierzchnie szynowe pozbawione warstwy podsypki nazywa się bezpodsypkowymi lub niekonwencjonalnymi. W tego typu konstrukcjach warstwa podsypkowa zostaje zastą-

piona przez inne materiały, które w przeciwieństwie do tłucznia charakteryzują się minimalnymi odkształceniami, np. beton lub asfalt (rys. 4.1).



Rys. 4.1. Trzy modele konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowych [23]

Konstrukcja bezpodsypkowa składa się podtorza i nawierzchni. Na gruncie rodzimym spoczywa dolna warstwa podtorza wykonana z zagęszczonego niezwiązanego gruntu lub z zagęszczonego kruszywa (niesortu). Nad nią wbudowuje się warstwę ochronną przeciwmrozową (niem. *Frostschuttschicht* – FSS). Warstwa ochronna może być wykonana z mieszanki bitumicznej lub z mieszanki gruntowo-cementowej. W niektórych konstrukcjach nawierzchni bezpodsypkowych podtorze może być jednowarstwowe, występujące w postaci płyty betonowej prefabrykowanej lub wykonywanej na miejscu budowy, a w przypadku obiektów inżynierskich (mosty, wiadukty, tunele) podtorze stanowi konstrukcja (płyta) obiektu. Powyżej podtorza znajdują się warstwy nawierzchni:

- warstwa nośna z kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym (głównie cementem; niem. *Hydraulisch Gebundene Tragsicht* – HGT);
- warstwa nośna z betonu (niem. *Betontragsicht* – BTS) lub bitumiczna warstwa nośna (niem. *Asphalttragsicht* – ATS);
- elementy podpierające szyny (podkłady betonowe zespolone z płytą betonową, punktowe podparcie szyny na płycie, podparcie ciągłe płytą betonową);
- przytwierdzenie;
- szyna.

Stały sprężysty charakter pracy takiej nawierzchni zostaje zapewniony przez zastosowanie elastycznych przekładek lub mat pomiędzy szynami i podkładami oraz pod podkładami. Ugięcie nawierzchni mierzone pod podkładami nie może przekroczyć 1,5 mm. Każda kolejna warstwa nawierzchni i podtorza pod szyną charakteryzuje się coraz mniejszym modułem sztywności. W Niemczech do projektowania nawierzchni bezpodsypkowych stosuje się wskaźniki wykorzystywane do projektowania nawierzchni drogowych (głównie wskaźnik CBR, moduł sprężystości gruntu, moduły odkształcenia). Projektowanie polega na wykorzystaniu teorii belki ciągłej na sprężystym podłożu. Doświadczenia niemieckie



pozwalają stwierdzić, że moduły warstw nośnych konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowych powinny wynosić, odpowiednio:

- 34 000 MPa – betonowa warstwa nośna BTS;
- 5000 MPa – bitumiczna warstwa nośna ATS;
- 10 000 MPa – warstwa nośna z kruszywa stabilizowanego cementem HGT;
- ok. 100 MPa – warstwa ochronna przeciwmrozowa;
- ok. 60 MPa – górna warstwa podtorza [5].

Konstrukcję projektuje się przy założeniu rozkładu obciążeń w przekroju nawierzchni pod kątem  $45^\circ$  przy warstwie mrozoochronnej [19]. W obliczeniach, oprócz najistotniejszych obciążeń eksploatacyjnych, należy uwzględnić również siły powstające od zmian temperatury oraz zmian naprężeń.

Przy nawierzchniach bezpodsypkowych na mostach oraz innych obiektach inżynierskich ogranicza się opór przytwierdzeń przeciw siłom podłużnym w szynach, aby umożliwić przemieszczenia elementów obiektów w wypadku zmian temperatury.

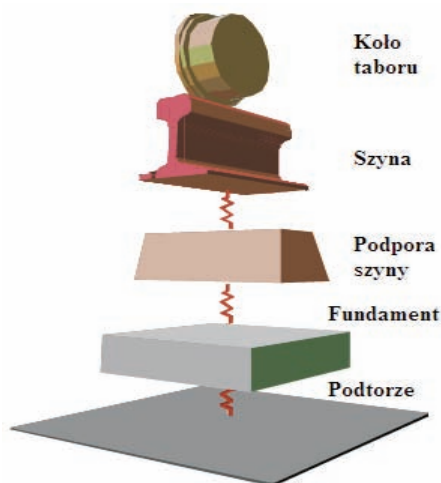
Przyjęcie takich kryteriów nośności poszczególnych warstw nawierzchni oraz schematu obciążeń według karty UIC 71 pozwoliło na określenie minimalnych wymiarów warstw nośnych nawierzchni bezpodsypkowych. Określono parametry trzech przekrojów:

- 180 mm zbrojonej betonowej płyty nośnej zespolonej z rusztem torowym BTS i 300 mm warstwy nośnej z kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym HGT;
- 250 mm bitumicznej warstwy nośnej ATS i 350 mm warstwy nośnej z kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym HGT;
- 400 mm bitumicznej warstwy nośnej ATS bez HGT.

Na liniach dużych prędkości szerokość warstwy stabilizowanej cementem powinna wynosić 3,80 m, a betonowej warstwy nośnej oraz stabilizowanej bitumem 3,20 m [5]. Obecnie w projektowaniu konstrukcji nawierzchni powszechnie wykorzystuje się teorię mechaniki elementów skończonych.

W stosowanych od lat nawierzchniach podsypkowych wykorzystywano przede wszystkim właściwości tłumiące warstwy tłuczni, a także podkładów drewnianych. Obecnie właściwości tłumiące nawierzchni podsypkowych polepsza się, wprowadzając elementy wibroizolacji: przekładki wibroizolujące w węzłach mocujących oraz maty wibroizolacyjne pod podkładami lub maty podtłuczniowe. Wprowadzenie materiałów tłumiących drgania w węzłach mocujących dotyczy zarówno nawierzchni podsypkowych, jak i bezpodsypkowych. Od pojedynczej przekładki zaczęto przechodzić do bardziej zaawansowanych konstrukcji węzła. Przełom w stosowaniu nowych rozwiązań wibroizolacyjnych nastąpił wraz z rozwojem konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowych.

Na rysunku 4.2 przedstawiono ujednoczony schemat konstrukcji nawierzchni szynowej. Wynika z niego, że izolację wibroakustyczną można umieścić na styku szyny z podporą szyny, podpory szyny z fundamentem lub fundamentu z podtorzem. Ponieważ wielkość masy odsprężynowanej ma decydujący wpływ na skuteczność tłumienia drgań i hałasu, musi być to wybór w pełni uzasadniony. Jeżeli izolacja wibroakustyczna zostanie umieszczona na styku szyny z podporą szyny, masę odsprężynowaną będzie stanowić jedynie masa wózka taboru i szyny. Jeżeli izolacja wibroakustyczna zostanie umiejscowiona na styku podpory szyny z fundamentem lub fundamentu z podtorzem, masę odsprężynowaną będzie stanowić, odpowiednio, masa wózka taboru, szyny i podpory szyny lub masa wózka taboru, szyny, podpory szyny i fundamentu. Skuteczność tłumienia drgań i hałasu można dodatkowo zwiększyć, lokalizując izolację wibroakustyczną jednocześnie w dwóch lub trzech punktach styku.



Rys. 4.2. Ujednoczony schemat konstrukcji nawierzchni szynowej [3]

Istotne znaczenie ma również sposób podparcia i mocowania szyny. W przypadku tradycyjnej nawierzchni podsypkowej oraz nawierzchni bezpodsypkowych o starszych typach konstrukcji szyna jest podparta punktowo i mocowana za pomocą przytwierdzeń pośrednich lub sprężystych. W najnowszych rozwiązaniach stosuje się ciągle podparcie i sprężyste mocowanie w otulinie. Poprzez ograniczenie zjawiska interferencji fal akustycznych w układzie koło taboru–szyna zwiększają one skuteczność tłumienia drgań i hałasu [28].

### Zalety i wady

Przy prędkościach powyżej 200 km/h ujawniają się główne zalety eksploatacji nawierzchni bezpodsypkowej. Oprócz bardzo dużej stabilności tej nawierzchni jej koszt utrzymania jest znacznie niższy w stosunku do nawierzchni klasycznej. Na początku XXI wieku w Niemczech szacowano, że roczny koszt utrzymania jednego kilometra nawierzchni podsypkowej wynosił 15 000 marek niemieckich (ok. 7700 euro), podczas gdy koszt utrzymania nawierzchni bezpodsypkowej oscylował wokół 1000 marek/km/rok (520 euro/km/rok) [29]. Nawierzchnia tego typu eliminuje problemy odkształceń toru oraz tzw. wietrzenia podsypki. Można powiedzieć, że w wypadku jej zastosowania praktycznie nie występują problemy ukształtowania geometrycznego toru, a w rezultacie – związane z nimi ograniczenia prędkości pociągów. Podbijanie i oczyszczanie podsypki nie jest zatem konieczne. Nie występuje również zjawisko typowe dla dużych prędkości – kruszenia się ziaren podsypki (tłucznia) w wyniku oddziaływań dynamicznych. W tej sytuacji można oczekiwać, że okres eksploatacji nawierzchni bezpodsypkowej będzie wynosił około 60 lat. Zwiększa to dostępność, niezawodność i przepustowość szlaku.

W stosunku do klasycznej konstrukcji toru kolejowego nawierzchnia niekonwencjonalna cechuje się możliwościami przejmowania dużo większych sił odśrodkowych od poruszających się po torach pociągów, co pozwala na projektowanie większych wartości przechyłek. Projektowanie staje się wówczas bardziej zoptymalizowane i tańsze, dzięki stosowaniu mniejszych promieni łuków poziomych oraz zajmowaniu mniejszej powierzchni terenu przez linie kolejowe. W Niemczech w torach o nawierzchniach bezpodsypkowych w praktyce stosuje się przechyłki o wartościach nie większych niż 170 mm, przy czym krajowe niemieckie przepisy EBO (Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung) dopuszczają

stosowanie przechyłek o wartościach 180 mm, a techniczne specyfikacje interoperacyjności (TSI Infrastruktura) nawet 200 mm przy ruchu wyłącznie pociągów pasażerskich.

Cechy nawierzchni bezpodsypkowych powodują, że mniejsze wymagania stawia się również konstrukcjom specjalnym, które służą prowadzeniu linii kolejowych w szczególnych warunkach terenowych. Taką konstrukcją jest tunel. Dzięki mniejszej wysokości konstrukcyjnej nawierzchni bezpodsypkowej można przyjmować mniejszy przekrój poprzeczny samego tunelu. Przy zwiększonym przekroju poprzecznym tunelu można stosować powiększoną skrajnię, a to powoduje redukcję oporu aerodynamicznego w tunelach. W niektórych krajach (Austria, Niemcy, Szwajcaria) stosowanie nawierzchni bezpodsypkowych w tunelach jest szczególnie zalecane.

Liczne pomiary i eksperymenty przeprowadzone na kolejach niemieckich dowodzą, że nawierzchnia bezpodsypkowa wykazuje się zdecydowanie lepszymi właściwościami sprężystymi niż klasyczna nawierzchnia tłuczniowa. Warstwa zastosowanego elastomeru zapewnia mniejszą sztywność nawierzchni bezpodsypkowej. W odczuciu typowego pasażera jazda po nawierzchni bezpodsypkowej jest dużo spokojniejsza niż jazda po nawierzchni tłuczniowej.

Poważną wadą nawierzchni niekonwencjonalnych jest ich skomplikowany montaż oraz konieczne wysokie nakłady inwestycyjne przy ich budowie w porównaniu z konstrukcjami klasycznymi. Trzeba też pamiętać, że wiele typów opracowanych konstrukcji bezpodsypkowych ciągle nie ma świadectw dopuszczenia do stosowania.

Zmiana położenia toru w planie i profilu może się odbywać jedynie w ramach korekty systemu mocowania szyny, który wynosi maksymalnie po kilka centymetrów w pionie i poziomie.

Hałas emitowany przez przejeżdżające pociągi jest zdecydowanie wyższy (o około 5 dB) w przypadku nawierzchni bezpodsypkowych.

Naprawy nawierzchni bezpodsypkowych są bardzo skomplikowane i znacznie utrudnione ze względu na złożony charakter samej konstrukcji. Odbudowa toru o konstrukcji klasycznej trwa od kilku do kilkudziesięciu godzin, natomiast minimalny czas odbudowy nawierzchni niekonwencjonalnej zajmuje około 50 godzin, w zależności od zastosowanej konstrukcji.

W połowie lat 90. minionego wieku w Niemczech porównano koszty budowy obydwu rodzajów nawierzchni. Wówczas kilometr nawierzchni tłuczniowej kosztował 850 000 marek niemieckich (435 000 euro), przy nawierzchni niekonwencjonalnej zaś nakład ten wyniósł 970 000 marek (496 000 euro). Obecnie wskaźnikowo przyjmuje się, że koszty budowy wielu systemów niekonwencjonalnych są o około półtora razy wyższe niż koszty budowy nawierzchni tłuczniowej. W przypadku nawierzchni bezpodsypkowych jest to 1500 euro za 1 metr, a w przypadku nawierzchni klasycznej 1000 euro za 1 metr dwutorowego odcinka prostej linii kolejowej. Koszty te zmniejszają się wraz z długością linii kolejowej dzięki automatyzacji budowy. W przypadku linii kolejowej Kolonia–Frankfurt nad Menem średni nakład na budowę każdego kilometra zbudowanego w nawierzchni niekonwencjonalnej wyniósł około 770 000 euro.

Dla opisu efektów ekonomicznych istotny jest również czas eksploatacji nawierzchni. Trwałość nawierzchni konwencjonalnych jest oceniana na 40 lat, a nawierzchni niekonwencjonalnych aż na 60 lat [29].

## 4.1. Rozwój nawierzchni niekonwencjonalnych

### Linie kolejowe

Konstrukcje bezpodсыpkowe były stosowane najpierw w tunelach, na obiektach inżynierskich (mostach, wiaduktach, estakadach), na długości strefy przejściowej (gdzie wymagana jest zmiana sztywności konstrukcji pomiędzy torem na podtorzu ziemnym a torem na podtorzu sztywnym), na odcinkach toru w obrębie stacji i przystanków.

Niekonwencjonalne konstrukcje nawierzchni kolejowych stosowano – głównie eksperymentalnie w tunelach, mostach i na obiektach inżynierskich – od początku XX wieku w Stanach Zjednoczonych, Japonii i Szwajcarii. Wykorzystywano tam belki drewniane (podkłady) mocowane do betonowych dźwigarów.

Dynamiczny rozwój nawierzchni bezpodсыpkowych nastąpił od połowy lat 60. XX wieku, choć już w latach 50. w systemach metra stosowano nawierzchnie z podkładami drewnianymi mocowanymi do sprężycie posadowionej betonowej płyty żebrowej (Toronto) lub do zabetonowanych bloków betonowych z częściowo sprężystym przytwierdzeniem (Tokio).

W 1967 roku koleje brytyjskie wybudowały doświadczalny fragment toru niekonwencjonalnego w miejscowości Radcliffe on Trent na linii Grantham–Nottingham. Wbudowano konstrukcję o sześciu różnych przekrojach, każdy o długości 72 m, położonych na betonowej warstwie nośnej o grubości 15 cm. Szyny były ułożone na pochyleniu 1:20 i mocowane za pomocą zmodyfikowanych łapek typu Pandrol. Swoje konstrukcje nawierzchni wypróbowywały tam zarządy NS (koleje holenderskie), SNCF (koleje francuskie), LTE (London Transport), prezentując systemy ze zbrojeniem przebiegającym pod powierzchnią płyty betonowej i ze zróżnicowanym mocowaniem płyty żebrowej. Szwajcarski zarząd CFF zbudował tam konstrukcję RS-STEDEF (sprężycie położone podkłady dwublokowe w tzw. butach gumowych; niem. *Gummischuh*). Zarząd kolei brytyjskich (BR) zastosował dwa przekroje z systemem PACT (rozwiązania ze sprężonymi płytami prefabrykowanymi).

Istotnym krokiem w rozwoju nawierzchni bezpodсыpkowych było zastosowanie konstrukcji płytowych w Japonii. W 1964 roku z okazji Igrzysk Olimpijskich w Tokio wybudowano linię Tōkaidō–Shinkansen z nawierzchnią podсыpkową (mimo że 46% tej linii przebiega po obiektach inżynierskich). Problemy z utrzymaniem nawierzchni klasycznej doprowadziły do podjęcia decyzji o wymianie nawierzchni na system gotowych płyt łączonych ze sobą. Od 1972 roku takiej wymiany dokonywano najpierw na mostach i w tunelach, a później także na podtorzu ziemnym. Po próbach kilku różnych typów płyt ostatecznie zdecydowano się zastosować nawierzchnię płytową typu VA o długości 5,00 m, szerokości 2,34 m i grubości 16–19 cm z elastycznymi matami gumowymi. Konstrukcję nawierzchni typu VA stosuje się na linii Shinkansen praktycznie do tej pory. Wybudowano już ponad 1300 km linii w tej technologii.

Podobne konstrukcje nawierzchni płytowych były budowane we Włoszech, m.in. na linii Udine–Tarvisio.

W Szwajcarii w 1966 roku w tunelu Bözberg na linii Bazylea–Zürich na długości 210 m zastosowano nawierzchnię składającą się z płyty betonowej, w której zatopiono podkłady dwublokowe umieszczone w otoczce gumowej (tzw. bucie gumowym). Pomiędzy szyną i podkładem stosowano gumową podkładkę. Konstrukcja, której autorem był znany projektant Roger Sonnevile, stała się inspiracją dla całej rodziny podobnych konstrukcji znanych pod francuską marką STEDEF.

Specyficzny system rozwijano od 1973 roku w Holandii. Nawierzchnię stanowi w tym wypadku monolityczna zbrojona płyta nośna z kanałami szynowymi, w których szyny są umieszczane na elastycznych podkładkach i mocowane za pomocą specjalnej masy zalewowej. System Edilon otrzymał nazwę od firmy produkującej tę nawierzchnię. Był stosowany przede wszystkim na mostach i wiaduktach kolejowych oraz – dzięki zaletom absorpcji drgań i hałasu – w nawierzchniach tramwajowych przy torowiskach wspólnych z jezdnią drogową. W 2002 roku wybudowano 80 km nawierzchni RHEDA 2000® na linii kolejowej dużej prędkości HSL Zuid pomiędzy Amsterdamem i Brukselą.

We Francji w bardzo ograniczonym stopniu stosuje się nawierzchnie bezpodsypkowe. Po raz pierwszy w eksploatacji zastosowano system STEDEF z elastycznie posadowionymi podkładami na betonowej płycie nośnej w 1970 roku w paryskim metrze, w La Grillere oraz w kolejnym roku w pobliżu Paryża w Neuilly-sur-Marne. Podkłady i podkładki spoczywają na płycie z betonu sprężonego, dylatowanej co 98 m. Na liniach dużych prędkości po raz pierwszy wbudowano nawierzchnię bezpodsypkową w celach badawczych na wiadukcie Chauconin na linii LGV Est européenne (Ligne à grande vitesse Est européenne).

Specjalnie dostosowaną wersję systemu STEDEF wykorzystuje się praktycznie do chwili obecnej w tunelach. Jest ona znana pod nazwą Sonneville-System. W tunelu pod kanałem La Manche pozostawiono bloki podkładów i zrezygnowano z łącznika stalowego, stosując podkładki podszynowe w kształcie litery H oraz specjalnie ukształtowane powierzchni boczne tzw. buta gumowego. Te innowacje miały na celu ograniczenie niekorzystnych zjawisk wywołanych przejeżdżającym pojazdem szynowym (drżania, wibracje).

Jak wspomniano już wcześniej, we Włoszech opracowano typ konstrukcji zwanej IPA, wzorując się przy tym na nawierzchniach japońskich. Jest to nawierzchnia typu płytowego z półwalcowym elementem regulacyjnym na krawędzi płyty prefabrykowanej, który przenosi także siły podłużne i poprzeczne z płyty na podłoże. Płyta taka ma grubość 0,15 m, szerokość 2,5 m i długość 4,75 m. Powierzchnia płyty zawiera wypustki imitujące podkład i umożliwiające mocowanie szyn z odpowiednim pochyleniem. Podłoże – składające się z kilku warstw – jest wykonywane na miejscu budowy, co wydłuża czas jej trwania. Tym samym nawierzchnia ta uchodzi za najdroższą spośród eksploatowanych obecnie w Europie. Konstrukcję tę można stosować przy naciskach osiowych 250 kN i prędkości jazdy do 350 km/h. Od 1984 roku we Włoszech zbudowano już około 100 km toru w tej technologii (głównie na północy kraju: Bergamo–Brescia, Mediolan–Genua, najdłuższy fragment na odcinku Carnia–Pontebba).

Najbardziej znanym przykładem wprowadzenia niekonwencjonalnego systemu ciągłego podparcia szyn była nawierzchnia zastosowana przez British Railways na odcinku testowym w Radcliffe on Trent. System PACT (Paved Concrete Track), składający się ze zbrojonej płyty grubości 150–250 mm ułożono początkowo na odcinku prostym, a następnie na łuku o promieniu 1000 m z przechyłką o wartości 80 mm (na długości 1,8 km). Taka konstrukcja umożliwia jazdę z prędkością maksymalną nawet 128 km/h. Szyna była podparta na ciągłej podkładce z gumy korkowej oraz przymocowana za pomocą przytwierdzenia Pandrol. W Wielkiej Brytanii system PACT stosowano przede wszystkim w tunelach, ze względu na konieczność zmniejszenia przekroju nawierzchni kolejowej przy elektryfikacji linii. W 1975 roku zbudowano w tej technologii 4 km toru na odcinku testowym w Hiszpanii, a następnie w Nowej Zelandii, Australii, Anglii i Kanadzie. W tym ostatnim kraju w 1988 roku do eksploatacji oddano aż 78 km toru w systemie PACT. Z czasem zaczęły się pojawiać problemy z utrzymaniem tej nawierzchni: nierównomierne osiadanie, pękanie płyt betonowych, odwodnienie płyty [30].

W Austrii ze względu na górski charakter kraju nawierzchnie niekonwencjonalne funkcjonują głównie na mostach i w tunelach. Od 1982 roku trwały prace badawcze nad nową kon-

struktura nawierzchni szynowej. Na początku lat dziewięćdziesiątych XX wieku opracowano konstrukcję nawierzchni składającej się ze sprężysto posadowionej torowej płyty nośnej. Było to wspólne przedsięwzięcie kolei austriackich (Österreichische Bundesbahnen – ÖBB) oraz koncernu budowlanego PORR AG. Nawierzchnia o nazwie ÖBB/POOR od 1995 roku jest regularnie stosowana w Austrii, a od 2001 roku na mostach i w tunelach w Niemczech.

Coraz więcej realizacji w technologii nawierzchni bezpodсыpkowych odnotowuje się w Chinach.

W Polsce nawierzchnie niekonwencjonalne są stosowane w bardzo ograniczonym zakresie, głównie w tunelach i na mostach. Najdłuższy fragment nawierzchni bezpodсыpkowej zastosowano w tunelu średnicowym w Warszawie. Po remoncie nawierzchni w 2006 roku użyto szynowych podpór blokowych – system EBS (*Embedded Block System*) – umieszczonych w płycie betonowej zbrojonej na długości 2532,5 m. Wcześniej wielowarstwową konstrukcję nawierzchni na płycie betonowej wybudowano na warszawskim Dworcu Centralnym oraz w 2003 roku na moście kolejowym w Krakowie. W 2011 roku nawierzchnię bezpodсыpkową typu EBS zastosowano na dworcu Wrocław Główny.

Prawdziwy rozwój nawierzchni niekonwencjonalnych nastąpił jednak w Niemczech. Mimo że kraj ten nie był w istotny sposób włączony w program badań ORE nad nawierzchnią niekonwencjonalną, prowadzony w Radcliffe on Trent, realizował jednak własny program badań i wdrażania tego typu konstrukcji zarówno na liniach kolejowych, jak i w innych systemach transportu szynowego. Zaangażowanie ogromnych środków finansowych oraz potencjału naukowego niemieckich uczelni (Monachium, Hanower, Berlin) doprowadziło do powstania wielu systemów nawierzchni niekonwencjonalnych. Niektóre z nich swój żywot zakończyły już na odcinkach testowych. Dlatego trzeba wyraźnie zaznaczyć, że to właśnie Niemcy wyznaczają na świecie kierunki rozwoju technologii budowy nawierzchni bezpodсыpkowych.

Pierwsza istotna zabudowa nawierzchni niekonwencjonalnej w Niemczech miała miejsce na stacji Hirschaid na linii Nürnberg–Bamberg w 1967 roku. Na długości około 225 m zastosowano płytę nośną oraz konstrukcję rusztową wykonaną z elementów prefabrykowanych. Systematyczny rozwój, któremu towarzyszyły badania, nastąpił od 1971 roku dzięki zleconemu przez Federalne Ministerstwo Badań i Technologii projektowi badawczemu. Konstrukcja nawierzchni opracowana przez Urząd Kontroli Budowy Dróg Krajowych Uniwersytetu Technicznego w Monachium została wbudowana wiosną 1972 roku na długości 640 m na stacji Rheda (linia kolejowa Hamm–Minden, która była przewidziana jako odcinek badawczy dla kolei dużych prędkości). Po wbudowaniu konstrukcji wypróbowano różne elementy służące polepszeniu warunków eksploatacyjnych nawierzchni. Badania i pomiary posłużyły do zaproponowania konstrukcji optymalnej. Po 37 latach od wbudowania i przeniesionym obciążeniu 450 mln ton nie były potrzebne praktycznie żadne roboty utrzymaniowe. Od 1977 roku w miejscowości Karlsfeld, w pobliżu Monachium (S-Bahn München) na odcinku testowym wbudowano kilka konstrukcji nawierzchni niekonwencjonalnych. Obok systemu RHEDA oraz konstrukcji typu Züblin zastosowano nawierzchnię z prefabrykowanych płyt betonowych, z prefabrykowanych elementów rusztowych, z małogabarytowych płyt prefabrykowanych oraz z podkładami dwublokowymi umieszczonymi w tzw. butach gumowych. Sprawdzoną i wytrzymałą konstrukcję nawierzchni typu RHEDA do końca lat 80. XX wieku zastosowano w kilku tunelach, głównie na obszarze południowych Niemiec, w celu zwiększenia wysokości tunelu dla elektryfikacji linii. W tym też czasie nawierzchnię typu RHEDA zastosowano w metrze w Singapurze oraz kilku tunelach kolei austriackich (ÖBB).

W latach 1988–1989 na pierwszych dwóch nowych liniach dużych prędkości w Niemczech (Hanower–Würzburg i Mannheim–Stuttgart) w sumie w czterech tunelach zastoso-

wano nawierzchnię niekonwencjonalną. Na linii kolejowej Hanower–Würzburg w tunelach Einmalberg (2392 m) i Mühlenberg (6994 m) zastosowano nawierzchnię RHEDA z wielkimi modyfikacjami, natomiast w tunelu Senzeberg (5554 m) zbudowano ulepszoną wersję nawierzchni typu RHEDA, od tego momentu traktowaną jako osobną nawierzchnię o nazwie RHEDA–Sengeberg. Z kolei w tunelu Merksteim (4796 m) na linii Mannheim–Stuttgart zastosowano nawierzchnię typu Züblin. Do 1992 roku w Niemczech w tunelach na liniach dużych prędkości zbudowano łącznie 21,6 km linii w technologiach nawierzchni niekonwencjonalnych. W tym czasie praktycznie nie stosowano takich nawierzchni na mostach ze względu na występujące przemieszczenia konstrukcji. Jedynym wyjątkiem był most na rzece Amper, na linii kolejowej Monachium–Lindau.

Kolejna zmodyfikowana konstrukcja nawierzchni RHEDA została wbudowana na przełomie lat 1993/1994 pomiędzy miejscowościami Breddin i Glöwen (łącznie 16 500 m) na linii tzw. kolei berlińsko-hamburskiej. Na tej samej linii w 1993 roku zbudowano 12 300 m nawierzchni w technologii Züblin na odcinku Wittenberge–Dergenthin. Do końca 1994 roku w Niemczech było już prawie 60 km linii z nawierzchniami bezpodсыpkowymi. W 1998 roku na linii dużych prędkości Hanower–Berlin na odcinku Oebisfelde–Staaken wybudowano nawierzchnie niekonwencjonalne na odcinku liczącym aż 91 km: z tego na zachód od rzeki Łaba wybudowano konstrukcje ATD (na 5,1 km), Züblin (10,6 km) i BTD-V2 (15,8 km), a na wschód od Łaby zastosowano zmodyfikowaną nawierzchnię RHEDA (59,2 km).

W latach 1995–1998 przebudowie poddano konstrukcję nawierzchni na liniach berlińskiej kolei miejskiej (S-Bahn). Dotychczasową nawierzchnię tłuczniową zastąpiono bezpodсыpkową, przy czym podkłady strunobetonowe zastąpiono dwublokowymi (tzw. konstrukcja RHEDA–Berlin).

W 2002 roku nakładem 6 mld euro oddano do eksploatacji linię dużej prędkości Kolonia–Frankfurt nad Menem o długości 180 km; 146 km linii wybudowano z nawierzchnią niekonwencjonalną dostosowaną do prędkości 300 km/h. Z powodu krótkiego okresu budowy na 12 miesięcy całkowicie wyłączono z ruchu całą linię, aby wybudować 127-kilometrowy odcinek linii w technologii Walter–Heilit. W celu realizacji tego przedsięwzięcia wykonano 30 specjalnych maszyn do układania nawierzchni betonowej. Całkowity koszt takiej nawierzchni wyniósł 770 000 euro.

Drugim największy projekt w zakresie budowy linii dużych prędkości w Niemczech to linia kolejowa Nürnberg–Ingolstadt, na której wybudowano 75 km nawierzchni niekonwencjonalnej. Zastosowano tutaj przede wszystkim systemy RHEDA 2000, system płyt prefabrykowanych Max Bögl oraz, na krótkim odcinku w tunelu, nawierzchnię RHEDA Classic.

W tych dwóch ostatnich przedsięwzięciach zastosowano specjalne systemy z kamienia absorbujące hałas wywoływany przejazdem pociągu po nawierzchni bezpodсыpkowej.

Mimo zaprezentowanych zastosowań konstrukcji nawierzchni bezpodсыpkowych na liniach dużych prędkości i jej niewątpliwych zalet trzeba podkreślić, że w Europie ciągle zdecydowanie więcej odcinków jest budowanych na nawierzchni klasycznej (tłuczniowej). Tradycyjnie już nawierzchnię tłuczniową stosuje się we Francji, Hiszpanii i Belgii, bezpodсыpkową zaś – w Niemczech i w pewnym stopniu w Holandii.

W tunelach stosuje się już praktycznie wyłącznie nawierzchnię niekonwencjonalną (przede wszystkim w Hiszpanii, Niemczech, Austrii, Szwajcarii, Wielkiej Brytanii).

## **Metro**

Ze względu na swe niepodważalne zalety (stosunkowo mały przekrój konstrukcyjny nawierzchni, ograniczenie drgań i hałasu, szybkie odwodnienie oraz eliminacja korozji powodowanej przez tłuczeń) nawierzchnie bezpodсыpkowe są powszechnie stosowane

w metrze oraz systemach premetra (U-Bahn). Wykorzystuje się głównie technologie oparte na podkładach zabetonowanych w monolitycznej płycie nośnej, na szynowych podporach blokowych lub technologii związane z tzw. szyną pływającą

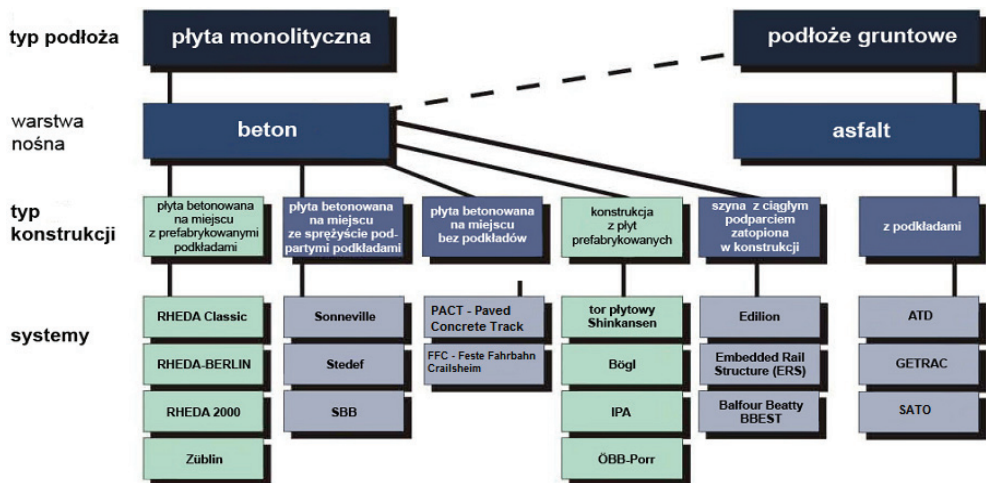
W metrze warszawskim w czasie budowy w latach 2007/2008 zastosowano na długości 3105 m szynowe podpory blokowe EBS

## Tramwaje

Zakres stosowania nawierzchni niekonwencjonalnych w tramwajach opiera się głównie na konstrukcjach nawierzchni zintegrowanych, umożliwiających ruch tramwajowy oraz samochodowy. Nawierzchnie takie opierają się na podkładach (monolitycznych lub dwublokowych) zatopionych w płycie betonowej lub asfaltowej). Pozostałe przestrzenie wypełnia mieszanka mineralno-asfaltowa (RHEDA-City NBS). Stosuje się też technologie oparte na płytach żelbetowych wylewnych na miejscu lub prefabrykowanych z zastosowaniem mocowania w korytkach szyny w otulinie (*Embedded Rail System – ERS*). Do tłumienia drgań i hałasu stosuje się głównie maty wibroizolacyjne, granulaty elastomerowe, podkładki i przekładki elastyczne, profile wypelniające i uszczelniające oraz folie.

## 4.2. Podział nawierzchni niekonwencjonalnych

Pierwotnym miejscem budowania nawierzchni bezpodsytkowych są tunele, gdzie szczególnego znaczenia nabierają zalety takiego toru: zdecydowanie lepsza stabilność położenia toru oraz zmniejszony przekrój poprzeczny konstrukcji. Tymczasem w toku rozwoju nawierzchni bezpodsytkowych zasadniczo wykształciły się dwa typy konstrukcji: z podkładami oraz z płytą betonową, do której szyny są montowane bezpośrednio. W niektórych wariantach szyny są „zatapiane” w płycie betonowej i w ten sposób – za pomocą specjalnych mas zalewowych – przytwierdzone. Wymaganą sprężystość posadowienia takiej konstrukcji osiąga się przez stosowanie elastycznych materiałów lub mat pomiędzy nawierzchnią a podtorzem.



Rys. 4.3. Podział nawierzchni niekonwencjonalnych

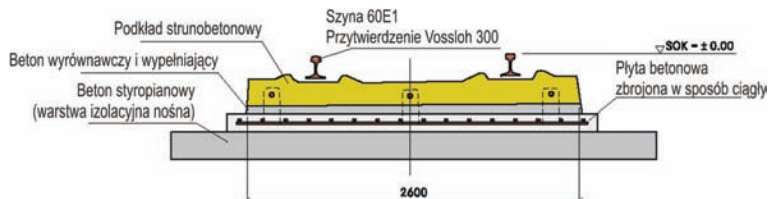


Wieloletnie doświadczenie w projektowaniu i stosowaniu nawierzchni niekonwencjonalnych pozwoliło w Niemczech na sklasyfikowanie nawierzchni bezpodсыpkowych pod względem konstrukcyjnym oraz określenie zakresu stosowania konstrukcji (rys. 4.3).

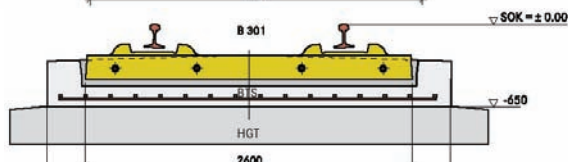
#### 4.2.1. Konstrukcja z płytą zbrojoną betonową na miejscu wbudowania na warstwie nośnej z prefabrykowanymi podkładami

##### System RHEDA

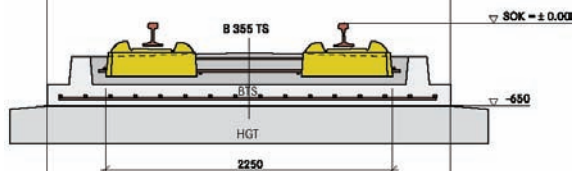
RHEDA (Classic)



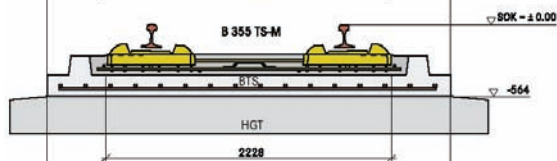
RHEDA (Sengenber)



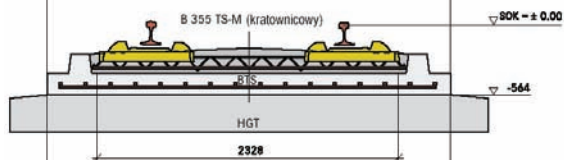
RHEDA-Berlin-HGV V1



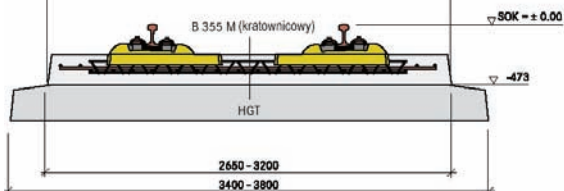
V2



V3



RHEDA 2000®



Rys. 4.4. Rodzina nawierzchni typu RHEDA dla linii kolejowych [14]

Nawierzchnia typu RHEDA (rys. 4.4) została po raz pierwszy wbudowana w 1972 roku na stacji Rheda-Wiedenbrück. Konstrukcja o nazwie RHEDA Classic składa się z 20-centymetrowej warstwy nośnej (spoiwo hydrauliczne), na której wybudowano zbrojoną płytę betonową (płytę nośną) o grubości 14 cm. Po związaniu betonu układa się ramę toru, reguluje się jego położenie i zabudowuje betonową warstwą wypełniającą. W pierwotnej konstrukcji nawierzchni RHEDA zastosowano podkłady monoblokowe (B70S), układane na betonowej konstrukcji nośnej. Konstrukcja toru jest dodatkowo zbrojona w kierunku podłużnym oraz zespolona zbrojeniem z płytą nośną. Zastosowano przytwierdzenia Ioarv 180 oraz szyny UIC60.

Współczesne konstrukcje z tzw. rodziny RHEDA łączą modyfikacje konstrukcji z 1972 roku oraz zupełnie nowe rozwiązania elementów nawierzchni. Do tej rodziny należą m.in. konstrukcje: RHEDA-Sengeberg, RHEDA-Berlin, RHEDA-Berlin-HGV, RHEDA-Rathenow, RHEDA-München, RHEDA-Züblin, RHEDA 2000<sup>®</sup>. Konstrukcje te z założenia są stosowane w torach kolejowych na szlakach, ale konstrukcje RHEDA-Rathenow i RHEDA 2000<sup>®</sup> przeznaczone są również do układania z rozjazdami. Wszystkie te konstrukcje mogą być stosowane na korpusach ziemnych, w tunelach i na mostach. Marka RHEDA i wszystkie konstrukcje z tej rodziny stanowią własność niemieckiego koncernu z branży betonowej RAIL.ONE GmbH.

Nawierzchnie typu RHEDA funkcjonują przede wszystkim w Europie (głównie Niemcy i Holandia) oraz w Azji (głównie Tajwan). Do roku 2006 na całym świecie wybudowano 782 km toru w tej technologii, z tego w Niemczech i Holandii zbudowano 694 km toru kolejowego, a na Tajwanie 88 km toru. Na głównych liniach kolejowych w Niemczech w 2006 roku eksploatowano 870 km torów z nawierzchniami niekonwencjonalnymi, w tej liczbie znajdowało się aż 576 km torów z rodziny RHEDA.

Konstrukcja o nazwie RHEDA-Sengberg jest pierwszym etapem przekształceń wariantu klasycznego. Powstała w wyniku dużych problemów z oporem bocznym rusztu torowego w czasie betonowania w konstrukcji RHEDA Classic. W związku z tym zastosowano betonową warstwę nośną w kształcie koryta. Po raz pierwszy konstrukcję wbudowano w tunelu Sengberg. Ten typ zastosowany został później – w 1994 roku – z wielkimi zmianami na odcinku Glöwen-Breddin (linia berlińsko-hamburska).

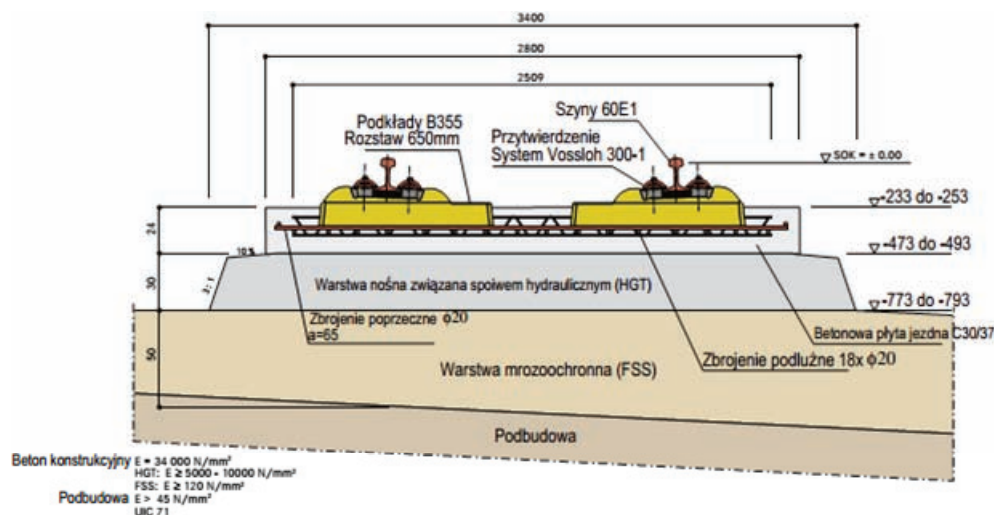
RHEDA-Berlin z podkładami dwublokowymi jest rozwinięciem koncepcji nawierzchni RHEDA-Sengberg z podkładami, korytem i betonem wypełniającym. Między płytą a korytem umieszczono folię o grubości 2 mm. W tej konstrukcji pominięto zbrojenie poprzeczne, gdyż jego funkcję spełniają stalowe łączniki podkładów. Taka konstrukcja była efektem uwarunkowań występujących w torach berlińskiej S-Bahn. Konstrukcje RHEDA-Berlin dostosowano też do linii dużych prędkości (RHEDA-Berlin HGV), poszerzając tzw. koryto oraz warstwę stabilizowaną spoiwem (HGT). Właśnie taka konstrukcja została zbudowana w latach 1999–2002 na linii Kolonia–Frankfurt nad Menem.

Kolejna konstrukcja z tej grupy – RHEDA-Rathenow – została wykonana na linii Berlin–Hanower. Można ją stosować na szlakach oraz pod rozjazdami. Konstrukcja ta jest oparta na zasadach stosowanych przy nawierzchni RHEDA Classic: betonowa warstwa nośna ma kształt płyty jezdnej z podkładami. Ze względu na stosowanie na liniach dużych prędkości poszczególne elementy tej nawierzchni mają zwiększone wymiary w stosunku do RHEDA Classic.

Nawierzchnia RHEDA-München jest wykonywana z podkładami dwublokowymi łączonymi kratownicą. Konstrukcja ta powstała jako kontynuacja rozwoju nawierzchni wybudowanej w 1977 roku na odcinku Dachau–Karlsfeld (S-Bahn München)

Konstrukcja RHEDA-Züblin jest modyfikacją nawierzchni typu ZÜBLIN.

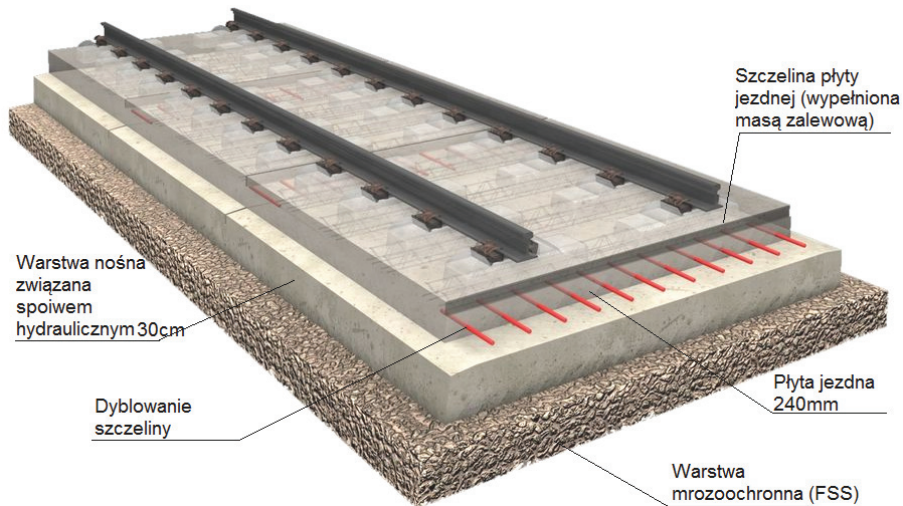
Najnowsza typ nawierzchni z rodziny RHEDA nosi nazwę RHEDA 2000<sup>®</sup> (rys. 4.5). Jest ona przeznaczona przede wszystkim dla linii kolejowych dużych prędkości. Elementem charakterystycznym tej konstrukcji jest podkład dwublokowy B355 (stosunkowo niewielkie bloki żelbetowe, imitujące typowe podkłady monolityczne, połączone za pomocą zbrojenia kratowego), bezpośrednio zabetonowany w płycie jezdnej, która przejęła rolę płyty nośnej BTS. Tak wykonany ustrój płytowy spoczywa na warstwie nośnej z kruszywa stabilizowanego cementem HGT. W ten sposób wyeliminowany zostaje element tzw. koryta. Jest to w tej chwili najpowszechniej stosowany typ nawierzchni bezpodsypankowej na świecie, głównie dzięki spełnianiu bardzo wysokich wymagań dla linii dużych prędkości, wysokiej precyzji wykonania prefabrykatów, dużej stabilności i monolityczności całej konstrukcji płyty, mniejszej wysokości konstrukcyjnej nawierzchni oraz bardzo wysokiej jakości konstrukcji po wbudowaniu.



Rys. 4.5. Szczegóły konstrukcyjne nawierzchni typu RHEDA 2000<sup>®</sup> [14]

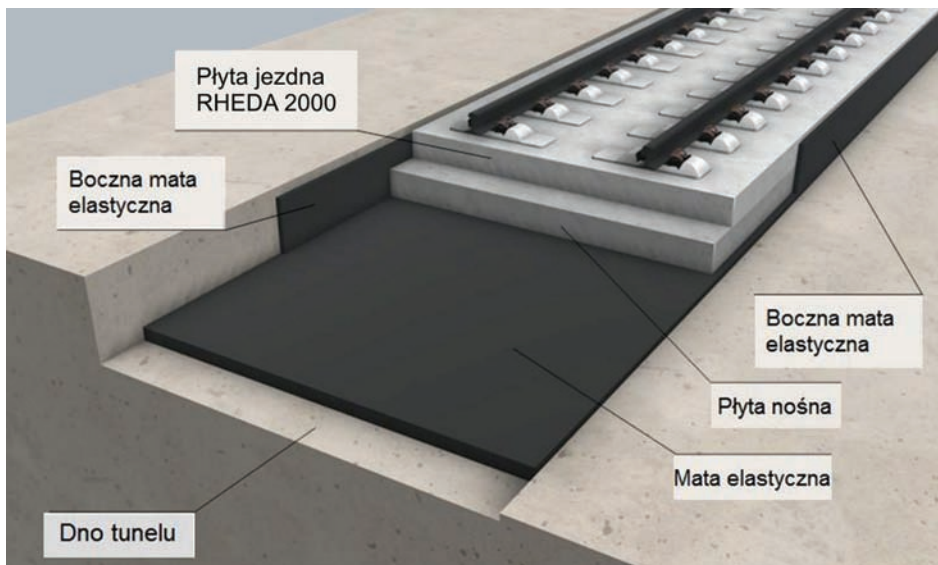
Obecnie rozwija się konstrukcję nawierzchni RHEDA 2000<sup>®</sup> bez zbrojenia ciągłego podłużnego (rys. 4.6). W ten sposób skraca się czas budowy nawierzchni oraz obniża koszty budowy. Ogranicza się też wpływ zbrojenia na zakłócenia urządzeń sterowania ruchem oraz tzw. prądy błędzące.

Konstrukcję ze zbrojeniem nieciągłym można stosować na warstwie nośnej związanej spoiwem hydraulicznym (cementem) lub na tłuczniowej warstwie nośnej. Te dwie odmiany nawierzchni różnią się przede wszystkim grubością poszczególnych warstw.

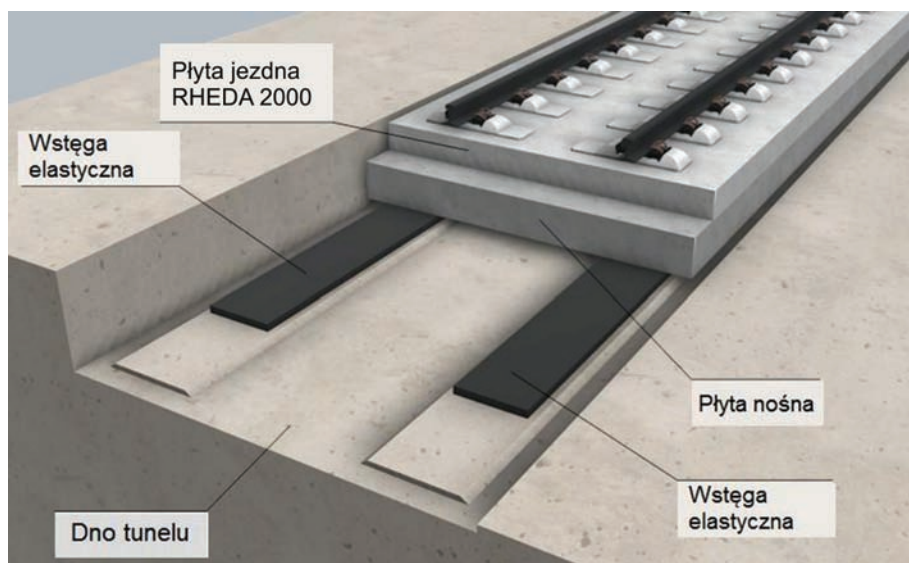


Rys. 4.6. Konstrukcja nawierzchni RHEDA 2000<sup>®</sup> bez zbrojenia ciągłego [31]

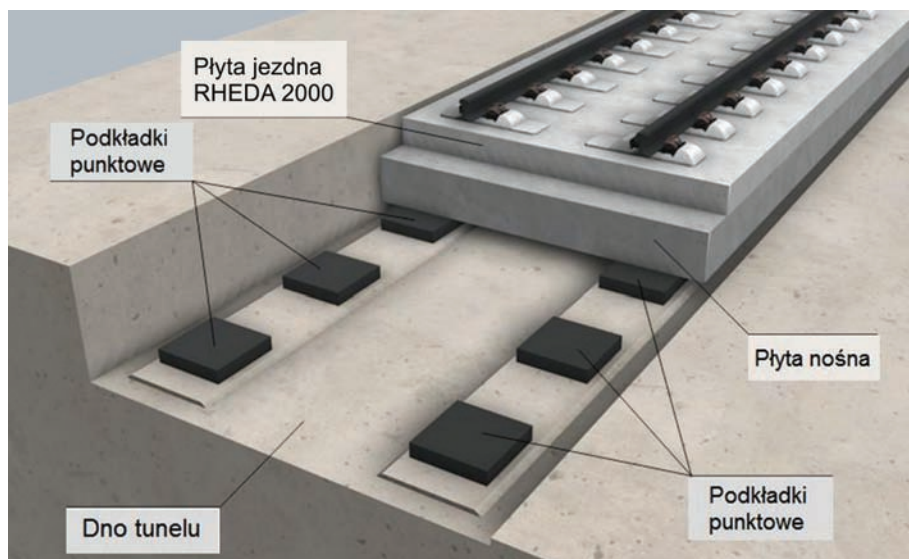
Wzrastające prędkości pociągów oraz coraz większe naciski na oś pojazdu szynowego powodują zwiększony hałas i wibracje (drżenie), powstające na skutek nierówności między kołem i szyną oraz dynamicznych oddziaływań torów na podłoże przy przejeździe taboru kolejowego. W związku z tym na podstawie wieloletnich doświadczeń zaproponowano zastosowanie systemu usprężynowującego całą konstrukcję (niem. *Masse-Feder-System* – MFS). Taki sposób posadowienia płyty nosi potoczną nazwę „płyty pływającej” (rys. 4.7, 4.8 i 4.9).



Rys. 4.7. Zasada stosowania systemu tzw. płyty pływającej w nawierzchni typu RHEDA 2000<sup>®</sup> za pomocą mat elastycznych [31]

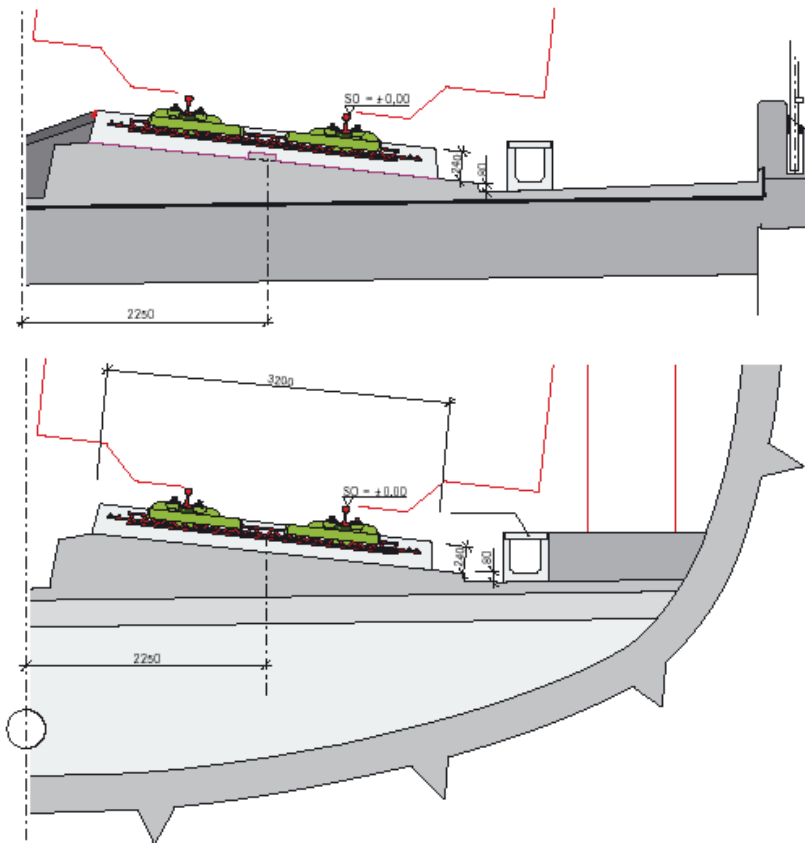


Rys. 4.8. Zasada stosowania systemu tzw. płyty pływającej w nawierzchni typu RHEDA 2000® za pomocą wstęg elastycznych [31]



Rys. 4.9. Zasada stosowania systemu tzw. płyty pływającej w nawierzchni typu RHEDA 2000® za pomocą elastycznych podkładek punktowych [31]

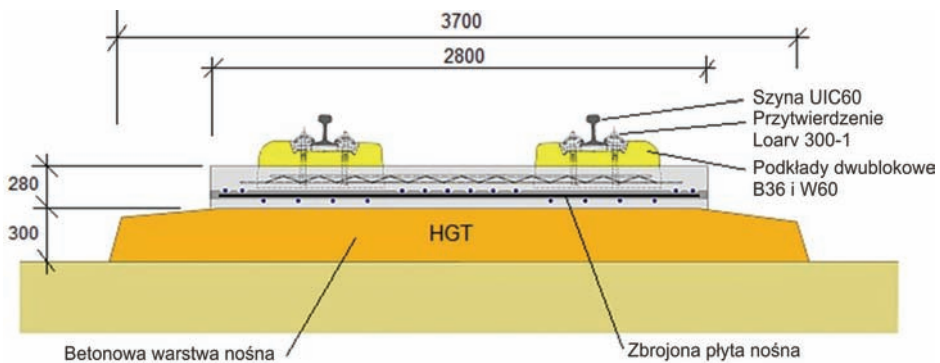
Nawierzchnie typu RHEDA 2000® swoje zalety konstrukcyjne w pełni wykazują przy zastosowaniu na mostach i w tunelach. W tym zakresie stosowane są praktycznie w całej Europie oraz na Bliskim i Dalekim Wschodzie.



Rys. 4.10. Nawierzchnia typu RHEDA 2000® na mostach i tunelach [14]

### Nawierzchnia Züblin

Oprócz konstrukcji RHEDA rozwinęto też stosowanie innej nawierzchni z zatopionymi w płycie podkładami betonowymi – o nazwie Züblin (rys. 4.11).

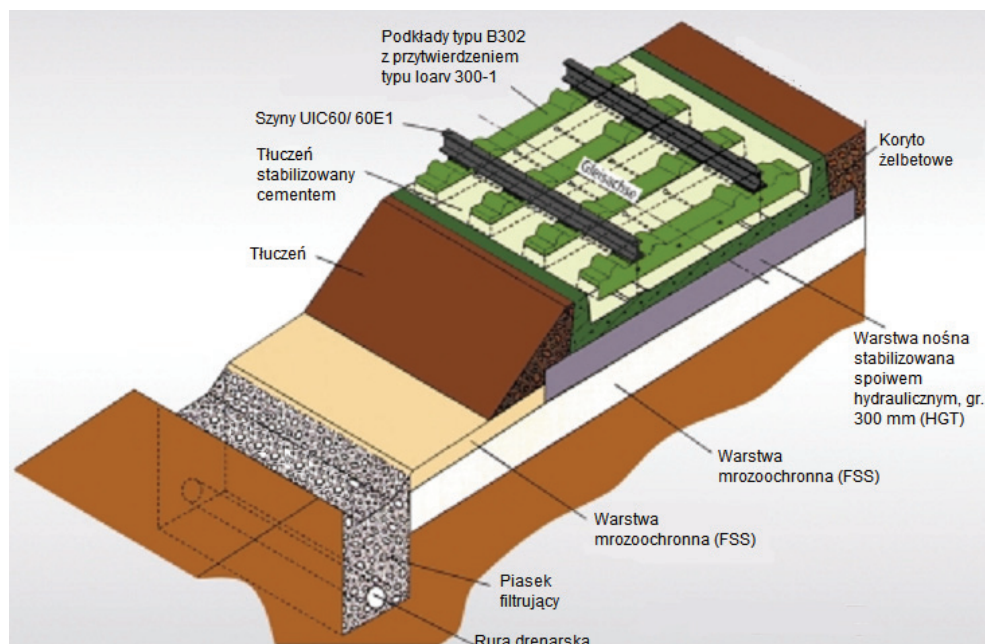


Rys. 4.11. Typowa konstrukcja nawierzchni Züblin [11]

Konstrukcja została zaprojektowana i jest wykonywana przez firmę Ed. Züblin AG ze Stuttgartu. W przypadku tej nawierzchni podkłady dwublokowe nie są zalewane betonem cementowym, lecz jedynie osadzone w betonowej płycie zbrojonej w sposób ciągły. Konsystencja betonu jest dobrana tak, aby podkłady zagłębiały się w nim pod wpływem własnego ciężaru. Beton wokół podkładów jest zagęszczany wibracyjnie. Zastosowanie w tunelu miało miejsce po raz pierwszy w 1991 roku na nowo budowanej linii kolejowej Mannheim–Stuttgart. Ten typ nawierzchni bezpodsypkowej kolejnej zastosowanie znalazł na tzw. kolei berlińsko-hamburskiej pomiędzy Wittenbergą i Dergenthin, na linii dużych prędkości Berlin–Hanower (1994 r.; odcinek 8,12 km) oraz na południowym fragmencie linii Kolonia–Frankfurt nad Menem (2001 r.; 27,66 km). Bardzo dobre wyniki badań i obserwacji zaowocowały ofertą z Chin: do 2005 roku na odcinku Zhengzhou-Xi’an wybudowano 460 km dwutorowej linii kolejowej w technologii systemu Züblin na linii dużych prędkości.

### Nawierzchnia typu Heitkamp

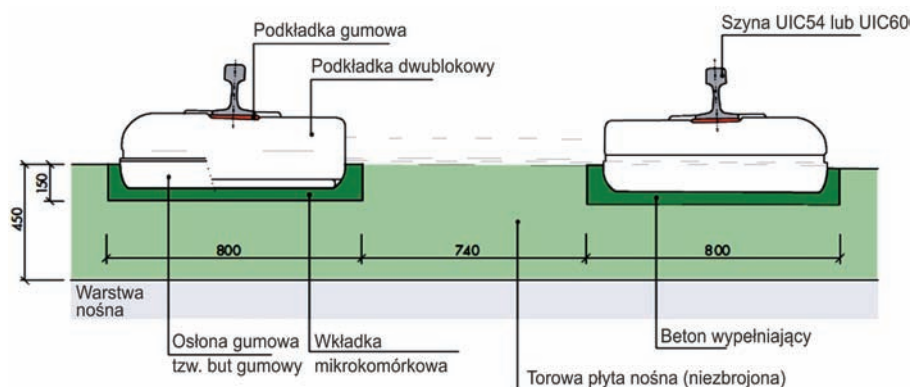
Kolejnym przykładem nawierzchni niekonwencjonalnej z zabetonowanymi podkładami jest HEITKAMP (rys. 4.12). Zastosowano tu koryto z betonu zbrojonego o szerokości 3100 mm i grubości 180 mm, ułożone na warstwie grubości 300 mm, wykonanej z materiału stabilizowanego lepiszczem hydraulicznym. Pomiędzy tą warstwą a podtorzem gruntowym przewidziano warstwę przeciwmrozową. W korycie betonowym układa się podkłady betonowe wraz z szynami. Wypełnienie stanowi podsypka stabilizowana zaprawą cementową.



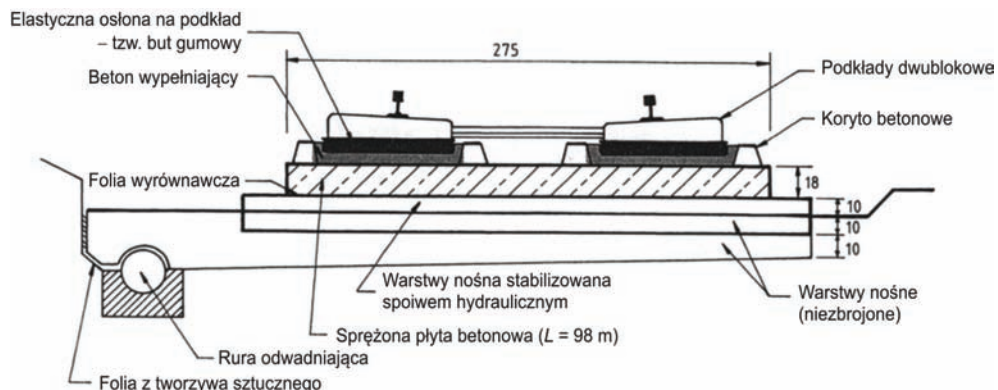
Rys. 4.12. Przekrój nawierzchni typu HEITKAMP [12]

#### 4.2.2. Nawierzchnie z płytą betonowaną na miejscu budowy ze sprężycie podpartymi podkładami

Konstrukcje ze sprężycie podpartymi podkładami w płycie betonowej powstawały od połowy lat 60. XX wieku. Głównym elementem tych nawierzchni są podkłady dwublokowe, które umieszcza się w kanałach pozostawionych w zbrojonej płycie betonowej. Podkłady umieszcza się na „butach gumowych”. Pierwsza taka nawierzchnia została zastosowana w 1966 roku w Szwajcarii w tunelu Bözberg (rys. 4.13). Nawierzchnia przyjęła nazwę SBB (*niem.* Schweizerische Bundesbahnen – Koleje Szwajcarskie). Praktycznie taka sama nawierzchnia jest we Francji określana nazwą STEDEF (rys. 4.14). W tunelu pod kanałem La Manche (Eurotunnel) zastosowano nawierzchnię betonową typu Sonneville-System, w której za pośrednictwem „gumowego buta” umieszczono symetrycznie pojedyncze bloki betonowe imitujące podkłady (rys. 4.15 i 4.16). Przy montażu rusztu torowego dużo wysiłku i użycia odpowiedniej techniki wymagało rozmieszczenie bloków w odpowiedniej szerokości i z wymaganym pochyleniem [10].

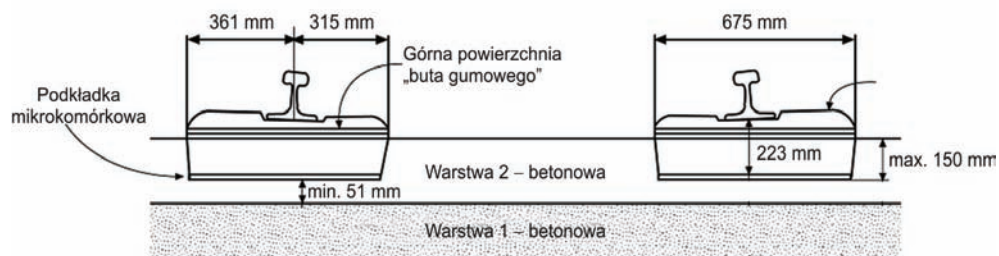


Rys. 4.13. Konstrukcja nawierzchni typu SBB – BÖZBERG/STEDEF [25]

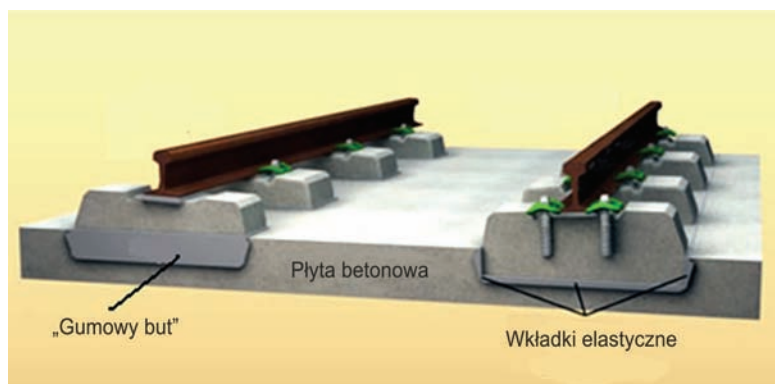


Rys. 4.14. Konstrukcja nawierzchni typu STEDEF zastosowana w Neuilly-sur-Marne (1970): płyta z betonu sprężonego z elastycznie posadowionymi podkładami dwublokowymi [10]





Rys. 4.15. Przekrój konstrukcji typu Sonneville [2]



Rys. 4.16. Nawierzchnia typu Sonneville zastosowana w Eurotunelu pod kanałem La Manche [30]

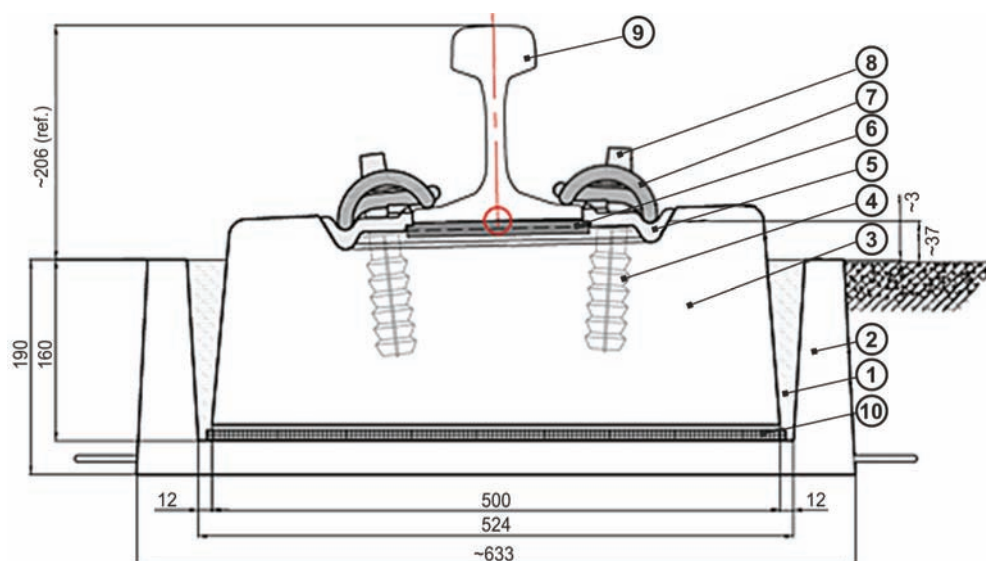
Od początku XXI wieku znaczną popularnością w Europie cieszy się system podpór blokowych w otulinie (*Embedded Block System* – EBS) firmy Edilon, który ma charakter uniwersalny i można go użyć na każdym odcinku drogi szynowej, na łukach o małych promieniach oraz w rozjazdach. Znajduje zastosowanie w kolejach naziemnych i podziemnych (w metrze), w wydzielonych torowiskach tramwajowych, w tunelach, na wiaduktach i mostach. Ten typ nawierzchni w Polsce zastosowano przede wszystkim w tunelu warszawskiego metra, w tunelu średnicowym w Warszawie oraz w obrębie hali dworcowej Wrocław Nowy Główny. Typową konstrukcję elementu podporowego przedstawiono na rysunku 4.17.

Ten typ nawierzchni można również modyfikować przy zastosowaniu gniazda z tworzywa sztucznego.

Bloki betonowe są zatapiane w betonowej płycie zbrojonej, która stanowi podbudowę całej konstrukcji nawierzchni EBS.

System EBS charakteryzuje się przede wszystkim dużą skutecznością w tłumieniu drgań materiałowych (wibracji) wywołanych ruchem pojazdów szynowych oraz w ograniczaniu hałasu, jaki generują. Posadowienie podpór blokowych w sprężystej otulinie z masy żywicznej zapewnia ponadto wysoką izolację elektryczną toru (konduktancję przejścia szyna–ziemia). Duża sprężystość podparcia szyn wpływa korzystnie na przenoszenie pionowych i poziomych obciążeń od kół, zmniejszając zużycie szyn. System ten może być stosowany w nawierzchni szynowej dla obciążeń osi do 245 kN przy prędkościach pojaz-

dów szynowych dochodzących do 250 km/h, ze wszystkimi profilami szyn i systemami przytwierdzeń [17].

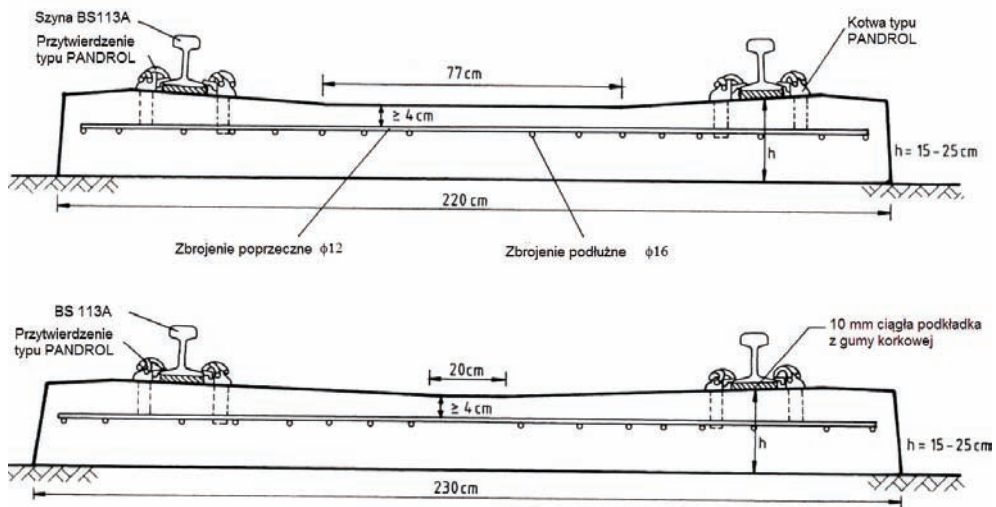


Rys. 4.17. Blokowa podpora szynowa w otulinie z prefabrykowanym gniazdem betonowym [17]:  
 1 – otulina bloku podporowego – masa zalewowa Edilon Corkelast<sup>®</sup>; 2 – prefabrykowane gniazdo betonowe; 3 – betonowy blok podporowy; 4 – dybel śrubowy; 5 – prowadnica kątowa; 6 – przekładka podszynowa; 7 – łapka sprężysta; 8 – śruba; 9 – szyna; 10 – sprężysta podkładka wibroizolacyjna

### 4.2.3. Płyta betonowana na miejscu bez podkładów

#### PACT – PAVed Concrete Track

W latach 60. minionego wieku koleje brytyjskie (British Railways) ułożyły odcinki toru na wstępnie sprężonych płytach prefabrykowanych (*PAved Concrete Track* – PACT), a w 1972 roku odcinek około 2 km, położony w łuku z przechyłką 80 mm, przystosowany do jazdy z prędkością 128 km/h (rys. 4.18). System ten znalazł zastosowanie przede wszystkim w tunelach, gdzie konieczne jest ograniczenie wysokości konstrukcyjnej nawierzchni. W przypadku układania takiej nawierzchni na podłożu ziemnym dochodzi do nierównomiernego osiadania toru, skręcania się i pęknięcia płyt betonowych. Do 1988 roku ułożono około 78 km toru w tej technologii, szczególnie w Wielkiej Brytanii, Hiszpanii, Australii, Nowej Zelandii i Kanadzie [10].

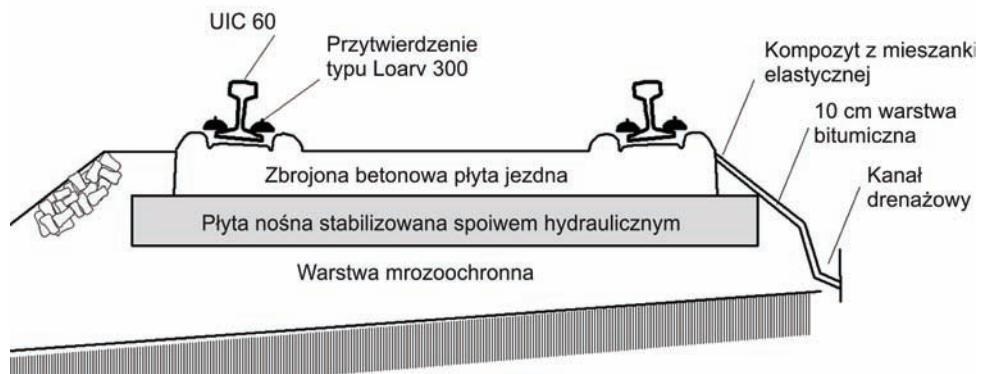


Rys. 4.18. Typowy przekrój konstrukcyjny nawierzchni PACT [10]

### FFC – Feste Fahrbahn Crailsheim

Nawierzchnia typu Crailsheim została wykonana przez firmę Leonhard Weiss GmbH & Co. w połowie lat 90. XX wieku na odcinku 580 m nowo budowanej linii dla pociągów ICE Hanower–Berlin (rys. 4.19). Konstrukcja takiej nawierzchni składa się z warstwy mrozoochronnej, na której wykonuje się warstwę nośną stabilizowaną spoiwem hydraulicznym oraz betonową płytę nośną. Zamiast podkładów w płycie wykonywane są progi zbrojone w miejscach przytwierdzeń szyn do podkładów.

Na przygotowanej warstwie nośnej i ochronnej wylewa się na mokro płytę betonową o szerokości 2,40 lub 3,20 m oraz grubości 0,21 m. Płyta jest zbrojona podłużnie i poprzecznie. Wykończenie wierzchniej warstwy płyty wymaga wysokiej precyzji ze względu na punkty podporowe. Śruby mocujące przytwierdzenie szyny są wwiercane w świeży beton lub wklejane w otwory montażowe wywiercone po związaniu mieszanki.



Rys. 4.19. Przekrój nawierzchni typu FFC [23]

Nawierzchnia typu FFC w 2001 roku została poddana intensywnym badaniom wytrzymałościowym na odcinku testowym w pobliżu miejscowości Waghäusel. W ich wyniku orzeczono, że nawierzchnia FFC nie spełnia wymogów odpowiedniej wytrzymałości na obciążenia dynamiczne. W związku z tym wydano nakaz zastąpienia tego typu nawierzchni innym – nawierzchnią typu INFUNDO.

#### 4.2.4. Konstrukcja z płyt prefabrykowanych

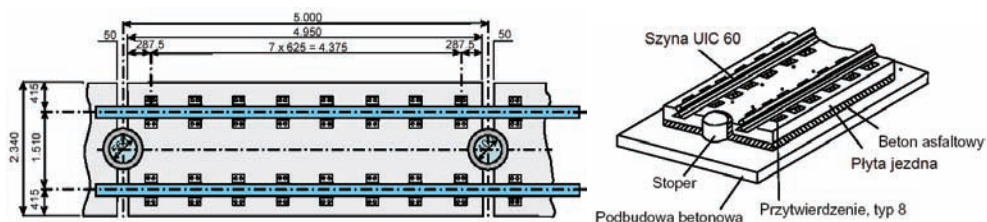
Tego typu konstrukcje były pierwszymi stosowanymi na wielką skalę nawierzchniami niekonwencjonalnymi.

##### Nawierzchnia typu VA

W 1972 roku rozpoczęto w Japonii budowę nawierzchni niekonwencjonalnej na linii Shinkansen (rys. 4.20). Zastosowano tam głównie nawierzchnię na płytach typu VA z warstwą gumy, która stanowi element służący ograniczeniu drgań i hałasu (rys. 4.21). Płyta jezdna jest posadowiona w warstwie nośnej z betonu. Na początku płyty typu VA stosowano prawie wyłącznie na mostach i w tunelach. Dopiero z czasem znalazła zastosowanie również na korpusach ziemnych. Do 2000 roku wybudowano około 1200 km linii w tej technologii. Płyty tej konstrukcji mają grubość 160 lub 190 mm, szerokość 2300 mm i długość 5000 mm.



Rys. 4.20. Tor Shinkansen na moście

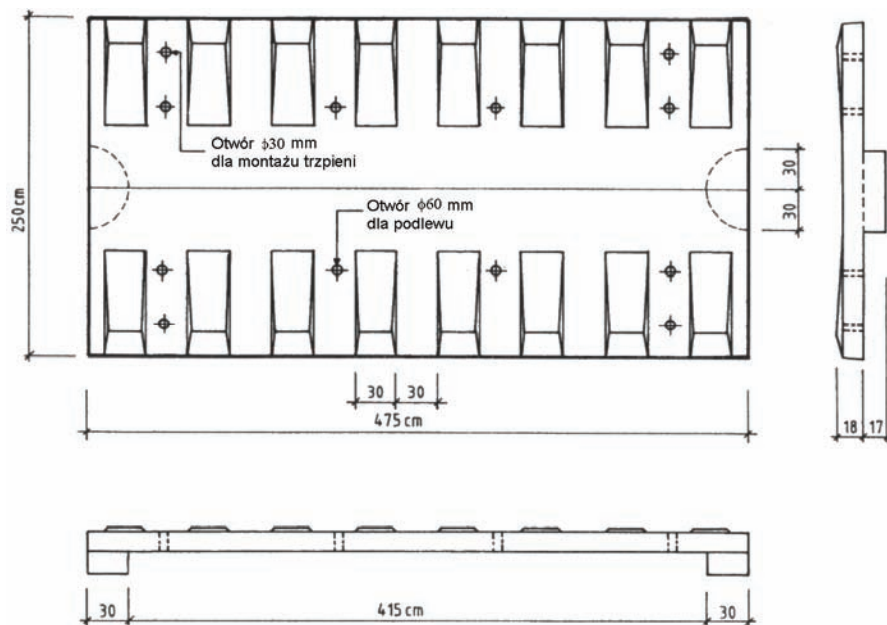


Rys. 4.21. Schemat konstrukcji nawierzchni typu VA (Shinkansen) [7]

Nawierzchnia bezpodsypkowa typu VA, mimo wysokich kosztów jej budowy, z powodzeniem jest eksploatowana na znacznej długości linii Shinkansen, nie stwarzając istotnych problemów utrzymaniowych.

### Nawierzchnia typu IPA

Nawierzchnia tego typu była stosowana prawie wyłącznie we Włoszech. Ponieważ została dostosowana do nacisków 250 kN/oś pojazdu oraz prędkości 350 km/h, koszt jej budowy jest największy spośród stosowanych w Europie (rys. 4.22). Półcylicydryczny element ustalający (stoper) przenosi siły podłużne i poprzeczne z płyty na podłoże. W technologii budowy płyty IPA przyjęto maksymalne ugięcie płyty 3 mm przy ciężarze 1 mb płyty 1,65 tony [26].



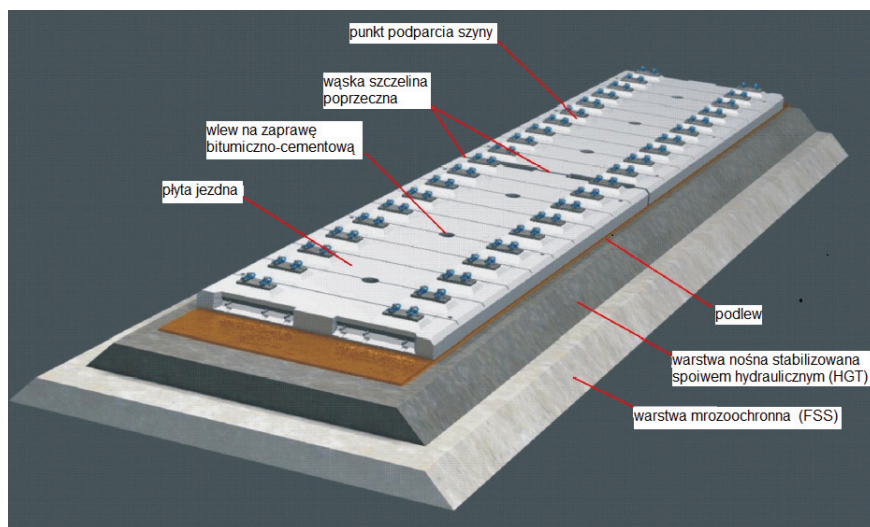
Rys. 4.22. Nawierzchnia płytowa typu IPA [10]

### Feste Fahrbahn Bögl

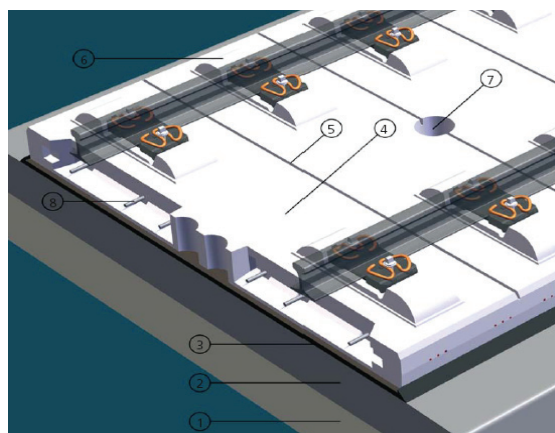
Firma budowlana Max Bögl już w latach 70. ubiegłego wieku rozwinęła system nawierzchni niekonwencjonalnej znany jako system torowej płyty nośnej. Konstrukcja ta od 1977 roku była testowana w eksploatowanym torze kolejowym w pobliżu Dachau. Począwszy od 1999 roku, prowadzono dalsze badania w Szlezwiku-Holsztynie oraz w Heidelbergu. Nawierzchnię Max Bögl stanowią gotowe płyty betonowe wraz z zamontowanymi fabrycznie elementami przytwierdzeń (rys. 4.23–4.26). Płyta torowa ma długość 6,45 m, szerokość 2,55 m oraz 22 cm grubości, przy ciężarze około 9 ton. Na miejscu wbudowania płyty Max Bögl układa się na warstwie nośnej HGT i stabilnie łączy ze sobą. Następnie w otwory montażowe wlewa się zaprawę bitumiczno-cementową, która wypełnia przestrzeń powietrzną i spaja ze sobą warstwę nośną oraz płytę konstrukcji. Takie rozwiązanie zapewnia bardzo duży opór konstrukcji.

Nawierzchnia typu Bögl jest obecnie stosowana dla ruchu pociągów dużych prędkości. Podstawowe korzyści systemu FF Bögl:

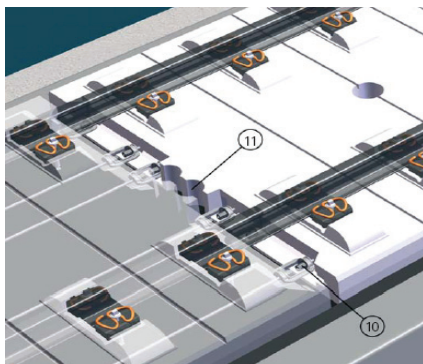
- jednorodny system płytowej nawierzchni kolejowej z dużym oporem na przemieszczenia podłużne oraz poprzeczne;
- wysoka jakość i precyzja, osiągnięte dzięki procesowi prefabrykacji;
- brak opóźnień związanych z harmonogramem betonowania w przypadku nawierzchni wykonywanych na miejscu;
- proces pełzania betonu jest mniej istotny w przypadku nawierzchni prefabrykowanych;
- stosunkowo niski nakład siły roboczej;
- możliwość zastosowania wszystkich dopuszczonych systemów przytwierdzeń [9].



Rys. 4.23. Warstwy konstrukcyjne nawierzchni typu Bögl [1]



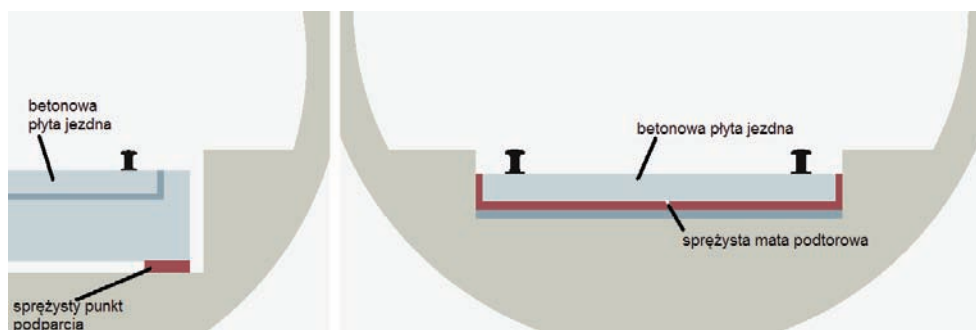
Rys. 4.24. Elementy konstrukcyjne nawierzchni Bögl: 1 – warstwa mrozoochronna; 2 – warstwa nośna stabilizowana spoiwem hydraulicznym 30 cm, 3 – podlew z zaprawy bitumiczno-cementowej; 4 – prefabrykowana płyta jezdna; 5 – szczelina złączeniowa; 6 – punkt podparcia szyny; 7 – wlew na zaprawę; 8 – pręty zbrojenia [9]



Rys. 4.25. Szczegół łączenia płyt nawierzchni Bögl:  
10 – kotwa sprężająca; 11 – szczelina poprzeczna [9]



Rys. 4.26. Nawierzchnia typu Bögl na nowej linii Nürnberg–Ingolstadt [9]



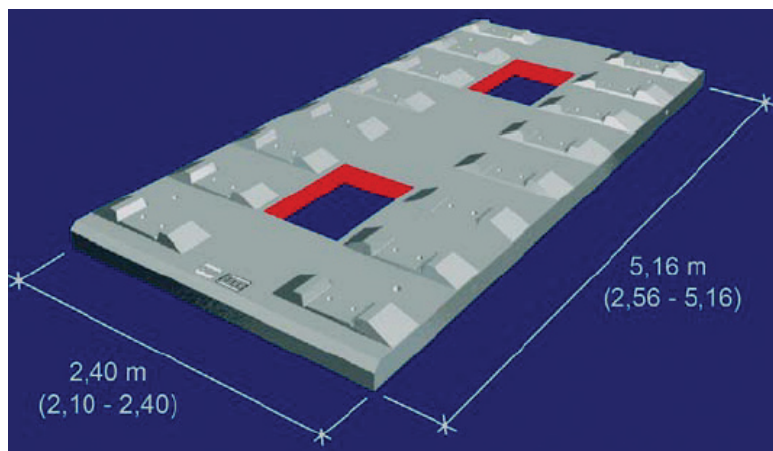
Rys. 4.27. Sprężyste podparcie nawierzchni typu Bögl w tunelach [9]

Do tej pory najbardziej znane realizacje w tej technologii to linia dużych prędkości Pekin–Tianjin w Chinach, linie dużych prędkości w Niemczech: Kolonia–Frankfurt i Monachium–Ingolstadt. Oprócz linii kolejowych konstrukcję Max Bögl można spotkać na niektórych liniach tramwajowych w Amsterdamie. W tunelach stosuje się również dodatkowe usprężynowanie konstrukcji płyty przez uwzględnienie sprężystych punktów podparcia lub sprężystych mat, nadających konstrukcji charakter tzw. pływającej płyty (rys. 4.27).

### Nawierzchnia typu ÖBB–PORR

Konstrukcja ÖBB–PORR jest wspólnym przedsięwzięciem kolei austriackich (Österreichische Bundesbahnen – ÖBB) oraz koncernu budowlanego PORR AG. Od 1995 roku jest to podstawowy system nawierzchni niekonwencjonalnej stosowany na mostach i w tunelach w Austrii, a od 2001 roku również w Niemczech.

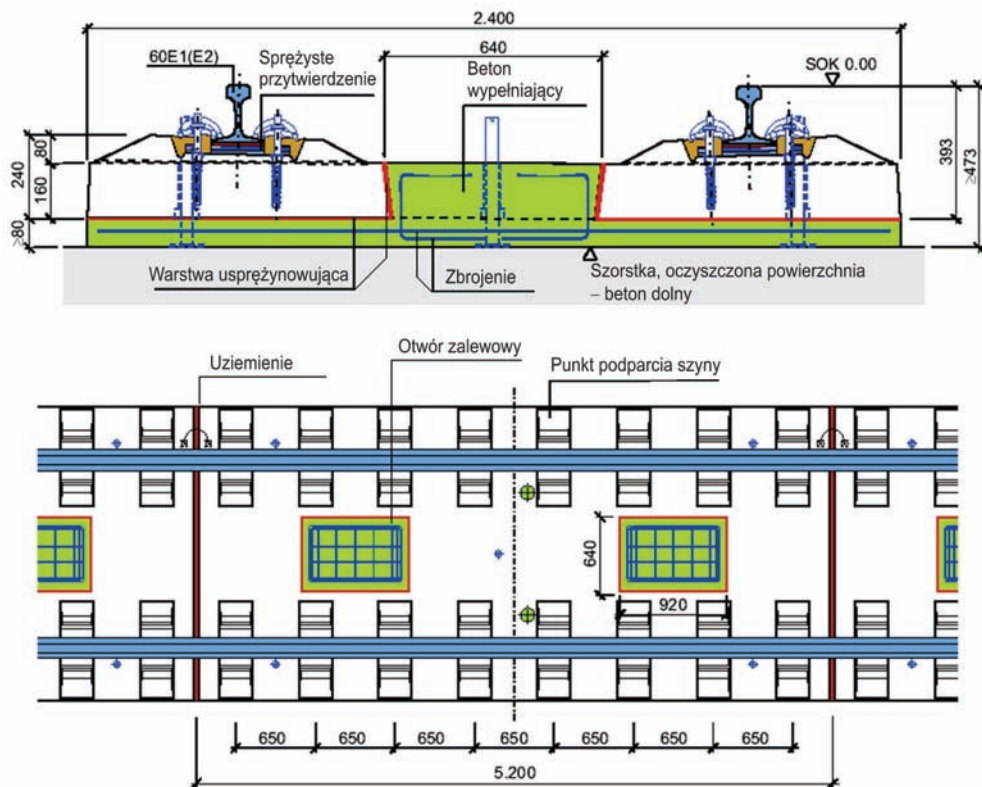
Głównym elementem systemu ÖBB–PORR jest sprężyste posadowiona płyta torowa o grubości 16 cm (ewentualnie 24 cm). Płyta torowa jest wykonywana jako luźno zbrojony prefabrykat o długości maksymalnie 5,16 m (rys. 4.28). Na długości płyty w odległości 65 cm umiejscowionych jest 8 par zintegrowanych przytwierdzeń Vossloh 300-1 (rys. 4.29). Przestrzeń pomiędzy płytą dolną i jezdnią oraz w stożkowym otworze w płycie wypełnia się specjalną sprężystą warstwą rozdzielającą (specjalnym betonem wypełniającym). Powoduje to zmniejszenie drgań emitowanych do podłoża. Ma to o tyle korzystne znaczenie, że w wypadku konieczności naprawy płyty wystarczy rozdzielić płytę dolną i górną, co wymaga dużo mniejszych nakładów finansowych i zaangażowania technologicznego [22].



Rys. 4.28. Prefabrykowana płyta torowa nawierzchni typu ÖBB–PORR [13]

W 2009 roku zrealizowano najdłuższy fragment toru w tej technologii – w tunelu Arlberg (20,812 km, rys. 4.30). Łącznie do tej pory zrealizowano prawie 120 km toru w systemie ÖBB–PORR.





Rys. 4.29. Konstrukcja nawierzchni typu ÖBB-PORR – przekrój poprzeczny i widok z góry [13]



Rys. 4.30. Nawierzchnia typu ÖBB-PORR zastosowana w tunelu [13]

#### 4.2.5. Szyna z ciągłym podparciem zatopiona w konstrukcji

Po raz pierwszy technologię ciągłego mocowania szyny w korytach płyty betonowej (kanale płyty betonowej) zastosowano już w 1973 roku w Holandii.

Rozwiązania konstrukcyjne z podparciem ciągłym (typy ERS, INFUNDO itp.) są stosowane w zróżnicowanych warunkach eksploatacyjnych 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.

Powyższe rozwiązania zapewniają równomierne przekazywanie obciążeń (w sposób ciągły) oraz znacznie zmniejszają poziom hałasu. Element mocujący – masy zalewowe – jest systematycznie doskonalony przez firmy zajmujące się optymalizacją nawierzchni kolejowych beztłuczniowych.

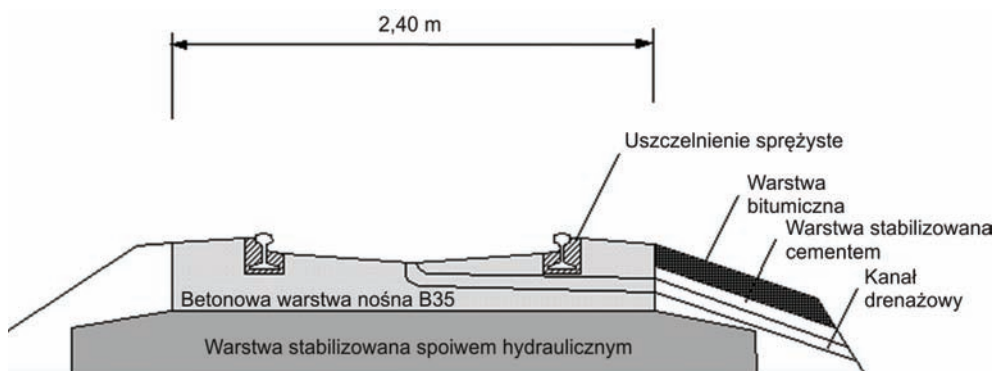
#### INFUNDO

Elementem wypełniającym są proste rury z tworzywa sztucznego, natomiast elementem mocującym – masa zalewowa INFUNDO (rys. 4.31). W celu ograniczenia drgań i hałasu pod stopką szyny zastosowano podkładkę elastyczną. Szyny są mocowane i utrzymywane przez dwuskładnikową mieszkankę elastyczną bez dodatkowych elementów mocujących (rys. 4.32).

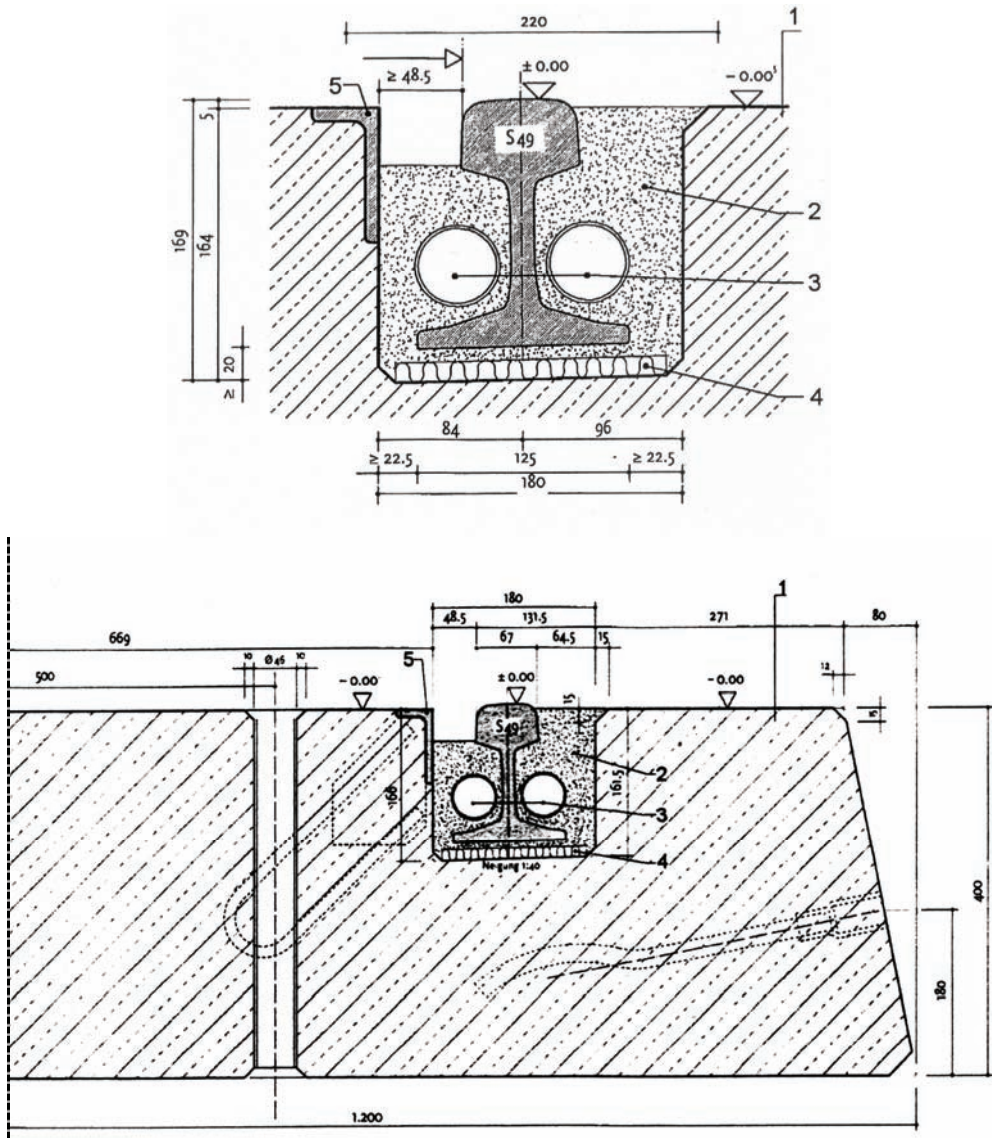
Szyny są montowane wzdłużnie w kanale płyty na specjalnych elastycznych podkładkach. Ten wyjątkowy materiał, który był testowany przez wiele dziesięcioleci, łączy specyfikę korka naturalnego z polimerami. Ten typ nawierzchni znalazł zastosowanie na liniach dużych prędkości oraz w szynowym transporcie miejskim (rys. 4.33).

System INFUNDO ma wiele zalet:

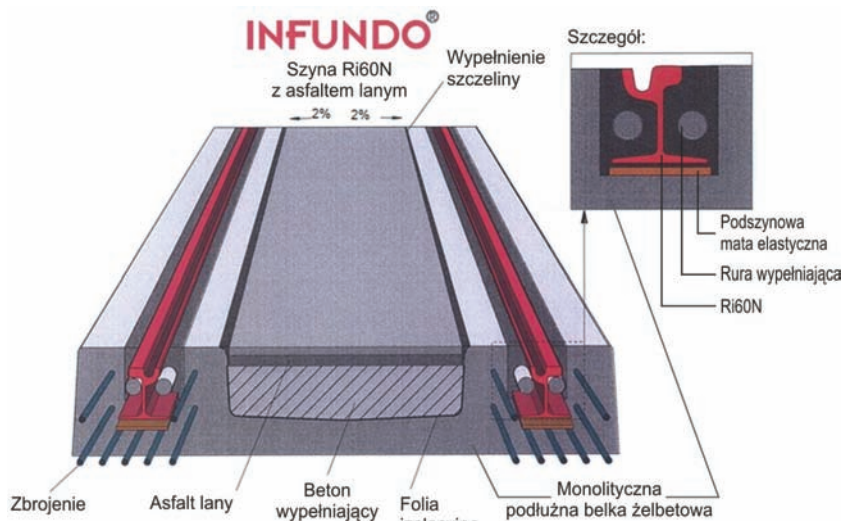
- mniejsze zużycie szyn;
- zmniejszenie emisji hałasu;
- minimalizacja części używanych;
- krótki czas budowy – ekonomiczne rozwiązanie;
- zatopione i wbudowane szyny są idealnym rozwiązaniem dla powierzchni wykorzystywanej w ruchu kolei, pojazdów, pieszych i samochodów.



Rys. 4.31. Przekrój konstrukcyjny nawierzchni typu INFUNDO [23]



Rys. 4.32. Konstrukcja zamocowania szyny w płycie betonowej typu INFUNDO:  
 1 – płyta betonowa B35 (B11); 2 – masa zalewowa INFUNDO; 3 – rury z tworzywa;  
 4 – podkładka elastyczna; 5 – kątownik wzmacniający



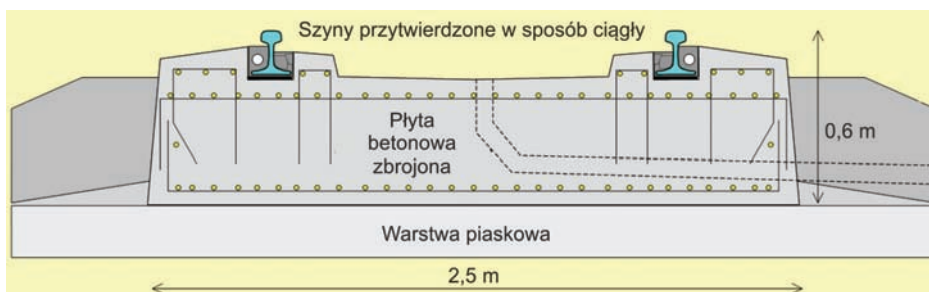
Rys. 4.33. Materiały reklamowe firmy INFUNDO® [16]

Marka INFUNDO została z czasem zastąpiona przez EDILON Slab Track System.

### ERS (Embedded Rail Structure)

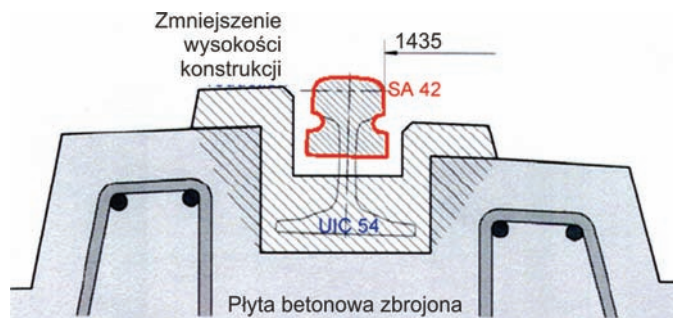
Rozwiązanie to funkcjonuje od 1976 roku na liniach kolejowych w Holandii pod nazwą nawierzchni typu ERS. System szyny w otulinie (ERS) to rozwiązanie mocowania szyn w konstrukcji bezpodsypankowej, które zastępuje klasyczne systemy przytwierdzenia szyn. Prefabrykowana wylewana na mokro płyta żelbetowa lub konstrukcja stalowa, z wyodrębnionymi, podłużnymi kanałami szynowymi, zastępuje tłuścioń, podkłady lub mostownice. Szyny są mocowane w kanałach szynowych masą zalewową, a ciągłe podparcie szyny zapewnia przekładka podszywna. Ciągłe podparcie szyn stanowi w tym wypadku utwardzająca 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 (podkładowki elastyczne lub lany elastomer).

Po 20 latach testów i prób w 1999 roku w pobliżu miejscowości Best koło Amsterdamu zbudowano 3-kilometrowy odcinek nawierzchni ERS (rys. 4.34).



Rys. 4.34. Przekrój nawierzchni typu ERS (*Embedded Rail Structure*) zastosowany na linii kolejowej w pobliżu miejscowości Best w Holandii [8]

Jedną z najnowszych modyfikacji konstrukcji ERS jest zastąpienie szyny UIC 54 nietypową szyną SA42, która może przenieść naciski 225 kN i powoduje zmniejszenie emitowanego hałasu nawet o 5 dB (rys. 4.35). Uzyskuje się przy tym zmniejszoną wysokość całej konstrukcji oraz mniejsze zużycie masy zalewowej.



Rys. 4.35. Zmodyfikowana konstrukcja nawierzchni ERS z szyną SA42 [6]

Nazwa ERS obejmuje również systemy ciągłego mocowania szyn.

Dzięki wysokiej przyczepności masy zalewowej do betonu i stali zbędne jest bezpośrednie przytwierdzenie szyn do płyty lub konstrukcji stalowej. System szyny w otulinie (ERS) jest systemem mocowania szyn zapewniającym ciągłe podparcie, sprężyste przeniesienie obciążeń od pojazdów szynowych i tłumienie drgań oraz hałasu wywołanych ich przejazdem.

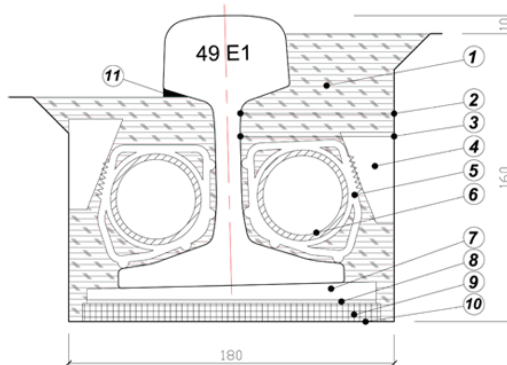
System szyny w otulinie ERS zapewnia założoną w projekcie sztywność podparcia szyn odpowiednio do warunków lokalnych i związane z tym ich pionowe ugięcie, poprzez dobór odpowiedniej sztywności masy zalewowej i ciągłej przekładki podszynowej (rys. 4.36 i 4.37).

System szyny w otulinie ERS może być stosowany ze wszystkimi profilami szyn, dla nacisków osi do 221 kN. Może być wykorzystywany w kolejach naziemnych i podziemnych; w konstrukcjach bezpodсыpkowych z podbudową betonową, na podłożu gruntowym o dobrej nośności, w torach szlakowych oraz na obiektach inżynierskich. Dostępność nawierzchni szynowej wykonanej z mocowaniem szyn w systemie ERS dla pojazdów samochodowych spowodowała, że system ten znalazł także powszechne zastosowanie w tunelach i na stacjach.

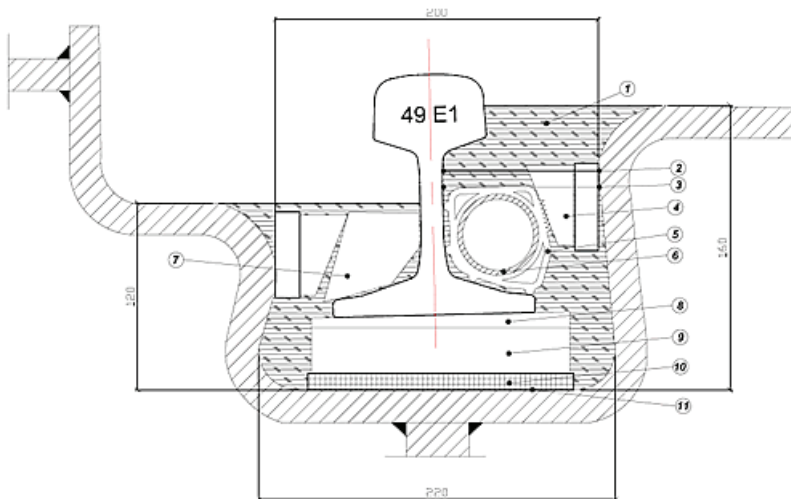
Zalety systemu ERS:

- ograniczenie emisji hałasu dzięki zakryciu masą zalewową powierzchni bocznych szyny;
- redukcja wibracji emitowanych do otoczenia trasy – zwiększenie komfortu i bezpieczeństwa jazdy;
- eliminacja ugięcia wtórnego szyny stanowiącego jedno ze źródeł wzbudzenia drgań w układzie pojazd–tor;
- eliminacja potrzeby bezpośredniego przytwierdzenia szyny, dzięki wysokiej i trwałej przyczepności masy zalewowej do betonu i stali;
- zapewnienie skutecznej izolacji elektrycznej szyny;
- trwałość nawierzchni dzięki zastosowaniu wysokiej jakości materiałów i zapewnieniu szczelnego połączenia szyny z podbudową za pomocą otuliny o wysokiej przyczepności;
- dokładna regulacja szyn dzięki zastosowaniu elementów klinowych, dystansowych i regulacyjnych o różnej grubości;

- prosty technologicznie i szybki montaż toru;
- mała wysokość konstrukcyjna wraz z podbudową.



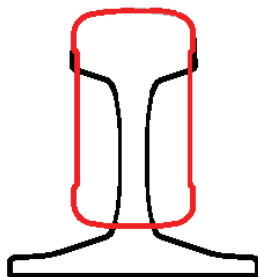
Rys. 4.36. System mocowania szyny w otulinie ERS stosowany na szlakach, przejazdach kolejowo-drogowych oraz w tunelach: 1 – sprężysta otulina szyny – masa zalewowa; 2 – powierzchnia zagruntowana; 3 – powierzchnia pokryta materiałem zwiększającym przyczepność masy zalewowej; 4 – klin do regulacji położenia szyny w płaszczyźnie poziomej; 5 – element mocujący rurę z PCV; 6 – rura z PCV zmniejszająca zużycie masy zalewowej, mogąca pełnić funkcję kanału na kable teletechniczne; 7 – podkładka klinowa zapewniająca pochylenie szyny (1:20 lub 1:40); 8 – podkładki podszytowe do regulacji położenia szyny w płaszczyźnie pionowej; 9 – ciągła, sprężysta przekładka podszytowa; 10 – klej do wklejenia przekładki podszytowej; 11 – materiał uszczelniający [17]



Rys. 4.37. System szyny w otulinie ERS stosowany na mostach i wiaduktach: 1 – sprężysta otulina szyny – żywiczna masa zalewowa; 2 – powierzchnia zagruntowana materiałem; 3 – powierzchnia pokryta materiałem zwiększającym przyczepność masy zalewowej; 4 – korkowy klin służący do regulacji położenia szyny w płaszczyźnie poziomej; 5 – element do mocowania rury z PCV; 6 – rura z PCV zmniejszająca zużycie masy zalewowej, mogąca pełnić funkcję kanału na kable teletechniczne; 7 – dodatkowy klin do regulacji położenia szyny w płaszczyźnie poziomej; 8 – podkładka klinowa zapewniająca pochylenie szyny (1:20 lub 1:40); 9 – podkładki podszytowe do regulacji położenia szyny w płaszczyźnie pionowej; 10 – ciągła, sprężysta przekładka podszytowa; 11 – klej do wklejenia przekładki podszytowej [17]

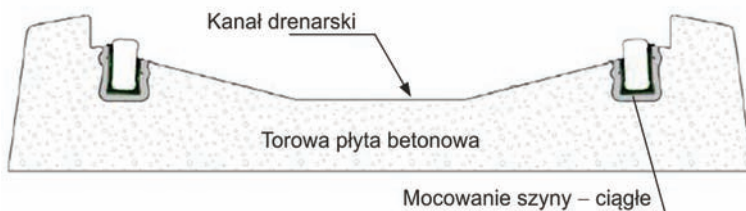
## BBEST (Balfour Beatty Embedded Slab Track)

W 1998 roku brytyjska firma Balfour Beatty Rail rozpoczęła pracę nad stworzeniem zupełnie nowej konstrukcji toru niekonwencjonalnego. Klasyczną szynę Vignolesa o masie 74 kg/m zastąpiono blokiem szynowym o podobnej masie (rys. 4.38). Głównym celem tej konstrukcji było zdecydowane zmniejszenie hałasu generowanego przy przejeździe pociągu. Nawierzchnia została zaprojektowana do prędkości 330 km/h.



Rys. 4.38. Porównanie bloku szynowego BBEST oraz szyny Vignolesa [21]

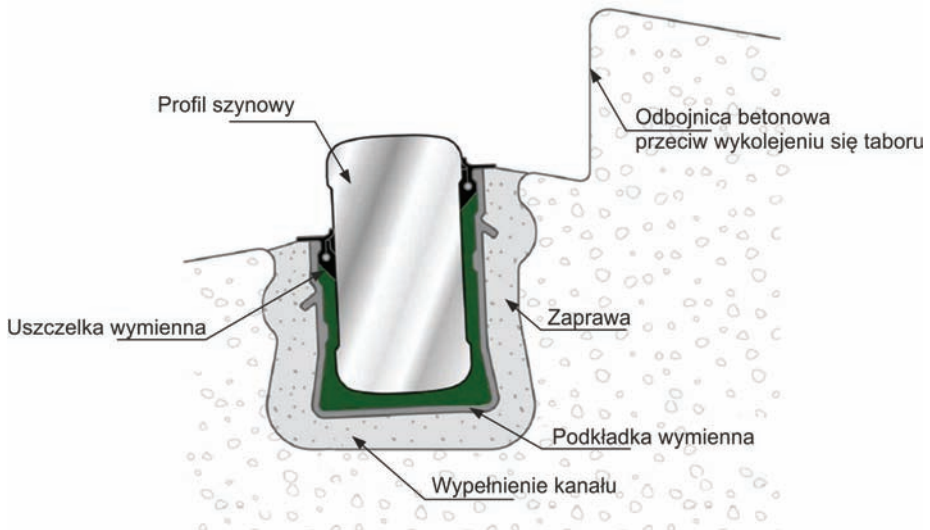
Szyna została umieszczona w wydrążonych kanałach betonowej płyty torowej wlewanej na mokro (rys. 4.39–4.42).



Rys. 4.39. Ogólny przekrój nawierzchni BBEST



Rys. 4.40. Tor kolejowy zbudowany w technologii BBEST na linii Crewe–Kidsgrove (Wielka Brytania) [4]



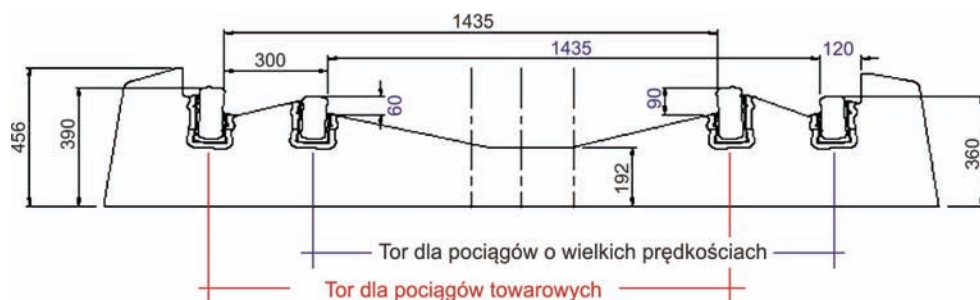
Rys. 4.41. System mocowania szyny w nawierzchni typu BBEST [21]



Rys. 4.42. Ułożenie szyny w kanałach płyty betonowej BBEST

W 2002 roku w technologii BBEST wybudowano 120 m toru w Medina del Campo w Hiszpanii. Zastosowano tam ciekawą koncepcję płyty torowej dostosowanej osobno do przewozów pasażerskich z dużymi prędkościami i przewozów towarowych (rys. 4.43).





Rys. 4.43. Zmodyfikowana nawierzchnia bimodalna dla ruchu pasażerskiego dużych prędkości i towarowego [20]

Drugi fragment toru o długości 160 m wykonano w październiku 2003 roku w miejscowości Crew na linii z Kidsgrove do Stoke-on-Trent w Wielkiej Brytanii.



Rys. 4.44. Wylewanie płyty betonowej na mokro w technologii BBEST [20]

Główne zalety nawierzchni BBEST, która z powodzeniem jest stosowana na liniach dużych prędkości oraz przy ciężkich przewozach towarowych, to: pełna integracja elementów stalowych i betonowych tej nawierzchni, brak wrażliwości na zmiany temperatur (brak wyboczeń toru), mniejszy hałas i drgania. W porównaniu z nawierzchnią klasyczną nawierzchnia ta zawiera do 90% mniej elementów konstrukcyjnych, cechuje się 80% redukcją kosztów utrzymania i wydłużeniem okresu trwałości o ponad 50%.

#### 4.2.6. Konstrukcja toru bezpośrednio ułożona na bitumicznej warstwie nośnej

Kolejną grupę nawierzchni stanowią konstrukcje, gdzie ruszt torowy z szynami i podkładami jest ułożony na asfaltowej warstwie nośnej, która stanowi mieszaninę kruszywa mineralnego z dodatkiem bitumów.

Doświadczenia niemieckie potwierdzają, że moduł odkształceń asfaltowej warstwy nośnej powinien wynosić co najmniej 5000 MPa.

Asfaltową warstwę nośną ATS (niem. *Asphalttragschicht*) można stosować według następujących zasad:

- 250 mm bitumicznej warstwy nośnej ATS i 350 mm warstwy nośnej z kruszywa stabilizowanego spoiwem hydraulicznym HGT (niem. *Hydraulisch Gebundene Tragschicht*);
- 400 mm bitumicznej warstwy nośnej ATS bez HGT.

Dla linii dużych prędkości szerokość warstwy stabilizowanej hydraulicznie wynosi 3,80 m, a betonowej warstwy nośnej oraz stabilizowanej bitumem – 3,20 m.

Warstwa bitumiczna jest wylewana na gorąco warstwami o grubościach około 100 mm (co najmniej 2,5-krotna średnica największych ziaren kruszywa). Górną warstwę stanowi beton asfaltowy z dodatkiem polimerów lub żywic. Warstwy nośne – ATS i HGT – łączy się za pomocą specjalnych klejów, natomiast podkłady łączy się z asfaltową warstwą nośną za pomocą asfaltu lanego.

#### Konstrukcja ATD

Cechą charakterystyczną konstrukcji asfaltowej warstwy nośnej z bezpośrednio na niej ułożonymi podkładami (niem. *Asphalt Tragschicht mit Direktauf Lagerung der Schwellen* – ATD) jest obecność w środku toru, pomiędzy szynami, około 60 cm przestrzeni, która zwiększa opór poprzeczny rusztu torowego. Po odpowiednim ułożeniu rusztu torowego w planie wolna przestrzeń pomiędzy podkładem a warstwą asfaltową zostaje wypełniona elastyczną masą plastyczną. Podkłady mają długość 2,60 m i mogą występować w formie monoblokowej (rys. 4.45) lub dwublokowej (rys. 4.46). Całość systemu ATD składa się zatem z następujących elementów:

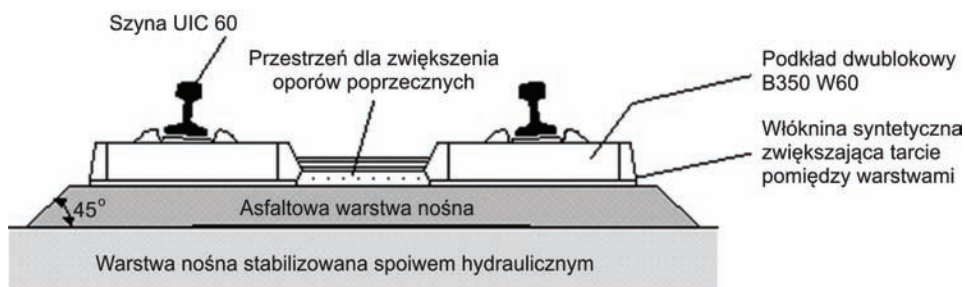
- warstwy stabilizowanej spoiwem hydraulicznym;
- warstwy nośnej z dodatkiem asfaltu;
- podkładów dwublokowych B350/W60 lub monoblokowych B320/W54 z przytwierdzeniami sprężystymi.

Asfaltowa warstwa nośna jest układana z reguły w czterech warstwach, tak aby uzyskać stopień zagęszczenia 97%. Warstwy układa się przy użyciu znanych, tradycyjnych technik układania asfaltowych nawierzchni drogowych.

Konstrukcja nawierzchni ATD jest stosowana na liniach kolejowych ze zwiększonymi prędkościami (160–220 km/h). Po raz pierwszy została wbudowana na większą skalę na linii kolejowej Würzburg–Frankfurt w 1993 roku [18].



Rys. 4.45. Układanie nawierzchni ATD na linii kolejowej Hanower–Berlin [18]



Rys. 4.46. Konstrukcja nawierzchni ATD [23]

## System GETRACK

Ruszt torowy składający się z szyn i podkładów jest ułożony bezpośrednio na dokładnie rozłożonej warstwie nośnej asfaltowej (ATS). Podkłady są ułożone na warstwie asfaltowej i trwale w niej zakotwiczone w elastyczny sposób za pomocą specjalnego wpustu cementowego. Jest on zaprojektowany tak, że przenosi siły zarówno poprzeczne, jak i podłużne do warstwy nośnej asfaltowej. Spody podkładów pokrywa się specjalną matą geotekstylną w celu zwiększenia tarcia między podkładem a warstwą asfaltową.

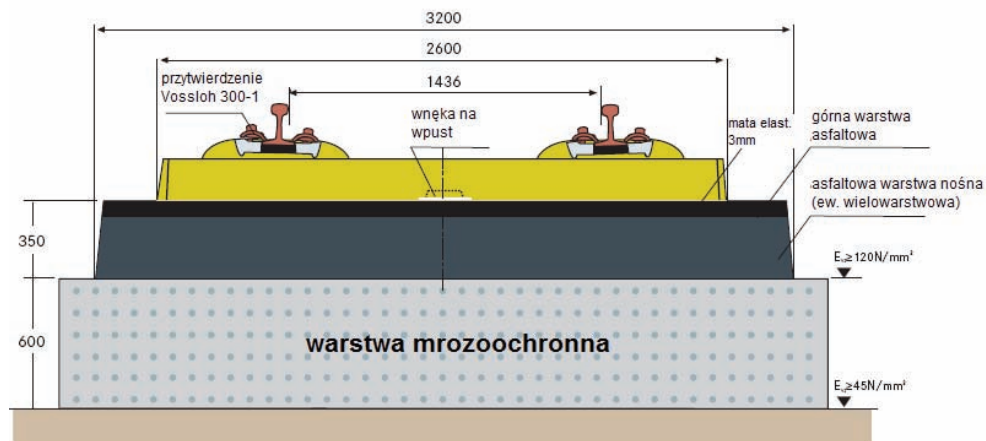
Konstrukcja nawierzchni w systemie GETRAC składa się z trzech znaczących warstw (rys. 4.47, 4.49):

- warstwa nośna stabilizowana spoiwem hydraulicznym;
- asfaltowa warstwa nośna;
- konstrukcja toru z szynami o ciężarze około 60 kg, podkładami poprzecznymi oraz przytwierdzeniami Vossloh 300-1.

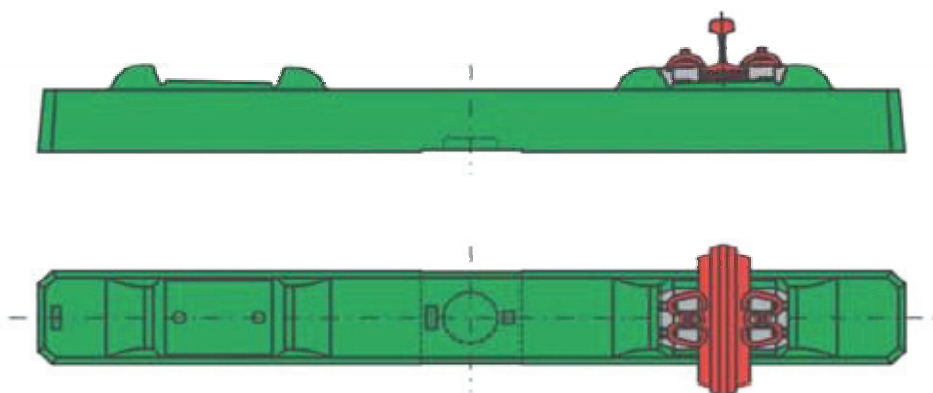
Przeniesienie dużych obciążeń pionowych jest zapewnione przez zastosowanie ciężkich szyn oraz masywnych podkładów (rys. 4.48 i 4.50). Asfaltowa warstwa nośna jest układana w trzech warstwach. Ostatnia, górna warstwa musi być wykonana z tolerancją  $\pm 2$  mm.

Główną zaletą systemu GETRAC jest szybka i prosta (konwencjonalna) technologia układania nawierzchni, a co się z tym wiąże – duża dzienna wydajność budowy. Wariant GETRAC® A1 jest stosowany od kilku lat i słynie z doskonałej charakterystyki przenoszenia sił. Płyta nawierzchni w wariantcie GETRAC® A3 to jeden z najnowszych i najbardziej wydajnych produktów typu GETRAC®. Poprzez zastosowanie szerokich podkładów następuje zmniejszenie ogólnej wysokości nawierzchni, dzięki czemu system szczególnie dobrze nadaje się do zastosowania w tunelach i przy prędkości ponad 200 km/h.

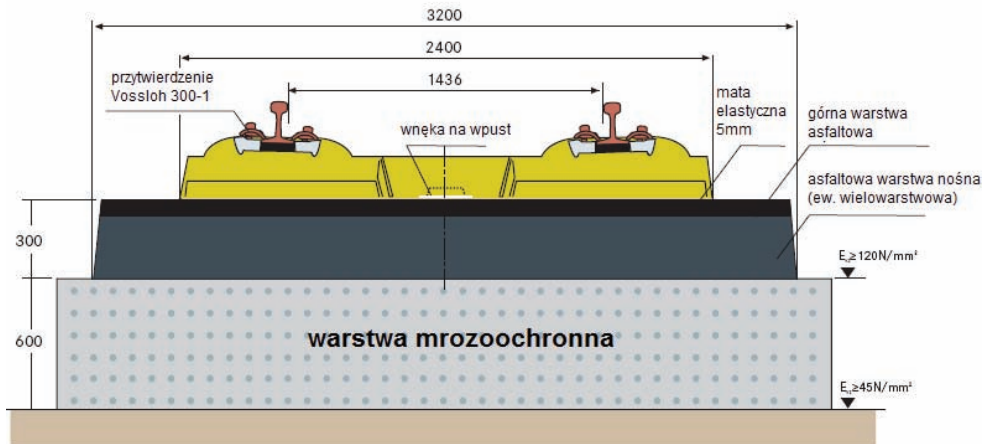
Nawierzchnie systemu GETRAC® mogą być stosowane zarówno na linach dużych prędkości, jak i w nawierzchniach tramwajowych.



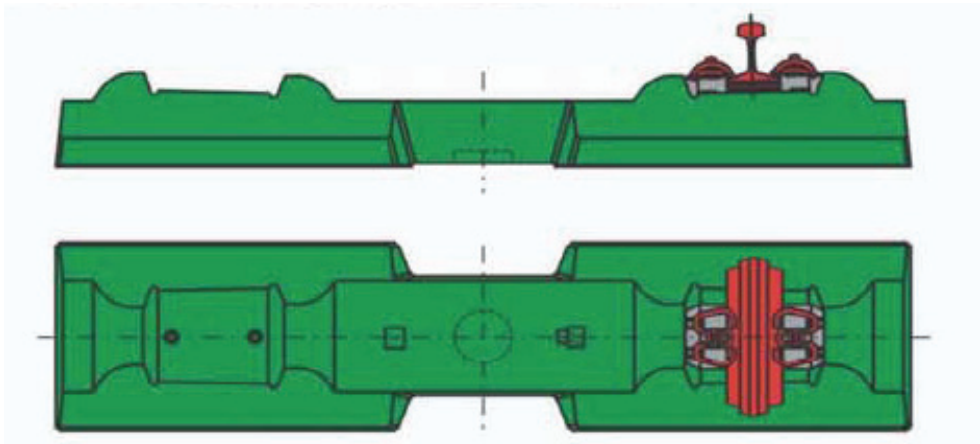
Rys. 4.47. Konstrukcja nawierzchni GETRAC® A1 [14]



Rys. 4.48. Podkład betonowy B316 stosowany w nawierzchni GETRAC® A1 [14]



Rys. 4.49. Konstrukcja nawierzchni GETRAC® A3 [14]



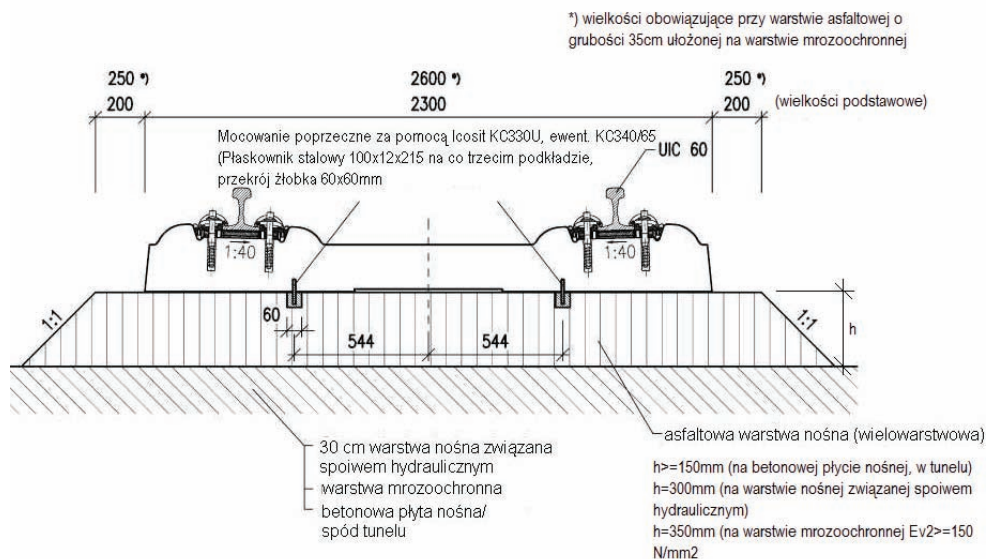
Rys. 4.50. Podkład betonowy szeroki BBS 3 W 60 stosowany w nawierzchni GETRAC® A3 [14]

## System SATO

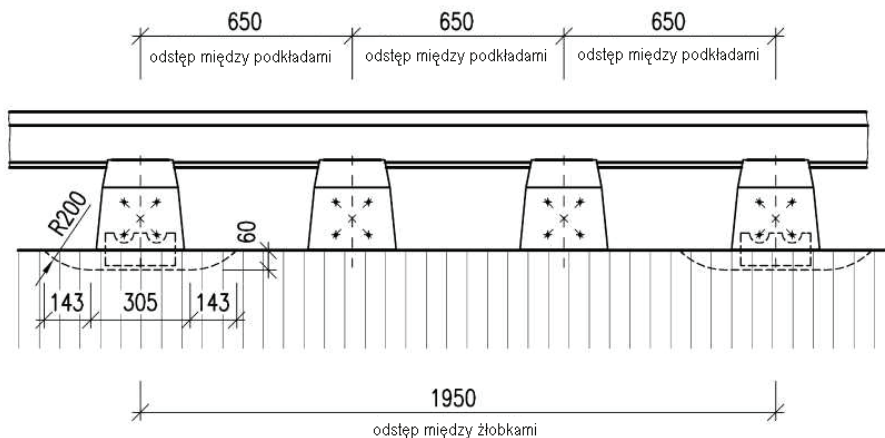
System nawierzchni bezpodsypankowej opracowany na początku lat 90. XX wieku obejmuje ruszt torowy z podkładami betonowymi lub stalowymi ułożony na warstwie nośnej asfaltowej lub betonowej (rys. 4.51, 4.52). Nawierzchnie tego systemu są polecane do ruchu pasażerskiego dalekobieżnego i regionalnego, a także do tuneli.

Konstrukcja z podkładami z betonu sprężonego (typu SATO 300-1) na warstwie nośnej z asfaltu FFBS-ATS-SATO (*Feste Fahrbahn (BetonSchwelle)-AsphaltTragSchicht-Studiengesellschaft für Asphalt-Oberbau*) jest przeznaczona głównie dla linii modernizowanych oraz nowo budowanych dla dużych prędkości. Nawierzchnia typu SATO została wbudowana po raz pierwszy w 1989 roku, a świadectwo dopuszczenia do stosowania uzyskano w 2002 roku. Główne cechy tej konstrukcji to: krótkotrwały i prosty montaż, ela-

styczne zakotwienie podkładów w warstwie asfaltowej (kotew Nelsona), stabilność położenia toru, stosunkowo łatwe utrzymanie toru w dobrym stanie technicznym, możliwość szybkiej naprawy w przypadku awarii [23].



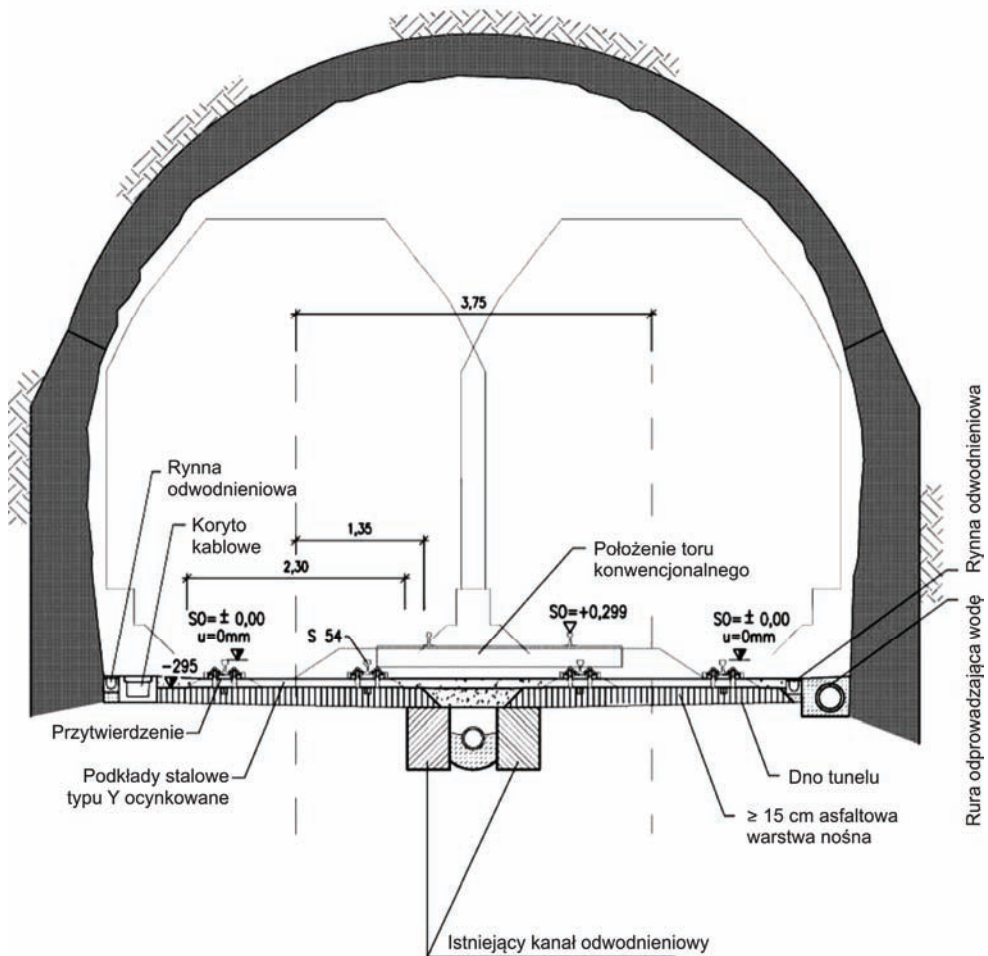
Rys. 4.51. Przekrój poprzeczny nawierzchni typu SATO z podkładami betonowymi [158]



Rys. 4.52. Przekrój podłużny nawierzchni typu SATO [15]

Druga konstrukcja z rodziny SATO została oparta na zastosowaniu podkładów stalowych typu Y na warstwie nośnej z betonu asfaltowego FFYS-ATS-SATO. Tego typu nawierzchnię wykorzystuje się głównie w tunelach ze względu na bardzo małą wysokość konstrukcyjną nawierzchni (rys. 4.53). Ocynkowane podkłady stalowe typu Y o przekroju

dwuteowym są mocowane do warstwy asfaltowej za pomocą kotew Nelsona. Konstrukcję tę można w górnej warstwie zasypać kruszywem podsypkowym.



Rys. 4.53. Nawierzchnia typu SATO w tunelu [15]

Przedstawione typy konstrukcji nawierzchni bezpodsypkowych należą do najbardziej reprezentatywnych. W rzeczywistości występują setki typów nawierzchni niekonwencjonalnych, często różniących się między sobą w minimalnym zakresie oraz stosowanych na niewielkich odcinkach toru. Dopuszczenia do nieograniczonego stosowania ma zaledwie kilka z nich.

## LITERATURA

- [1] Antlauf W.: Gleisragplattensystem für Hochgeschwindigkeitszüge. Tiefbau, 2004, No. 7, 422–425.
- [2] Bilow D.N., Randich G.M.: Slab track for the next 100 years. AREMA Proceedings of the 2000 Annual Conference, Dallas, Texas, American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, 2000.

- 
- [3] Carels P., Zamaro A.: Izolacje wibroakustyczne w nawierzchniach szynowych. *Infrastruktura Transportu*, 2008, Nr 4, 61–66.
- [4] Ceney H., Bateman D.: Slab Track Development for the UK Rail Network. *European Railway Review*, 2005, No. 1, 68–70.
- [5] Eisenmann J., Mattner L.: Konstruktion und Bemessung von Festen Fahrbahnen. *Feste Fahrbahn*, Hestra Verlag 1997, 18–23.
- [6] Esveld C., Markine C.V: Developments in high-speed track design. IABSE SYMPOSIUM ANTWERP 2003 – Structures for high-speed railway transportation, CH-8093 Zurich, Switzerland: ETH Hönggerberg, 2003.
- [7] Esveld C.: Recent developments in slab track. *European Railway Review*, 2003, No. 4 81–86.
- [8] Esveld C.: Some aspects of high-speed track design. *Track for High-Speed Railways*. Porto, 12–13 October 2006.
- [9] Feste Fahrbahn Bögl. Materiały reklamowe firmy Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co.
- [10] Leykauf G., Maleki N.: Feste Fahrbahn. *Entwicklungen im Ausland*. Feste Fahrbahn, Hestra Verlag 1997, 56-63.
- [11] Materiały promocyjne firmy Ed. Züblin AG.
- [12] Materiały promocyjne firmy HEITKAMP RAIL GmbH.
- [13] Materiały promocyjne firmy PORR TECHNOBAU UND UMWELT AG.
- [14] Materiały promocyjne firmy RAIL.ONE GmbH.
- [15] Materiały promocyjne firmy SATO GmbH.
- [16] Materiały reklamowe firmy EDILON GmbH.
- [17] Materiały reklamowe firmy TINES S.A.
- [18] Matten D., Langhagen K.: Feste Fahrbahn im Spannungsfeld von Innovation und Bewährung. *Feste Fahrbahn*, Hestra Verlag 1997, 74–77.
- [19] Mörscher J.: Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn. Hestra Verlag 1997, 12–16.
- [20] Penny Ch.: Embedded Rail Track. System presentation. Rail Freight Group, BBRail Technologies, November 2007.
- [21] Penny Ch.: The search for the ideal trackform, AREMA Conference 2003.
- [22] PL/EP 1733094. Nawierzchnia bezpodsytkowa dla transportu szynowego. Tłumaczenie patentu europejskiego.
- [23] Quante F.: Innovative Track Systems. Technical Construction, Prom@in – Findings & Conclusions: Fraunhofer-Institute for Information and Data Processing (IITB), KarlsruheSINTEF Research Institute Industrial Management, TrondheimTÜV Intertraffic, Cologne, 2001.
- [24] Rump R.: Warum Feste Fahrbahn? *Feste Fahrbahn*, Hestra Verlag 1997, 8–11.
- [25] Schilder R., Pichler D.: Feste Fahrbahn und Masse-Feder-Systeme aus der Sicht des Betreibers und aus der Sicht des Planers, *PORR-Nachrichten*, 2002, Nr 140.
- [26] Towpik K.: Kolejowe nawierzchnie bezpodsytkowe. *Problemy Kolejnictwa*. Zeszyt 129. Warszawa: PKP Centrum Naukowo-Techniczne Kolejnictwa, 1999.
- [27] Towpik K.: Nawierzchnie niekonwencjonalne w aspekcie dużych prędkości. II Konferencja Naukowo-Techniczna „Projektowanie, budowa i utrzymanie infrastruktury w transporcie szynowym INFRASZYN 2009”. Radom: Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Komunikacji RP, 2009.
- [28] Zariczny J., Grulkowski S.: Wpływ typu konstrukcji nawierzchni tramwajowej na poziom generowanego hałasu. *Logistyka*, 2010, Nr 2 [CD-ROM].
- [29] [http://de.wikipedia.org/wiki/Feste\\_Fahrbahn](http://de.wikipedia.org/wiki/Feste_Fahrbahn).
- [30] <http://www.britpave-bus-rail.org.uk>.
- [31] <http://www.railone.de>.



## POŁĄCZENIA I SKRZYŻOWANIA TORÓW

### 5.1. Rodzaje połączeń i skrzyżowań torów

Połączeniem torów nazywa się konstrukcję umożliwiającą przejazd taboru kolejowego z jednego toru na drugi. Skrzyżowanie torów to przecięcie się dwóch torów w jednym poziomie, bez możliwości przejazdu taboru z jednego toru na drugi.

Połączenia torów mogą służyć do obsługi pojedynczych lokomotyw lub wagonów albo całych składów (pociągów albo zespołów trakcyjnych). Do pierwszej grupy połączeń torów zaliczamy obrotnice oraz przesuwnice, natomiast do drugiej – rozjazdy kolejowe.

### 5.2. Obrotnice i przesuwnice

Obrotnica pozwala na przejazd pojedynczych lokomotyw lub wagonów z jednego toru na inne, przy czym osie wszystkich torów przecinają się w poziomie w jednym punkcie. Obrotnica stanowi prosty odcinek toru ułożony z jednej strony na pomoście podpartym w środku na czopie królewskim, a z drugiej – na szynie obwodowej ułożonej na planie okręgu (rys. 5.1). Dzięki takiej konstrukcji pomost można obracać w poziomie o dowolny kąt. Umożliwia to przeprowadzanie pojazdów na wiele zbiegających się centralnie torów oraz obracanie pojazdów o  $180^\circ$ .



Rys. 5.1. Obrotnica. 1 – czop królewski; 2 – obrotowy pomost; 3 – szyna obwodowa [4]

Przesuwnica służy do przestawiania pojedynczych lokomotyw lub wagonów między torami ułożonymi równolegle obok siebie. Jej konstrukcję stanowi pomost z ułożonym na nim odcinkiem toru, który może się poruszać prostopadle do osi łączonych torów (rys. 5.2). Przesuwnice wagonowe są wyposażone zazwyczaj we własną wyciągarkę do przestawiania wagonów.



Rys. 5.2. Przesuwnica

Ze względu na zwartą konstrukcję oraz niewielką powierzchnię potrzebną do ich zainstalowania obrotnice i przesuwnice są chętnie stosowane w lokomotywniach, zakładach budowy, naprawy i obsługi taboru kolejowego, kopalniach, hutach, portach itp. [10].

## 5.3. Rozjazdy i skrzyżowania torów [3]

### 5.3.1. Klasyfikacja rozjazdów

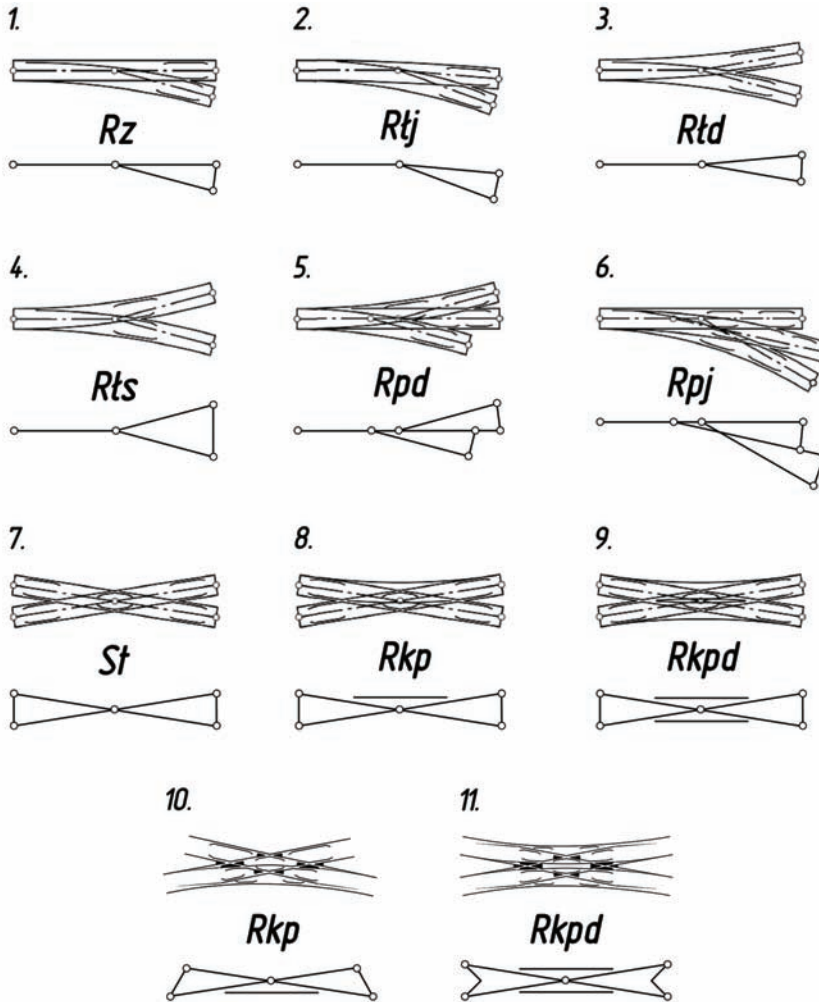
Rozjazdy dzieli się na cztery zasadnicze rodzaje:

- rozjazdy zwyczajne;
- rozjazdy podwójne;
- rozjazdy krzyżowe:
  - z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu (tzw. angielskie) – pojedyncze i podwójne,
  - z iglicami na zewnątrz czworoboku rozjazdu (tzw. systemu Bäseler) pojedyncze i podwójne;
- rozjazdy łukowe.

Widoki ogólne układów geometrycznych wymienionych rodzajów, ich oznaczenia literowe oraz oznaczenia schematyczne stosowane na planach sytuacyjnych przedstawiono na rysunku 5.3.

Rozjazdy zwyczajne mają dwa kierunki jazdy: na wprost (po tzw. torze zasadniczym) oraz na odgałęzienie (po tzw. torze zwrotnym). W zależności od kierunku odgałęzienia rozjazd może być prawy (prawostronny) lub lewy (lewostronny).

Rozjazdy podwójne mają trzy kierunki jazdy: na wprost oraz na dwa odgałęzienia. W zależności od ułożenia odgałęzień rozróżnia się rozjazdy podwójne jednostronne, dwustronne i symetryczne. W zależności od kolejności ułożenia wjazdów na poszczególne odgałęzienia rozjazdy te dzielą się także na prawostronne i lewostronne.



Rys. 5.3. Układy oraz oznaczenia opisowe i schematyczne rozjazdów. 1 – rozjazd zwyczajny; 2 – rozjazd łukowy jednostronny; 3 – rozjazd łukowy dwustronny; 4 – rozjazd łukowy symetryczny; 5 – rozjazd podwójny dwustronny; 6 – rozjazd podwójny jednostronny; 7 – skrzyżowanie torów; 8 – rozjazd krzyżowy pojedynczy z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu; 9 – rozjazd krzyżowy podwójny z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu; 10 – rozjazd krzyżowy pojedynczy z iglicami na zewnątrz czworoboku rozjazdu; 11 – rozjazd krzyżowy podwójny z iglicami na zewnątrz czworoboku rozjazdu [4]

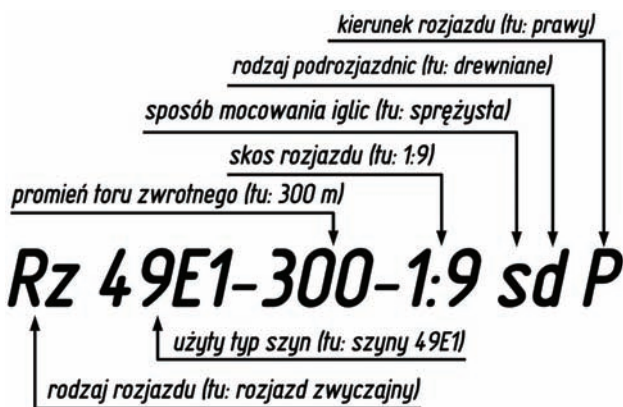
Rozjazdy krzyżowe dzielą się na pojedyncze i podwójne. Zarówno jedne, jak i drugie mogą mieć iglice położone wewnątrz czworoboku rozjazdu lub iglice leżące poza czworobokiem rozjazdu. Rozjazdy krzyżowe pojedyncze mają trzy kierunki jazdy, natomiast rozjazdy krzyżowe podwójne – cztery.

Rozjazdy łukowe powstają z wyginania rozjazdów zwyczajnych oraz krzyżowych. Są stosowane wtedy, gdy zachodzi potrzeba ułożenia odgałęzień lub połączeń torów w łukach poziomych. W zależności od sposobu wyginania otrzymuje się rozjazdy łukowe jednostronne i dwustronne. Rozjazdy dwustronne mogą być niesymetryczne lub symetryczne.

- Pod względem geometrycznym wszystkie rodzaje rozjazdów dzielimy:
- według promienia łuku toru zwrotnego (2500 m, 1200 m, 760 m, 500 m, 300 m, 265 m, 245 m, 230 m, 205 m, 190 m, 140 m);
  - według skosów rozjazdów:
    - rozjazdy o małym skosie (1:26,5; 1:18,5; 1:14; 1:12; 1:10),
    - rozjazdy o skosie zasadniczym (1:9),
    - rozjazdy o dużym skosie (1:7,5; 1:7; 1:6,6; 1:4,8).

Pod względem konstrukcyjnym rozjazdy dzieli się według typów szyn użytych do budowy rozjazdu – 60E1, 49E1, S42 itd. Rozjazdy typu 60E1 oraz 49E1 mogą dodatkowo występować w odmianach: spawanej, niespawanej i przeznaczonej do izolacji.

Wymienione charakterystyki – rodzaj, typ, promień łuku toru zwrotnego oraz skos rozjazdu – są wykorzystywane do oznaczania rozjazdów. Obowiązujące w tym względzie reguły przedstawiono na rysunku 5.4.



Rys. 5.4. Zasady oznaczania rozjazdów [4]

### 5.3.2. Rozjazd zwyczajny

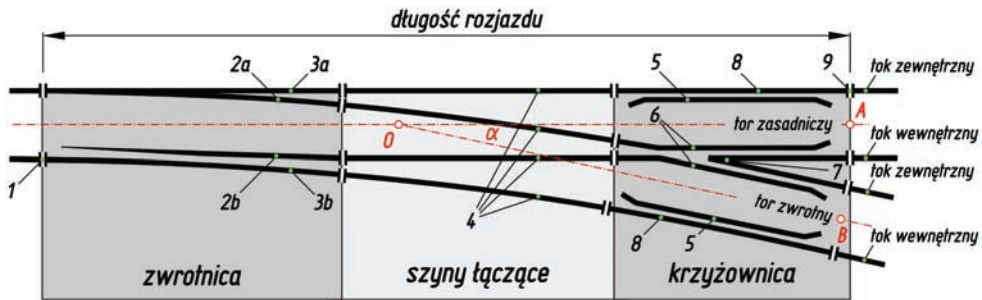
Podstawowym i najczęściej stosowanym rodzajem rozjazdu jest rozjazd zwyczajny (rys. 5.5). Umożliwia on jazdę w dwóch kierunkach: prostym (na wprost) i zwrotnym (odgałęziającym się, na odgałęzieniu). Tor do jazdy w kierunku prostym nazywany jest torem zasadniczym, a tor w kierunku zwrotnym – torem zwrotnym.

Skos rozjazdu to stosunek wartości odchylenia toru odgałęziającego się (zwrotnego) w końcu rozjazdu do długości odchylenia. Jest on zatem równy tangensowi kąta między osią toru zasadniczego a styczną do osi toru zwrotnego w końcu rozjazdu ( $\tan\alpha$ ). Skos rozjazdu wyrażamy ułamkiem zwyczajnym z jednością w liczniku, czyli w postaci  $1:n$ , np. 1:9, 1:18,5. Skos rozjazdu można zatem wyrazić równaniem:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{n} \quad (5.1)$$

Kierunek rozjazdu określa się, stojąc w styku przediglicowym, twarzą w stronę krzyżownicy. Jeżeli tor zwrotny odgałęzia się w prawo, to mamy do czynienia z rozjazdem prawostronnym (prawym), jeżeli w lewo – z rozjazdem lewostronnym (lewym).

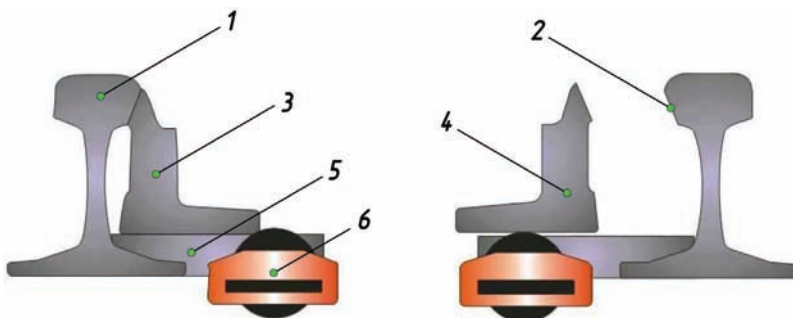
Rozjazd zwyczajny składa się z trzech zasadniczych części: zwrotnicy, krzyżownicy oraz szyn łączących. Ponadto w jego skład wchodzi urządzenia nastawcze i komplet podrozdajdnic.



Rys. 5.5. Budowa rozjazdu zwyczajnego: 1 – styk przediglicowy (początek rozjazdu); 2a – iglica łukowa; 2b – iglica prosta; 3a – opornica prosta; 3b – opornica łukowa; 4 – szyny łączące; 5 – kierownice; 6 – szyny skrzydłowe; 7 – dziób krzyżownicy; 8 – szyny toczne; 9 – styk za krzyżownicą (koniec rozjazdu); O – środek geometryczny rozjazdu;  $\alpha$  – kąt rozjazdu; AOB – trójkąt rozjazdu [4]

Zwrotnica służy do kierowania kół pojazdu z jednego toru na drugi. Składa się z dwóch ruchomych, przesuwanych poprzecznie szyn o specjalnym profilu, tzw. iglic, dwóch nieruchomych opornic oraz urządzenia nastawczego o różnej konstrukcji. W toku zewnętrznym toru zwrotnego leży iglica łukowa, przylegająca obrobioną powierzchnią do opornicy prostej, ułożonej w toku zewnętrznym toru zasadniczego. W toku wewnętrznym toru zasadniczego jest natomiast zlokalizowana iglica prosta, przylegająca do opornicy łukowej położonej w toku wewnętrznym toru zwrotnego. Początek iglicy nosi nazwę ostrza iglicy, natomiast jej koniec (miejsce połączenia z szyną łączącą) jest nazywany osadą iglicy. W rozjazdach zwyczajnych iglica prosta ma tę samą długość co iglica łukowa.

Iglice są wykonane z szyn o zmiennym na długości profilu poprzecznym i zestrugane w taki sposób, aby w okolicach ostrza szczelnie przylegały do opornic, tworząc wraz z nimi wspólny przekrój. Opornice w miejscu przylegania iglic również są odpowiednio zestrugane (rys. 5.6).



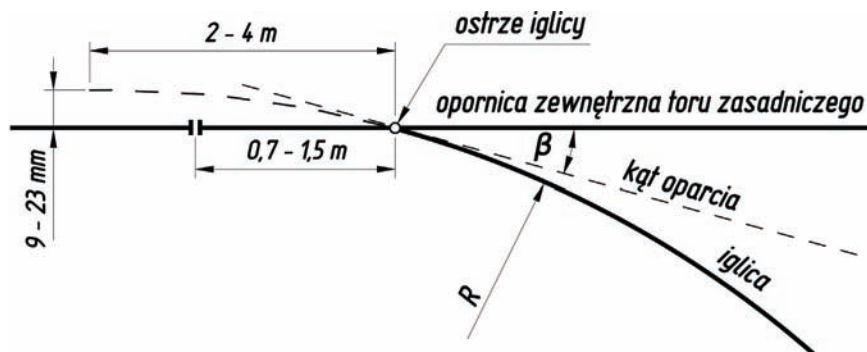
Rys. 5.6. Przekrój poprzeczny zwrotnicy w pobliżu ostrza z widocznym rolkowym urządzeniem nastawczym Austroroll: 1 – opornica; 2 – zestruganie opornicy; 3 – iglica przylegająca; 4 – iglica odsunięta; 5 – siodelko podiglicowe; 6 – rolka ułatwiająca przestawianie iglic [5]

Łuk toru zwrotnego rozjazdu jest łukiem kołowym. Teoretycznie iglica łukowa powinna się stykać z opornicą prostą w początkowym punkcie toru zwrotnego, tzn. w ostrzu iglicy. W takim wypadku ostrze iglicy byłoby jednak zbyt cienkie i słabe. Niedogodność tę usuwa się przy użyciu trzech różnych metod, które stanowią podstawę do klasyfikacji iglic łukowych ze względu na ich kształt geometryczny w planie. Z tego punktu widzenia iglice łukowe dzielimy na:

- iglice łukowe przecinające opornicę;
- iglice łukowe styczne do opornicy w początku rozjazdu;
- iglice łukowe styczne do opornicy o ściętym ostrzu.

W iglicach łukowych przecinających opornicę teoretyczny łuk iglicy przecina opornicę pod kątem  $\beta$ , nazywanym kątem przecięcia albo kątem oparcia iglicy o opornicę (rys. 5.7). Wartości tego kąta wynoszą przykładowo:

- w rozjeździe S42–205–1:9      25';
- w rozjeździe S42–230–1:9,51    25';
- w rozjeździe S42–265–1:10    25'.



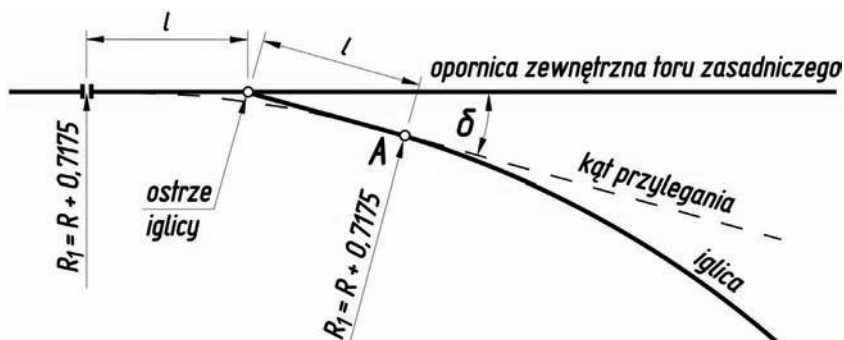
Rys. 5.7. Układ geometryczny iglicy przecinającej opornicę [4]

Iglice łukowe przecinające opornicę są stosowane w rozjazdach typu S42 i lżejszych. Rozjazdów z takimi iglicami nie wolno układać bezpośrednio stykami iglicowymi do siebie, ponieważ przejazd przez taki układ jest niespokojny i może doprowadzić do wykolejenia taboru.

Z odmiennym układem geometrycznym mamy do czynienia w iglicach o łuku stycznym do opornicy w początku rozjazdu (rys. 5.8). W konstrukcji tego typu ostrze iglicy leży w odległości  $l$  od początku rozjazdu, a przednia część iglicy jest na takiej samej długości prosta. Teoretyczny łuk iglicy o promieniu  $R_1$  jest styczny do wewnętrznej strony opornicy w początku rozjazdu i przebiega do punktu A będącego końcem prostego odcinka iglicy, a dalej biegnie po wewnętrznej krawędzi iglicy, tj. po łuku o promieniu  $R_1$ . Wartość tego promienia wynosi:

$$R_1 = R + \frac{s}{2} \quad (5.2)$$

gdzie:  $R$  – promień toru zwrotnego rozjazdu,  
 $s$  – szerokość toru.



Rys. 5.8. Układ geometryczny iglicy stycznej do opornicy w początku rozjazdu [4]

Leżące na opornicy i iglicy odcinki proste  $l$  są zatem styczne do łuku teoretycznego w początku rozjazdu, a iglica łukowa jest w początkowym swoim odcinku prosta. Kąt  $\delta$  zawarty między odcinkiem prostym iglicy a opornicą, nazywa się kątem przylegania iglicy do opornicy.

W omawianym typie konstrukcji iglicy jej grubość od początku ostrza wzrasta zdecydowanie szybciej niż grubość iglicy o łuku przecinającym opornicę. W związku z tym iglica taka jest trwalsza i bezpieczniejsza dla ruchu pojazdów. Tego typu iglice są stosowane w rozjazdach typu 49E1 i cięższych.

Długość stycznych  $l$  zależy od kąta przylegania iglicy do opornicy oraz od promienia łuku toru zwrotnego rozjazdu, i wynika z wzoru

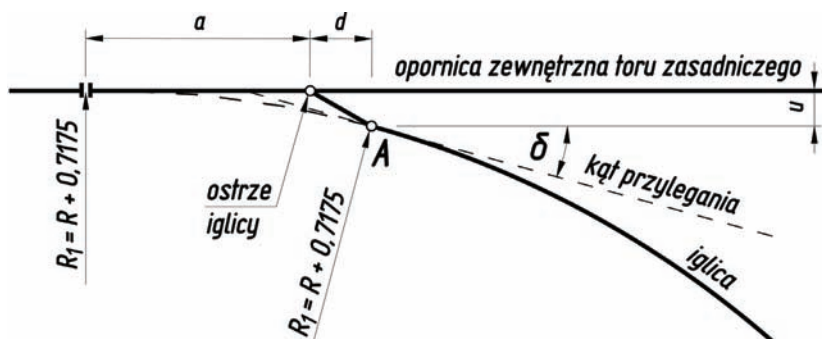
$$l = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\delta}{2} \quad (5.3)$$

Wartości kątów przylegania iglicy do opornicy są dobierane w zależności od prędkości wjazdu pociągu na tor zwrotny i wynoszą przykładowo:

- przy  $R = 190$  m i  $V = 40$  km/h  $\delta = 45'$ ;
- przy  $R = 300$  m i  $V = 40$  km/h  $\delta = 40'$ ;
- przy  $R = 500$  m i  $V = 60$  km/h  $\delta = 33'30''$ .

Iglice o łuku stycznym do opornicy w początku rozjazdu zużywają się zdecydowanie mniej niż iglice o łuku przecinającym opornicę.

Trzeci rodzaj iglic łukowych stanowią iglice o łuku stycznym do opornicy i o ściętym ostrzu (rys. 5.9), będące odmianą wcześniej omówionej konstrukcji.



Rys. 5.9. Układ geometryczny iglicy stycznej do opornicy o ściętym ostrzu [4]

W konstrukcji tej łuk iglicy jest teoretycznie styczny do opornicy w początku rozjazdu, lecz w rzeczywistości zaczyna się w punkcie położonym w odległości  $a + d$  od początku rozjazdu, w którym grubość iglicy wynosi  $u$ . Dziób iglicy na długości  $d$  jest odpowiednio zestrugany. Kąt przylegania  $\delta$  w iglicy tego typu jest mierzony między styczną do łuku iglicy w punkcie A i prostą równoległą do opornicy, poprowadzoną przez ten punkt.

Iglice o łuku stycznym do opornicy w początku rozjazdu i ściętym ostrzu zastosowano w PKP po raz pierwszy w rozjazdach 60E1 i 49E1 z iglicami szynowo-sprężystymi. Podstawowe parametry tych iglic dla kilku wybranych rodzajów rozjazdów zawiera tablica 5.1.

Tablica 5.1

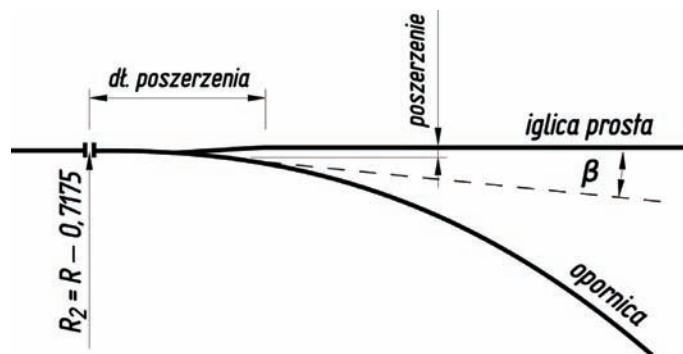
Parametry geometryczne początków iglic stycznych do opornicy o ściętym ostrzu dla wybranych rodzajów rozjazdów

Rodzaj rozjazdu	$a$ [m]	$d$ [m]	$u$ [m]	$\delta$ [°]
Rz 60E1-190-1:9 ss	1,2483	0,1250	0,0049	0°2425,26"
Rz 60E1-300-1:9 ss	1,5000	0,1250	0,0044	0°1834,606"
Rz 60E1-500-1:12 ss	2,1650	0,1250	0,0053	0°1543,34"
Rz 60E1-760-1:14 ss	2,6330	0,1250	0,0050	0°1228"
Rz 60E1-1200-1:18,5 ss	3,3347	0,1304	0,0050	0°0955,25"

Obydwa typy iglic o łuku stycznym do opornicy w początku rozjazdu mają tę zaletę, że wyposażone w nie rozjazdy można układać stykami przediglicowymi bezpośrednio przyległymi do siebie (jeżeli tylko torzy zwrotne obydwu rozjazdów leżą z tej samej strony toru zasadniczego).

Każda zwrotnica oprócz iglicy łukowej ma także iglicę prostą przylegającą do opornicy łukowej. W rozjazdach typu 60E1, 49E1 oraz S42 iglice proste mają taką samą długość co iglice łukowe. Także wartość kąta oparcia iglicy prostej o opornicę łukową jest zbliżona do wartości kąta oparcia iglicy łukowej o opornicę prostą.

W celu ułatwienia przejazdu zestawów kołowych przez tor zwrotny rozjazdu stosuje się poszerzenie ostrza iglic o wartości nie większej niż 10 mm. Stopniowe przejście od tego poszerzenia do normalnej szerokości toru w torze zasadniczym jest wykonywane przez odpowiednie uformowanie iglicy prostej na długości jej przylegania do opornicy (rys. 5.10).



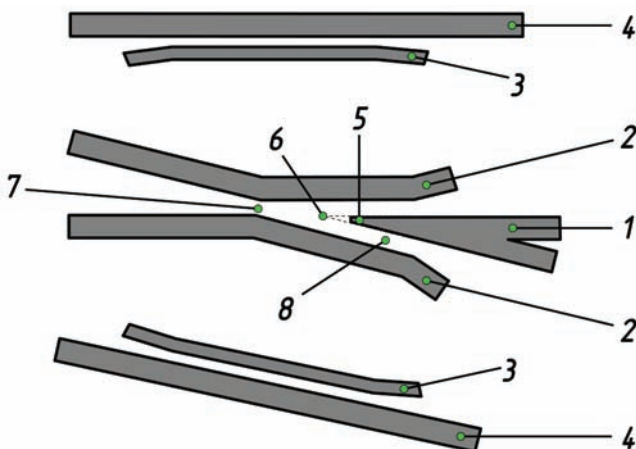
Rys. 5.10. Układ geometryczny iglicy prostej w rozjeździe zwyczajnym [4]



W Polsce poszerzenie toru zwrotnego wykonuje się o następujących wartościach i w następujących rozjazdach:

- w rozjeździe Rz 60E1–190–1:9      poszerzenie 6 mm;
- w rozjeździe Rz 49E1–190–1:9      poszerzenie 6 mm;
- w rozjeździe Rz 49E1–190–1:7,5    poszerzenie 6 mm;
- w rozjeździe Rz 49E1–190–1:6,6    poszerzenie 6 mm;
- w rozjeździe Rz S42–205–1:9        poszerzenie 15 mm.

Częścią rozjazdu, która umożliwia swobodny przejazd w jednym poziomie kół taboru kolejowego przez miejsce krzyżowania się szyn, jest krzyżownica. W rozjeździe zwyczajnym występuje krzyżownica zwyczajna<sup>1)</sup>, zbudowana z dzioba krzyżownicy, dwóch szyn skrzydłowych, dwóch kierownic i dwóch szyn tocznych (rys. 5.11).



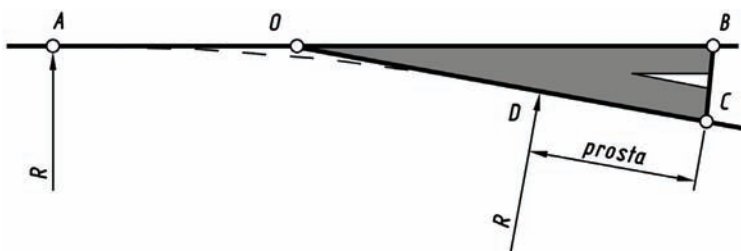
Rys. 5.11. Krzyżownica zwyczajna: 1 – dziób krzyżownicy; 2 – szyny skrzydłowe; 3 – kierownice; 4 – szyny toczne; 5 – ostrze dzioba; 6 – matematyczny początek ostrza dzioba krzyżownicy; 7 – gardziel; 8 – żłobek [4]

Ze względu na kształt geometryczny w planie rozróżnia się:

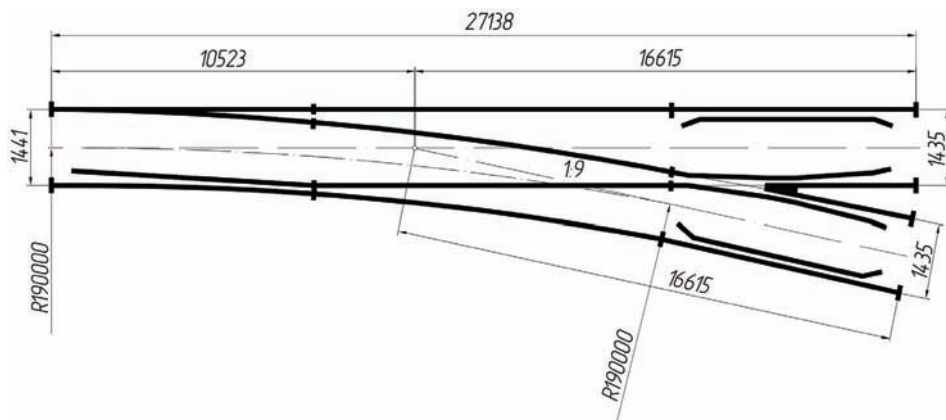
- krzyżownice proste;
- krzyżownice łukowe.

Zastosowanie krzyżownic prostych powoduje, że łuk toru zwrotnego kończy się przed dziobem krzyżownicy. W Polsce krzyżownice proste są stosowane w rozjazdach typu S42 oraz 49E1–190–1:9 i 49E1–500–1:14. Na rysunku 5.12 przedstawiono schemat takiego rozjazdu, a na rysunku 5.13 – układ geometryczny i wymiary najpopularniejszego rozjazdu z taką krzyżownicą, stosowanego w PKP.

<sup>1)</sup> Krzyżownica zwyczajna jest stosowana także w innych rodzajach rozjazdów oraz w skrzyżowaniach torów.



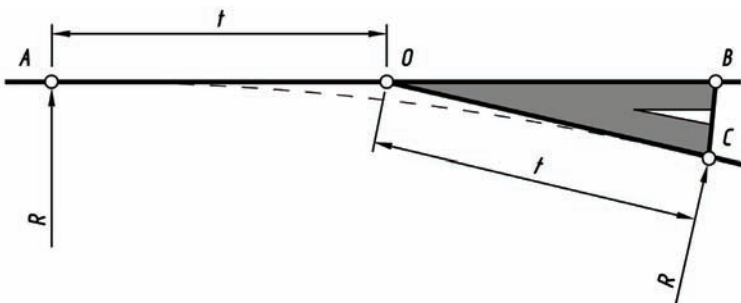
Rys. 5.12. Schemat rozjazdu zwyczajnego z krzyżownicą prostą [4]



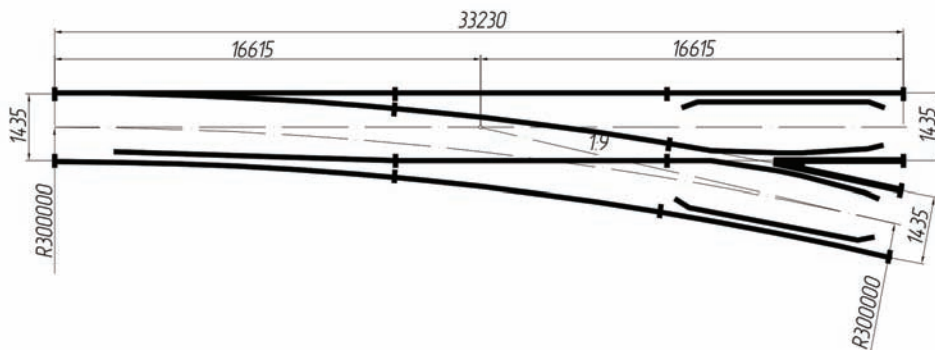
Rys. 5.13. Układ geometryczny rozjazdu Rz 49E1-190-1:9 (z krzyżownicą prostą) [4]

Zastosowanie w rozjeździe zwyczajnym krzyżownicy łukowej powoduje, że łuk toru zwrotnego kończy się w nich za krzyżownicą, w końcu rozjazdu. W rozjazdach z krzyżownicą łukową odległości środka geometrycznego rozjazdu do początku i do końca rozjazdu są sobie równe. Takie rozjazdy nazywamy rozjazdami podstawowymi [7].

W PKP krzyżownice łukowe są stosowane w rozjazdach 49E1-300-1:9, 49E1-500-1:12, 49E1-1200-1:18,5 oraz ich odpowiednikach typu 60E1. Schemat takiego rozjazdu przedstawiono na rysunku 5.14, a przykład wymiarów rozjazdu o skosie takim samym jak rozjazd z rysunku 5.13 – na rysunku 5.15.



Rys. 5.14. Schemat rozjazdu zwyczajnego z krzyżownicą łukową [4]



Rys. 5.15. Układ geometryczny rozjazdu Rz 49E1–300–1:9 (z krzyżownicą łukową) [4]

Skosem krzyżownicy określa się tangens kąta przecięcia się obu krawędzi toczyń dzioba krzyżownicy. W krzyżownicach prostych skos krzyżownicy jest taki sam jak skos rozjazdu. Natomiast w krzyżownicach łukowych za skos krzyżownicy uznaje się tangens kąta między prostą krawędzią toczną dzioba a styczną do jego krawędzi łukowej w punkcie przecięcia się obu tych krawędzi. W tym przypadku skos krzyżownicy jest różny od skosu rozjazdu.

Podobnie jak skos rozjazdu, skos krzyżownicy wyraża się za pomocą ułamka zwykłego z jednością w liczniku.

Pod względem konstrukcyjnym dziobowe części krzyżownic zwyczajnych wraz z szynami skrzydłowymi, nazywane krótko krzyżownicami zwyczajnymi, dzieli się na:

- krzyżownice szynowe z dziobem z szyn zwykłych;
- krzyżownice szynowe z dziobem z szyn o specjalnym profilu, tzw. szyn klockowych;
- krzyżownice monoblokowe całkowicie odlane ze stali manganowej;
- krzyżownice szynowe z wkładką ze stali manganowej (tzw. *insert*);
- krzyżownice z dziobem lanym lub kutym powierzchniowo utwardzonym, zgrzanym oporowo z szynami stanowiącymi ich przedłużenie, a z szynami skrzydłowymi łączone za pomocą śrub sprężających i kleju epoksydowego;
- krzyżownice całkowicie spawane, powierzchniowo utwardzone.

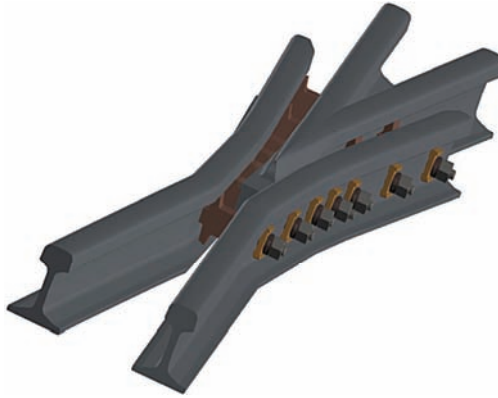
Analogicznie konstruuje się omawiane dalej inne rodzaje krzyżownic, spotykane w pozostałych rodzajach rozjazdów. Niektóre spośród wymienionych konstrukcji przedstawiono na rysunkach 5.16–5.19.



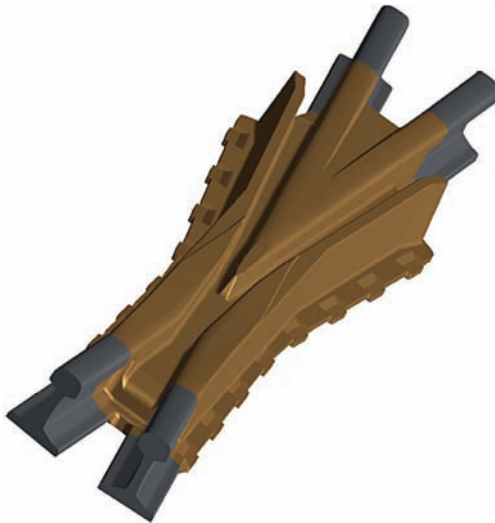
Rys. 5.16. Krzyżownica szynowa z dziobem z szyn zwykłych [4]



Rys. 5.17. Krzyżownica z wkładką ze stali manganowej [4]



Rys. 5.18. Krzyżownica z dziobem blokowym ze stali perlitycznej [9]

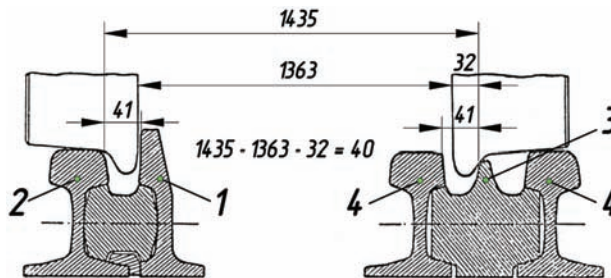


Rys. 5.19. Krzyżownica monoblokowa ze stali manganowej [9]

Różnorodność konstrukcji dziobów krzyżownic i szyn skrzydłowych wynika ze zróżnicowania obciążeń eksploatacyjnych, jakim muszą sprostać rozjazdy w zależności od ich lokalizacji, oraz z faktu, że krzyżownica jest narażonym na zużycie elementem rozjazdu najbardziej. Jest to spowodowane tym, że podczas przejazdu przez krzyżownicę koło taboru kolejowego przez chwilę porusza się bez prowadzenia i jest podparte na mniejszej niż zwykle powierzchni. Na skutek tego:

- istnieje niebezpieczeństwo wtoczenia się koła przejeżdżającego przez krzyżownicę w żłobek po niewłaściwej stronie dzioba i wykolejenia pojazdu;
- niepodparte koło taboru obniża się między gardzielą i dziobem krzyżownicy, a następnie uderza w dziób, powodując jego przyspieszone zużycie.

Pierwszą niedogodność likwiduje się, instalując przy szynach tocznych, na wysokości dzioba krzyżownicy tzw. kierownice. Podczas gdy jedno koło zestawu traci prowadzenie w okolicy dzioba krzyżownicy, koło położone z przeciwnej strony osi opiera się swoją wewnętrzną stroną o kierownicę i w ten sposób zachowane jest właściwe prowadzenie zestawu kołowego (rys. 5.20).



Rys. 5.20. Zasada działania kierownicy podczas prowadzenia zestawu kołowego przejeżdżającego przez krzyżownicę; 1 – kierownica; 2 – szyna toczna; 3 – dziób krzyżownicy; 4 – szyna skrzydłowa [4]

Uderzeniom kół taboru w dziób krzyżownicy zapobiega się, obniżając początek dzioba krzyżownicy lub podwyższając szyny skrzydłowe w okolicach gardzieli. Różni producenci stosują różne kombinacje tych zabiegów.

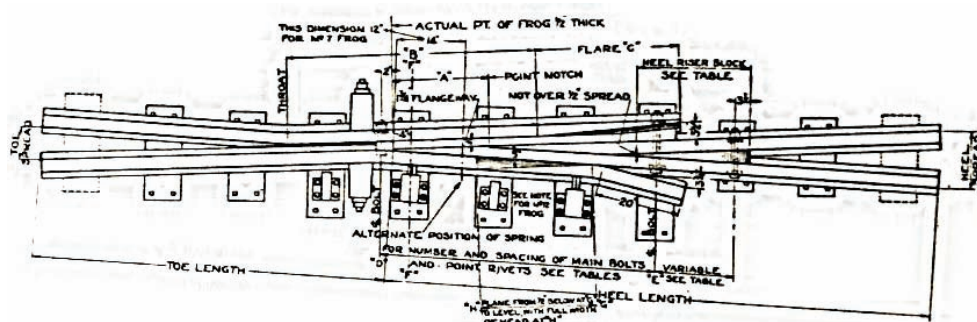
Na szczególną uwagę zasługuje wykorzystanie w konstrukcji dziobów krzyżownic oraz szyn skrzydłowych stali manganowej (tzw. stali Hadfielda), która charakteryzuje się bardzo dużą skłonnością do umacniania pod wpływem zgniatania. W początkowym etapie eksploatacji krzyżownic skonstruowanych z tej stali, pod wpływem nacisków od taboru kolejowego, następuje utwardzenie się tych elementów. Towarzyszy temu powstanie niewielkich spływów materiału, które należy zeszlifować po pierwszych 2–4 tygodniach eksploatacji.

W rozjazdach przeznaczonych do eksploatacji na liniach dużych prędkości bezpieczny i spokojny przejazd przez krzyżownicę uzyskuje się przez zastosowanie krzyżownic z ruchomym dziobem. W konstrukcjach takich dziób krzyżownicy przylega do odpowiedniej szyny skrzydłowej, zapewniając ciągłe podparcie koła przejeżdżającego przez krzyżownicę. Przesławianie dzioba krzyżownicy jest zsynchronizowane z przestawianiem zwrotnicy rozjazdu. Dwa przykłady konstrukcji krzyżownic z ruchomym dziobem przedstawiono na rysunku 5.21.



Rys. 5.21. Krzyżownice z ruchomym dziobem produkcji Voestalpine [9]

Mało znany jest fakt, że pierwsze wykorzystanie krzyżownic z ruchomymi dziobami opisał Nicholas Wood w książce pt. *Practical Treatise on Railroads* wydanej w 1831 roku. Krzyżownice takie (rys. 5.22) zastosowano na linii Killingworth w dystrykcie Newcastle w Wielkiej Brytanii [2].



Rys. 5.22. Pierwsza krzyżownica zwyczajna z ruchomym dziobem [2]

Ostatnią część rozjazdu zwyczajnego, łączącą zwrotnicę z krzyżownicą, stanowią szyny łączące, które składają się z dwóch szyn prostych i dwóch szyn łukowych. Wykonane są ze standardowych szyn tego samego typu co pozostałe elementy rozjazdu.

W rozjazdach o konstrukcji klasycznej szyny poszczególnych części rozjazdu są ze sobą łączone za pomocą złącz łukowych. We współczesnych rozjazdach opornice i osady iglic w zwrotnicy oraz szyny toczne i skrzydłowe w krzyżownicy są zgrzewane z położonymi w ich ciągu szynami łączącymi lub wykonywane są w wytwórniach z jednego odcinka szyny.

### 5.3.3. Rozjazdy podwójne

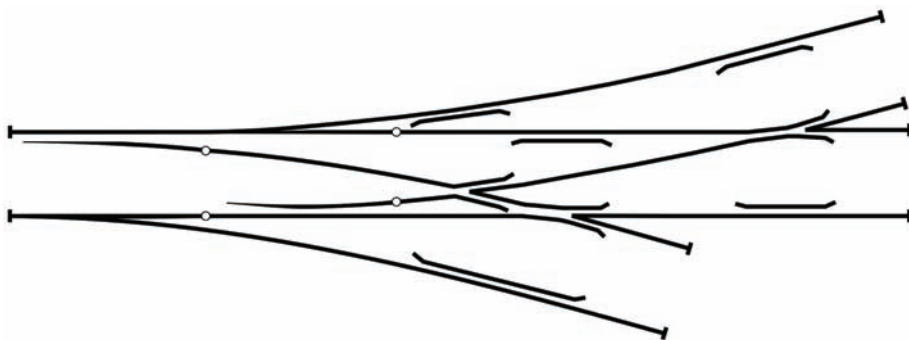
Rozjazdy podwójne są odmianą rozjazdów skupionych, będących połączeniem dwóch rozjazdów zwyczajnych<sup>2)</sup>. Umożliwiają one przejazd taboru w trzech kierunkach. W zależności od położenia torów zwrotnych względem toru zasadniczego wyróżnia się rozjazdy jednostronne i dwustronne.

W rozjazdach podwójnych jednostronnych (rys. 5.23) obydwa tory zwrotne leżą po tej samej stronie toru zasadniczego. Rozjazdy te – podobnie jak rozjazdy zwyczajne – mogą występować w wariacie lewostronnym lub prawostronnym.



Rys. 5.23. Rozjazd podwójny jednostronny [4]

W rozjazdach podwójnych dwustronnych obydwa tory zwrotne leżą po przeciwnych stronach toru zasadniczego (rys. 5.24). Także te rozjazdy dzieli się na prawostronne i lewostronne, przy czym o kierunku rozjazdu decyduje kierunek odgałęzienia pierwszej zwrotnicy, patrząc od początku rozjazdu.



Rys. 5.24. Rozjazd podwójny dwustronny [4]

- Rozjazdy podwójne jednostronne i dwustronne składają się z następujących części:
- dwóch zwrotnic;
  - trzech krzyżownic zwyczajnych;

<sup>2)</sup> W niektórych zarządach kolejowych sporadycznie stosowane są także bardzo trudne w utrzymaniu rozjazdy potrójne i poczwórne.

- sześciu kierownic;
- torów łączących.

Istnieją także nieprodukowane w Polsce rozjazdy podwójne symetryczne o nieco odmiennej konstrukcji. Składają się one z następujących elementów:

- zwrotnicy zbudowanej z dwóch opornic oraz czterech iglic;
- trzech krzyżownic;
- czterech kierownic;
- torów łączących.

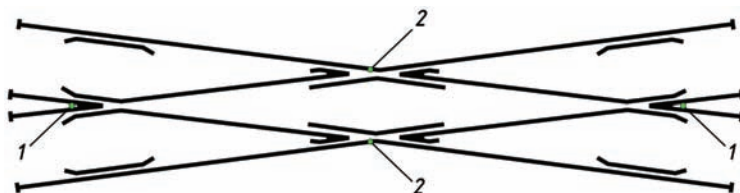
Przejazd przez rozjazd podwójny jednostronny, dwustronny i symetryczny – bez względu na kierunek jazdy – wymaga pokonania dwóch krzyżownic połączonych ze sobą krótkimi odcinkami szyn łączących. Powoduje to silne wstrząsy podczas jazdy. Dlatego rozjazdów tego rodzaju w żadnym wypadku nie wolno układać w torach głównych, a ich wykorzystanie w innych torach wymaga każdorazowo uzyskania specjalnych zezwoleń. Także szybkość przejazdu przez te rozjazdy musi być ograniczona. Z tych względów rozjazdy te są w praktyce wykorzystywane tylko wtedy, gdy brakuje miejsca na ułożenie dwóch rozjazdów zwyczajnych jeden za drugim, np. na stacjach rozrządowych, w portach, hutach, warsztatach kolejowych.

Jeżeli rozjazd podwójny zastąpimy dwoma rozjazdami zwyczajnymi, to kosztem zwiększenia całkowitej długości układu uzyskamy:

- większą prędkość ruchu pociągów;
- większe bezpieczeństwo ruchu pociągów;
- mniejsze koszty utrzymania rozjazdów (koszty utrzymania rozjazdów skupionych są wielokrotnie wyższe od kosztów utrzymania rozjazdów zwyczajnych).

#### 5.3.4. Skrzyżowania torów

Skrzyżowanie torów układa się w miejscu przecięcia się dwóch torów w jednym poziomie. Umożliwia ono przejazd całych pociągów po jednym torze pod różnymi kątami z drugim torem. Zbudowane jest z dwóch krzyżownic zwyczajnych, dwóch krzyżownic podwójnych oraz z szyn łączących (rys. 5.25).

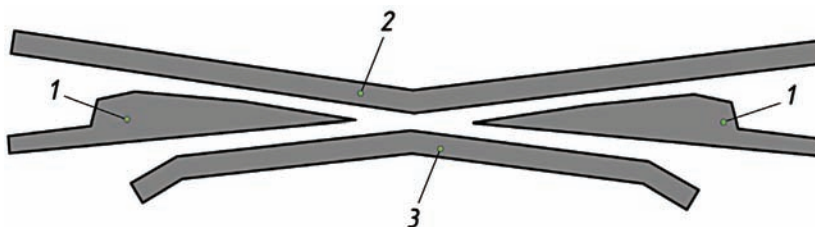


Rys. 5.25. Skrzyżowanie torów: 1 – krzyżownice zwyczajne; 2 – krzyżownice podwójne [4]

Elementem konstrukcyjnym skrzyżowania torów, niewystępującym w rozjeździe zwyczajnym, jest krzyżownica podwójna, której schemat przedstawiono na rysunku 5.26.

Krzyżownice podwójne leżą na przecięciu toków szynowych, przy czym punkty przecięcia znajdują się na prostopadłej do dwusiecznej kąta skrzyżowania, przechodzącej przez środek geometryczny skrzyżowania oraz przez krzyżownice zwyczajne.



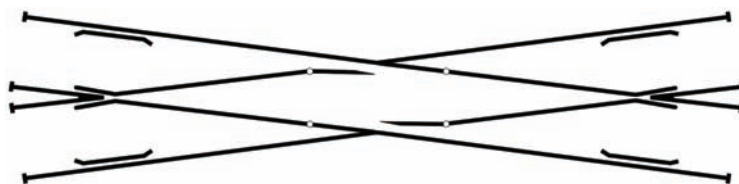


Rys. 5.26. Budowa krzyżownicy podwójnej: 1 – dziób; 2 – szyna kolankowa; 3 – kierownica [4]

Każda krzyżownica podwójna ma dwa dzioby, kierownicę i tylko jedną szynę skrzydłową, nazywaną szyną kolankową. Szyna ta jest załamana pod kątem skrzyżowania i pełni na całej swojej długości funkcję szyny tocznej. Ponieważ w krzyżownicy takiej nie ma konstrukcyjnej możliwości ułożenia oddzielnych kierownic dla każdego toku szynowego (tak jak w krzyżownicy zwyczajnej), między załamaniem szyny kolankowej a ostrzami dziobów nie ma prowadzenia zestawów kołowych (występują w nich tzw. miejsca bez prowadzenia). Z tego względu najmniejszym bezpiecznym skosem skrzyżowania, zapewniającym prawidłowe toczenie się kół o najmniejszej średnicy (tzn. 850 mm) jest skos 1:9.

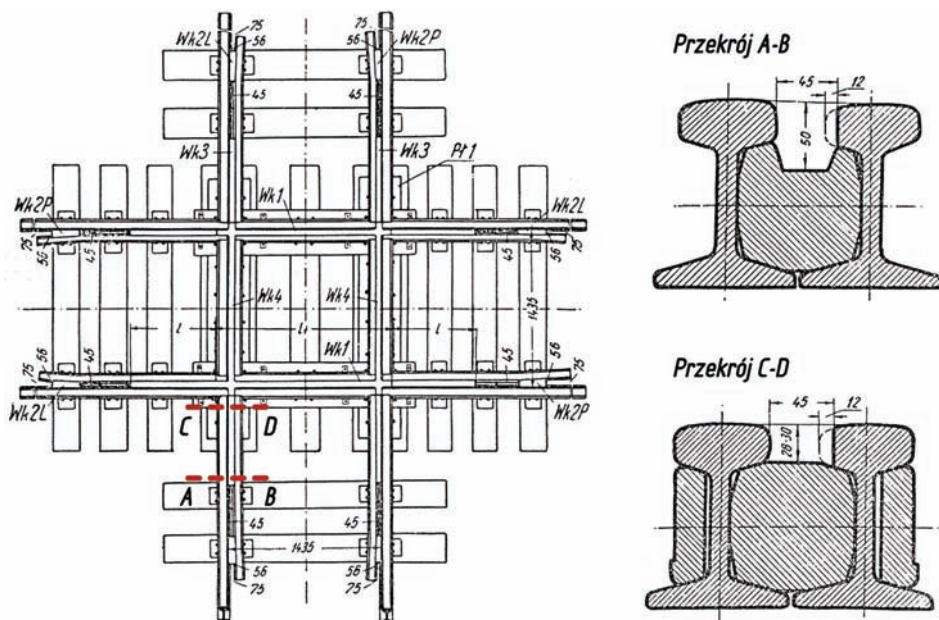
Podstawowe stosowane w Polsce skosy skrzyżowań torów to 1:9 oraz 1:4,444 ( $2 \times 1:9$ ). Ponadto spotykane są skosy 1:2,425; 1:2,9; 1:3,224 ( $2 \times 1:6,6$ ); 1:3,429 ( $2 \times 1:7$ ); 1:3,683 ( $2 \times 1:7,5$ ); 1:6,6; 1:7; 1:7,5.

W przypadku konieczności użycia skrzyżowań o skosie mniejszym niż 1:9 stosuje się skrzyżowania z ruchomymi dziobami w krzyżownicach podwójnych (rys. 5.27). Taką konstrukcję mają np. skrzyżowania o skosach 1:11,515 oraz 1:18,5.



Rys. 5.27. Schemat skrzyżowania torów o małym skosie z ruchomymi dziobami w krzyżownicy podwójnej [4]

Oprócz skrzyżowań torów o małych skosach, stosowanych w drogach zwrotnicowych, w wyjątkowych przypadkach stosuje się skrzyżowania pod kątem  $60\text{--}90^\circ$ . W wypadku takich kątów przy przejściu przez przecięcie toków szynowych brakuje oparcia dla obręczy kół na szynach skrzydłowych lub kolankowych [10]. Zastosowanie w takiej sytuacji poznanych dotąd konstrukcji skrzyżowań torów powodowałoby zapadanie się kół przy przejeździe przez krzyżownice, co skutkowałoby bardzo niespokojną jazdą i szybkim niszczeniem skrzyżowań. W skrzyżowaniach pod kątem  $60\text{--}90^\circ$  stosowane są długie, podwyższone wkładki, po których obręcze kół toczą się obrzeżami (rys. 5.28). Na początku skrzyżowania (przekrój A–B) żłobek ma głębokość 50 mm, a dalej maleje do wartości 28–30 mm (przekrój C–D). Zapewnia to łagodniejszy przejazd zestawów kołowych przez skrzyżowanie torów. Jednak prędkość ruchu na takich skrzyżowaniach nie powinna być większa niż 30 km/h.



Rys. 5.28. Konstrukcja skrzyżowania torów pod kątem 60–90° [10]

### 5.3.5. Rozjazdy krzyżowe

Rozjazdy krzyżowe powstają przez wbudowanie w skrzyżowania torów pojedynczych lub podwójnych połączeń przecinających się torów. W pierwszym przypadku powstaje rozjazd krzyżowy pojedynczy, a w drugim – rozjazd krzyżowy podwójny. Rozjazdy krzyżowe pojedyncze mają trzy kierunki jazdy, a rozjazdy krzyżowe podwójne – cztery.

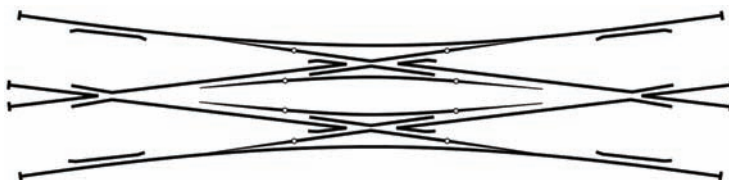
Zależnie od położenia zwrotnic wyróżnia się rozjazdy z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu (tzw. angielskie) i bardzo rzadko w Polsce stosowane rozjazdy z iglicami na zewnątrz czworoboku rozjazdu (systemu Bäselera albo angielskie skrócone). Pod pojęciem czworoboku rozjazdu rozumie się obszar zawarty między normalnymi do dwusiecznych kątów krzyżownic zwyczajnych (w rozjazdach angielskich), dwukrotnych lub trzykrotnych (w rozjazdach systemu Bäselera), przeprowadzonymi przez ich punkty matematyczne.

Rozjazd krzyżowy pojedynczy angielski (rys. 5.29) otrzymuje się przez wbudowanie w skrzyżowanie torów jednostronnego połączenia w kierunku zwrotnym. Rozjazd taki składa się z dwóch krzyżownic zwyczajnych, dwóch krzyżownic podwójnych, dwóch zwrotnic oraz szyn łączących i zapewnia przejazd w trzech kierunkach: dwóch na wprost i jednym zwrotnym.



Rys. 5.29. Rozjazd krzyżowy pojedynczy z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu [4]

Rozjazd krzyżowy podwójny angielski (rys. 5.30) powstaje przez wbudowanie w skrzyżowanie torów dwóch połączeń w kierunkach zwrotnych. Jest on zbudowany z dwóch krzyżownic zwyczajnych, dwóch krzyżownic podwójnych, czterech ułożonych parami zwrotnic oraz szyn łączących. Przejazd przez taki rozjazd jest możliwy w czterech kierunkach: dwóch prostych i dwóch zwrotnych.



Rys. 5.30. Rozjazd krzyżowy podwójny z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu [4]

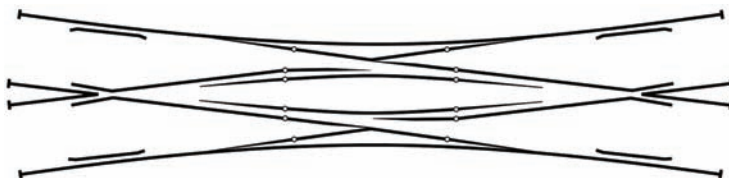
Przy ułożeniu iglic wewnątrz czworoboku rozjazdu występuje ograniczenie długości styecznych do łuków torów zwrotnych, które uniemożliwia budowę rozjazdów o promieniu toru zwrotnego większym niż 265 m. Dodatkowo uwzględnienie ograniczeń co do kąta rozjazdu (analogicznego jak w skrzyżowaniach torów) powoduje, że największy stosowany na PKP promień toru zwrotnego w tych rozjazdach wynosi:

- 205 m przy skosie 1:9 i typie rozjazdu S42;
- 190 m przy skosie 1:9 i typie rozjazdu 49E1 oraz 60E1.

W Polsce są obecnie seryjnie produkowane rozjazdy pojedyncze i podwójne 49E1–190–1:9, 60E1–190–1:9 oraz rozjazdy podwójne 49E1–150–1:7 (te ostatnie z przeznaczeniem wyłącznie do torów, na których nie ma przebiegów pociągowych, tzn. torów postojowych, ładunkowych itp.).

Ograniczenia w konstruowaniu rozjazdów krzyżowych spowodowane wadami krzyżownic podwójnych spowodowały, że zaczęto do nich wprowadzać – podobnie jak do skrzyżowań torów o małym skosie – krzyżownice podwójne z ruchomymi dziobami (rys. 5.31). Zalety takich rozjazdów to:

- brak miejsc bez prowadzenia kół w krzyżownicach podwójnych;
- możliwość bezpiecznego przejazdu taboru o średnicy kół mniejszej niż 850 mm;
- brak podwyższonych kierownic, będących przyczyną niespokojnej jazdy, zwłaszcza przy prędkości ponad 100 km/h.



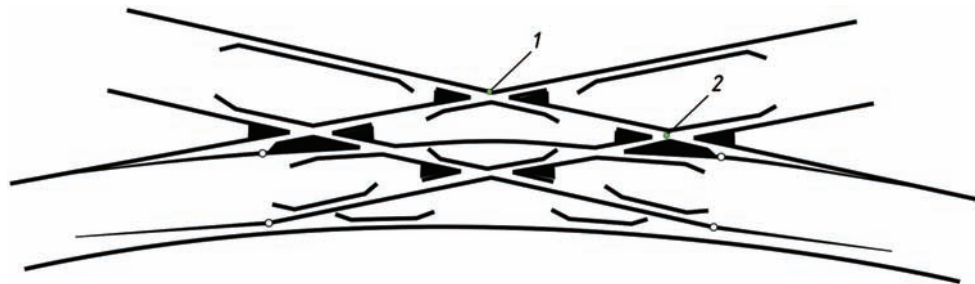
Rys. 5.31. Układ geometryczny rozjazdu krzyżowego podwójnego z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu oraz z ruchomymi dziobami w krzyżownicach podwójnych [4]

Rozjazdy o tej konstrukcji są stosowane w kolejach zagranicznych, a ich przykładowe charakterystyki geometryczne to:

- skos 1:18,5 przy promieniu toru zwrotnego 850 m;
- skos 1:19 przy promieniu toru zwrotnego 900 m.

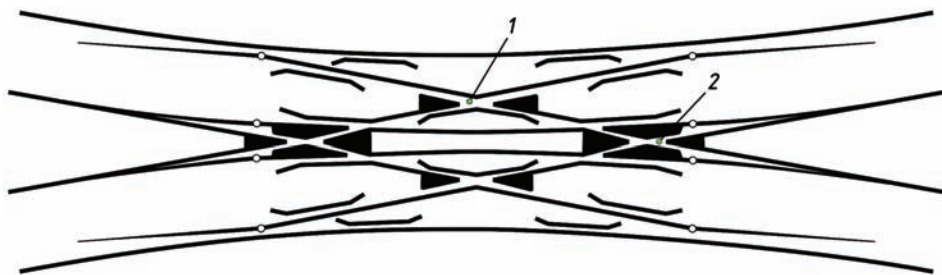
Rozjazdy te zaleca się stosować w torach głównych zasadniczych i dodatkowych, w których prowadzony jest ruch pociągów z prędkościami powyżej 100 km/h.

Rozjazd krzyżowy pojedynczy systemu Bäseler (rys. 5.32) otrzymuje się przez wbudowanie w skrzyżowanie torów pojedynczego połączenia zwrotnego w taki sposób, że jego zewnętrzny tok przecina jeden tok każdego z krzyżujących się torów. Rozjazd taki jest zbudowany z dwóch krzyżownic podwójnych, dwóch krzyżownic dwukrotnych, dwóch zwrotnic oraz torów łączących i umożliwia jazdę w trzech kierunkach.



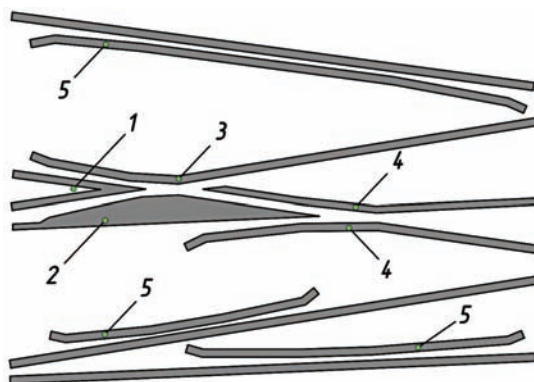
Rys. 5.32. Rozjazd krzyżowy pojedynczy z iglicami na zewnątrz czworoboku rozjazdu:  
1 – krzyżownica podwójna; 2 – krzyżownica dwukrotna [4]

Rozjazd krzyżowy podwójny systemu Bäseler (rys. 5.33) powstaje przez wbudowanie w skrzyżowanie torów dwóch połączeń w kierunkach zwrotnych w taki sposób, że zewnętrzne toki tych połączeń przecinają po jednym toku każdego z obu krzyżujących się torów. W skład takiego rozjazdu wchodzi dwie krzyżownice podwójne, dwie krzyżownice trzykrotne, cztery zwrotnice i szyny łączące.

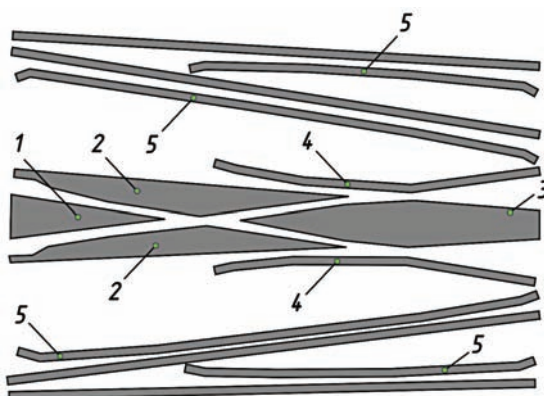


Rys. 5.33. Rozjazd krzyżowy podwójny z iglicami na zewnątrz czworoboku rozjazdu:  
1 – krzyżownica podwójna; 2 – krzyżownica trzykrotna [4]

Elementami konstrukcyjnymi charakterystycznymi dla rozjazdów systemu Bäseler są krzyżownice dwukrotne i trzykrotne (rys. 5.34, 5.35).



Rys. 5.34. Budowa krzyżownicy dwukrotnej: 1 – dziób środkowy; 2 – dziób boczny; 3 – dziób kierujący; 4 – szyny skrzydłowe; 5 – kierownice [4]



Rys. 5.35. Budowa krzyżownicy trzykrotnej: 1 – dziób środkowy; 2 – dzioby boczne; 3 – dziób kierujący; 4 – szyny skrzydłowe; 5 – kierownice [4]

Ułożenie w rozjazdach krzyżowych iglic poza czworobokiem rozjazdów sprawia, że nie występuje w nich ograniczenie co do promienia toru zwrotnego rozjazdu, właściwe dla rozjazdów angielskich. Umożliwia to budowanie rozjazdów o skosie 1:9 i promieniach torów zwrotnych 300 i 500 m oraz rozjazdów o skosie 1:6,6 i promieniu 190 m.

Stosowanie rozjazdów systemu Bäselera w Polsce nie jest zalecane ze względu na skomplikowaną budowę i trudności w ich utrzymaniu. Występują one sporadycznie i w miarę możliwości, przy modernizacjach układów torowych, są zastępowane rozjazdami innego rodzaju.

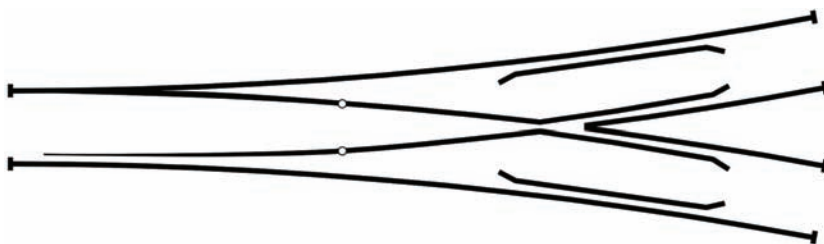
### 5.3.6. Rozjazdy łukowe

Rozjazdami łukowymi nazywamy rozjazdy, w których oba tory – zasadniczy i zwrotny – są odpowiednio wygięte. Jeżeli oba tory są wygięte w tym samym kierunku, mamy do czynienia z rozjazdem jednostronnym (rys. 5.36). Jeżeli tor zasadniczy i zwrotny są wygięte w przeciwnych kierunkach, mamy do czynienia z rozjazdem dwustronnym.

Odmianą rozjazdu dwustronnego jest rozjazd łukowy symetryczny, w którym promień toru zasadniczego jest równy promieniowi toru zwrotnego (rys. 5.37).



Rys. 5.36. Rozjazd łukowy jednostronny [4]



Rys. 5.37. Rozjazd łukowy dwustronny w wariantcie symetrycznym [4]

Najprostsze rozjazdy łukowe uzyskuje się z rozjazdów zwyczajnych przez wygięcie ich toru zasadniczego do odpowiedniego promienia. Promień toru zwrotnego w takim rozjeździe jest ściśle uzależniony od promienia toru zasadniczego.

Najczęściej wykonuje się łukowanie rozjazdów podstawowych, w których promień rozjazdu rozpoczyna się w styku przediglicowym, a kończy w styku za krzyżownicą (w końcu rozjazdu), i które mają iglice styczne do opornicy. W Polsce są to rozjazdy 190–1:7,5, 300–1:9, 500–1:12 oraz 1200–1:18,5. Łukowaniu można także poddać rozjazdy z krzyżownicą prostą. Łukowanie wykonuje się wówczas na tej części rozjazdu, na której w rozjeździe zwyczajnym występuje łuk toru zwrotnego, tzn. od styku przediglicowego do styku przed krzyżownicą, a więc na długości zwrotnicy i torów łączących. W USA, gdzie często stosowane są rozjazdy z obiema iglicami prostymi i krzyżownicą prostą, łukowanie rozjazdu wykonuje się na długości szyn łączących.

W rozjeździe łukowym zwrotnica i krzyżownica rozjazdu podstawowego pozostają bez zmian co do wymiarów i sposobu obróbki. Należy je tylko odpowiednio wygiąć w planie.

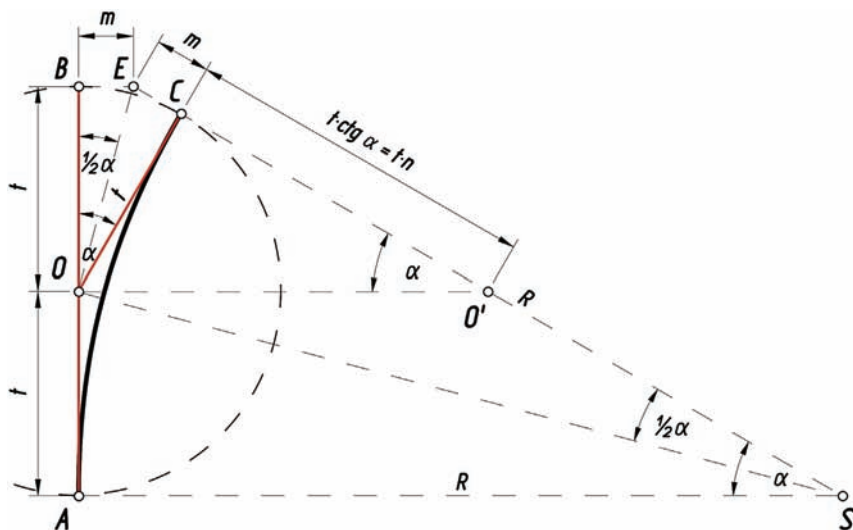
Schemat geometryczny rozjazdu zwyczajnego podstawowego przed wygięciem w rozjazd łukowy przedstawiono na rysunku 5.38.

W omawianym rodzaju rozjazdu między poszczególnymi elementami zachodzą następujące zależności geometryczne:

$$\overline{AO} = \overline{OB} = \overline{OC} = t \quad (5.4)$$

$$t = R \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad (5.5)$$

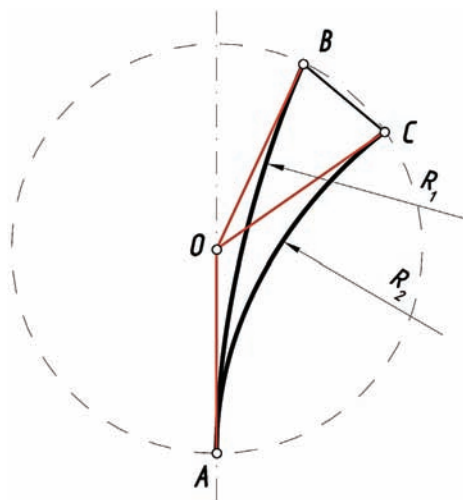
$$m = \frac{t^2}{R} \quad (5.6)$$



Rys. 5.38. Schemat geometryczny rozjazdu zwyczajnego podstawowego [7]

Podczas łukowania rozjazdu kształt i rozmiary trójkąta OBC rozjazdu zwyczajnego, z którego wykonywany jest rozjazd łukowy, pozostają bez zmian, podobnie jak długość stycznych  $t$  oraz odcinków  $m$ . Odpowiednie wygięcie toru zasadniczego uzyskuje się przez obrót trójkąta OBC wokół geometrycznego środka rozjazdu O.

Rozjazd łukowy jednostronny uzyskuje się przez wygięcie rozjazdu zwyczajnego w sposób przedstawiony na rysunku 5.39.



Rys. 5.39. Schemat łukowania jednostronnego rozjazdu zwyczajnego podstawowego [7]

W tak wygiętym rozjeździe wartości promieni  $R$ ,  $R_1$  i  $R_2$  są ze sobą związane w następujący sposób:

$$R_2 = \frac{R \cdot R_1 - t^2}{R + R_1} \quad (5.7)$$

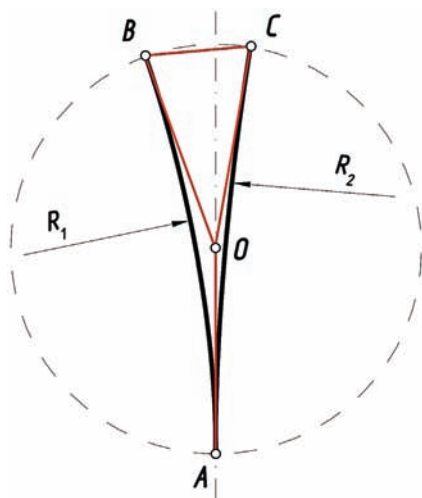
gdzie:  $R$  – promień toru zwrotnego rozjazdu zwyczajnego, z którego wykonywany jest rozjazd łukowy;

$R_1$  – promień toru zasadniczego otrzymany po wylukowaniu rozjazdu;

$R_2$  – uzyskany w wyniku łukowania promień toru zwrotnego;

$T$  – długość styecznej rozjazdu [6].

Rozjazd łukowy dwustronny otrzymuje się z rozjazdu zwyczajnego wygiętego w sposób przedstawiony na rysunku 5.40. Wówczas:



Rys. 5.40. Schemat łukowania dwustronnego rozjazdu zwyczajnego podstawowego [7]

$$R_2 = \frac{R \cdot R_1 + t^2}{R - R_1} \quad (5.8)$$

Wzory (5.7) i (5.8) dotyczą najczęściej spotykanej sytuacji, gdy znane są promień toru zwrotnego rozjazdu podstawowego  $R$  i promień  $R_1$ , do jakiego ma zostać wygięty tor zasadniczy, natomiast szukany jest promień  $R_2$ , jaki po wygięciu będzie miał tor zwrotny. W razie konieczności można je przekształcić do postaci koniecznej do obliczenia promienia  $R_1$  przy znanych  $R$  i  $R_2$ .

Wzory (5.7) i (5.8) można także, stosując podwójne znaki, zapisać w postaci ogólnej:

$$R_2 = \frac{R \cdot R_1 \pm t^2}{R \mp R_1} \quad (5.9)$$

przy czym górne znaki dotyczą rozjazdu dwustronnego, a dolne – jednostronnego.



Przy wyginaniu rozjazdów zwyczajnych obowiązują poniższe ograniczenia:

- Najmniejszy promień rozjazdu wynosi 190 m. Dlatego rozjazdy o promieniu toru zwrotnego 190 m można wyginać wyłącznie dwustronnie.
- Rozjazdy o promieniach toru zwrotnego 300 i 500 m można wyginać do stanu, gdy nie jest wymagane poszerzenie toru zwrotnego. W rozjazdach nowej konstrukcji minimalny promień toru zwrotnego niewymagający poszerzenia wynosi 214 m. W rozjazdach o promieniu toru zwrotnego 1200 m dodatkowo należy przestrzegać zasady, aby wygięcie wymagało jedynie zmian długości szyn łączących, bez wprowadzania zmian w długościach opornic, iglic i krzyżownic. W związku z tym można je wyginać do promienia toru zwrotnego  $R_2 = 461$  m.

Przedstawione wzory umożliwiają jedynie właściwe zaprojektowanie połączeń torów wykonanych za pomocą rozjazdów łukowych i nie wyczerpują wszystkich zagadnień związanych z wykonaniem projektu rozjazdu łukowego. Dokumentacja rozjazdu łukowego zawiera dodatkowo obliczenia związane ze skróceniem jego niektórych elementów, zmianami w planie ułożenia podrojazdnic, obliczeniem położenia otworów na wkrety lub dyble w podrojazdnicach itp.

W Polsce współcześnie produkowane są seryjnie – z przeznaczeniem dla stacji rozrządowych – następujące rozjazdy łukowe:

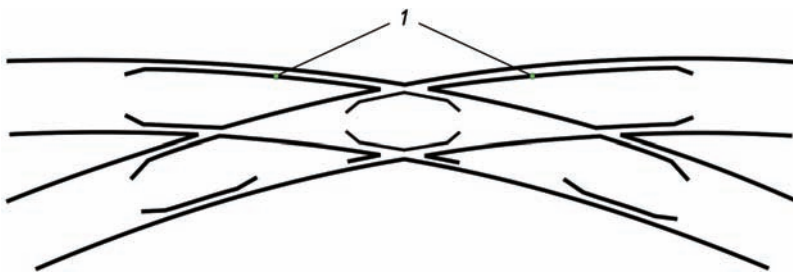
- rozjazdy łukowe symetryczne R1s 49E1–215–1:4,8 z krzyżownicą łukową;
- rozjazdy łukowe symetryczne R1s 49E1–380,292–1:9 z krzyżownicą prostą.

Pierwszy rodzaj stanowi oryginalną, specjalnie zaprojektowaną konstrukcję, natomiast drugi powstaje przez wygięcie popularnego rozjazdu zwyczajnego Rz 49E1–190–1:9.

Inne rozjazdy łukowe wykonuje się w Polsce z rozjazdów zwyczajnych według indywidualnych potrzeb.

Podobnie jak rozjazdy zwyczajne, można także łukować skrzyżowania torów oraz rozjazdy krzyżowe.

Łukowe skrzyżowanie torów wykonuje się ze skrzyżowania prostego, wyginając krzyżownice zwyczajne i podwójne w taki sposób, aby zachować ciągłość krzywizny łuków poziomych. W obydwu torach powstają przy tym te same promienie łuków. Przy wyginaniu skrzyżowań do promieni 750 m i mniejszych należy stosować dodatkowe przedłużone kierownice (rys. 5.41), zapobiegające wykolejeniu się zestawów kołowych w krzyżownicach podwójnych.



Rys. 5.41. Łukowe skrzyżowanie torów o promieniu  $R_1 \leq 750$  m: 1 – przedłużone kierownice [4]

Decydując się na łukowanie rozjazdów krzyżowych, należy brać przede wszystkim pod uwagę te same ograniczenia co w przypadku łukowania rozjazdów zwyczajnych, spośród których najważniejsze to minimalny promień toru zwrotnego w rozjeździe. To ograni-

czenie sprawia, że produkowanych obecnie rozjazdów krzyżowych podwójnych z iglicami wewnątrz czworoboku rozjazdu nie można w ogóle łukować; możliwe jest jedynie łukowanie dwustronne rozjazdów pojedynczych w taki sposób, że promień toru zwrotnego ulega zwiększeniu. Jednak sama konstrukcja takich rozjazdów sprawia, że w stykach na wysokości szyn skrzydłowych istnieje niebezpieczeństwo powstania wężykowatego ruchu pojazdów. Można tego uniknąć, wyginając rozjazdy pojedyncze 190–1:9 tylko w środkowej części rozjazdu, na długości między stykami szyn skrzydłowych w krzyżownicach zwyczajnych, i tylko do promienia nie mniejszego niż 750 m w torach zasadniczych (przy promieniu 750 m krzyżownice proste są styczne do łuków położonych w środkowej części rozjazdu).

Większe możliwości łukowania występują w rozjazdach krzyżowych z iglicami na zewnątrz czworoboku rozjazdu (o promieniach toru zwrotnego 300 i 500 m), jednak wycofywanie tych rozjazdów z eksploatacji sprawia, że w Polsce możliwości te należy traktować wyłącznie teoretycznie.

Samo łukowanie poszczególnych części rozjazdu powinno być wykonane w hucie lub w zakładzie produkującym rozjazdy (bezpośrednio w torze można wyginać wyłącznie szyny łączące).

### 5.3.7. Dopuszczalne prędkości przejazdu przez rozjazdy

Rozjazdy zwyczajne są skonstruowane tak, że przejazd po torze zasadniczym może się po nich odbywać z maksymalną prędkością dopuszczalną na szlaku, w który są wbudowane. Natomiast prędkość przejazdu na wprost przez rozjazdy krzyżowe nie powinna przekraczać 100 km/h.

Ponieważ tor zasadniczy rozjazdów zwyczajnych i krzyżowych jest prosty, a szyny toru zasadniczego i zwrotnego leżą na wspólnych podrozdziadnicach – nie ma możliwości zastosowania przechyłki. Pod tym względem przewagę mają rozjazdy łukowe jednostronne, które można ułożyć z przechyłką właściwą dla promienia toru zasadniczego rozjazdu.

Dopuszczalną prędkość pociągu poruszającego się po torze zwrotnym rozjazdu bez przechyłki oblicza się, przekształcając podstawowy wzór na przyspieszenie odśrodkowe w pojeździe poruszającym się po łuku:

$$a = \frac{v^2}{R} \quad (5.10)$$

gdzie:  $a$  – przyspieszenie odśrodkowe [ $\text{m/s}^2$ ];

$v$  – prędkość pociągu [ $\text{m/s}$ ];

$R$  – promień łuku toru zwrotnego rozjazdu [ $\text{m}$ ].

Po podstawieniu do wzoru prędkości maksymalnej pociągów  $V_{\max}$  wyrażonej w [ $\text{km/h}$ ], podstawieniu przyspieszenia dopuszczalnego  $a_{\text{dop}}$  (zgodnie z Id1-1 dla rozjazdów należy przyjmować  $a_{\text{dop}} = 0,65 \text{ m/s}^2$ ), przekształceniu wzoru ze względu na  $V_{\max}$  i zaokrągleniu wyników obliczeń, otrzymujemy zależność:

$$V_{\max} = 3,6 \cdot \sqrt{a_{\text{dop}} \cdot R} = 2,91 \cdot \sqrt{R} \quad (5.11)$$

Obliczone na podstawie tego wzoru maksymalne dopuszczalne prędkości dla najczęściej spotykanych w Polsce promieni torów zwrotnych rozjazdów zostały przedstawione w tablicy 5.2.

Tablica 5.2

Dopuszczalne prędkości pociągów w torach zwrotnych rozjazdów

Promień $R$ toru zwrotnego [m]	Prędkość dopuszczalna
190	40
215	40
300	50
500	65
760	80
1200	100
2500	130

Przy obliczaniu dopuszczalnych prędkości w torach zwrotnych rozjazdów ułożonych w torach głównych oraz głównych dodatkowych, należy uwzględnić nie tylko dopuszczalną wartość przyśpieszenia niezrównoważonego  $a_{dop}$ , ale także szybkość zmian tego przyśpieszenia [1], wyznaczaną z zależności:

$$\varphi = \begin{cases} \frac{0,0214 \cdot V^3}{R \cdot l_{wag}} & \text{dla } l_{wag} < w, \\ \frac{0,0214 \cdot V^3}{l_{wag} + w} \cdot \left( \frac{1}{R} + \frac{1}{R_x} \right) & \text{dla } l_{wag} \geq w. \end{cases} \quad (5.12)$$

gdzie:  $\varphi$  – szybkość zmian przyśpieszenia [ $m/s^3$ ];

$l_{wag}$  – długość bazy szywniej wagonu [m];

$w$  – długość wstawki prostej między łukami [m];

$R$  – promień toru zwrotnego rozjazdu [m];

$R_x$  – promień łuku położonego na przeciwległym końcu wstawki prostej [m].

Przepisy UIC zalecają przyjmowanie  $l_{wag} = 20$  m, natomiast przepisy [11] nakazują przyjmowanie dla wstawek prostych między łukami rozjazdów  $\psi_{dop} = 1,0$   $m/s^3$ . W praktyce oznacza to, że wykonanie połączenia dwóch torów równoległych za pomocą par rozjazdów 1:14 lub 1:18,5 wymaga odpowiedniego zwiększenia odległości między osiami torów.

Rozjazdy łukowe można układać w torze z przechyłką. Leżą one wtedy na wewnętrznej powierzchni stożka ustawionego podstawą do góry. Kąt nachylenia tworzących stożka jest równy kątowi nachylenia toru do poziomu. Dla danych parametrów kinematycznych oraz danego promienia toru zasadniczego oblicza się przechyłkę, w jakiej ułożony będzie cały rozjazd. Wówczas:

- po torze zasadniczym można prowadzić ruch z prędkością przyjętą do obliczeń;
- po torze zwrotnym rozjazdu łukowego jednostronnego można prowadzić ruch z prędkością wynikającą z promienia toru zwrotnego i z przyjętej przechyłki;
- przy ustalaniu prędkości w torze zwrotnym rozjazdu łukowego dwustronnego należy uwzględnić fakt, że tor ten leży w przechyłce odwrotnej, a więc przechyłka wpływa na zmniejszenie szybkości dopuszczalnej; obowiązujące w Polsce przepisy ograniczają największą odwrotną przechyłkę w rozjazdach łukowych dwustronnych do 40 mm.

## 5.4. Kształtowanie węzłów torowych

### 5.4.1. Metody wymiarowania węzłów torowych

Pod pojęciem węzła torowego należy rozumieć rozgałęzienie, połączenie lub skrzyżowanie torów, a także zespół tych rozgałęzień, połączeń lub skrzyżowań, stanowiący np. głowicę grupy torów stacyjnych lub połączenie między dwoma grupami torów na stacjach [12].

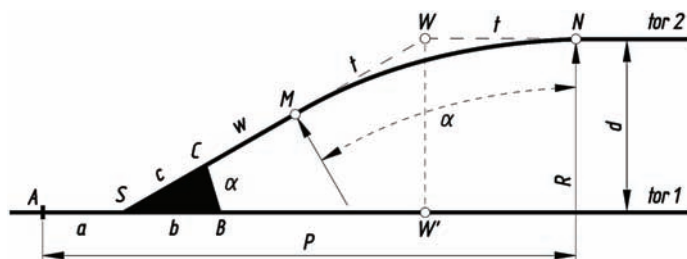
Nieodzownym elementem projektowania węzłów torowych jest zwymiarowanie tworzących go elementów: rozjazdów oraz łączących je odcinków prostych i łuków poziomych. Najprostszym stosowanym sposobem obliczania wymiarów geometrycznych rozgałęzień i połączeń torów jest obliczanie jego schematu osiowego z równania rzutu wieloboku utworzonego przez odcinki tworzące styczne rozjazdów, wstawki proste i promienie łuków poziomych. Pierwsze opublikowane w języku polskim wykłady tak prowadzonych obliczeń zostały zawarte w pracach [8, 12]<sup>3)</sup>. Współcześnie zostały one powtórzone i rozwinięte w opracowaniach [7, 12]. Zalgorytmizowaniu kształtowania węzłów torowych poświęcono pracę [1], w której zwraca uwagę uwzględnienie parametrów kinematycznych, nieodzowne przy wymiarowaniu węzłów położonych w torach głównych zasadniczych i głównych dodatkowych, przeznaczonych dla dużych prędkości pociągów.

W cytowanych opracowaniach przedstawione są przede wszystkim bezpośrednie metody rozwiązywania połączeń torów. W bardziej skomplikowanych układach, zwłaszcza przy łączeniu torów łukowych, gdzie rozwiązanie układu metodą bezpośrednią jest albo zbyt skomplikowane, albo wręcz niemożliwe, stosuje się algorytmy iteracyjne.

### 5.4.2. Podstawowe rozgałęzienia i połączenia torów

W praktyce najczęściej stosowanych jest kilka podstawowych rozgałęzień i połączeń torów, w których wykorzystywane są rozjazdy zwyczajne.

Z rozgałęzieniem torów mamy do czynienia wtedy, gdy jeden tor przechodzi w dwa, wykorzystując tor łączący i rozjazd ułożony w torze pierwszym. Najprostszym układem tego typu jest rozgałęzienie dwóch torów równoległych (rys. 5.42). Połączenie toru zwrotnego rozjazdu ułożonego w torze zasadniczym 1 z torem 2 równoległym do toru 1 zostało wykonane za pomocą łuku o promieniu  $R$  i środka w punkcie  $O$  oraz wstawki prostej o długości  $w$ . W praktyce jedna z tych wartości jest dana i przyjmowana jako minimalna (w celu zmniejszenia długości rozgałęzienia), a druga – obliczana.



Rys. 5.42. Rozgałęzienie dwóch torów równoległych [4]

<sup>3)</sup> Studentom polecić warto zwłaszcza pracę [8], dostępną w formacie elektronicznym pod adresem [www.dbc.wroc.pl/dlibra/docmetadata?id=1378](http://www.dbc.wroc.pl/dlibra/docmetadata?id=1378) w Dolnośląskiej Bibliotece Cyfrowej.

Mając dany rodzaj rozjazdu wykorzystywanego w rozgałęzieniu oraz żądany rozstaw torów  $d$ , możemy zrutować odpowiednią łamaną na prostopadłą do osi torów. Otrzymujemy wtedy:

$$(c + w) \cdot \sin \alpha + R \cdot (1 - \cos \alpha) = d \quad (5.13)$$

skąd po podstawieniu  $1 - \cos \alpha = 2 \cdot \sin^2(\alpha/2)$  obliczamy długość wstawki prostej:

$$w = \frac{d - 2 \cdot R \sin^2 \frac{\alpha}{2}}{\sin \alpha} - c \quad (5.14)$$

która osiągnie wartość minimalną przy  $R = R_{\min}$ , lub promień łuku poziomego:

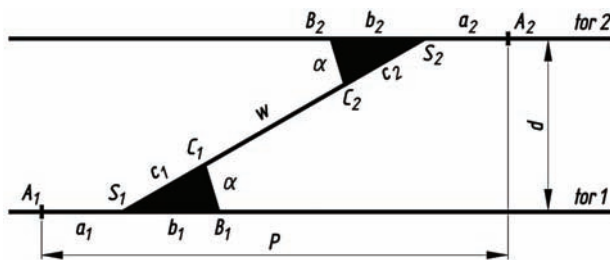
$$R = \frac{d - (c + w) \cdot \sin \alpha}{2 \cdot \sin^2 \frac{\alpha}{2}}, \quad (5.15)$$

który swoje minimum uzyska przy  $w = w_{\min}$ . W tym przypadku promień  $R$  obliczony z wzoru (5.15) należy zaokrąglić w dół do pełnych 5–10 m, i dla tak skorygowanej wartości obliczyć za pomocą wzoru (5.14) poprawioną długość wstawki prostej  $w > w_{\min}$ .

Mając dane wszystkie parametry geometryczne, możemy obliczyć całkowitą długość układu:

$$P = \overline{AS} + \overline{SW'} + \overline{WN} = a + d \cdot \cot \alpha + R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = a + d \cdot n + R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}. \quad (5.16)$$

Przez połączenie dwóch torów rozumie się połączenie dwóch niezależnych torów parą rozjazdów, których tory zwrotne są połączone ze sobą za pomocą toru łączącego. Najprostszym spotykanym w praktyce przypadkiem jest połączenie dwóch torów równoległych za pomocą rozjazdów o jednakowym skosie i prostego toru łączącego (rys. 5.43).



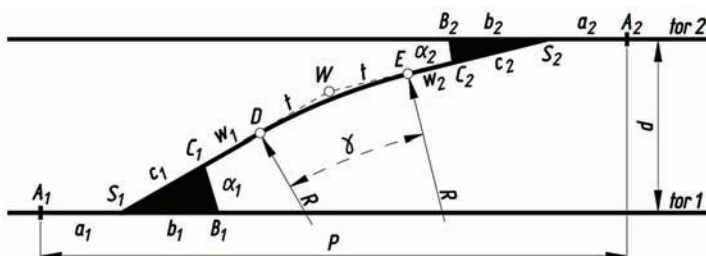
Rys. 5.43. Połączenie dwóch torów równoległych za pomocą dwóch rozjazdów zwyczajnych o jednakowym skosie i prostego toru łączącego [4]

Przy znanych rodzajach rozjazdów oraz odległości między torami  $d$  elementy połączenia obliczamy ze wzorów:

$$w = \frac{d}{\sin \alpha} - c_1 - c_2 \quad (5.17)$$

$$P = a + a_2 + \frac{d}{\operatorname{tg} \alpha} = a_1 + a_2 + d \cdot n \quad (5.18)$$

Nieco bardziej skomplikowany przypadek zachodzi wtedy, gdy dwa torów równoległe połączymy rozjazdami o różnych skosach (rys. 5.44). Wówczas w torze łączącym torów zwrotnych rozjazdów należy wykonać łuk poziomy, którego kąt środkowy  $\gamma$  stanowi różnicę kątów użytych rozjazdów.



Rys. 5.44. Połączenie dwóch torów równoległych za pomocą dwóch rozjazdów zwyczajnych o różnych skosach [4]

Projektowany układ będzie miał najmniejszą długość wtedy, gdy do obliczeń przyjmujemy możliwie najmniejszy promień łuku  $R$  oraz minimalną długość wstawki prostej przyległej do rozjazdu o mniejszym skosie. Zgodnie z rys. 5.44, gdzie  $\alpha_2 < \alpha_1$ , oznacza to, że przyjmujemy  $w_2 = w_{\min}$ , a niewiadomą  $w_1$  wyznaczamy, rzutując łamaną  $S_1DES_2$  na prostą prostopadłą do osi torów 1 oraz 2:

$$d = (c_1 + w_1) \cdot \sin \alpha_1 + R \cdot (\cos \alpha_2 - \cos \alpha_1) + (c_2 + w_2) \cdot \sin \alpha_2 \quad (5.19)$$

skąd po przekształceniach otrzymujemy:

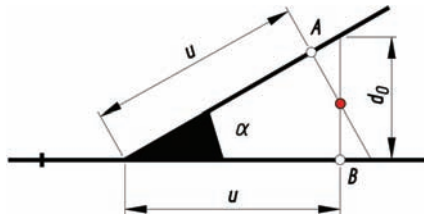
$$w_1 = \frac{d - (c_2 + w_2) \cdot \sin \alpha_2 - 2 \cdot R \cdot \sin \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \sin \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2}}{\sin \alpha_1} - c_1 \quad (5.20)$$

$$P = a_2 + (c_2 + w_2) \cdot \cos \alpha_2 + 2 \cdot R \cdot \cos \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \sin \frac{\alpha_1 - \alpha_2}{2} + (c_1 + w_1) \cdot \cos \alpha_1 + a_1 \quad (5.13)$$

Jeżeli konstrukcja rozjazdu ułożonego w torze 2 umożliwi zastosowanie  $w_2 = 0$ , wówczas najkorzystniej jest przyjąć  $R$  równy promieniowi toru zwrotnego tego rozjazdu.

### 5.4.3. Ukresy

Ukres jest to najmniejsza odległość  $u$  [m] od geometrycznego środka rozjazdu do miejsca, w którym można zatrzymać tabor kolejowy na jednym z torów wyprowadzonych z rozjazdu, aby możliwy był ruch taboru po drugim torze. W miejscu tym odległość między osiami toru zasadniczego i toru zwrotnego wynosi  $d_0$  [m] (rys. 5.45). W punkcie tym, w połowie odległości między osiami torów ustawia się pomalowany na biało-czerwono słupek ukresowy, tzw. wskaźnik W17.



Rys. 5.45. Wyznaczanie położenia słupka ukresowego w torach prostych [4]

Do obliczania wartości ukresu w Polsce należy przyjmować następujące minimalne odległość między osiami torów:

- na liniach i stacjach modernizowanych  $d_0 = 3,75$  m;
- na liniach nowo projektowanych  $d_0 = 4,00$  m.

Obliczenie wartości ukresu jest niezbędne do prawidłowego zaprojektowania długości torów stacyjnych.

Wartość ukresu najłatwiej obliczyć, gdy oba tory za rozjazdem są proste (rys. 5.45). Wówczas, przyjmując w przybliżeniu, że odległość  $d_0$  jest mierzona prostopadle do toru zasadniczego, mamy:

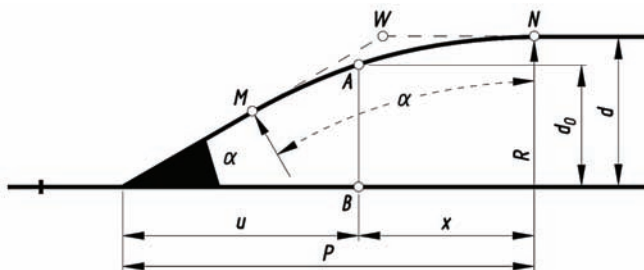
$$u = d_0 \cdot \operatorname{ctg} a = d_0 \cdot n \quad (5.21)$$

gdzie  $n$  – mianownik skosu rozjazdu zgodnie z wzorem (5.1).

Sytuacja się komplikuje, gdy jeden lub oba tory za rozjazdem są położone w łuku poziomym. Należy wówczas:

- uwzględnić zwiększenie przyjmowanego do obliczeń minimalnego rozstawu torów  $d_0$  o wartość niezbędnego poszerzenia skrajni w łuku (na podstawie załącznika 11 przepisów [11]);
- odpowiednio zmienić algorytm obliczeń.

Najczęściej spotykana sytuacja to obliczanie ukresu przy odgałęzieniu dwóch torów równoległych (rys. 5.46).



Rys. 5.46. Wyznaczanie wartości ukresu przy zakrzywionym torze odgałęzonym [4]

W takiej sytuacji sposób obliczeń zależy od tego, czy położenie ukresu wypada na długości wstawki prostej za torem zwrotnym rozjazdu, czy na długości łuku kołowego, tzn. jaka jest wartość logiczna wyrażenia:

$$d - d_0 \geq R \cdot (1 - \cos a) \quad (5.22)$$

Jeżeli ukres wypada na długości wstawki prostej, czyli prawdziwy jest warunek (5.22), wartość ukresu obliczamy według wzoru (5.21). Jeżeli natomiast (5.22) zwraca fałsz (co ma miejsce przy małej wartości  $d$ ), to według rysunku 5.46 mamy:

$$P = d \cdot n + R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \quad (5.23)$$

$$x = \sqrt{R^2 - (R - d + d_0)^2} = \sqrt{2 \cdot R \cdot (d - d_0) - (d - d_0)^2}, \quad (5.24)$$

i wartość ukresu ostatecznie wynosi:

$$u = P - x. \quad (5.25)$$

Wartości ukresów w torach prostych przy spotykanych w Polsce skosach rozjazdów przedstawiono w tabelcy 5.3.

**Tablica 5.3**

Wartości ukresów przy prostych torach za rozjazdem dla najczęściej stosowanych w Polsce skosów rozjazdów

Skos rozjazdu	Wartość ukresu $u$ [m]	
	$d_0 = 3,75$ [m]	$d_0 = 4,00$ [m]
1:6,6	24,75	26,40
1:7,5	28,13	30,00
1:9	33,75	36,00
1:12	45,00	48,00
1:18,5	69,38	74,00

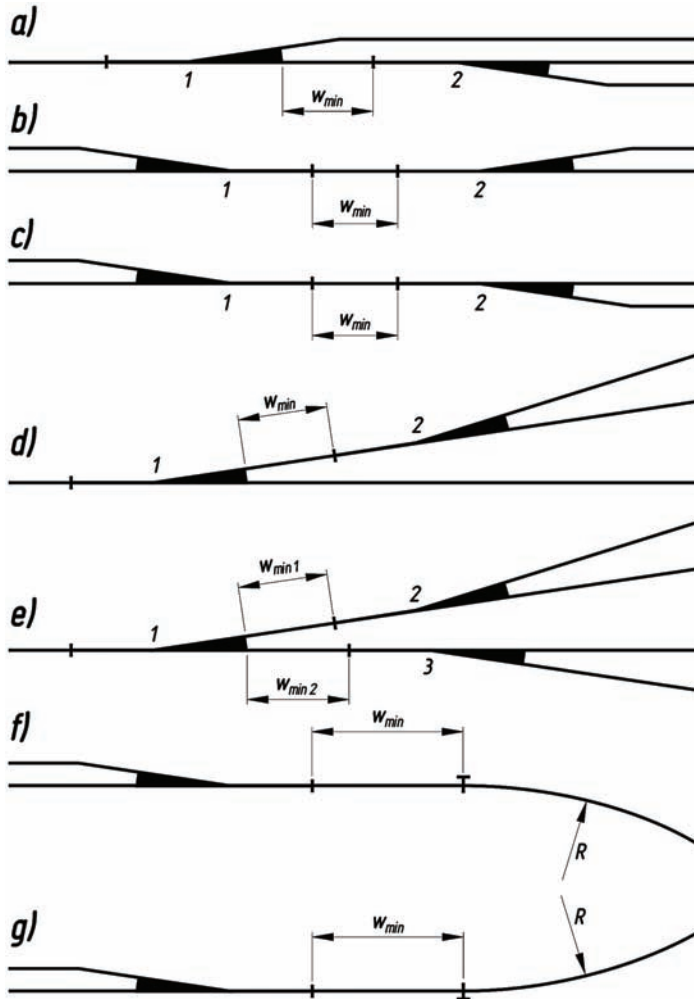
#### 5.4.4. Zasady układania rozjazdów w drogach zwrotnicowych

Pod pojęciem drogi zwrotnicowej rozumiemy tory proste lub położone w łukach poziomych, w których ułożono szereg rozjazdów i skrzyżowań torów, umożliwiających przejazd z jednych torów na inne.

Planując ułożenie rozjazdów w drogach zwrotnicowych, należy brać pod uwagę szczegóły ich geometrycznego kształtu i dążyć do zapewnienia bezpiecznego oraz możliwie płynnego przejazdu pociągów. Spełnienie tych warunków wymaga układania tzw. wstawek prostych (krótkich prostych odcinków toru) o określonej długości między sąsiednimi rozjazdami. Zasady te są zawarte w Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 151, 1998). [6]

Podstawowe przypadki występujące w drogach zwrotnicowych przy ustalaniu długości wstawek prostych przedstawiono na rysunku 5.47.





Rys. 5.47. Typowe przypadki układania rozjazdów w drogach zwrotnicowych [4]

Przy położeniu rozjazdów jak na rysunku 5.47a należy przyjmować:

- w torach głównych zasadniczych  $w_{\min} = 15,00$  m;
- w torach głównych dodatkowych, jeżeli rozjazd nr 2 ma poszerzenie w styku przedglicowym,  $w_{\min} = 6,00$  m;
- w torach bocznych stacyjnych lub gdy rozjazd nr 2 nie ma poszerzenia w styku przedglicowym,  $w_{\min} = 0,00$  m.

Przy położeniu rozjazdów jak na rysunku 5.47b należy przyjmować:

- dla rozjazdów z iglicami stycznymi do opornicy  $w_{\min} = 0,00$  m;
- dla rozjazdów z iglicami przecinającymi opornicę, ułożonych w torach głównych dodatkowych  $w_{\min} = \sup(15,00; V/6)$  m<sup>4)</sup>;

<sup>4)</sup> Do wyrażenia  $V/6$  należy podstawiać prędkość w [km/h], a wynik traktować jako podany w [m].

- dla rozjazdów z iglicami przecinającymi opornicę, ułożonych w pozostałych torach  $w_{\min} = \sup(6,00; V/6)$  m.

Przy położeniu rozjazdów jak na rysunku 5.47c należy przyjmować:

- w torach głównych zasadniczych  $w_{\min} = \sup(15,00; V/6)$  m;
- w pozostałych torach  $w_{\min} = \sup(6,00; V/6)$  m.

Przy położeniu rozjazdów jak na rysunku 5.47d należy przyjmować:

- jeżeli rozjazd nr 2 nie ma poszerzenia w styku przediglicowym lub oba rozjazdy mają iglice styczne i krzyżownice łukowe,  $w_{\min} = 0,00$  m;
- w torach bocznych, niezależnie od typów rozjazdów,  $w_{\min} = 0,00$  m;
- w torach głównych dodatkowych, jeżeli rozjazd nr 1 ma krzyżownicę prostą, a rozjazd nr 2 ma poszerzenie w styku przediglicowym,  $w_{\min} = 6,00$  m.

Przy położeniu rozjazdów jak na rysunku 5.47e należy przyjmować:

- jeżeli z warunku dla układu z rysunku 5.47d wynika  $w_{\min 1} = 0,00$  m, to należy przyjmować  $w_{\min 2} = 6,00$  m;
- jeżeli z warunku dla układu z rysunku 5.47d wynika  $w_{\min 1} > 0$  m, to można przyjmować  $w_{\min 2} = 0,00$  m (jeżeli tylko długość taka może być zastosowana w odniesieniu do warunków określonych dla przypadku przedstawionego na rysunku 5.47a).

Przy położeniu rozjazdów jak na rysunku 5.47f należy przyjmować:

- we wszystkich torach  $w_{\min} = \sup(6,00; V/6)$  m.

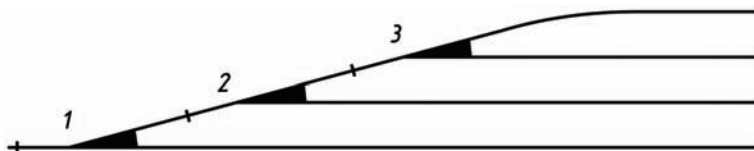
Przy położeniu rozjazdów jak na rysunku 5.47g należy przyjmować:

- jeżeli rozjazd ma iglice przecinające opornicę,  $w_{\min} = \sup(6,00; V/6)$  m;
- jeżeli rozjazd ma iglice styczne do opornicy, a promień łuku  $R$  jest nie mniejszy niż promień toru zwrotnego rozjazdu,  $w_{\min 2} = 0,00$  m.

### 5.4.5. Kształtowanie dróg zwrotnicowych

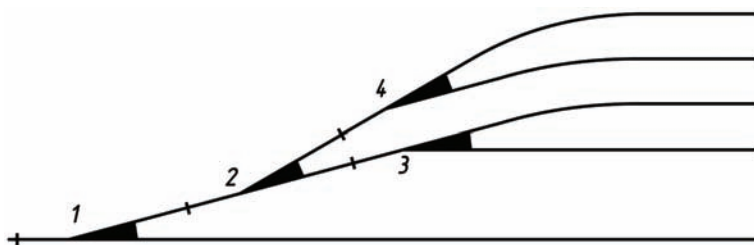
Możliwość kształtowania dróg zwrotnicowych jest teoretycznie nieograniczona. W praktyce jednak najczęściej stosuje się kilka typowych kształtów. Rozwiązania bardziej skomplikowane są wykorzystywane jedynie w specyficznych warunkach terenowych.

Najprostszy przypadek stanowi droga zwrotnicowa prosta o nachyleniu odpowiadającym skosowi rozjazdów (rys. 5.48). Układ ten jest najprostszy do obliczenia i wytyczenia w terenie, ale jednocześnie najdłuższy.



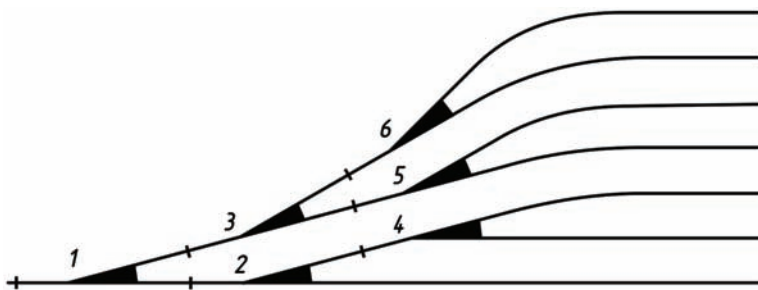
Rys. 5.48. Droga zwrotnicowa prosta: 1 – rozjazd lewostronny; 2, 3 – rozjazdy prawostronne [4]

Przy większej liczbie torów można uzyskać skrócenie układu, stosując drogę zwrotnicową prostą o kącie  $2\alpha$  (rys. 5.49). W przypadku jak na rysunku zwiększony odstęp między dwoma pierwszymi torami można wykorzystać np. na budowę peronu.



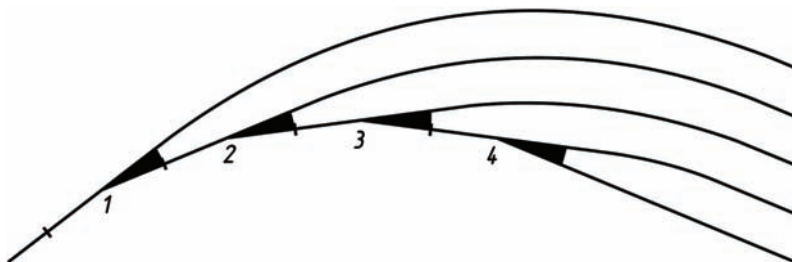
Rys. 5.49. Droga zwrotnicowa prosta o kącie  $2\alpha$ :  
1, 2 – rozjazdy lewostronne; 3, 4 – rozjazdy prawostronne [4]

Większe skrócenie układu umożliwia zastosowanie drogi zwrotnicowej prostej o kącie  $3\alpha$  (rys. 5.50). W przedstawionym przypadku większa długość użyteczna pierwszego toru została wykorzystana do ułożenia kolejnej drogi zwrotnicowej o kącie  $\alpha$ .



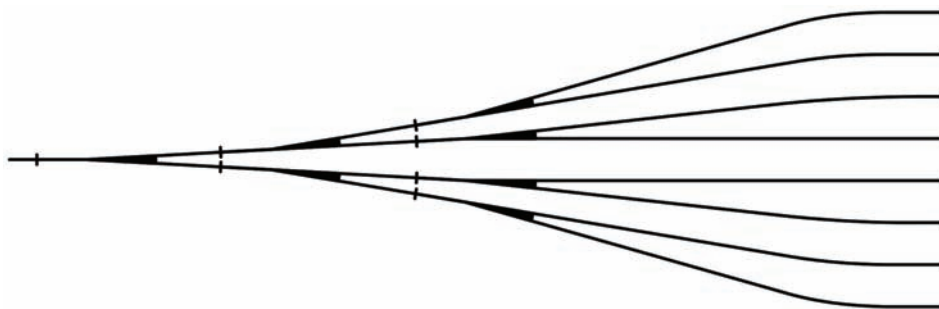
Rys. 5.50. Droga zwrotnicowa prosta o kącie  $3\alpha$ :  
1, 2, 3, 6 – rozjazdy lewostronne; 4, 5 – rozjazdy prawostronne [4]

Bardziej skomplikowane układy geometryczne stanowią drogi zwrotnicowe wieloboczne. Przykładem jest droga zwrotnicowa zakrzywiona, którą uzyskuje się przez ułożenie każdego kolejnego rozjazdu na przedłużeniu toru zwrotnego rozjazdu poprzedniego (rys. 5.51).



Rys. 5.51. Zakrzywiona droga zwrotnicowa [4]

Drogi wieloboczne lub układy stanowiące połączenie dróg prostych i wielobocznych są wykorzystywane głównie na stacjach rozrządowych, gdzie zachodzi potrzeba ułożenia obok siebie wielu torów równoległych przy minimalizacji zużycia terenu oraz ujednoczeniu liczby rozjazdów prowadzących do poszczególnych torów. Stosuje się wtedy najczęściej tzw. układy wiązkowe (rys. 5.52).



Rys. 5.52. Droga zwrotnicowa w układzie wiązkowym [4]

Szczegółowe rozwiązania geometryczne prostych i wielobocznych dróg rozjazdowych można znaleźć w pracach [8, 12, 13].

### Literatura

- [1] Bałuch H.: Układy geometryczne połączeń torów. Warszawa: WKiŁ 1989.
- [2] Kurtz C.M.: Track and turnout engineering. New York: Simmons-Boardmann Publishing Co 1927.
- [3] Łączyński J.: Rozjazdy kolejowe. Wyd. 4. Warszawa: WKiŁ 1976.
- [4] Nowakowski M.J.: Prywatna kolekcja zdjęć i rysunków.
- [5] Oferta na dostawę i montaż rolek iglicowych Austroroll®: [www.asmo.com.pl/rolki.pdf](http://www.asmo.com.pl/rolki.pdf), 2009.
- [6] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz.U. 1998, nr 151, poz. 987.
- [7] Rzepka W.: Rozjazdy łukowe w planie i profilu. Warszawa: WKiŁ 1966.
- [8] Skibiński K.: Budowa kolei żelaznych. Połączenia torów. Cz. 1. Obrachowanie połączeń torów. Lwów: I Związkowa Drukarnia we Lwowie 1897.
- [9] Strona internetowa firmy Voestalpine AG: [www.voestalpine.com](http://www.voestalpine.com), 2009.
- [10] Sysak J. i in.: Drogi kolejowe. Warszawa: PWN 1986.
- [11] Warunki techniczne utrzymania nawierzchni na liniach kolejowych Id-1 (D-1). Warszawa: PKP PLK S.A. 2005.
- [12] Wątopek K.: Budowa kolei żelaznych. Warszawa: Instytut Wydawniczy „Biblioteka Polska” 1924.
- [13] Węgierski J.: Układy torowe stacji. Funkcja i teoria. Warszawa: WKiŁ 1974

## PRZEJAZDY I PRZEJŚCIA

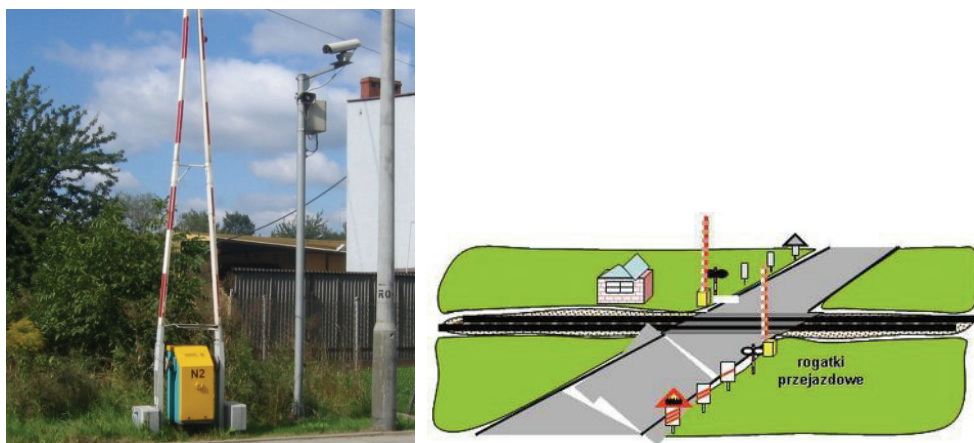
### 6.1. Charakterystyka przejazdów i przejść kolejowych

Przejazd kolejowy to jednopoziomowe skrzyżowanie toru kolejowego z drogą publiczną. Jeżeli z torem krzyżuje się chodnik, to takie skrzyżowanie nazywa się przejściem kolejowym. Przejazdy i przejścia umożliwiają bezpieczne przekraczanie linii kolejowych, choć obecnie na ważnych drogach i liniach kolejowych o dużym natężeniu ruchu dąży się do budowy wiaduktów. Przejazd kolejowy musi spełniać wiele warunków technicznych, dotyczących widoczności, oświetlenia, pochylenia drogi przy podjeździe do przejazdu oraz kąta skrzyżowania drogi z torem.

Na przejazdach kolejowych stosowane są urządzenia zabezpieczające: roгатki i półroгатki, oraz ostrzegawcze: sygnalizacja świetlna i dźwiękowa. Na przejazdach obsługiwanych z odległości stosuje się nadzór telewizyjny przemysłowej.

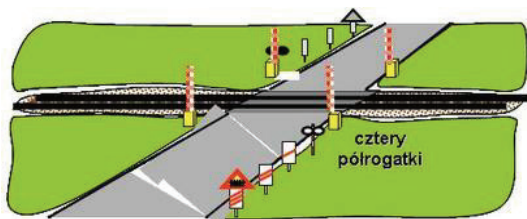
Przejazdy i przejścia dzielą się na następujące kategorie:

- kategoria A – przejazdy użytku publicznego z roгатkami lub bez roгатek, na których ruch jest kierowany sygnałami nadawanymi przez pracowników kolejowych (rys. 6.1);



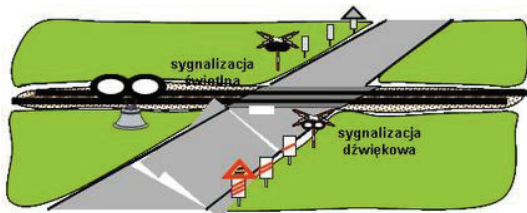
Rys. 6.1. Przejazd z roгатkami [9]

- kategoria B – przejazdy użytku publicznego z samoczynną sygnalizacją świetlną oraz półrogatkami (rys. 6.2);



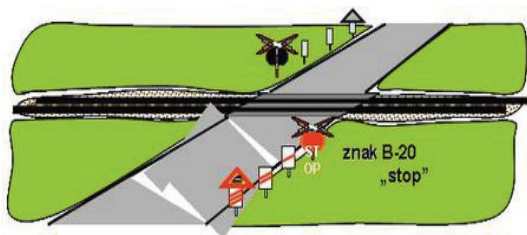
Rys. 6.2. Przejazd z sygnalizacją i półrogatkami [9]

- kategoria C – przejazdy użytku publicznego z samoczynną sygnalizacją świetlną lub uruchamianą przez pracowników kolei (rys. 6.3);



Rys. 6.3. Przejazd z sygnalizacją świetlną [3]

- kategoria D – przejazdy użytku publicznego bez rogatek i półrogatek i bez samoczynnej sygnalizacji świetlnej (rys. 6.4);



Rys. 6.4. Przejazd kategorii D [3]

— kategoria E – przejścia użytku publicznego (rys. 6.5);



Rys. 6.5. Przejście użytku publicznego [4, 9]

— kategoria F – przejazdy i przejścia użytku niepublicznego (rys. 6.6).



Rys. 6.6. Przejazd użytku niepublicznego [3]

O zaliczeniu przejazdu do odpowiedniej kategorii decydują następujące czynniki:

- liczba torów;
- iloczyn ruchu;
- klasa drogi;
- prędkość pociągów;
- widoczność na przejeździe.

Skrzyżowanie dwupoziomowe stosuje się dla skrzyżowań projektowanych przy budowie nowej linii kolejowej lub drogi, jeżeli [2]:

- linia kolejowa krzyżuje się z autostradą lub drogą ekspresową;
- linia kolejowa, na której przewiduje się prowadzenie ruchu pociągów z prędkością ponad 160 km/h, krzyżuje się z drogą publiczną;
- droga publiczna przecina tory kolejowe w obrębie stacji pomiędzy semaforami wjazdowymi;
- linia kolejowa krzyżuje się z drogą krajową ogólnodostępną, oznaczoną numerem jedno- lub dwucyfrowym;

- linia kolejowa krzyżuje się z drogą: krajową ogólnodostępną oznaczoną numerem trzycyfrowym, wojewódzką, gminną lub lokalną miejską albo zakładową i są spełnione następujące warunki:
  - łączny czas zamknięcia przejazdu dla pojazdów drogowych byłby dłuższy niż 12 godzin/dobę,
  - istnieją dogodne warunki terenowe i zastosowanie skrzyżowania dwupoziomowego jest uzasadnione pod względem ekonomicznym lub obronnym.

## 6.2. Widoczność na przejazdach i przejściach

Niezależnie od rodzaju zabezpieczenia ruchu zastosowanego na skrzyżowaniu drogi z linią kolejową trzeba zachować odpowiednią widoczność. W projektowaniu budowy lub przebudowy przejazdów i przejść należy przestrzegać zasady, aby górna krawędź szyny zewnętrznej toru kolejowego była widoczna na całej długości z punktu obserwacyjnego zlokalizowanego na wysokości 1 m nad osią pasa ruchu drogi. Minimalne odległości punktu obserwacyjnego od przejazdu lub przejścia przedstawiono w tablicy 6.1.

**Tablica 6.1**

Minimalne odległości punktu obserwacyjnego na drodze od przejazdu lub przejścia [2]

Projektowana dopuszczalna prędkość ruchu na drodze [km/h]	Odległość punktu obserwacyjnego [m]
100	140
80	100
70	80
60	60

Odległość punktu obserwacyjnego na drodze od przejazdu lub przejścia powinna wynosić minimum 60 m, z tym że dla dróg zakładowych odległość ta może być zmniejszona do 35 m, a przy przejściach – do 5 m.

Projektując przejazd lub przejście kolejowe, należy zapewnić na dojazdach do przejazdów widoczność poziomą i pionową, zgodnie z przepisami dotyczącymi projektowania dróg i ulic, oraz widoczność czoła pojazdu szynowego z drogi dla przejazdu i przejścia kategorii D i E.

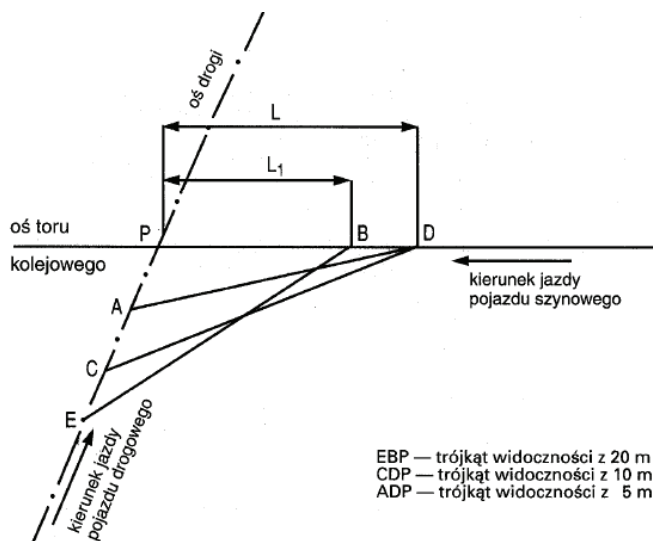
W zwykłych warunkach atmosferycznych czoło zbliżającego się pojazdu szynowego, powinno być widoczne z drogi z odległości 20 m (punkt E), mierzonej od skrajnej szyny po osi jezdni, przez cały czas zbliżania się pojazdu szynowego do przejazdu (rys. 6.7).

Z punktu E czoło pojazdu szynowego powinno być widoczne, począwszy od punktu B. W miarę zbliżania się pojazdu drogowego do przejazdu odcinek widoczności pojazdu szynowego powinien się zwiększyć, tak aby z odległości 10 m od skrajnej szyny (punkt C) czoło pojazdu szynowego było widoczne co najmniej od punktu D. Widoczność pojazdu szynowego z drogi ustala się dla obu stron przejazdu, a w razie wprowadzenia na drodze ruchu jednokierunkowego widoczność ustala się od strony, z której nadjeżdżają pojazdy.

Widoczność pojazdu szynowego należy sprawdzić w warunkach zbliżonych do tych, w jakich znajdują się użytkownicy drogi. Obserwację czoła zbliżającego się pojazdu szynowego przeprowadza się z wysokości 1–1,2 m nad osią pasa ruchu drogi.



W przypadkach uzasadnionych warunkami miejscowymi, gdy prędkość pojazdów szynowych jest większa od 15 km/h, czoło pojazdu szynowego powinno być widoczne z drogi z odległości co najmniej 5 m od skrajnej szyny (punkt A) na całym odcinku  $L$ , począwszy od punktu D.



Rys. 6.7. Schemat wyznaczenia warunków widoczności [2]

Długość odcinków widoczności czoła pojazdu szynowego z drogi  $L$  oraz  $L_1$ , zgodnie z oznaczeniami podanymi na rysunku 6.7, określa się według wzorów podanych w tabelicy 6.2.

Tablica 6.2

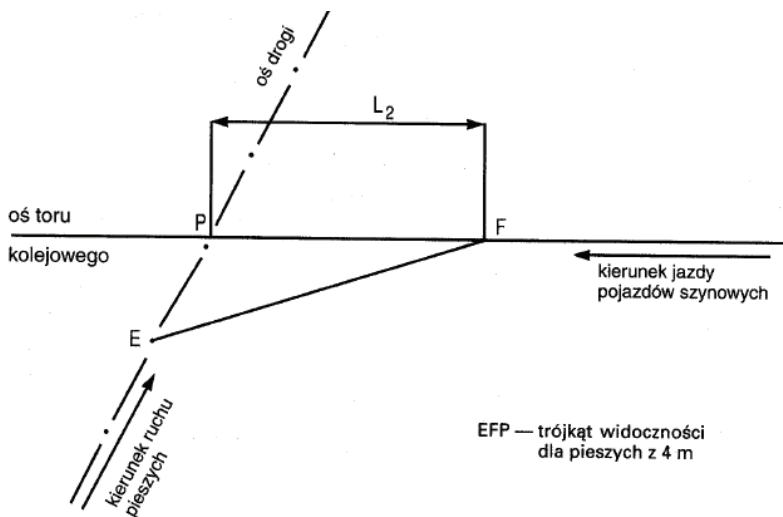
Obliczenie długości odcinków widoczności [2]

Jeden tor	Dwa tory
$L = 5,5 V_{\max}$	$L = (5,5 + 0,25d) V_{\max}$
$L_1 = 3,6 V_{\max}$	$L_1 = (3,6 + 0,07d) V_{\max}$
$V_{\max}$ – maksymalna prędkość pojazdów szynowych na danej linii kolejowej [km/h]	
$d$ – szerokość międzytorza [m]	

Do obliczenia długości  $L$  oraz  $L_1$  należy przyjmować jako prędkość  $V_{\max}$  nie mniejszą niż 40 km/h na kolejach normalnotorowych i 25 km/h na kolejach wąskotorowych, nawet jeżeli największa dozwolona prędkość na danej linii byłaby mniejsza.

Wielkości podane w tabelicy 6.2 dotyczą przejazdów, których kąt skrzyżowania jest nie mniejszy niż  $60^\circ$  oraz przy których znak „krzyż św. Andrzeja” jest ustawiony w odległości 5 m od skrajnej szyny toru. Jeżeli odległość tego znaku od skrajnej szyny toru jest większa niż 5 m, odległość  $L$  należy zwiększyć o  $0,25V_{\max}$ , a  $L_1$  o  $0,07V_{\max}$  na każdy metr zwiększonej odległości ustawienia znaku. Jeżeli kąt skrzyżowania wynosi mniej niż  $60^\circ$ , na każde  $5^\circ$  poniżej  $60^\circ$  odległość 20 m (odcinek EP), przy ustalaniu  $L_1$  od strony kąta ostrego, należy zwiększyć o 1 m.

Warunki widoczności przejścia użytku publicznego kategorii E bez urządzenia zabezpieczającego obsługiwanego na miejscu przedstawia rysunek 6.8.



Rys. 6.8. Schemat wyznaczenia warunków widoczności [2]

W zwykłych warunkach atmosferycznych latarnie sygnałowe czoła zbliżającego się pojazdu szynowego powinny być widoczne z obu stron przejścia, z odległości co najmniej 4 m, mierząc od skrajnych szyn toru, przez cały czas zbliżania się pojazdu szynowego do przejścia, począwszy od punktu E. Długość odcinka widoczności  $L_2$ , mierzona od osi przejazdu, określa się według wzoru:

$$L_2 = 3 V_{\max} \quad (6.1)$$

### 6.3. Zasady projektowania przejazdów

Kąt skrzyżowania osi drogi (osi pasa ruchu) z osią toru linii kolejowej powinien wynosić nie mniej niż:

- 60° na kolejach normalnotorowych;
- 45° na kolejach wąskotorowych.

Przez kąt skrzyżowania linii kolejowej z drogą o liczbie pasów ruchu większej niż dwa rozumie się kąt ostry zawarty pomiędzy osią każdego toru kolejowego i osią każdego pasa ruchu drogi.

Przez kąt skrzyżowania linii kolejowej krzyżującej się z drogą w łuku rozumie się kąt zawarty pomiędzy osią toru linii kolejowej i styczną do łuku poziomego osi drogi (osi pasa ruchu) w punkcie przecięcia się tych osi.

Przez kąt skrzyżowania drogi z linią kolejową w łuku rozumie się kąt zawarty pomiędzy osią drogi (osią pasa ruchu) i styczną do osi toru kolejowego w punkcie przecięcia się tych osi.

W projektowaniu przekroju podłużnego drogi w obrębie skrzyżowania i dojazdów do skrzyżowania należy przestrzegać łącznie następujących warunków [2]:

- z obu stron przejazdu lub przejścia, licząc od skrajnej szyny toru kolejowego, należy przewidzieć jako dojazdy odcinki drogi poziome lub o pochyleniu nie większym niż 2,5%, przy czym długość tych odcinków powinna wynosić nie mniej niż:
  - 26 m przy przejazdach,
  - 3 m przy przejściach;
- odcinki poziome należy wydłużać o 10 m, jeżeli spadek drogi w stronę przejazdu przekracza 5%;
- odcinek o pochyleniu nieprzekraczającym 2,5% może się cechować jednostajnym pochyleniem lub może się znajdować w łuku pionowym, pod warunkiem że styczna do łuku pionowego w odległości od skrajnej szyny toru kolejowego nie przekroczy tego pochylenia;
- łuk pionowy drogi nie może się znajdować pomiędzy skrajnymi szynami przejazdu;
- pochylenie podłużne drogi na przejazdach powinno odpowiadać warunkom określonym w przepisach technicznych projektowania dróg i ulic;
- wielkości promieni łuków i pochyłeń podłużnych na dojazdach do przejazdów lub przejścia należy ustalać zgodnie z przepisami technicznymi dotyczącymi projektowania dróg i ulic.

Dla ruchu pieszych, w zależności od jego natężenia, można stosować oddzielne chodniki odsunięte od jezdni. Na przejeździe chodniki te i ścieżki rowerowe powinny mieć szerokość taką samą jak na dojeździe do przejazdu. W obrębie przejazdu chodniki i ścieżki rowerowe powinny leżeć w poziomie nawierzchni jezdni.

Żłobek stanowiący urządzenie zabezpieczające na przejeździe swobodne przejście obrzeży kół pojazdu szynowego pomiędzy pokryciem przejazdu ułożonym wewnątrz toru a szynami powinien odpowiadać łącznie następującym warunkom [2]:

- jego szerokość mierzona od górnej powierzchni główki szyny na głębokości 14 mm dla kolei normalnotorowych i 10 mm dla kolei wąskotorowych powinna wynosić:
  - na prostych i łukach o promieniu 350 m lub większym – co najmniej 67 mm,
  - na łukach o promieniu 250–350 m – co najmniej 75 mm;
  - na łukach o promieniu mniejszym niż 250 m – co najmniej 80 mm;
- jego szerokość powinna być osiągnięta przez ułożenie równoległe do szyn toru odbojnic z szyn lub kątowników;
- jego głębokość przy największym dopuszczalnym zużyciu szyny, mierzona od powierzchni główki szyny, powinna być nie mniejsza niż 38 mm.

## 6.4. Nawierzchnia na przejazdach

Nawierzchnie stosowane na sieci kolejowej są na wielu przejazdach rozwiązaniami nienowoczesnymi, cechującymi się licznymi wadami, takimi jak:

- pracochłonność budowy i rozbiorczy (kostka kamienna);
- odkształcenia nawierzchni jezdni po krótkim okresie jej eksploatacji (np. klawiszowanie płyt betonowych);
- szybkie zużycie powierzchni i krawędzi nawierzchni (zła jakość betonu, źle umocowane kątowniki stalowe na krawędziach płyt);
- nierozbieralność nawierzchni (konieczność całkowitego jej niszczenia w przypadku napraw awaryjnych lub bieżących);
- brak optymalnego rozwiązania konstrukcji żłobka przyszynowego.

Nowoczesne rozwiązania konstrukcji przejazdów muszą sprostać obecnym i przyszłym wymaganiom ruchu, a przede wszystkim poprawić jego bezpieczeństwo oraz wydłużyć żywotność nawierzchni w rejonie przejazdu, przy jednoczesnym zachowaniu jej wysokich parametrów eksploatacyjnych.

Podstawowymi materiałami wykorzystywanymi przy budowie nowoczesnych nawierzchni przejazdowych są beton oraz guma lub materiały gumopodobne. Coraz częściej projektanci nawierzchni sięgają po materiały niekonwencjonalne, takie jak polietylen, stal pokryta tworzywem epoksydowym i elastomery.

We wszystkich nowych konstrukcjach zwraca się uwagę na poprawę trwałości nawierzchni przejazdów i komfort jazdy pojazdów samochodowych.

Konstrukcja klasyczna z nawierzchnią drogową z kostki kamiennej, bruku, płyt prefabrykowanych wielkowymiarowych itp. ma liczne wady. Rozwiązanie takie daje różne warunki obciążenia oraz podparcia toru i nawierzchni drogowej. Skutkiem tego są zróżnicowane przebiegi osiadania toru i nawierzchni drogowej, co w konsekwencji przejawia się zapadnięciem toru względem nawierzchni drogowej.

Konstrukcja zintegrowana toru i nawierzchni drogowej (np. tzw. tor węgierski) to rozwiązanie, w którym płyta betonowa jest ułożona na wielowarstwowym podłożu stanowiącym konstrukcję nośną dla toru i nawierzchni drogowej. W efekcie powstają jednolite warunki przenoszenia obciążeń z toru i nawierzchni drogowej, co jest równoznaczne z jednolitym osiadaniem. Jednak takie rozwiązanie ma też wady. W przekroju podłużnym nawierzchni kolejowej następuje skokowa zmiana sztywności podparcia, a tym samym dochodzi do zróżnicowanego osiadania toru na przejeździe i odcinkach przyległych (nawierzchnia klasyczna).

Nowoczesnym rozwiązaniem jest konstrukcja zespolona nawierzchni drogowej i toru. W rozwiązaniu tym obciążenia z nawierzchni drogowej są przenoszone bezpośrednio na szyny poprzez sprężyste (gumowe) elementy. Pozwala to osiągnąć jednolite warunki przenoszenia obciążeń od pojazdów szynowych i samochodowych, które zapewniają jednorodne osiadanie toru i nawierzchni drogowej oraz takie same warunki podparcia toru na jego długości.

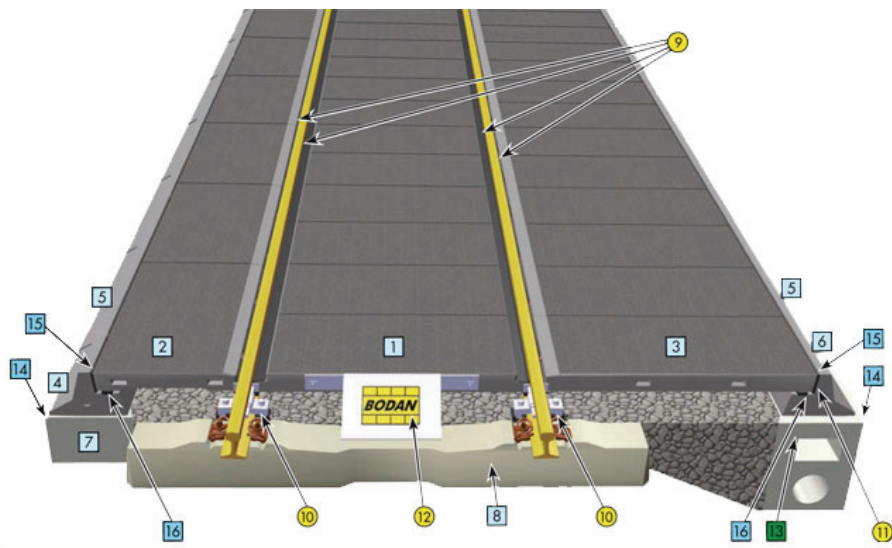
### **6.4.1. Nawierzchnia z żelbetowych płyt małogabarytowych**

Charakterystyczną cechą konstrukcji nawierzchni z płyt małogabarytowych jest sposób posadowienia płyt wewnętrznych na stopkach szyn poprzez amortyzatory elastomero-we oraz zewnętrznych na belkach podporowych z zastosowaniem elementów amortyzujących. Belki podporowe posadowione są zaś na ławie fundamentowej.

Do nawierzchni tego typu stosowanych powszechnie w wielu krajach można zaliczyć konstrukcje: BODAN, MIROSLAW, BOMAC.

#### **Nawierzchnia typu BODAN**

Nawierzchnia typu BODAN jest konstrukcją stosowaną na liniach jednotorowych lub wielotorowych, gdzie nawierzchnia jest wykonana z podkładów drewnianych lub strunobetonowych z rozstawem 600 mm, szyn 60E1 i przytwierdzeniu typu K lub SB (W14). Nawierzchnia jest budowana na odcinkach prostych lub w łukach o promieniu większym niż 200 m.

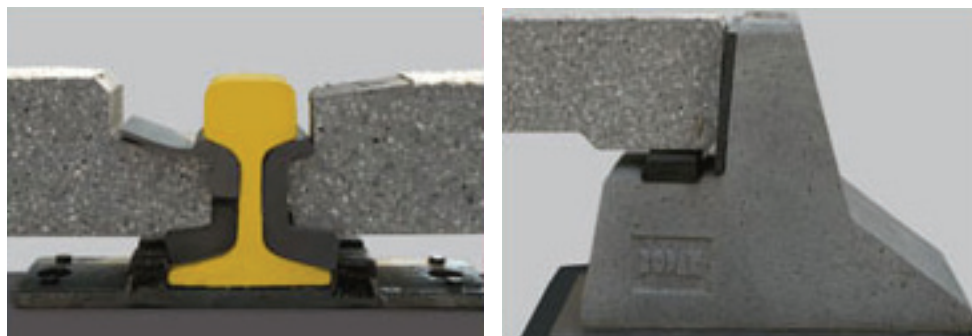


Rys. 6.9. Nawierzchnia przejazdowa typu BODAN [4]: 1 – płyta wewnętrzna; 2 – płyta zewnętrzna; 3 – płyta na międzytorzu; [4–6] – amortyzatory elastomerowe; 7 – ława fundamentu; 8 – podkład; 9 – izolacja akustyczna; 10 – zabezpieczenie przed pełzaniem płyt; 11 – belka podporowa; [12] – tablica producenta; 13 – belka fundamentowa; 14, 15, 16 – izolacja akustyczna

Podstawowymi elementami tej konstrukcji są (rys. 6.9):

- prefabrykowane płyty żelbetowe zewnętrzne o wymiarach  $750 \times 1200$  mm;
- prefabrykowane płyty żelbetowe wewnętrzne o wymiarach  $1448 \times 600$  mm;
- prefabrykowane płyty żelbetowe układane na międzytorzu linii wielotorowych o wymiarach  $1470 \times 600$  mm;
- żelbetowe belki podporowe o różnej wysokości;
- amortyzatory elastomerowe;
- urządzenia blokująco-ochronne, zabezpieczające płytę przed rozsuwaniem się w trakcie eksploatacji;
- belki podporowe, stosowane przy szerokim międzytorzu.

Posadowienie płyt zewnętrznych i wewnętrznych zilustrowano na rysunku 6.10.



Rys. 6.10. Posadowienie płyt zewnętrznych i wewnętrznych [4]

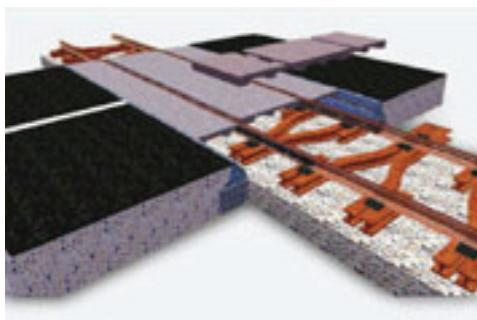
Płyty nawierzchni BODAN występują w trzech odmianach:

- ciężka – nacisk na oś pojazdów samochodowych wynosi 100 kN;
- średnia – nacisk na oś pojazdów samochodowych wynosi 50 kN;
- lekka – stosowana przy przejściach dla pieszych o nacisku  $10 \text{ kN/m}^2$  (rys. 6.11).



Rys. 6.11. System płyt U-BODAN [4]

W przypadku zastosowania nawierzchni kolejowej na podkładach typu Y na przejazdach układa się specjalny typ płyt Y-BODAN (rys. 6.12).



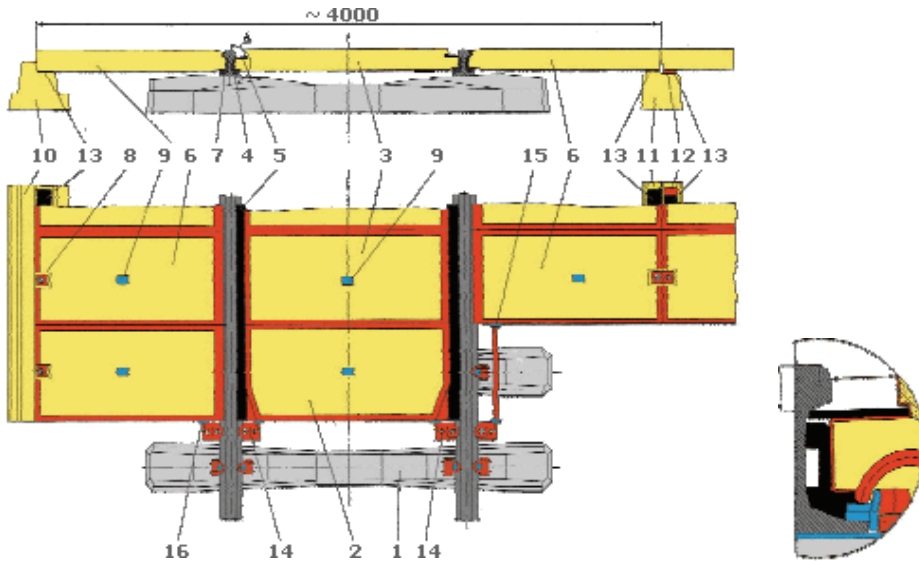
Rys. 6.12. System płyt Y-BODAN [4]

### Nawierzchnia typu MIROŚLAW

Nawierzchnia typu MIROŚLAW jest przeznaczona do stosowania na przejazdach kolejowych (rys. 6.13) i tramwajowych (rys. 6.14, 6.15) usytuowanych na liniach jednotorowych i wielotorowych, na odcinkach prostych i w łukach o promieniu  $R \geq 300 \text{ m}$ .

Podstawowymi elementami tej konstrukcji są:

- żelbetowe prefabrykowane płyty przejazdowe zewnętrzne i wewnętrzne;
- belki podporowe o długości 240 cm (180 cm);
- amortyzatory elastomerowe (gumowe lub poliuretanowe);
- pasy gumowe amortyzujące;
- pasy gumowe uszczelniające.



Rys. 6.13. Prefabrykowana nawierzchnia przejazdu kolejowego typu MIROSLAW [11]:  
 1 – podkład kolejowy; 2 – płyta przejazdowa wewnętrzna skrajna; 3 – płyta przejazdowa wewnętrzna;  
 4 – amortyzator wewnętrzny; 5 – pas gumowy; 6 – płyta przejazdowa zewnętrzna; 7 – amortyzator zewnętrzny; 8 – wkręt; 9 – korek poliuretanowy; 10 – belka podporowa; 11 – belka podporowa wewnętrzna; 12 – listwa mocująca; 13 – pas gumowy amortyzujący; 14 – uchwyt oporowy; 15 – łącznik oporowy; 16 – nasadka polietylenowa

Nawierzchnia przejazdu jest w sposób trwały połączona z torami dzięki sprężystemu zawieszeniu małowabarytowych płyt przejazdowych opartych na stopkach szyn. W rezultacie pionowe położenie szyn i nawierzchni przejazdu nie ulegają przemieszczeniu względem siebie w czasie eksploatacji. Zarówno płyty wewnętrzne, jak i zewnętrzne są obramowane na całym obwodzie wyprofilowanym kształtownikiem z blachy stalowej.

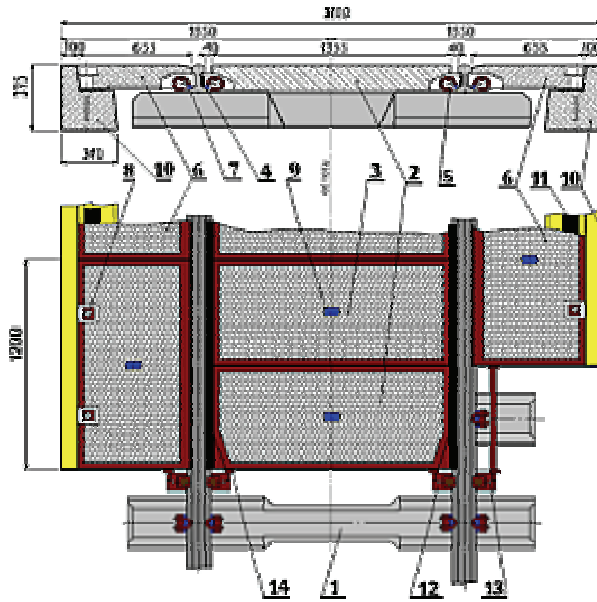
Płyty zewnętrzne od strony toru są oparte poprzez amortyzatory na stopce szyny, a od strony drogi samochodowej opierają się za pośrednictwem gumowego pasa amortyzującego na belce podporowej, do której przykręcone są wkrętami mocującymi. Płyty wewnętrzne bokami przylegają do szyn, opierając się poprzez amortyzatory na stopkach szyn.

Skrajne płyty z obu stron przejazdu zabezpieczają się stalowymi uchwytami oporowymi mocowanymi na stopce szyny, zabezpieczając się w ten sposób przed przesuwaniami płyt wzdłuż osi toru.

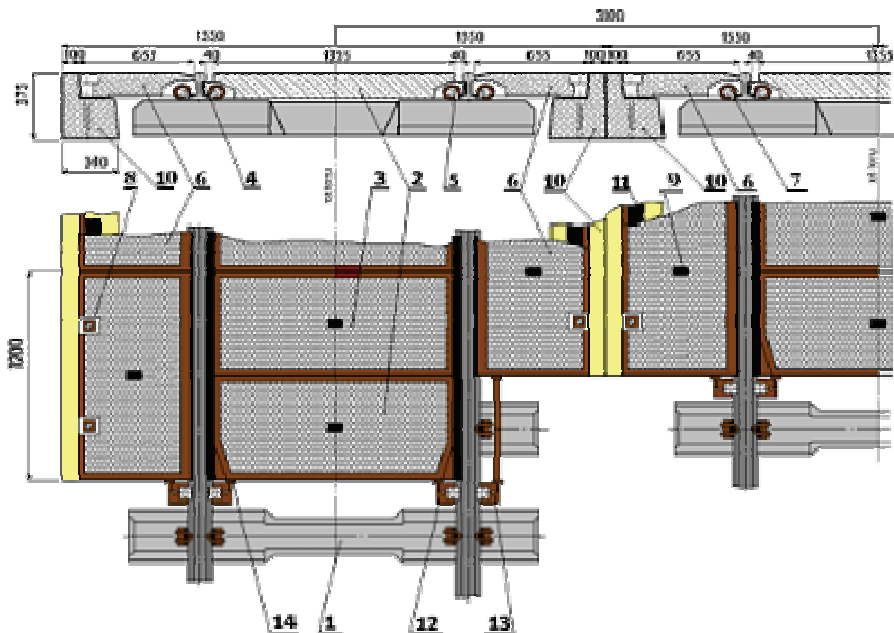
Do zalet nawierzchni typu MIROSLAW należą:

- mały ciężar poszczególnych elementów konstrukcji;
- łatwość montażu i demontażu poszczególnych płyt niezależnie od siebie;
- możliwość wykonania w rejonie przejazdu typowych robót utrzymania nawierzchni, z zastosowaniem ciężkich maszyn torowych (po zdemontowaniu płyt);
- konkurencyjna cena w porównaniu z innymi rozwiązaniami.

Do wad należy zaliczyć konieczność mocowania płyt do belki podporowej za pomocą wkrętów oraz wylania pod belki podporowe łąwy fundamentowej o grubości 20–30 cm.



Rys. 6.14. Prefabrykowana nawierzchnia przejazdu tramwajowego typu MIROSLAW [11]:  
 1 – podkład tramwajowy; 2 – płyta przejazdowa wewnętrzna skrajna T-1; 3 – płyta przejazdowa wewnętrzna T-2; 4 – amortyzator wewnętrzny; 5 – pas gumowy uszczelniający T; 6 – płyta przejazdowa zewnętrzna T-3.2; 7 – amortyzator zewnętrzny; 8 – wkręt mocujący; 9 – korek poliuretanowy; 10 – krawężnik oporowy T-4; 11 – pas gumowy amortyzujący; 12 – uchwyt oporowy; 13 – łącznik oporowy; 14 – nasadka polietylenowa



Rys. 6.15. Przekrój poprzeczny przejazdu dwutorowego tramwajowego (międzytorze 3100) [11]



## 6.4.2. Nawierzchnie z płyt żelbetowych

Charakterystyczne cechy konstrukcji nawierzchni z płyt wielkogabarytowych to ich wymiar oraz sposób posadowienia płyt wewnętrznych w sposób bezpośredni lub pośredni na podkładach.

Do nawierzchni tego typu stosowanych powszechnie w wielu krajach można zaliczyć konstrukcje: CBP, ABETONG, HOLDFAST.

### Nawierzchnia CBP

Nawierzchnia CBP (rys. 6.16–6.17) jest przeznaczona do stosowania na przejazdach kolejowych usytuowanych na liniach jedno- i wielotorowych, na odcinkach prostych lub łukach o promieniu większym od 800 m. Konstrukcja przejazdu może być stosowana do nawierzchni kolejowej z szyn 60E1 lub 49E1, z przytwierdzeniem sprężystym SB lub typu K.

Podstawowymi elementami tej konstrukcji są:

- żelbetowa, prefabrykowana płyta przejazdowa wewnętrzna PW;
- żelbetowa, prefabrykowana płyta przejazdowa wewnętrzna skrajna PZS;
- żelbetowa, prefabrykowana płyta przejazdowa zewnętrzna PZ.

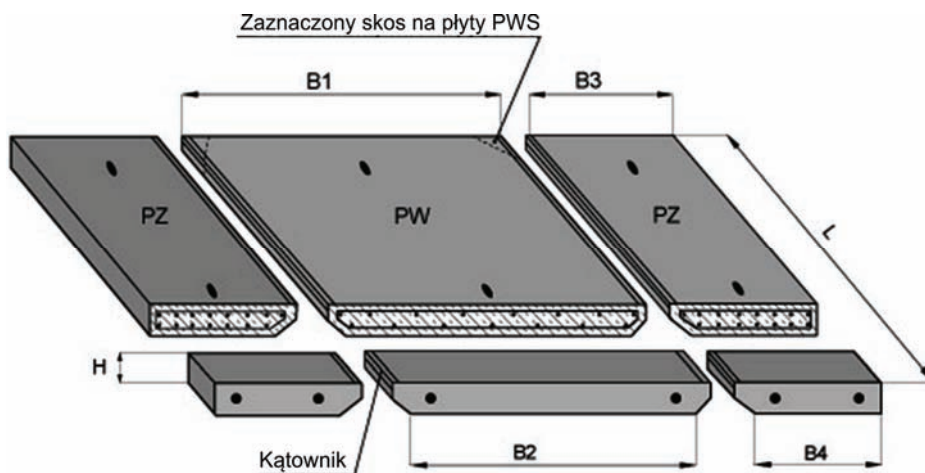
Nawierzchnia przejazdu nie jest w sposób trwały połączona z torem kolejowym, co w czasie eksploatacji powoduje znaczne zmiany we wzajemnym położeniu płyt i szyn (klawiszowanie).

Zalety:

- łatwość montażu, możliwość szybkiej zabudowy ze względu na małą liczbę elementów nawierzchni;
- konkurencyjna cena w porównaniu z innymi rozwiązaniami.

Wady:

- brak współpracy płyt z nawierzchnią kolejową (powstają deformacje);
- znaczny ciężar, konieczność używania ciężkiego sprzętu do układania płyt;
- mała szczelność nawierzchni.



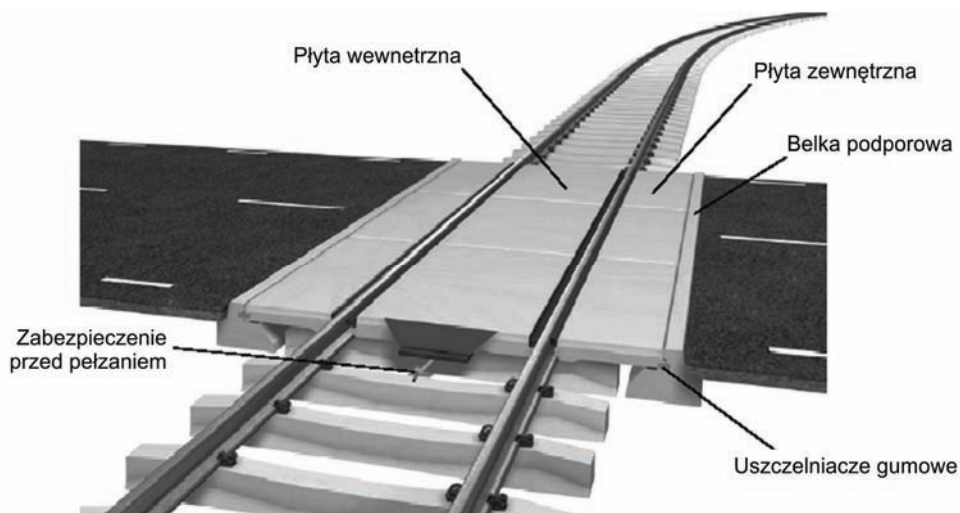
Rys. 6.16. Nawierzchnia z płyt CBP [8]



Rys. 6.17. Przejazd o nawierzchni CBP [8]

### Nawierzchnia typu ABETONG

Nawierzchnia typu ABETONG (rys. 6.18) jest produkowana w Szwecji i może być stosowana na przejazdach kolejowych na liniach jedno- i wielotorowych o nawierzchni z szyn 60E1 na podkładach strunobetonowych na odcinkach prostych i w łukach o promieniu większym niż 800 m.



Rys. 6.18. Nawierzchnia typu ABETONG [5]

Głównym elementem tej konstrukcji są odpowiednio ukształtowane płyty żelbetowe o długości 3 m, podobnie jak w nawierzchni CBP. Płyty wewnętrzne służą do zabudowy przestrzeni pomiędzy tokami szynowymi, a płyty zewnętrzne – do zabudowy przestrzeni pomiędzy szyną a belką podporową połączoną z nawierzchnią drogową. Dolna powierzch-

nia płyty ma kształt dopasowany do górnej powierzchni podkładów kolejowych. Tor z płytami jest zaś odpowiednio połączony wyprofilowanymi gumowymi uszczelniaczami mocowanymi do płyt za pomocą stalowych śrub.

Zalety tej konstrukcji to łatwość montażu i szczelność konstrukcji, główne wady to posadowienie płyty na podkładach i brak możliwości oczyszczania tłuczni bez demontażu belek podporowych.

### Nawierzchnia typu HOLDFAST

Nawierzchnia ta może być stosowana na przejazdach kolejowych linii jedno- i wielotorowych, na podkładach strunobetonowych, na odcinkach prostych o stałym pochyleniu w rejonie przejazdu.

Konstrukcja nawierzchnia HOLDFAST (rys. 6.19) składa się z płyt żelbetowych wewnętrznych i zewnętrznych o długości 7,2; 9,0 i 12,0 m. Elementem łączącym tor z płytami jest gumowa wkładka wbudowana pomiędzy szyną a płytą. Kształt wkładek jest dostosowany do przekroju szyny i płyty, a dolna powierzchnia umożliwia oparcie o stopkę szyny, niezależnie od typu przytwierdzenia. Wewnętrzne wkładki mają również wyprofilowany żłobek umożliwiający bezpieczny przejazd pojazdu kolejowego.

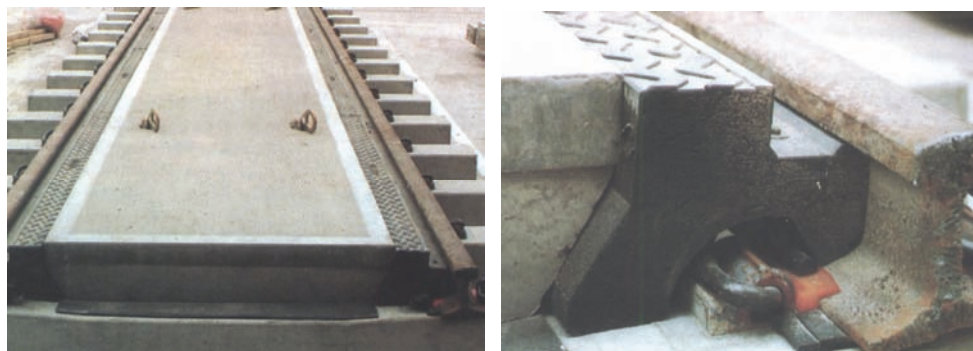
Dolna powierzchnia płyty wewnętrznej ma kształt dopasowany do górnej powierzchni podkładów kolejowych, płyty zewnętrzne zaś mają profil dostosowany do oparcia na belce podporowej. Pod płyty wewnętrzne układa się matę gumową, oddzielającą płytę od bezpośredniego styku z podkładem. Podobne taśmy układane są na belce podporowej.

Zalety konstrukcji:

- szybka zabudowa, ze względu na małą liczbę elementów;
- ograniczenie drgań dzięki zastosowaniu wkładek gumowych;
- zabezpieczenie toru przed jego zanieczyszczeniem.

Wady konstrukcji:

- duży ciężar płyt wymaga użycia specjalistycznego sprzętu;
- możliwość zastosowania tylko na odcinkach prostych o stałym pochyleniu;
- zapewnienie bardzo dobrej geometrii toru.



Rys. 6.19. Nawierzchnia z wielkogabarytowych płyt typu HOLDFAST [1]

### 6.4.3. Nawierzchnie monolityczne z płytą żelbetową

Nawierzchnie monolityczne z płytą żelbetową są stosowane często w Europie i Polsce jako nawierzchnie bezpodsypkowe. Charakteryzują się one dużą odpornością na obciążenia od coraz cięższych pojazdów samochodowych, odpornością na wpływ czynników atmosferycznych, dużą trwałością, a także zmniejszeniem oddziaływań dynamicznych na konstrukcję drogi szynowej i otoczenie, wywołanych przez przejeżdżające pojazdy szynowe.

Konstrukcja tej nawierzchni zapewnia równomierne i ograniczone do minimum osiadanie toru i jezdni, dzięki czemu uzyskuje się równą powierzchnię jezdni na przejeździe, zwiększając tym samym komfort jazdy i płynność ruchu samochodowego.

Wadą tego typu konstrukcji jest duża zmiana sztywności w rejonie przyległym do przejazdu (nawierzchnia podsypkowa – nawierzchnia bezpodsypkowa), co może powodować zróżnicowanie osiadania wzdłuż toru kolejowego.

Do nawierzchni tego typu można zaliczyć: Edilon LC-L, BODAN BO-TRACK i inne.

#### Nawierzchnia typu Edilon LC-L

System Edilon LC-L (*Edilon Level Crossing* – rys. 6.20–6.22) to zintegrowana bezpodsypkowa nawierzchnia kolejowo-drogowa stosowana na przejazdach i przejściach dla pieszych. Podstawowym elementem tej nawierzchni jest wielkogabarytowa prefabrykowana płyta żelbetowa z ukształtowanymi kanałami szynowymi. Jako element mocujący szynę w kanałach szynowych stosuje się system szyny w otulinie (ERS) [10].

a)



b)



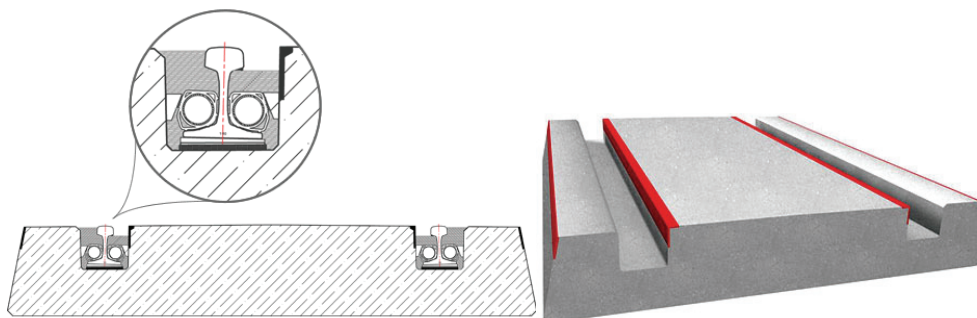
Rys. 6.20. System Edilon LC-L [8]: a) Leszno, woj. wielkopolskie – linia nr 817, ciąg drogi krajowej nr 5; b) Kraków – linia nr 100, ciąg ul. Władysława Łokietka

System Edilon LC-L może być stosowany na przejazdach eksploatowanych w warunkach najcięższego ruchu kolejowego i samochodowego – maksymalne naciski osi pojazdów szynowych: 221 kN, a pojazdów samochodowych: 140 kN.

System ten spełnia wszystkie wymagania stawiane obecnie konstrukcjom nawierzchni układanych na przejazdach. Charakteryzuje się on dużą wytrzymałością – odpornością na poruszanie się po drogach coraz cięższych pojazdów, odpornością na wpływ czynników atmosferycznych, małą zmiennością właściwości eksploatacyjnych elementów systemu

w czasie, a także zmniejszeniem oddziaływań dynamicznych na konstrukcję drogi szynowej i otoczenie, wywołanych przez przejeżdżające pojazdy [10].

Szyny są mocowane w kanałach szynowych z wykorzystaniem systemu ERS. Prefabrykowane płyty żelbetowe są produkowane standardowo o długościach 3 m, 4 m i 6 m, stąd ich oznaczenia: LC-L3, LC-L4, LC-L6.

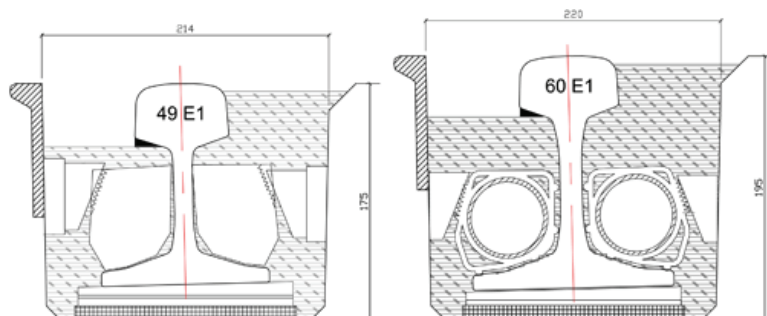


Rys. 6.21. Nawierzchnia kolejowo-drogowa typu Edilon LC-L [10]

Nawierzchnia typu Edilon LC-L może być stosowana na liniach jedno- lub wielotorowych, na odcinkach prostych i w łukach o promieniu:

- $R \geq 850$  m w przypadku zastosowania płyt LC-L6;
- $R \geq 400$  m w przypadku zastosowania płyt LC-L4;
- $R \geq 350$  metrów w przypadku zastosowania płyt LC-L3.

Dzięki zintegrowaniu nawierzchni kolejowej i drogowej jest to skuteczne rozwiązanie problemu nierównomiernego osiadania toru i jezdni oraz tak uciążliwego klawiszowania płyt, występującego przy zabudowie przejazdu płytami tradycyjnie stosowanymi.



Rys. 6.22. Szczegóły mocowania szyn w płycie Edilon LC-L [10]

Wyróżniającą cechą nawierzchni typu Edilon LC-L jest krótki czas ich wbudowania (nawet w ciągu jednoczynnych zamknięć torowych). Wynika to między innymi z częściowej prefabrykacji elementów przejazdu i zastosowania płyt o optymalnych długościach dostosowanych do szerokości pasów ruchu na jezdni. Nawierzchnia typu Edilon LC-L eliminuje także destrukcyjne działanie wody dzięki szczelności pomiędzy główką szyny i podbudową oraz w miejscach łączenia płyt. Górna powierzchnia płyt z ukształtowanym spadkiem,

a także możliwość zastosowania systemowych rynienek odwadniających montowanych na czołach płyt ułatwia odprowadzenie wód opadowych z rejonu przejazdu [10].

Zalety wynikające z zastosowania systemu Edilon LC-L [10]:

- brak deformacji pionowych szyn względem jezdni – równa powierzchnia jezdni;
- redukcja wibracji dzięki ciągłemu, sprężystemu mocowaniu szyn;
- uzyskanie wymaganej dokładności (do 1 mm) w położeniu wysokościowym szyny;
- jednolite osiadanie toru i jezdni;
- łatwe odwodnienie w obrębie przejazdu;
- minimalne koszty utrzymania;
- szybki montaż przejazdu dzięki zastosowaniu elementów prefabrykowanych, dostarczanych na miejsce budowy;
- wysoka izolacja elektryczna i ochrona przed prądami błędzycymi.

Nawierzchnia ta ma też wady: w przekroju podłużnym nawierzchni kolejowej następuje skokowa zmiana sztywności podparcia, a tym samym osiadanie toru na przejeździe i odcinkach przyległych (nawierzchnia klasyczna) jest niejednorodne.

### Nawierzchnia typu BODAN BO-TRACK

Konstrukcja typu BODAN BO-TRACK (rys. 6.23) jest wykonana w postaci płyty monolitycznej z ukształtowanymi rowkami, na przykład pod zabudowę szynami w otulinie. Charakterystyka tej nawierzchni jest podobna do nawierzchni typu Edilon LC-L



Rys. 6.23. System płyt BODAN BO-TRACK [4]

## 6.4.4. Nawierzchnie z płyt gumowych

### Nawierzchnia typu KOL-DROG

Płyty gumowe KOL-DROG (rys. 6.24) mogą być stosowane na przejazdach kolejowych na liniach jedno- lub wielotorowych dla torów z szyn 49E1 i 60E1, na podkładach drewnianych lub betonowych, z przytwierdzeniem typu K lub SB, na odcinkach prostych lub w łukach o promieniu większym niż 180 m.



Rys. 6.24. Przejazd z płyt KOL-DROG [12]

Podstawowymi elementami tej nawierzchni są [12]:

- płyta gumowa typu C lub L;
- paleta podbudowy (do płyt gumowych typu L);
- krawężnik betonowy;
- stalowy klin zabezpieczający.

Płyty gumowe są wykonane jako dwuwarstwowe. Warstwa górna o grubości 10–20 mm jest wykonana z gumy wysokiej klasy, odpowiadającej własnościami gumie do produkcji opon samochodowych; warstwa dolna jest wykonana z mieszanki wulkanizacyjnej o zmniejszonych wymaganiach wytrzymałościowych, z 25% udziałem odpadów produkcyjnych. Podstawowe wymiary płyt typu L wynoszą:  $550 \times 650 \times 60$  mm (skrajne),  $1300 (1480) \times 550 \times 60$  mm (środkowe).

Problem zabezpieczenia żłobków rozwiązano w ten sposób, że w płytach wewnętrznych wzdłuż krawędzi uformowano wypusty, które wchodząc pod główki szyn, uszczelniają ten żłobek, zabezpieczając przed przedostawaniem się zanieczyszczeń do podsypki.

Gumowe płyty jezdne typu L są przymocowane do podbudowy drewnianej za pomocą wkretów. Podbudowę tę zaprojektowano jako modułowy segment drewniany o wymiarach odpowiadających wymiarom płyt gumowych. Rozwiązanie takie ma na celu zmniejszenie ciężaru poszczególnych elementów i umożliwienie układania nawierzchni przejazdu bez użycia dźwigu.

Zalety:

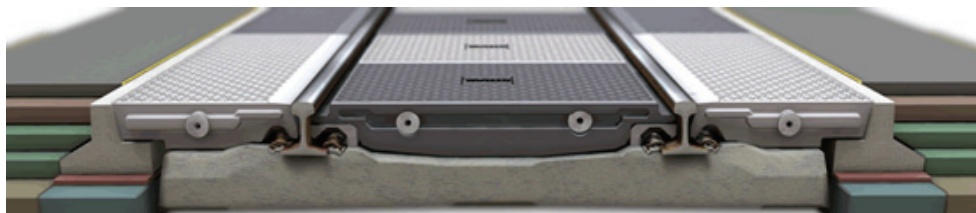
- wykorzystanie w produkcji materiałów z recyklingu (ochrona środowiska);
- skuteczne obniżanie poziomu hałasu (zalecane stosowanie w obrębie terenów zabudowanych).

Wady:

- szybkie zużywanie się palet podbudowy (konstrukcja typu L), powodujące konieczność ich częstej wymiany;
- łączenie sąsiednich płyt na tak zwany wpust (dostające się zanieczyszczenia w postaci drobnego piasku i pyłu powodują powstawanie szczelin, jednocześnie uniemożliwiają regulację położenia sąsiednich płyt);
- możliwość zabudowy tylko na podkładach drewnianych;
- cena wyższa niż koszt rozwiązań z płyt betonowych.

## Nawierzchnia typu STRAIL

Płyty gumowe STRAIL (rys. 6.25) stosowane na przejazdach kolejowych na liniach jedno- lub wielotorowych dla torów z szyn 49E1 i 60E1, na podkładach drewnianych, z przytwierdzeniem klasycznym lub sprężystym, na odcinkach prostych lub w łukach o promieniu  $R \geq 180$  m.



Rys. 6.25. Nawierzchnia typu innoSTRAIL [7]

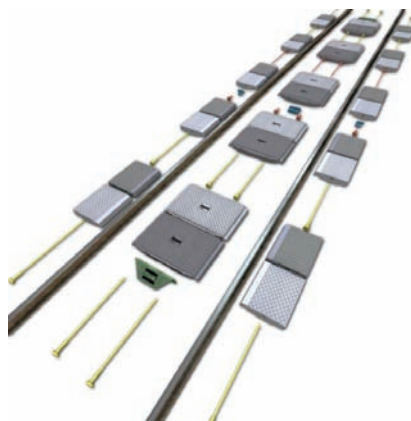
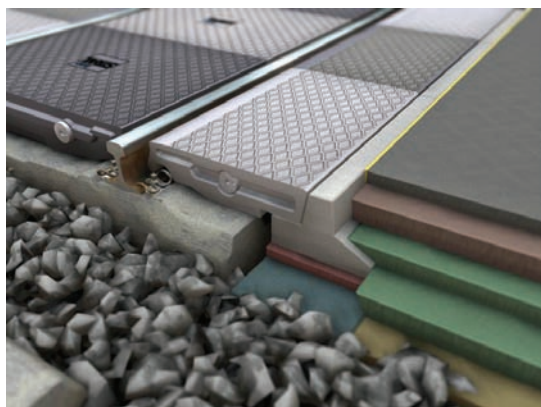
Podstawowymi elementami nawierzchni są:

- płyta gumowa zewnętrzna i wewnętrzna;
- krawężnik betonowy;
- poduszka amortyzująca;
- element łączący płyty;
- klin zabezpieczający stalowy.

Płyty gumowe są dwuwarstwowe. Warstwa zewnętrzna o grubości 7–8 mm jest wykonana z gumy wysokiej klasy, odpowiadającej własnościami gumie do produkcji opon samochodowych, warstwa zaś wewnętrzna – z mieszanki wulkanizacyjnej o zmniejszonych wymaganiach wytrzymałościowych.

Nawierzchnia występuje w wielu wariantach konstrukcyjnych (rys. 6.26–6.30) w zależności od jej zastosowania:

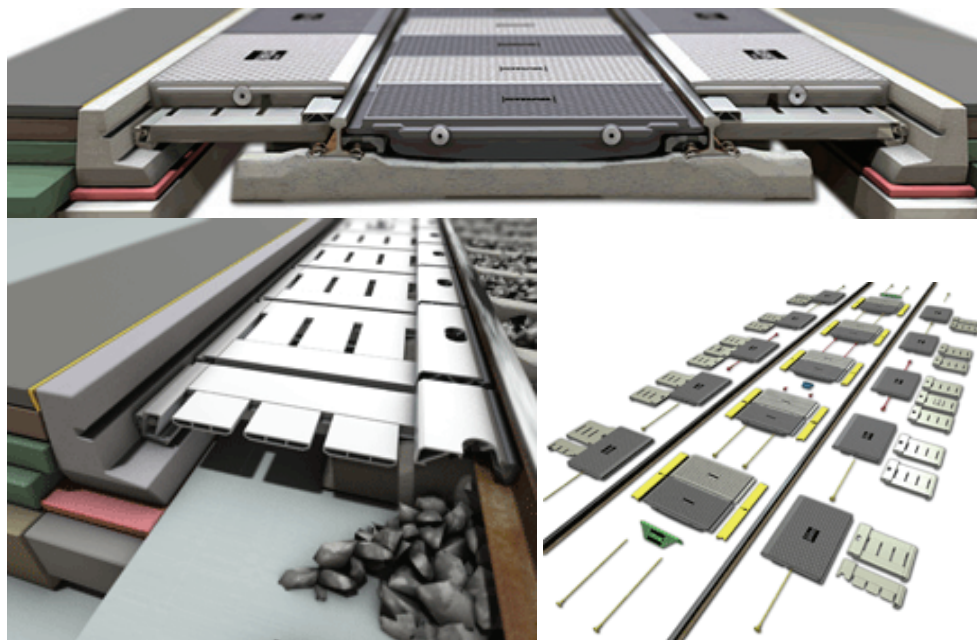
- innoSTRAIL (rozwiązanie podstawowe) – stosowana przy dużym natężeniu ruchu samochodowego na skrzyżowaniu (płyty wewnętrzne i zewnętrzne o długości 90 cm);



Rys. 6.26. Nawierzchnia z płyt innoSTRAIL [7]

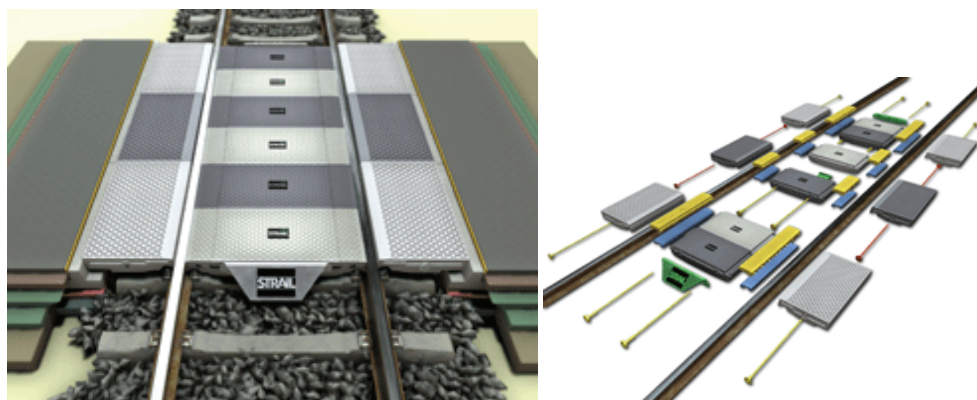


- pontiSTRAIL – rozwiązanie jest stosowane przy bardzo dużym nacisku na oś pojazdów lub natężeniu ruchu (płyta o długości 120 cm). Różnica polega na zabudowie płyt zewnętrznych, które są układane na dodatkowej płycie aluminiowej;

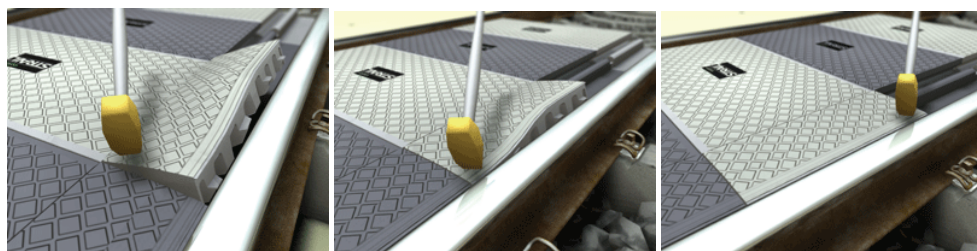


Rys. 6.27. Nawierzchnia typu pontiSTRAIL [7]

- veloSTRAIL – stosowana na przejściach dla pieszych i rowerzystów, tam gdzie ruch pojazdów szynowych odbywa się z małą prędkością (konstrukcja bezłobkowa – fragment płyty gumowej na styku z szyną odgina się pod obciążeniem obrzeża koła, umożliwiając przejazd/przejście);



Rys. 6.28. Nawierzchnia typu veloSTRAIL [7]



Rys. 6.29. Montaż płyty przylegającej do szyny [7]

- pedeSTRAIL – układana na stacjach, na przejściach służbowych i na przejściach dla pieszych (płyta wewnętrzna o szerokości 90 cm).



Rys. 6.30. Nawierzchnia typu pedeSTRAIL [7]

Wymienione warianty nawierzchni są ze sobą w pełni kompatybilne i mają wiele zalet:

- wykorzystanie w produkcji materiałów z recyklingu (ochrona środowiska);
- wielowariantowość rozwiązań w zależności od miejsca montażu i obciążenia występującego na skrzyżowaniu;
- skuteczne obniżanie poziomu hałasu (zalecane stosowanie w obrębie terenów zabudowanych).

Do ich wad należą:

- zużywanie się – przy dużym natężeniu ruchu samochodowego – poduszek amortyzujących, powodujące konieczność ich częstiej wymiany;
- rozwarstwianie się płyt przy intensywnym ruchu drogowym;
- łączenie sąsiednich płyt na tak zwany wpust; dostające się do połączenia zanieczyszczenia w postaci drobnego piasku i pyłu powodują powstawanie szczelin, uniemożliwiając regulację położenia sąsiednich płyt;
- bardzo wysoka cena, znacznie wyższa niż koszt innych konstrukcji z płyt gumowych.

## Nawierzchnia typu HOLDFAST

Płyty gumowe HOLDFAST (rys. 6.31–6.32) tworzące warstwę jezdnią nawierzchni drogowej mogą być stosowane na przejazdach kolejowych linii jedno- i wielotorowych, na podkładach drewnianych i betonowych z przytwierdzeniem klasycznym lub sprężystym, na odcinkach prostych i w łukach o promieniu  $R \geq 180$  m.

Podstawowymi elementami nawierzchni są:

- płyty gumowe;
- elementy mocujące;
- elementy zapobiegające przesuwniu się płyt.



Rys. 6.31. Nawierzchnia z płyt gumowych typu HOLDFAST [6]



Rys. 6.32. Nawierzchnia z płyt gumowych typu HOLDFAST na przejściach służbowych [6]

Płyty nawierzchni typu HOLDFAST o długości 1,8 m są produkowane całkowicie z materiałów otrzymywanych z recyklingu, w procesie polimeryzacji mieszanki gumy pod wysokim ciśnieniem.

## Literatura

- [1] Lipko C.: Przegląd konstrukcji nawierzchni na przejazdach kolejowych. Wymagania stawiane nawierzchni. Projektowanie i modernizacja skrzyżowań w poziomie szyn. Rynek Kolejowy 2004, Nr 7–8, 73–82.
- [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 26 lutego 1996 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać skrzyżowania linii kolejowych z drogami publicznymi i ich usytuowanie. [Dz.U. Nr 33, poz. 33, 4.04.1996]

- [3] <http://commons.wikimedia.org/>
- [4] <http://www.gmundner-ft.at>
- [5] <http://www.heidelbergcement.com>
- [6] <http://www.railcrossings.co.uk>
- [7] <http://www.strail.de>
- [8] <http://www.strunbet.pl/>
- [9] <http://www.tines.pl/>
- [10] <http://www.transportszynowy.pl>
- [11] <http://www.wps-sa.com.pl>
- [12] <http://zph-chemix.pl>

## KSZTAŁTOWANIE UKŁADÓW GEOMETRYCZNYCH TORU

Układ geometryczny toru kolejowego ma charakter przestrzenny i dlatego należy go rozpatrywać w trzech płaszczyznach: poziomej, pionowej i poprzecznej do osi toru.

W płaszczyźnie poziomej (in. w planie sytuacyjnym) podstawowymi elementami układu są odcinki proste toru, odcinki ułożone w łuku kołowym oraz odcinki w łukach o zmiennej krzywiznie (tzw. krzywe przejściowe). Ponadto wyróżnia się tzw. wstawki proste, czyli krótkie odcinki proste toru ułożone między dwiema krzywymi przejściowymi lub dwoma łukami kołowymi.

W płaszczyźnie pionowej (in. w profilu podłużnym) wyróżnia się odcinki toru o jednostajnym pochyleniu oraz łuki kołowe wyokrąglające załomy profilu podłużnego.

W płaszczyźnie poprzecznej do osi toru (in. w przekroju poprzecznym) wyodrębnia się szerokość toru oraz różnicę wysokości toków szynowych (która na długości łuku kołowego jest stała i nosi nazwę przechyłki).

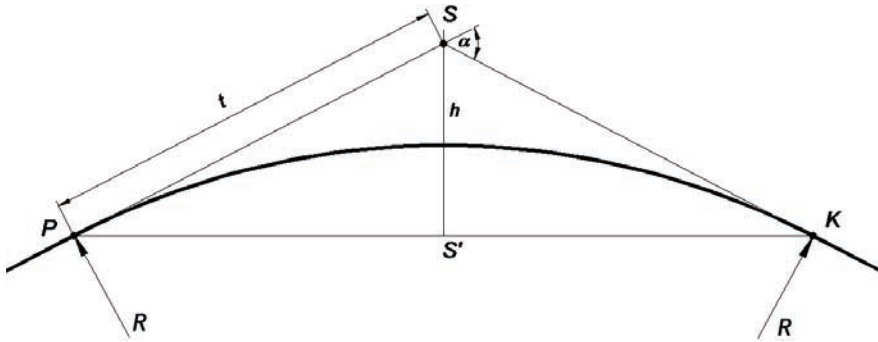
### 7.1. Określanie parametrów ukształtowania poziomego trasy

Dla nowo projektowanej linii kolejowej ustala się jej podstawowe wymagane parametry eksploatacyjne:

- maksymalną prędkość pociągów pasażerskich  $v_p$  [km/h];
- prędkość pociągów towarowych  $v_t$  [km/h];
- natężenie przewozów  $q$  [Tg/rok]

oraz podaje przewidywaną długość pociągu pasażerskiego i towarowego, a także ciężar pociągu (do obliczeń trakcyjnych). Zadaniem projektanta jest wyznaczenie podstawowych parametrów geometrycznych trasy: promienia łuku kołowego oraz długości krzywych przejściowych.

Najkorzystniejszym rozwiązaniem geometrycznym trasy kolejowej w płaszczyźnie poziomej byłaby prosta. Ponieważ na skutek istniejących uwarunkowań terenowych nie zawsze możliwe jest jego zastosowanie, występuje konieczność zmiany kierunku trasy i wykorzystania w tym rejonie łuku kołowego w celu zapewnienia płynnego przejazdu pojazdu szynowego (rys. 7.1).



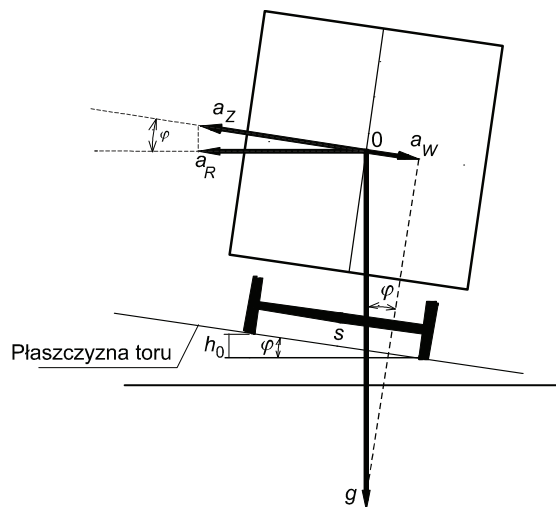
Rys. 7.1. Schemat połączenia kierunków głównej trasy za pomocą łuku kołowego

Długość połączenia kierunków głównej trasy zależy od kąta zwrotu  $\alpha$  i zastosowanego promienia łuku kołowego  $R$ . Wartości stycznych  $t$  wynikają z zależności

$$t = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \quad (7.1)$$

### 7.1.1. Projektowanie łuku kołowego

Promień łuku kołowego stanowi bardzo ważny element układu geometrycznego, gdyż decyduje o prędkości jazdy pociągów. Występuje na nim bowiem przyspieszenie poprzeczne (odśrodkowe), którego wartość nie może przekroczyć określonej wartości dopuszczalnej. Aby można było zmniejszyć wartość tego przyspieszenia i zastosować jak największą prędkość, najczęściej podnosi się na łuku tok zewnętrzny toru (poprzez odpowiednie przechylenie podkładów), tworząc tzw. przechyłkę. Ponieważ, zgodnie z wieloletnią tradycją, jako model pojazdu szynowego przyjmuje się punkt materialny, na łuku kołowym zachodzi sytuacja przedstawiona na rysunku 7.2.



Rys. 7.2. Przyspieszenia poprzeczne działające na pojazd szynowy poruszający się po łuku kołowym

Pierwszym zadaniem projektanta jest określenie minimalnej wartości promienia łuku kołowego  $R$ . Wyznacza się ją na podstawie odpowiednich zależności pomiędzy występującymi parametrami kinematycznymi i geometrycznymi. Na pojazd szynowy poruszający się po łuku kołowym (z przechyłką) działają zasadniczo dwa rodzaje przyspieszeń (rys. 7.2):

- pionowe  $g$ , będące wynikiem działania siły ciężkości, oraz
- poziome  $a_R$ , związane z występowaniem siły odśrodkowej.

Nas jednak powinny interesować przyspieszenia wywołujące poprzeczne przemieszczenia pojazdu, a więc działające w płaszczyźnie równoległej do płaszczyzny toru. Będą to zatem dwa przeciwnie skierowane przyspieszenia poprzeczne:

- przyspieszenie  $a_z$  skierowane na zewnątrz łuku;
- przyspieszenie  $a_w$  skierowane do wewnątrz łuku.

Są one opisywane następującymi wzorami:

$$a_z = \frac{v_p^2}{(3,6)^2 R} \cdot \cos \varphi \quad (7.2)$$

$$a_w = g \cdot \sin \varphi \quad (7.3)$$

Występujący w tych wzorach kąt  $\varphi$  jest bezpośrednio związany z wartością przechyłki  $h_0$ . Sinus tego kąta (przy obowiązującym rozstawie toków szynowych  $s$ ) wynosi:

$$\sin \varphi = \frac{h_0}{s}$$

Wzory (7.2) i (7.3) możemy zatem zapisać następująco:

$$a_z = \frac{v_p^2}{(3,6)^2 R} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{h_0}{s}\right)^2} \quad (7.4)$$

$$a_w = g \cdot \frac{h_0}{s} \quad (7.5)$$

Ponieważ relacja  $h_0/s$  nie przekracza 0,1, przyjmuje się, że występujący we wzorze na  $a_z$  pierwiastek kwadratowy jest równy 1.

Łuk powinien zostać zaprojektowany tak, aby wypadkowa przyspieszeń nie przekroczyła odpowiedniej wartości dopuszczalnej, przy czym obowiązują następujące warunki [1]:

- jeżeli  $a_z > a_w$

$$\frac{v_p^2}{(3,6)^2 R} - \frac{h_0}{s} g \leq a_{\text{dop}} \quad (7.6)$$

- jeżeli  $a_z < a_w$

$$\frac{h_0}{s} g - \frac{v_t^2}{(3,6)^2 R} \leq a_t \quad (7.6)$$

gdzie:  $R$  – promień łuku kołowego [m];  
 $h_0$  – wartość przechyłki na łuku [mm];

- $g$  – przyspieszenie ziemskie [ $m/s^2$ ];  
 $s$  – rozstaw osi toków szynowych [mm];  
 $a_{dop}$  – dopuszczalna wartość nierównoważonego przyspieszenia [ $m/s^2$ ];  
 $a_t$  – dopuszczalna wartość przyspieszenia skierowanego do wewnątrz łuku (zależna od natężenia przewozów  $q$ ) [ $m/s^2$ ].

Wartości dopuszczalne przyspieszeń są określone przez obowiązujące przepisy projektowania [4]. Wartości  $a_{dop}$  (tabl. 7.1) zależą od rodzaju układu geometrycznego, natomiast  $a_t$  (tabl. 7.2) – od obciążenia linii przewozami.

Tablica 7.1

Dopuszczalne wartości przyspieszenia nierównoważonego  $a_{dop}$  dla pociągów pasażerskich

Rodzaj układu torowego	$a_{dop}$ [ $m/s^2$ ]
Łuki i pojedyncze krzywe przejściowe dla torów, po których odbywa się ruch z $v < 160$ km/h	0,8
Łuki i pojedyncze krzywe przejściowe dla torów, po których odbywa się ruch z $v \geq 160$ km/h	0,6
Tory zwrotne rozjazdów zwyczajnych	0,65
Tory boczne na stacjach ( $v \leq 40$ km/h)	0,65
Łuki o promieniach: $200 \text{ m} < R \leq 250 \text{ m}$	0,5
Łuki o promieniach: $R \leq 200 \text{ m}$	0,45
Poszerzenia międzytorzy w trudnych warunkach terenowych	0,45
Poszerzenia międzytorzy w dogodnych warunkach terenowych	0,3

Tablica 7.2

Dopuszczalne wartości przyspieszenia nierównoważonego  $a_t$  dla pociągów towarowych

Obciążenie przewozami [Tg/rok]	$a_t$ [ $m/s^2$ ]
$0 \leq T < 5$	0,6
$5 \leq T < 10$	0,5
$10 \leq T < 15$	0,4
$15 \leq T < 20$	0,3
$T \geq 20$	0,2

Jeśli założymy, że  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  i  $s = 1500 \text{ mm}$ , z warunków (7.6), (7.7) wynika następująca nierówność:

$$\frac{11,8v_p^2}{R} - 153a_{dop} \leq h_0 \leq \frac{11,8v_t^2}{R} + 153a_t \quad (7.8)$$

Określa ona przedział, z którego możemy przyjmować wartość przechyłki  $h_0$  dla różnych wartości promienia  $R$ . Zgodnie z obowiązującymi przepisami [4], wartość przechyłki powinna się mieścić w granicach  $20 \leq h_0 \leq 150 \text{ mm}$ .



W tym miejscu wypada zaznaczyć, że wielkości  $R$  i  $h_0$  różnią się istotnie pod względem możliwości przeprowadzania ich ewentualnych korekt podczas eksploatacji. Promień wykonanego łuku kołowego trudno jest potem zmienić, natomiast zmiana przechyłki nie stanowi z reguły poważniejszego problemu. Zawsze należy się liczyć z koniecznością dostosowania linii do nowych warunków eksploatacyjnych. Aby zakres modernizacji był wówczas jak najmniejszy (i mniej kosztowny), należy od razu przyjąć odpowiednio duży promień  $R$ .

Przepisy [4] określają również minimalne promienie łuku, uzależniając je od kategorii linii kolejowych i ukształtowania terenu (tabl. 7.3).

Tablica 7.3

Minimalne promienie łuku

Kategorie linii kolejowych	Minimalny promień łuku [m] w terenie:		
	nizinnym	podgórskim	górskim
Magistralna	1400	1200	600
Pierwszorzędna	1200	600	400
Drugorzędna	600	400	300
Znaczenia miejscowego	400	250	200

Minimalna długość toru w łuku kołowym  $l_{\min}$  powinna wynosić:

- w torach głównych linii magistralnych i pierwszorzędnych  $l_{\min} = v_{\max}/2,5$  m, lecz nie mniej niż 30 m;
- 30 m – w torach głównych linii drugorzędnych;
- 10 m – w pozostałych torach.

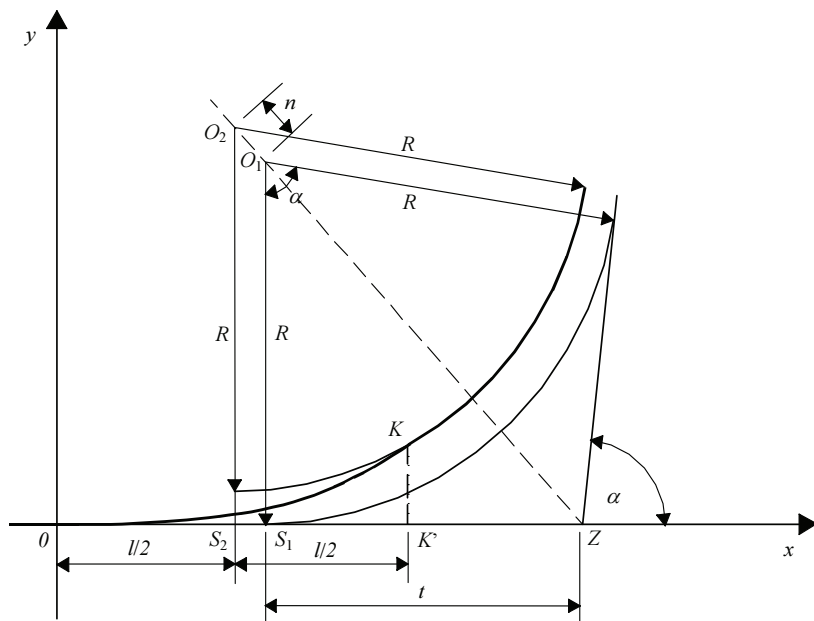
### 7.1.2. Projektowanie krzywej przejściowej

Pomiędzy odcinkiem prostym toru i zaprojektowanym łukiem poziomym o promieniu  $R$  powinno się wykonać tzw. krzywą przejściową, na długości której będzie występowała ciągła zmiana krzywizny toru. Takie rozwiązanie zapewnia płynny przyrost niezrównoważonego przyspieszenia od wartości zerowej na prostej do wartości  $a_m$  na łuku kołowym. Wartość przyspieszenia  $a_m$  wynika z zależności:

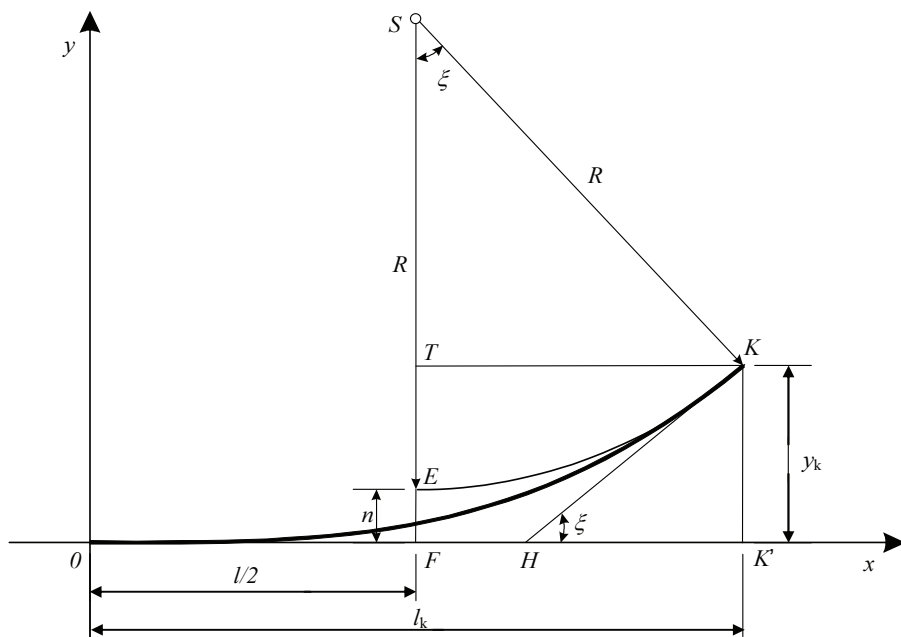
- $a_m = \frac{v_p^2}{(3,6)^2 R}$  w przypadku braku przechyłki na łuku;
- $a_m = \frac{v_p^2}{(3,6)^2 R} - g \frac{h_0}{s}$  w przypadku występowania na łuku przechyłki  $h_0$ .

Techniczne wykonanie krzywej przejściowej wymaga przesunięcia środka łuku kołowego wzdłuż dwusiecznej kąta zawartego pomiędzy łączonymi kierunkami trasy (rys. 7.3). W powstałą przestrzeń wstawia się odpowiednią krzywą – w połowie na prostej i w połowie na łuku. W praktyce polega to na wpisaniu krzywej przejściowej o ustalonym kształcie i długości, następnie zaś – przesunięciu łuku kołowego do środka, tak aby uzyskać jego połączenie z końcem krzywej przejściowej. Tak więc o położeniu łuku kołowego decyduje

rodzaj (i długość) zastosowanej krzywej przejściowej. Powinno być chyba odwrotnie; można by wówczas, w trakcie eksploatacji linii, wydłużać (przykładowo) krzywą przejściową bez konieczności zmiany położenia łuku.



Rys. 7.3. Ścisły sposób kształtowania krzywej przejściowej



Rys. 7.4. Stosowany sposób kształtowania krzywej przejściowej

Tymczasem w tradycyjnym, powszechnie stosowanym od lat sposobie projektowania występuje poważne uproszczenie – nie uwzględnia się faktu, że przesunięcie łuku kołowego powoduje zmianę położenia początku krzywej przejściowej. Łuk kołowy odsuwa się prostopadłe o wartość  $n$  od punktu styczności z prostą, jednocześnie przyjmując układ współrzędnych jak na rysunku 7.4.

Brak krzywej przejściowej oznacza znacznie gwałtowniejszą zmianę przyspieszenia i dlatego taka sytuacja w przypadku torów powinna mieć miejsce tylko wyjątkowo. Inaczej wygląda ta kwestia w odniesieniu do rozjazdów kolejowych, gdzie wejście w łuk toru zwrotnego odbywa się bezpośrednio z prostej.

### 7.1.2.1. Metoda identyfikacji krzywych przejściowych

Stosowanie krzywych przejściowych ma na celu zapewnienie ciągłej zmiany niezrównoważonego przyspieszenia w sposób korzystny dla dynamiki oddziaływań w układzie tor–pojazd. Wymaganie takie dotyczy wszystkich rodzajów krzywych przejściowych. W tej sytuacji mogłoby się wydawać, że istnieje jeden, określony algorytm ich tworzenia, wspólny dla całej rodziny rozpatrywanych krzywych. Tymczasem wszystkie znane dotąd rozwiązania występują niezależnie i noszą różnorakie nazwy (niekiedy wywodzące się od nazwiska ich autora). Znajomość ogólnej metody wyznaczania równań krzywych przejściowych pozwala na wzajemne porównanie różnych postaci krzywych oraz ocenę ich przydatności do praktycznego zastosowania.

Wielkość przyspieszenia (działającej siły) stanowi jedno z podstawowych kryteriów oceny stanu geometryczno-konstrukcyjnego nawierzchni kolejowej. Dlatego też, rozpatrując krzywe przejściowe, należy się koncentrować na analizie występujących przyspieszeń. Na długości krzywej przejściowej  $l_k$  przyspieszenia te zależą bezpośrednio od krzywizny  $k(l)$ . Podstawowym stwierdzeniem wynikającym z przeprowadzonej w pracach [2, 3] analizy dynamicznej było wykazanie występowania związku pomiędzy odpowiedzią układu i klasą funkcji wymuszającej. Oddziaływania dynamiczne były mniejsze (a więc korzystniejsze), jeśli wyższa była klasa funkcji  $a(t)$ . Stwierdzenie to odnosi się również do krzywizny  $k(l)$ .

Z charakteru przyspieszeń na krzywej przejściowej wynika, że  $k(l)$  będzie funkcją klasy  $C^n(0, l_k)$ , jeśli zostaną spełnione następujące warunki dla jej pochodnych (jednostronnych):

$$\begin{cases} k^{(i)}(0^+) = 0 \\ k^{(i)}(l_k^-) = \begin{cases} 1/R & \text{dla } i = 0 \\ 0 & \text{dla } i > 0 \end{cases} \end{cases} \quad (7.9)$$

gdzie:  $i = 0, 1, 2, \dots, n$ .

Rozwiązanie problemu umożliwia teoria równań różniczkowych [5]. Funkcji odpowiedniej klasy, które opisują krzywiznę krzywej przejściowej, należy poszukiwać wśród rozwiązań równania różniczkowego

$$k^{(m)}(l) = f[l, k, k', \dots, k^{m-1}] \quad (7.10)$$

z warunkami (7.9), gdzie  $m = 2n + 2$ , bądź ogólniej – wśród rozwiązań równania różniczkowego (7.10) z warunkami:

$$\begin{cases} k^{(i)}(0^+) = 0 & \text{dla } i = 0, 1, 2, \dots, n_1 \\ k^{(j)}(l_k^-) = \begin{cases} 1/R & \text{dla } j = 0 \\ 0 & \text{dla } j > 0 \end{cases} & \text{dla } j = 0, 1, 2, \dots, n_2 \end{cases} \quad (7.11)$$

gdzie  $m = n_1 + n_2 + 2$ .

W przypadku wykorzystywania warunków (7.11) funkcja  $k(l)$  jest funkcją klasy  $C^n$  w przedziale  $(0, l_k)$ , gdzie  $n = \min(n_1, n_2)$ . Równanie różniczkowe (7.10) może być on, równaniem różniczkowym liniowym o stałych lub zmiennych współczynnikach, jednorodnym bądź niejednorodnym.

Przedstawiony zapis matematyczny pozwala na uzyskanie nieskończonej liczby rozwiązań, spełniających wymagania stawiane krzywym przejściowym. Tak więc nieograniczone są również możliwości wyznaczania odpowiednich postaci krzywych. Zapis ten stanowi identyfikację kształtu krzywych przejściowych równaniami różniczkowymi i określa sposób na znalezienie rozwiązań spełniających dowolną liczbę założonych warunków, przy czym dla danych warunków mogą to być rozwiązania zupełnie różnej postaci.

### 7.1.2.2. Identyfikacja znanych rozwiązań

Stosując przedstawioną metodę, zidentyfikujmy najbardziej popularne postacie krzywych przejściowych, omówione szczegółowo w pracy [1].

— Zaczniemy od równania różniczkowego:

$$k''(l) = 0 \quad (7.12)$$

z warunkami:

$$\begin{cases} k(0^+) = 0 \\ k(l_k^-) = 1/R \end{cases}$$

Całka ogólna równania różniczkowego (7.12) ma postać:

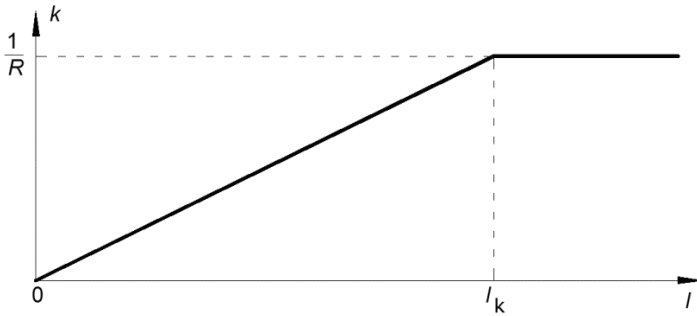
$$k(l) = c_1 + c_2 l$$

Po wyznaczeniu stałych rozwiązanie problemu różniczkowego (7.12), (7.13) jest następujące:

$$k(l) = \frac{1}{R} \frac{l}{l_k} \quad (7.14)$$

Mamy więc w tym wypadku do czynienia z przypadkiem liniowej zmiany krzywizny (rys. 7.5).

Na drogach kolejowych, gdzie występują duże promienie łuków kołowych oraz relatywnie długie krzywe przejściowe, stosuje się powszechnie uproszczony sposób wyznaczania równania krzywej przejściowej w układzie współrzędnych prostokątnych, prowadzący do uzyskania tegoż równania w postaci funkcji jawnej  $y(x)$ . Uproszczenie procedury polega na założeniu, że zamodelowana krzywizna  $k(l)$  odnosi się do swego rzutu na oś  $x$ , czyli że odcięta  $x = l$ , a odcięta punktu końcowego  $x_k = l_k$ . W wyniku takich założeń otrzymujemy wyjściowe równanie krzywizny  $k_0(x)$ .



Rys. 7.5. Wykres krzywizny liniowej (opisanej równaniem (7.14))

W przypadku rozpatrywanej krzywej przejściowej:

$$k_0(x) = \frac{1}{R} \frac{x}{l_k} \quad (7.15)$$

Wyznaczenie w sposób ścisły funkcji  $y(x)$  jest na drodze analitycznej niemożliwe, gdyż wymagałoby rozwiązania równania różniczkowego:

$$k_0(x) = \frac{y''(x)}{\left\{1 + [y'(x)]^2\right\}^{\frac{3}{2}}}$$

W stosowanych w kolejnictwie krzywych przejściowych – gdy przyjmujemy układ współrzędnych, w którym początek krzywej jest styczny do osi odciętych (rys. 7.4) – wartość stycznej  $y'(x)$  na długości jest niewielka, dlatego też w praktycznych rozwiązaniach traktujemy  $k_0(x)$  jako krzywiznę wyjściową, będącą przybliżeniem krzywizny docelowej  $k(x)$ . Przejście od  $k_0(x)$  do  $k(x)$  odbywa się w ten sposób, że uznajemy  $k_0(x)$  za równanie drugiej pochodnej szukanej funkcji  $y(x)$ ; mamy zatem:

$$y''(x) = k_0(x)$$

Równanie to następnie dwukrotnie całkujemy, uzyskując  $y'(x)$  i  $y(x)$ ; uwzględniamy przy tym warunki:  $y(0) = 0$  i  $y'(0) = 0$ . Uzyskana w ten sposób funkcja  $y(x)$  posiada krzywiznę różniącą się nieco od krzywizny wyjściowej.

Po dwukrotnym scałkowaniu wyrażenia (7.15) i wykorzystaniu wymienionych warunków otrzymujemy równanie krzywej przejściowej

$$y(x) = \frac{x^3}{6 \cdot R \cdot l_k} \quad (7.16)$$

Liniową krzywiznę, opisaną – w przybliżeniu – równaniem (7.15), posiada zatem krzywa przejściowa w postaci paraboli trzeciego stopnia. Jest to tradycyjnie podstawowy rodzaj krzywej przejściowej stosowany na drogach kolejowych. Nie oznacza to wcale, że jest to rozwiązanie najkorzystniejsze, jednak zakorzenione przyzwyczajenia wciąż są trudne do przełamania.

Należy jeszcze wspomnieć o pewnej nieprawidłowości, która będzie również dotyczyć innych rozpatrywanych krzywych przejściowych. Równanie (7.16) nie spełnia warunku styczności krzywej przejściowej z łukiem kołowym, tj. warunku:

$$y'(l_k^-) = y'(l_k^+)$$

Dlatego też spotyka się propozycje korygowania rzędnych  $y(x)$  przez stosowanie odpowiedniego współczynnika. Bałuch [1] zaproponował wprowadzenie współczynnika  $\kappa$ , korygującego rzędne krzywej przejściowej, w postaci:

$$\kappa = \frac{1}{\cos \xi}$$

gdzie  $\xi = \arctg \frac{l_k}{2R}$ .

— Zwiększmy teraz liczbę warunków, jednocześnie różnicując je dla pierwszej i drugiej połowy krzywej przejściowej:

$$\text{dla } l \in \left[0, \frac{l_k}{2}\right] \quad \begin{cases} k(0^+) = k'(0^+) = 0 \\ k\left(\frac{1}{2}l_k^-\right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{R} \end{cases} \quad (7.17)$$

$$\text{dla } l \in \left[\frac{l_k}{2}, l_k\right] \quad \begin{cases} k(l_k^-) = \frac{1}{R} \\ k'(l_k^-) = 0 \\ k\left(\frac{1}{2}l_k^+\right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{R} \end{cases} \quad (7.18)$$

Przyjmujemy odpowiednie równanie różniczkowe:

$$k'''(l) = 0 \quad (7.19)$$

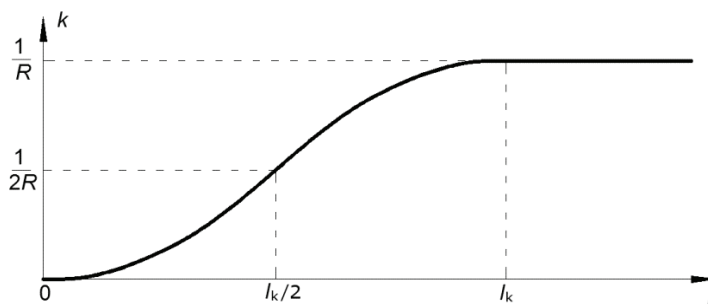
którego całka ogólna ma postać:

$$k(l) = c_1 + c_2 l + c_3 l^2$$

Wyznaczenie i podstawienie stałych do całki ogólnej prowadzi do rozwiązania końcowego w postaci:

$$k(l) = \begin{cases} \frac{2}{R} \cdot \frac{l^2}{l_k^2} & \text{dla } l \in \left[0, \frac{l_k}{2}\right] \\ \frac{1}{R} - \frac{2}{R} \cdot \frac{(l_k - l)^2}{l_k^2} & \text{dla } l \in \left[\frac{l_k}{2}, l_k\right] \end{cases} \quad (7.20)$$

Otrzymaliśmy zatem krzywiznę o nieliniowym rozkładzie na długości (rys. 7.6). Jak się dalej okaże, krzywiznę o takim charakterze (ale oczywiście o różnej postaci) mają wszystkie krzywe przejściowe z wyjątkiem paraboli trzeciego stopnia (i klotoidy, ale w wypadku dróg kolejowych obie te krzywe przyjmują w zasadzie ten sam kształt).



Rys. 7.6. Przykładowa krzywizna o nieliniowym rozkładzie na długości (opisana równaniem (7.20))

Jak się okazuje, równanie (7.20) opisuje krzywiznę krzywej przejściowej w postaci paraboli czwartego stopnia. Po dwukrotnym scałkowaniu funkcji  $k_0(x)$  otrzymujemy bowiem następujące wyrażenie:

$$y(x) = \begin{cases} \frac{x^4}{6 \cdot R \cdot l_k^2} & \text{dla } x \in \left[0, \frac{l_k}{2}\right] \\ -\frac{x^4}{6 \cdot R \cdot l_k^2} + \frac{2x^3}{3 \cdot R \cdot l_k} - \frac{x^2}{2R} + \frac{l_k \cdot x}{6R} - \frac{l_k^2}{48R} & \text{dla } l \in \left[\frac{l_k}{2}, l_k\right] \end{cases} \quad (7.21)$$

— Powiększamy dalej liczbę warunków:

$$\begin{cases} k(0^+) = k'(0^+) = 0 \\ k(l_k^-) = 1/R \\ k'(l_k^-) = 0 \end{cases} \quad (7.22)$$

i przyjmujemy równanie różniczkowe:

$$k^{(4)}(l) = 0 \quad (7.23)$$

prowadzące do rozwiązania w postaci wielomianu:

$$k(l) = c_1 + c_2 l + c_3 l^2 + c_4 l^3$$

Po wyznaczeniu stałych otrzymujemy równanie krzywizny

$$k(l) = \frac{1}{R} \left( 3 \frac{l^2}{l_k^2} - 2 \frac{l^3}{l_k^3} \right) \quad (7.24)$$

Krzywizna opisana równaniem (7.24) jest krzywizną krzywej Blossa o równaniu:

$$y(x) = \frac{1}{R} \left( \frac{x^4}{4 \cdot l_k^2} - \frac{x^5}{10 \cdot l_k^3} \right) \quad (7.25)$$

— Zachowując warunki (7.19) zidentyfikujmy krzywiznę innym równaniem różniczkowym:

$$k^{(4)}(l) + \frac{\pi^2}{l_k^2} k''(l) = 0 \quad (7.26)$$

Otrzymujemy następującą całkę ogólną:

$$k(l) = c_1 + c_2 l + c_3 \sin \frac{\pi}{l_k} l + c_4 \cos \frac{\pi}{l_k} l$$

Rozwiązanie problemu różniczkowego (7.26), (7.22) ma postać:

$$k(l) = \frac{1}{2 \cdot R} \left( 1 - \cos \pi \frac{l}{l_k} \right) \quad (7.27)$$

Równanie (7.27) opisuje krzywiznę krzywej przejściowej w postaci cosinusoidy:

$$y(x) = \frac{1}{2 \cdot R} \left[ \frac{x^2}{2} + \frac{l_k^2}{\pi^2} \left( \cos \pi \frac{x}{l_k} - 1 \right) \right] \quad (7.28)$$

— Zakładamy jeszcze większą liczbę warunków:

$$\begin{cases} k(0^+) = k'(0^+) = k''(0^+) = 0 \\ k(l_k^-) = 1/R \\ k'(l_k^-) = k''(l_k^-) = 0 \end{cases} \quad (7.29)$$

Warunki (7.29) określają rząd równania różniczkowego; przyjmujemy je w postaci:

$$k^{(6)}(l) + \frac{4\pi^2}{l_k^2} k^{(4)}(l) = 0 \quad (7.30)$$

Całka ogólna równania (7.30) ma postać:

$$k(l) = c_1 + c_2 l + c_3 l^2 + c_4 l^3 + c_5 \sin \frac{2\pi}{l_k} l + c_6 \cos \frac{2\pi}{l_k} l$$

Po wyznaczeniu stałych otrzymujemy:

$$k(l) = \frac{1}{R} \left( \frac{l}{l_k} - \frac{1}{2\pi} \sin 2\pi \frac{l}{l_k} \right) \quad (7.31)$$

Krzywiznę opisaną równaniem (7.31) posiada krzywą przejściową w postaci sinusoidy.

$$y(x) = \frac{1}{2 \cdot R} \left( \frac{x^3}{3 \cdot l_k} - \frac{l_k \cdot x}{2 \cdot \pi^2} + \frac{l_k^2}{4 \cdot \pi^3} \sin 2\pi \frac{x}{l_k} \right) \quad (7.32)$$



### 7.1.2.3. Rampa przechyłkowa

Jeśli na łuku kołowym została zastosowana przechyłka, wówczas na długości krzywej przejściowej wykonuje się rampę przechyłkową, czyli łagodne przejście od toru bez przechyłki na prostej do toru na łuku z podniesionym tokiem zewnętrznym. Rzędne rampy przechyłkowej  $h(x)$  muszą odpowiadać krzywiznie  $k(x)$  krzywej przejściowej, od której zależy charakter występującego przyspieszenia odśrodkowego. Wyznaczenie równania krzywizny  $k(x)$  w postaci:

$$k(x) = \frac{1}{R} g(x)$$

pozwala na bezpośrednie (i ściśle) określenie rzędnych rampy przechyłkowej:

$$h(x) = h_0 \cdot g(x)$$

Wynikające z  $k(x)$  i  $h(x)$  przyspieszenie nie zrównoważone  $a(x)$  opisuje wówczas wzór:

$$a(x) = a_m \cdot g(x)$$

Wyrażenia na  $k(x)$ ,  $h(x)$  i  $a(x)$  łączy zatem funkcja  $g(x)$ , zależna od rodzaju krzywej przejściowej.

Tak więc równania ramp przechyłkowych wynikają bezpośrednio z wyznaczonych wcześniej równań krzywizny:

— dla paraboli trzeciego stopnia – z równania (7.15):

$$g(x) = \frac{x}{l_k} \quad \text{stąd} \quad h(x) = h_0 \cdot \frac{x}{l_k} \quad (7.33)$$

— dla paraboli czwartego stopnia – z równania (7.20):

$$g(x) = \begin{cases} 2 \frac{x^2}{l_k^2} & \text{dla } x \in \left[0, \frac{l_k}{2}\right] \\ 1 - \frac{2 \cdot (l_k - x)^2}{l_k^2} & \text{dla } x \in \left[\frac{l_k}{2}, l_k\right] \end{cases} \quad \text{stąd} \quad h(x) = \begin{cases} h_0 \cdot 2 \frac{x^2}{l_k^2} & \text{dla } x \in \left[0, \frac{l_k}{2}\right] \\ h_0 - h_0 \frac{2 \cdot (l_k - x)^2}{l_k^2} & \text{dla } x \in \left[\frac{l_k}{2}, l_k\right] \end{cases} \quad (7.34)$$

— dla krzywej Blossa – z równania (7.24):

$$g(x) = 3 \frac{x^2}{l_k^2} - 2 \frac{x^3}{l_k^3} \quad \text{stąd} \quad h(x) = h_0 \cdot \left( 3 \frac{x^2}{l_k^2} - 2 \frac{x^3}{l_k^3} \right) \quad (7.35)$$

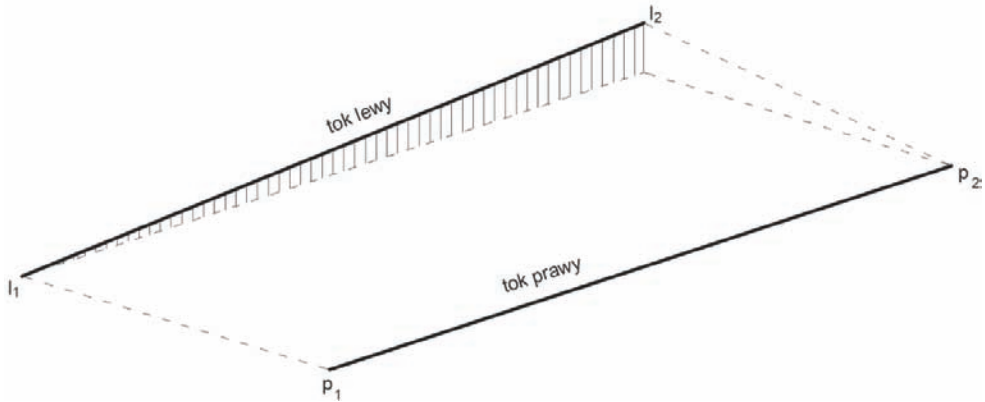
— dla cosinusoidy – z równania (7.27):

$$g(x) = \frac{1}{2} \left( 1 - \cos \pi \frac{x}{l_k} \right) \quad \text{stąd} \quad h(x) = \frac{h_0}{2} \cdot \left( 1 - \cos \pi \frac{x}{l_k} \right) \quad (7.36)$$

— dla sinusoidy – z równania (7.31):

$$g(x) = \frac{x}{l_k} - \frac{1}{2\pi} \sin 2\pi \frac{x}{l_k} \quad \text{stąd} \quad h(x) = h_0 \cdot \left( \frac{x}{l_k} - \frac{1}{2\pi} \sin 2\pi \frac{x}{l_k} \right) \quad (7.37)$$

Należy jeszcze zauważyć, że rampa przechyłkowa wprowadza istotne zaburzenie w rejonach styku kół pojazdu szynowego z torem. Ilustruje to rysunek 7.7, na którym pokazano wzajemne położenie obu toków szynowych w przestrzeni. Jak widać, toki  $l_1l_2$  i  $p_1p_2$  nie leżą w jednej płaszczyźnie. Tymczasem sąsiednie osie wózka pojazdu szynowego, oddalone wzajemnie o wartość  $b$ , są do siebie równoległe, tworzą więc swoją własną płaszczyznę. Powstaje zatem ewidentna niezgodność, która powoduje, że wózek styka się z torem tylko w trzech punktach; jedno z kół pozostaje w położeniu ponad tokiem szynowym. Zjawisko to nosi nazwę wichrowatości toru i może stanowić przyczynę wykolejenia wagonów o dużej sztywności skrętnej (np. wagonów-cystern).



Rys. 7.7. Schemat układu wysokościowego toków szynowych na prostoliniowej rampie przechyłkowej

#### 7.1.2.4. Ustalanie długości krzywej przejściowej

Szczególnie ważnym zadaniem projektowym jest ustalenie długości krzywej przejściowej. Występuje ona we wszystkich wzorach obliczeniowych, ponadto zależy od niej wartość przesunięcia łuku kołowego  $n$  (rys. 7.3 i 7.4). W tej sytuacji przeprowadzane później wydłużanie krzywej przejściowej (np. w celu podwyższenia prędkości na linii poprzez zwiększenie przechyłki) będzie powodować najczęściej konieczność zmiany położenia całego łuku kołowego.

Parametrem kinematycznym określającym długość krzywej przejściowej jest prędkość przyrostu przyspieszenia  $\psi$ . Zgodnie z definicją:

$$\psi(x, t) = \frac{d}{dt} a(x) = a_m \frac{d}{dt} g(x) = a_m \frac{d}{dx} g(x) \cdot \frac{dx}{dt}$$

Przy założeniu stałej prędkości jazdy pociągów  $v$ :

$$\psi(x) = a_m \cdot v \cdot \frac{d}{dx} g(x)$$

Długość krzywej przejściowej powinna zostać tak dobrana, aby spełniony był warunek:

$$\psi_{\max} \leq \psi_{\text{dop}}$$

Zgodnie z obowiązującymi przepisami [4] dla pojedynczych krzywych przejściowych wartość  $\psi_{\text{dop}} = 0,5 \text{ m/s}^3$ .

— Parabola trzeciego stopnia

Na podstawie wzoru (7.33) prędkość przyrostu przyspieszenia jest stała na długości krzywej przejściowej:

$$\psi(x) = \frac{a_m \cdot v}{l_k}$$

Obowiązuje zatem następujący warunek na  $l_{\text{min}}^{\psi}$ :

$$l_{\text{min}}^{\psi} = \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}} \quad (7.38)$$

— Parabola czwartego stopnia

Na podstawie wzoru (7.34) prędkość przyrostu przyspieszenia ma charakter liniowy:

$$\psi(x) = \begin{cases} 4 \frac{a_m \cdot v}{l_k^2} x & \text{dla } x \in \left[0, \frac{l_k}{2}\right] \\ 4 \frac{a_m \cdot v}{l_k^2} (l_k - x) & \text{dla } x \in \left[\frac{l_k}{2}, l_k\right] \end{cases}$$

i osiąga maksimum w połowie krzywej przejściowej.

$$\psi_{\text{max}} = 2 \frac{a_m \cdot v}{l}$$

Warunek na  $l_{\text{min}}^{\psi}$  jest zatem następujący:

$$l_{\text{min}}^{\psi} = 2 \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}} \quad (7.39)$$

— Krzywa Blossa

Na podstawie wzoru (7.35) przyrost przyspieszenia:

$$\psi(x) = 6 \frac{a_m \cdot v}{l} \left( \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \right)$$

osiąga maksimum dla  $x = l/2$ .

$$\psi_{\text{max}} = 1,5 \frac{a_m \cdot v}{l_k}$$

Wynika stąd:

$$l_{\text{min}}^{\psi} = 1,5 \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}} \quad (7.40)$$

## — Cosinusoida

Na podstawie wzoru (7.36):

$$\psi(x) = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{a_m \cdot v}{l_k} \cdot \sin \pi \frac{x}{l_k}$$

również osiąga maksimum w połowie krzywej przejściowej. Mamy zatem:

$$\psi_{\max} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{a_m \cdot v}{l_k}$$

Stąd wynika warunek na  $l_{\min}^{\psi}$ :

$$l_{\min}^{\psi} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}} \quad (7.41)$$

## — Sinusoida

Na podstawie wzoru (7.37) prędkość przyrostu przyspieszenia:

$$\psi(x) = \frac{a_m \cdot v}{l_k} \left( 1 - \cos 2\pi \frac{x}{l_k} \right)$$

jak w poprzednich przypadkach o krzywiznie nieliniowej osiąga maksimum w połowie krzywej przejściowej:

$$\psi_{\max} = 2 \frac{a_m \cdot v}{l_k}$$

Warunek na  $l_{\min}^{\psi}$  jest zatem następujący:

$$l_{\min}^{\psi} = 2 \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}} \quad (7.42)$$

Jeśli na długości krzywej przejściowej znajduje się rampa przechyłkowa, wówczas należy sprawdzić również drugi parametr kinematyczny – prędkość podnoszenia koła tabo-ru  $f$  na rampie przechyłkowej. Można go zdefiniować następująco:

$$f(x, t) = \frac{d}{dt} h(x) = h_0 \frac{d}{dt} g(x) = h_0 \frac{d}{dx} g(x) \cdot \frac{dx}{dt}$$

Przy założeniu stałej prędkości jazdy pociągów  $v$ :

$$f(x) = h_0 \cdot v \cdot \frac{d}{dx} g(x)$$

Długość rampy przechyłkowej (a więc również krzywej przejściowej) powinna być taka, aby został spełniony warunek:

$$f_{\max} \leq f_{\text{dop}}$$

- Polskie przepisy projektowania [4] określają wartości  $f_{dop}$  w sposób następujący:
- dla prostoliniowych ramp przechyłkowych (wartość zasadnicza)  $f_{dop} = 28$  mm/s;
  - dla prostoliniowych ramp przechyłkowych (wartość dopuszczalna)  $f_{dop} = 35$  mm/s;
  - dla krzywoliniowych ramp przechyłkowych  $f_{dop} = 56$  mm/s.

Przepisy te podają również wzory (lub wartości liczbowe) na dopuszczalne (maksymalne) pochylenie rampy oraz jej długość (związaną z tym pochyleniem).

- Parabola trzeciego stopnia

Na podstawie wzoru (7.33) prędkość podnoszenia koła taboru na rampie przechyłkowej jest stała na długości:

$$f(x) = \frac{h_0 \cdot v}{l_k}$$

Obowiązuje zatem warunek na  $l_{min}^f$ :

$$l_{min}^f = \frac{h_0 \cdot v}{f_{dop}} \quad (7.43)$$

- Parabola czwartego stopnia

Na podstawie wzoru (7.34) prędkość podnoszenia koła ma charakter liniowy:

$$f(x) = \begin{cases} 4 \frac{h_0 \cdot v}{l_k^2} x & \text{dla } x \in \left[0, \frac{l_k}{2}\right] \\ 4 \frac{h_0 \cdot v}{l_k^2} (l_k - x) & \text{dla } x \in \left[\frac{l_k}{2}, l_k\right] \end{cases}$$

i osiąga maksimum w połowie rampy przechyłkowej:

$$f_{max} = 2 \frac{h_0 \cdot v}{l_k}$$

Warunek na  $l_{min}^f$  jest następujący:

$$l_{min}^f = 2 \frac{h_0 \cdot v}{f_{dop}} \quad (7.44)$$

- Krzywa Blossa

Na podstawie wzoru (7.35) prędkość podnoszenia koła:

$$f(x) = 6 \frac{h_0 \cdot v}{l_k} \left( \frac{x}{l_k} - \frac{x^2}{l_k^2} \right)$$

osiąga maksimum dla  $x = l/2$ .

$$f_{max} = 1,5 \frac{h_0 \cdot v}{l_k}$$

Wynika stąd:

$$l_{min}^f = 1,5 \frac{h_0 \cdot v}{f_{dop}} \quad (7.45)$$

— Cosinusoida

Na podstawie wzoru (7.36):

$$f(x) = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_0 \cdot v}{l_k} \cdot \sin \pi \frac{x}{l_k}$$

również osiąga maksimum w połowie rampy:

$$f_{\max} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_0 \cdot v}{l_k}$$

Stąd wynika warunek na  $l_{\min}^f$ :

$$l_{\min}^f = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{h_0 \cdot v}{f_{\text{dop}}} \quad (7.46)$$

— Sinusoida

Na podstawie wzoru (7.37) prędkość podnoszenia koła:

$$f(x) = \frac{h_0 \cdot v}{l_k} \left( 1 - \cos 2\pi \frac{x}{l_k} \right)$$

jak na poprzednich rampach krzywoliniowych osiąga maksimum w połowie długości:

$$f_{\max} = 2 \frac{h_0 \cdot v}{l_k}$$

Warunek na  $l_{\min}^f$  jest zatem następujący:

$$l_{\min}^f = 2 \frac{h_0 \cdot v}{f_{\text{dop}}} \quad (7.47)$$

Przyjęte długości krzywej przejściowej muszą spełniać następujący podstawowy warunek:

$$l \geq \max(l_{\min}^{\psi}, l_{\min}^f)$$

Dla rozpatrywanych postaci krzywych przejściowych prowadzi to do poniższych zależności:

— dla paraboli trzeciego stopnia:

$$l \geq \max \left( \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}}, \frac{h_0 \cdot v}{f_{\text{dop}}} \right) \quad (7.48)$$

— dla paraboli czwartego stopnia:

$$l \geq \max \left( 2 \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}}, 2 \frac{h_0 \cdot v}{f_{\text{dop}}} \right) \quad (7.49)$$

— dla krzywej Blossa:

$$l \geq \max \left( 1,5 \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}}, 1,5 \frac{h_0 \cdot v}{f_{\text{dop}}} \right) \quad (7.50)$$

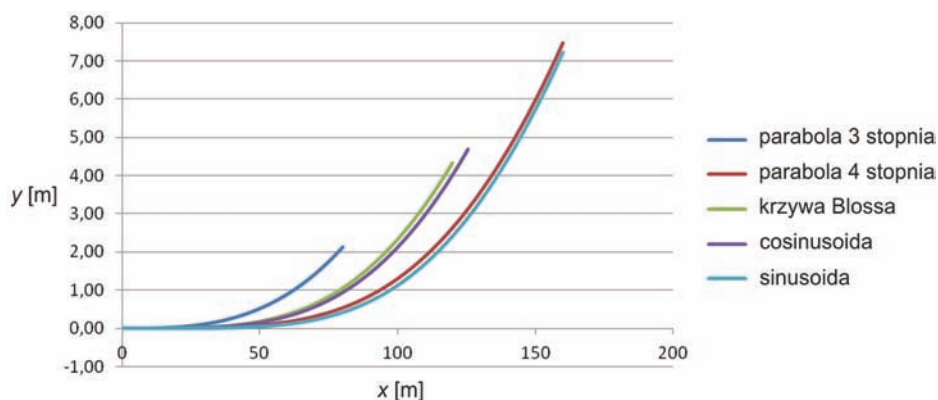
— dla cosinusoidy:

$$l \geq \max \left( \frac{\pi \cdot a_m \cdot v}{2 \psi_{\text{dop}}}, \frac{\pi \cdot h_0 \cdot v}{2 f_{\text{dop}}} \right) \quad (7.51)$$

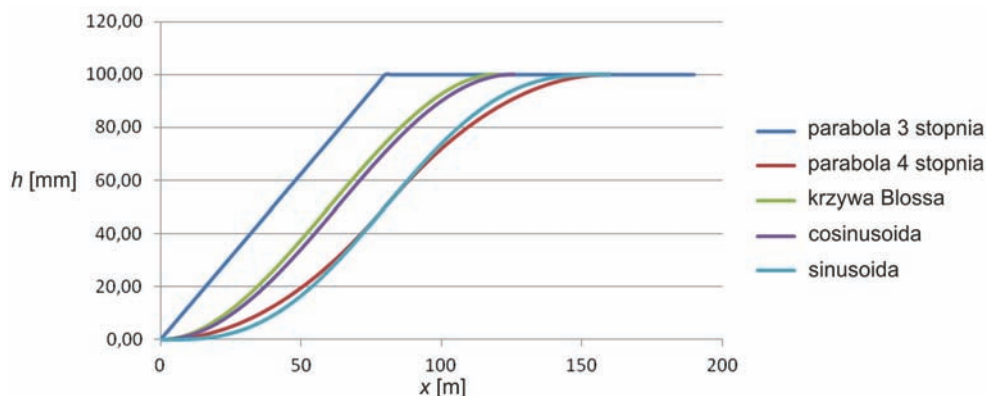
— dla sinusoidy:

$$l \geq \max \left( 2 \frac{a_m \cdot v}{\psi_{\text{dop}}}, 2 \frac{h_0 \cdot v}{f_{\text{dop}}} \right) \quad (7.52)$$

Znając relacje pomiędzy długościami rozpatrywanych krzywych przejściowych, możemy zestawić wykresy ich rzędnych poziomych  $y(x)$  oraz rzędnych ramp przechyłkowych  $h(x)$ . Wykresy  $y(x)$  pokazano na rysunku 7.8, przyjmując promień łuku kołowego  $R = 500$  m i zakładając jako wartość bazową długość krzywej przejściowej w postaci paraboli trzeciego stopnia  $l_0 = 80$  m. Wykresy  $h(x)$  przedstawiono na rysunku 7.9, przyjmując przechyłkę na łuku  $h_0 = 100$  mm oraz długość prostoliniowej rampy przechyłkowej  $l_0 = 80$  m.



Rys. 7.8. Wykresy rzędnych poziomych  $y(x)$  rozpatrywanych krzywych przejściowych; przyjęto promień łuku kołowego  $R = 500$  m, długość krzywej przejściowej w postaci paraboli trzeciego stopnia  $l_0 = 80$  m



Rys. 7.9. Wykresy rzędnych  $h(x)$  dla ramp przechyłkowych na krzywych przejściowych z rys. 7.8; przyjęto przechyłkę na łuku  $h_0 = 100$  mm, długość prostoliniowej rampy przechyłkowej  $l_0 = 80$  m

### 7.1.2.5. Przesunięcie łuku kołowego

W klasycznym sposobie kształtowania krzywej przejściowej powszechnie stosowany wzór na przesunięcie łuku kołowego otrzymuje się przez odjęcie od rzędnej końca krzywej przejściowej  $y_k$  strzałki łuku o promieniu  $R$  i cięciwie  $l_k$  (rys. 7.4). Wzór na wartość  $n$  jest następujący:

$$n = y_k - \left[ R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{l_k}{2}\right)^2} \right] \quad (7.53)$$

Najczęściej wykorzystuje się jednak wzór przybliżony:

$$n \approx y_k - \frac{\left(\frac{l_k}{2}\right)^2}{2 \cdot R} \quad (7.54)$$

Dla przedstawionych postaci krzywych przejściowych obowiązują zatem następujące zależności:

— parabola trzeciego stopnia:

$$n = \frac{l_k^2}{6 \cdot R} - \left[ R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{l_k}{2}\right)^2} \right], \quad n \approx \frac{l_k^2}{6 \cdot R} - \frac{l_k^2}{8 \cdot R} = \frac{l_k^2}{24 \cdot R} \quad (7.55)$$

— parabola czwartego stopnia:

$$n = \frac{7 \cdot l_k^2}{48 \cdot R} - \left[ R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{l_k}{2}\right)^2} \right], \quad n \approx \frac{7 \cdot l_k^2}{48 \cdot R} - \frac{l_k^2}{8 \cdot R} = \frac{l_k^2}{48 \cdot R} \quad (7.56)$$

— krzywa Blossa:

$$n = \frac{3 \cdot l_k^2}{20 \cdot R} - \left[ R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{l_k}{2}\right)^2} \right], \quad n \approx \frac{3 \cdot l_k^2}{20 \cdot R} - \frac{l_k^2}{8 \cdot R} = \frac{l_k^2}{40 \cdot R} \quad (7.57)$$

— cosinusoida:

$$n = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{\pi^2}\right) \frac{l_k^2}{R} - \left[ R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{l_k}{2}\right)^2} \right], \quad n \approx \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{\pi^2}\right) \frac{l_k^2}{R} - \frac{l_k^2}{8 \cdot R} = \frac{l_k^2}{42,232 \cdot R} \quad (7.58)$$

— sinusoida:

$$n = \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{4 \cdot \pi^2}\right) \frac{l_k^2}{R} - \left[ R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{l_k}{2}\right)^2} \right], \quad n \approx \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{4 \cdot \pi^2}\right) \frac{l_k^2}{R} - \frac{l_k^2}{8 \cdot R} = \frac{l_k^2}{61,213 \cdot R} \quad (7.59)$$



## 7.2. Kształtowanie toru w płaszczyźnie pionowej

Przedstawione w punkcie 7.1 określanie parametrów ukształtowania poziomego trasy wiąże się ściśle z kwestią tzw. trasowania, czyli ustalania przebiegu trasy w terenie. Istotą trasowania polega na tym, żeby projektowana trasa – łącząc ze sobą określone rejony – przebiegała w sposób korzystny z punktu widzenia uwarunkowań terenowych, urbanistycznych i ekologicznych, a także (co oczywiste) ekonomicznych. Uwarunkowania te tworzą zbiór kryteriów służących do wyboru wariantu najkorzystniejszego.

Warianty przebiegu linii kolejowej tworzy się, wykorzystując podkłady warstwiczne lub mapy numeryczne. Następnie naniesione ukształtowanie poziome trasy rozwija się wzdłuż jej długości, tworząc przekrój pionowy terenu, zwany profilem podłużnym (rys. 7.10). Stanowi on podstawę dla ukształtowania toru w płaszczyźnie pionowej.

Profil podłużny trasy wykonuje się w skali skażonej (skała pionowa jest inna niż skała pozioma). Zawiera on przekrój podłużny terenu (z naniesionymi różnego rodzaju przeszkodami) oraz tzw. niweletę toru, czyli przebieg osi toru w rzucie na płaszczyznę pionową. Niweleta toru składa się z odcinków o jednostajnym pochyleniu oraz łuków wyokrągających załomy profilu.

### 7.2.1. Pochylenie podłużne linii kolejowej

Wielkość pochylenia podłużnego decyduje o ciężarze pociągów mogących kursować daną trasą. Najbardziej korzystne byłoby oczywiście pochylenie zerowe, ale jest to w praktyce niemożliwe do zastosowania. Dlatego też przepisy [4] ograniczają maksymalne pochylenie podłużne torów do wartości tzw. pochylenia miarodajnego. Wynosi ono:

- dla linii magistralnych i pierwszorzędnych – 6‰;
- dla linii drugorzędnych – 10‰;
- dla linii znaczenia miejscowego i bocznic kolejowych – 20‰.

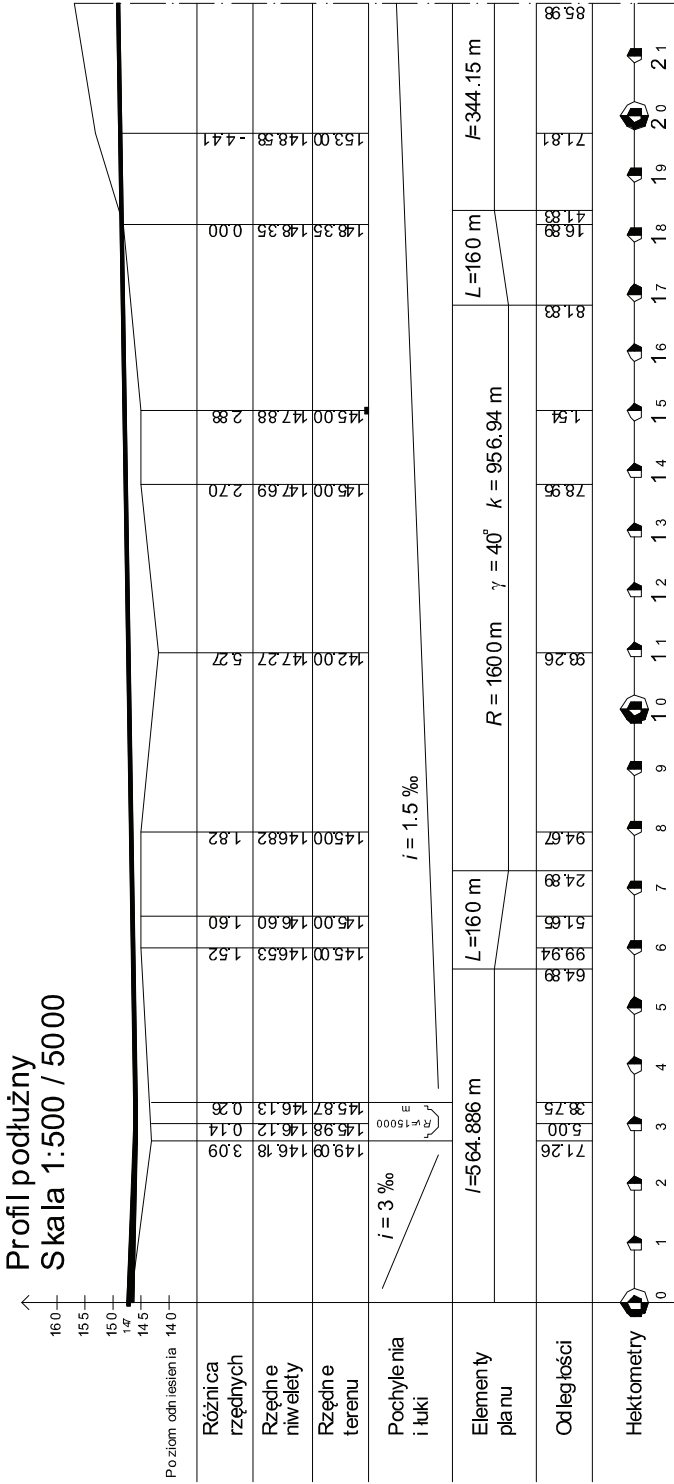
Pochylenie miarodajne wyznacza się na długości odpowiadającej co najmniej długości najcięższego pociągu towarowego. Na krótkich odcinkach, odpowiadających 1/3 długości najdłuższego pociągu towarowego, w niekorzystnych warunkach terenowych możliwe jest przekroczenie o 20% pochylenia miarodajnego. W tunelach o długości większej niż 250 m pochylenie podłużne nie może być większe niż 70% pochylenia miarodajnego ustalonego dla danej kategorii linii kolejowej.

Na długości łuków kołowych maksymalne pochylenie podłużne torów musi być w stosunku do pochylenia miarodajnego pomniejszone o wartość  $i_R$ , wynikającą z oporu ruchu występującego na wzniesieniu; wartość ta wynosi:  $i_R = 690/R$ , gdzie promień  $R$  [m].

Na profilu podłużnym trasy występują punkty przecięcia kolejnych odcinków o jednostajnym pochyleniu – są to tzw. załomy niwelety. Odległość pomiędzy załomami profilu podłużnego (czyli długość odcinków o stałym pochyleniu) nie powinna być mniejsza od długości najdłuższego pociągu kursującego po danej linii kolejowej. Odległość ta w określonych przypadkach może być zmniejszona do 1/3 długości najdłuższego pociągu (m.in. przy łagodzeniu załomów profilu podłużnego wstawkami o pochyleniu pośrednim).

Dopuszczalna różnica dwóch sąsiednich pochyłeń podłużnych wynosi:

- 5‰ – w torach linii kolejowych magistralnych i pierwszorzędnych;
- połowę odpowiedniego pochylenia miarodajnego – w torach pozostałych linii kolejowych.



Rys. 7.10. Profil podłużny linii kolejowej

W przypadku, gdy różnica pochyłeń podłużnych jest większa od dopuszczalnej, powinno się wykonać pochylenia pośrednie.

Pochylenia podłużne odwrotnego kierunku większe od 2,5‰ powinny być złagodzone wstawką przejściową o pochyleniu do 2,5‰, o długości nie mniejszej niż 1/3 długości najdłuższego pociągu.

### 7.2.2. Zaokrąglanie załomów profilu podłużnego

Załomy profilu podłużnego powinny być zaokrąglone łukami pionowymi o promieniu o wartościach nie mniejszych niż określone w tabelicy 7.4.

**Tablica 7.4**

Minimalne promienie łuków pionowych

Rodzaje torów	Promień łuku pionowego [m]
Tory przeznaczone do jazdy z prędkościami maksymalnymi ponad 160 km/h na liniach nowo budowanych	20 000
Tory przeznaczone do jazdy z prędkościami maksymalnymi od 141 km/h do 160 km/h na liniach nowo budowanych oraz z prędkościami ponad 160 km/h na liniach modernizowanych	15 000
Tory główne linii magistralnych i pierwszorzędnych	10 000
Tory główne linii drugorzędnych i tory główne dodatkowe linii magistralnych i pierwszorzędnych	5000
Tory główne dodatkowe linii drugorzędnych	2500
Tory linii znaczenia miejscowego i tory boczne wszystkich kategorii linii	2000

Zaokrąglenia załomu profilu podłużnego łukiem pionowym nie wykonuje się, jeżeli odległość teoretycznego punktu załomu od krzywizny łuku zaokrąglającego, mierzona wzdłuż promienia łuku, jest mniejsza od 8 mm. Odległość tę wyznacza się według następującego (przybliżonego) wzoru:

$$z = \frac{R \cdot (i_1 - i_2)^2}{8000}$$

gdzie:  $z$  – odległość punktu załomu od krzywizny łuku [mm];

$R$  – promień łuku pionowego [m];

$i_1, i_2$  – algebraiczne wartości sąsiednich pochyłeń (z uwzględnieniem znaku "+" lub "-") [‰].

Aby zapewnić jednakową grubość warstwy podsypki, zaokrąglenia załomów profilu podłużnego powinny być uwzględniane w profilu podłużnym podtorza. Jeżeli występują trudności w zaokrągleniu załomu podtorza, to w miejscu zaokrąglenia profilu podłużnego można przyjąć minimalną dla danej klasy toru grubość podsypki.

Początki łuków zaokrąglających załomy profilu podłużnego powinny być oddalone co najmniej 6 m od końców belek głównych mostów i wiaduktów bez podsypki. Na mostach i wiaduktach z podsypką mogą być stosowane łuki pionowe, jeżeli w projekcie konstrukcji obiektu uwzględniono dodatkowe obciążenia spowodowane obecnością załomu profilu podłużnego.

Odległość początku łuku od punktu załomu wyznacza się według wzoru:

$$t = \frac{R \cdot (i_1 - i_2)^2}{2000}$$

gdzie:  $t$  – długość stycznej łuku pionowego zaokrąglającego załom [m];

$R$  – promień łuku pionowego [m];

$i_1, i_2$  – algebraiczne wartości sąsiednich pochyłości (z uwzględnieniem znaku „+” lub „-”) [‰].

Na nowo budowanych liniach kolejowych magistralnych, pierwszorzędnych i drugorzędnych załomy profilu linii nie powinny się znajdować w obrębie ramp przechyłkowych. Minimalna odległość załomu lub łuku pionowego od rampy przechyłkowej powinna wynosić 6 m.

W torach linii kolejowych modernizowanych i łukach nowo budowanych linii kolejowych znaczenia miejscowego jest możliwe wykonanie załomów profilu podłużnego na prostoliniowych rampach przechyłkowych, jeżeli takie rozwiązanie umożliwi uniknięcie kosztownej przebudowy obiektów inżynierskich lub podtorza, po spełnieniu określonych warunków (m.in. promień łuku zaokrąglającego nie powinien być mniejszy od 5000 m, załom powinien się znajdować w połowie długości rampy przechyłkowej, długość łuku pionowego zaś powinna być równa długości tej rampy).

### 7.3. Ukształtowanie toru w płaszczyźnie poprzecznej do jego osi

Szyny w płaszczyźnie pionowej poprzecznej powinny być układane w pochyleniu skierowanym do osi toru o wartościach:

- 1:40 – w torach na podkładach betonowych i drewnianych z szyn typu 60E1;
- 1:20 – w torach na podkładach betonowych i drewnianych z szyn typu 49E1 i innych.

Ukształtowanie toru w tej płaszczyźnie określają szerokość toru oraz różnica wysokości toków szynowych. Drugi z tych elementów został już omówiony w trakcie rozpatrywania kwestii przechyłki na łuku oraz rampy przechyłkowej.

Szerokością toru nazywamy odległość pomiędzy wewnętrznymi krawędziami główek szyn, mierzoną 14 mm poniżej górnej powierzchni główki szyny. W Polsce nominalna szerokość toru na odcinkach prostych i w łukach o promieniu 250 m i większym wynosi 1435 mm.

W łukach o promieniach mniejszych od 250 m nominalna szerokość toru powinna być powiększona o wartości poszerzenia toru poprzez odsunięcie szyny wewnętrznej w kierunku środka łuku. Wartości poszerzenia toru w łuku określono w tablicy 2.5.

Tablica 7.5

Wartości poszerzenia toru w łukach

Promień łuku [m]	Poszerzenie toru [mm]
$R \geq 250$	0
$200 \leq R < 250$	10
$180 \leq R < 200$	15
$160 \leq R < 180$	20
$R < 160$	25

Przejście od szerokości nominalnej toru do zwiększonej szerokości toru w łuku powinno się wykonywać stopniowo na krzywej przejściowej.

W szczególnych przypadkach sposób postępowania jest następujący:

- jeżeli dwa łuki o różnych poszerzeniach toru są połączone ze sobą krzywą przejściową, to przejście od jednego poszerzenia do drugiego powinno się wykonywać na długości krzywej przejściowej;
- jeżeli dwa łuki o tym samym kierunku zwrotu, lecz o różnych poszerzeniach, stykają się ze sobą, tworząc łuk koszowy, to na całej długości łuku o mniejszym promieniu powinno się zachować wymagane dla niego poszerzenie, przejście zaś do mniejszej wartości poszerzenia wykonać na łuku o większym promieniu.

## Literatura

- [1] Bałuch H.: Optymalizacja układów geometrycznych toru. Warszawa: WKŁ 1983.
- [2] Koc W.: Elementy teorii projektowania układów torowych. Gdańsk: Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej 2004.
- [3] Mieloszyk E., Koc W.: General dynamic method for determining transition curve equations. Rail International – Schienen der Welt 1991, nr 10.
- [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. z 1998 r., Nr 151, poz. 987.
- [5] Stiepanow W.W.: Równania różniczkowe. Warszawa: PWN 1956.

## ZASTOSOWANIE TABORU Z PRZECHYLNYM NADWOZIEM

W ostatnich latach następuje gwałtowny wzrost zainteresowania nowym kolejowym środkiem transportowym do przewozów pasażerskich – taborem z przechylnym nadwoziem (rys. 3.1). Jego zastosowanie umożliwia znaczne zwiększenie prędkości na liniach kolejowych. Pociągi z przechylnymi nadwoziami stosują już m.in. koleje włoskie, niemieckie, hiszpańskie, szwedzkie i japońskie. Zarządy innych kolei planują w najbliższym czasie zakup tego rodzaju taboru, zastanawiając się nad wyborem producenta. Powstają wciąż nowe konstrukcje taboru (przykłady rozwiązań niemieckich opisano w pracach [2] i [6]). Dotychczasowe tempo wprowadzania tych pociągów do eksploatacji jest zaskakujące. Trzeba bowiem wziąć pod uwagę, że pierwsze stosowane obecnie konstrukcje wagonów, z aktywnym systemem sterowania przechylem, powstały w latach 80. minionego wieku. W pracy [5] przedstawiono przegląd zastosowań pociągów z przechylnymi nadwoziami w wybranych zarządcach kolejowych oraz omówiono możliwości ich wprowadzenia do sieci PKP. Należy zaznaczyć, że zagadnieniem celowości zastosowania w naszym kraju pociągów z wagonami o sterowanym przechyle nadwozia zajmowano się już wcześniej w Centrum Naukowo-Technicznym Kolejnictwa (CNTK) [4]. Problematykę zasad projektowania układów geometrycznych toru z uwzględnieniem omawianego taboru podjął w naszym kraju Basiewicz [1]. Prezentowana w niniejszym rozdziale analiza teoretyczna stanowiła przedmiot opracowania [3].



Rys. 3.1. Pociąg ETR-460 Pendolino [9]

Urządzenia w wagonach, służące do przechylania nadwozi, mogą mieć różną konstrukcję napędu [8]. Źródło sygnału uruchamiającego zespół sterujący przechyłem może pochodzić od:

- krzywej przejściowej (przed wjazdem na łuk kołowy), wywołującej przyspieszenie poprzeczne;
- magnesów trwałych, zainstalowanych przy torze przed wjazdem na krzywą przejściową i przy zjeździe z krzywej przejściowej;
- taśmy magnetycznej, na której zostały uprzednio zapisane parametry geometryczne toru na danej linii.

Najczęściej stosuje się pierwszy sposób, umieszczając w pierwszym wagonie (sterującym) na ramie przedniego wózka, nad pierwszą osią, żyroskop i przyspieszeniomierz do przyjmowania przyspieszenia jako sygnału sterującego przechyłem nadwozia. Sygnał ten, po odpowiedniej analizie, wykonanej przez komputer, jest podawany kolejno z wagonu na wagon i sukcesywnie uruchamia urządzenia przechylające nadwozia. Rozwiązanie takie zastosowano m.in. w wagonach ETR-460 Pendolino. Podczas przejazdu z odcinka prostego na krzywoliniowy bardziej wiarygodny jest sygnał z żyroskopu, reagującego na zmianę wysokości toków szynowych. Ponieważ sygnały przyspieszeń są filtrowane, zapobiega to przechyłom nadwozia, spowodowanym oddziaływaniem nierówności poziomych toru na odcinkach prostych. System przyspieszeniomierzy i układy żyroskopów nie mogą reagować na przypadkowe nierówności (poziome i pionowe) toków szynowych, stąd układ przechyłu zaczyna działać po przekroczeniu określonej wartości przyspieszenia bocznego na wózku [7].

System sterowania przechyłem współpracuje więc z drogą kolejową, szczególną zaś rolę odgrywa tutaj odcinek krzywej przejściowej. Warto więc prześledzić kinematykę ruchu taboru z wychylnymi nadwoziami na krzywej przejściowej – z uwzględnieniem występujących przyspieszeń poprzecznych oraz charakterystyki obrotu nadwozia. Jest to o tyle istotne, że – jak już wspomniano – krzywa przejściowa decyduje często o prędkości jazdy pociągu.

## 8.1. Założenia wyjściowe

Rozpatrując poruszanie się taboru z przechylnym nadwoziem na krzywiznach poziomych (wzdłuż drogi  $x$ ), należy uwzględnić dwa rodzaje bocznych przyspieszeń niezerównoważonych:

- przyspieszenia  $a_d(x)$ , rejestrowane na wózku, oraz
- przyspieszenia  $a_n(x)$ , oddziałujące na nadwozie, powstałe po zredukowaniu  $a_d(x)$  na skutek obrotu nadwozia.

Na pasażera działa przyspieszenie nieco zwiększone w porównaniu z  $a_n(x)$ , wskutek przechyłu nadwozia na zewnątrz łuku, wywołanego usprężynowaniem na ramie wózka.

Na rysunku 8.2 pokazano przyspieszenia oddziałujące na pasażera znajdującego się w przechylnym pudle wagonu. Przyspieszenia:  $a_z$  skierowane na zewnątrz i  $a_w$  skierowane do wewnątrz łuku są opisywane następującymi wzorami:

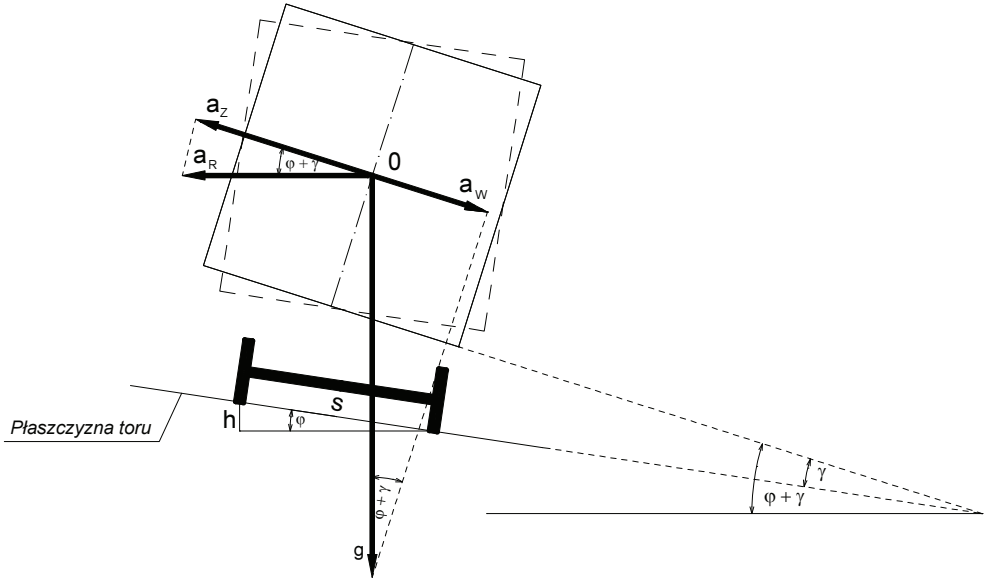
$$a_z = \frac{v_p^2}{(3,6)^2 R} \cdot \cos(\varphi + \gamma) \quad (8.1)$$

$$a_w = g \cdot \sin(\varphi + \gamma) \quad (8.2)$$

Uwzględniając, jak w punkcie 7.1.1, że  $\sin \varphi = h/s$  (gdzie relacja  $h/s$  nie przekracza 0,1), a kąt  $\gamma$  jest mały:

$$\cos(\varphi + \gamma) = \sqrt{1 - \left(\frac{h}{s}\right)^2} \cos \gamma - \frac{h}{s} \cdot \sin \gamma \cong \cos \gamma$$

$$\sin(\varphi + \gamma) = \frac{h}{s} \cdot \cos \gamma + \sqrt{1 - \left(\frac{h}{s}\right)^2} \sin \gamma \cong \frac{h}{s} \cdot \cos \gamma + \sin \gamma$$



Rys. 8.2. Przyspieszenia poprzeczne działające na przechylone nadwozie w pojeździe szynowym poruszającym się po krzywnie poziomej

Przyspieszenie wypadkowe oddziałujące na przechylone nadwozie opisuje zatem wzór:

$$a = \frac{v^2}{12,96R} \cos \gamma - g \frac{h}{s} \cos \gamma - g \cdot \sin \gamma \quad (8.3)$$

Z badań eksploatacyjnych pociągu ETR-460 Pendolino, przeprowadzonych na linii Warszawa–Gdańsk [1], wynika, że prędkość obrotu nadwozia  $\mathcal{G}$  rośnie wraz ze wzrostem przyspieszenia bocznego  $a_d(x)$ , wynikającego z prędkości jazdy  $v$  i układu geometrycznego toru, natomiast sam obrót rozpoczyna się przy pewnej wartości  $a_p < a_0$ . Zależność  $\mathcal{G} = f(a_d)$  ma charakter liniowy (rys. 8.3).

Ponieważ dla krzywej przejściowej w postaci paraboli trzeciego stopnia przyspieszenie  $a_d$  jest liniową funkcją drogi  $x$  (a przy prędkości jazdy  $v = const$  – również liniową funkcją czasu  $t$ ), można przyjąć, że prędkość obrotu nadwozia  $\mathcal{G}$  narasta liniowo na długości krzywej przejściowej. W takiej sytuacji obrót nadwozia odbywa się ze stałym przyspieszeniem:

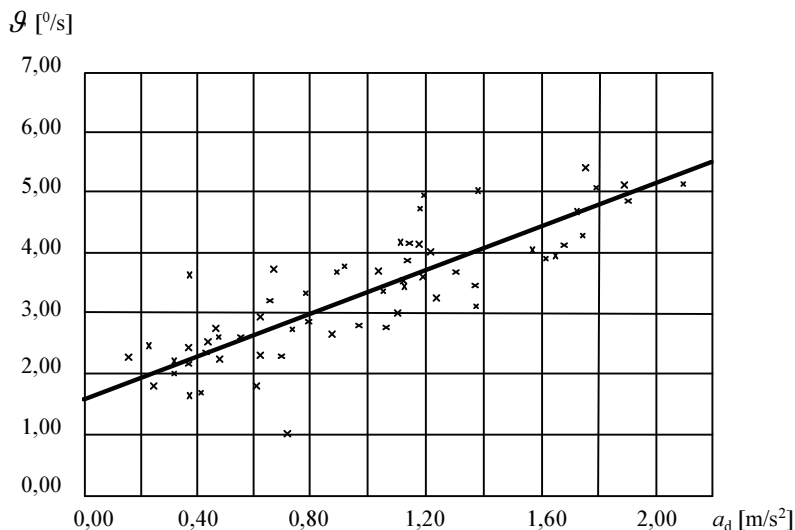


$$c_0 = \frac{d\mathcal{G}}{dt} = const$$

które występuje na całym odcinku obrotu, tj. dla  $x \in (x_p, l_k)$ ,

gdzie:  $x_p$  – położenie punktu początkowego odcinka obrotu nadwozia,

$l_k$  – długość krzywej przejściowej.



Rys. 8.3. Prędkość obrotu nadwozia  $\mathcal{G}$  wagonu ETR-460 w funkcji przyspieszenia bocznego na wózku  $a_d$  (badania eksploatacyjne na linii Warszawa–Gdańsk [1])

W dalszych rozważaniach, dotyczących krzywej przejściowej, będziemy operować zmienną niemianowaną:

$$\xi = \frac{x}{l_k} = \frac{t}{T}$$

co umożliwi analizę uogólniającą zarówno we współrzędnych geometrycznych, jak i czasowych. Zakładamy też stałą prędkość przejazdu  $v$ , a więc czas przejazdu przez krzywą przejściową wynosi:

$$T = \frac{l_k}{v}$$

## 8.2. Zależności teoretyczne dla krzywej przejściowej w postaci paraboli trzeciego stopnia

Na rysunku 3.4 pokazano w sposób ideowy wykresy przyspieszeń  $a_d(\xi)$  i  $a_n(\xi)$  oraz wykres kąta obrotu nadwozia  $\gamma(\xi)$  na długości krzywej przejściowej. Na łuku kołowym (tj. dla  $\xi = 1$ ) funkcje te przyjmują wartości stałe. Przyspieszenie  $a_m$  na wózku wynika – jak w tradycyjnym taborze – ze wzoru (7.6) i wynosi:

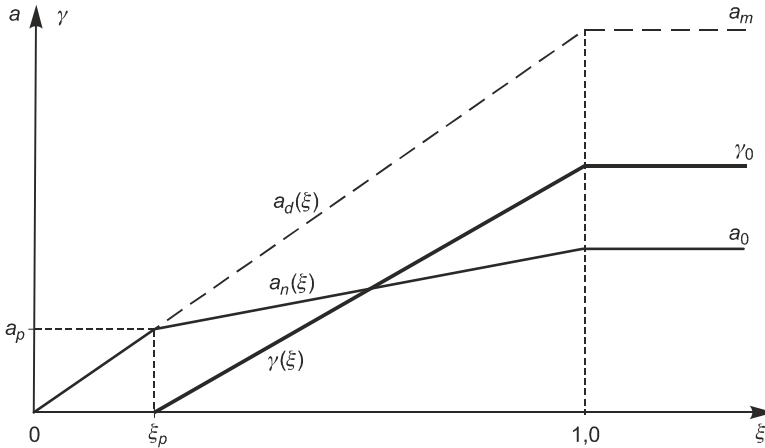
$$a_m = \frac{v^2}{12,96R} - g \frac{h_0}{s} \quad (8.4)$$

Dla przechylonego nadwozia obowiązuje wzór (8.3); ponieważ jednak kąt  $\gamma$  jest mały (w rozpatrywanym przypadku  $\gamma = 0 \div 8^\circ$ ), więc nie popełnimy dużego błędu, jeśli kierując się względami praktycznym, przyjmiemy  $\cos \gamma \approx 1$  i  $\sin \gamma \approx \gamma$ . Otrzymujemy wówczas:

$$a_0 = \frac{v^2}{12,96R} - g \frac{h_0}{s} - g \cdot \gamma_0 \quad (8.5)$$

$$\gamma_0 \cong \frac{1}{g}(a_m - a_0) \quad (8.6)$$

gdzie  $\gamma_0$  – wartość kąta obrotu nadwozia na łuku kołowym.



Rys. 8.4. Wykresy bocznych przyspieszeń niezrównoważonych  $a$  oraz kąta obrotu nadwozia  $\gamma$  na długości krzywej przejściowej (schemat ideowy dla obrotu jednostajnego)

Boczne przyspieszenie niezrównoważone na wózku zmienia się w sposób liniowy.

$$a_d(\xi) = a_m \cdot \xi \quad (8.7)$$

### 8.2.1. Przyspieszenia $a_n(\xi)$ na odcinku początkowym krzywej przejściowej

Na odcinku początkowym krzywej przejściowej (dla  $\xi \in [0, \xi_p]$ , gdzie  $\xi_p = x_p/l_k$ ) nie następuje obrót nadwozia, stąd:

$$a_n(\xi) = a_d(\xi) \quad (8.8)$$

Z rysunku 8.4 wynika, że  $\xi_p = a_p/a_m$ , przy czym  $a_p \in [0, a_0]$ , natomiast  $a_0 \leq a_{dop}$ .

Prędkość zmiany przyspieszenia na tym odcinku jest wartością stałą i wynosi:

$$\psi_0 = \frac{a_m v}{3,6 \cdot l_k} \leq \psi_{dop}$$

gdzie  $\psi_{dop}$  – dopuszczalny przyrost przyspieszenia poprzecznego.

Wynika stąd pierwszy warunek na graniczną wartość przyspieszenia  $a_m$ .

$$a_m^\psi = 3,6 \frac{\psi_{\text{dop}} \cdot l_k}{v}$$

Drugi warunek na przyspieszenie  $a_m^{\text{max}}$  wynika z wymagań konstrukcyjnych wagonu. Chodzi o to, że nierównoważone przyspieszenie boczne, rejestrowane na wózku, decyduje o wielkości sił między kołem a szyną. Jak podano w pracy [4], utrzymanie tych sił w dopuszczalnych granicach powoduje, że w przypadku szyn 60E1 i nacisku koła na szynę odpowiadającego masie 20 t dopuszczalne przyspieszenie odśrodkowe w płaszczyźnie toru nie powinno przekraczać  $1,25 \div 1,5 \text{ m/s}^2$ , przy masie 16 t –  $1,6 \text{ m/s}^2$ , przy masie 13 t –  $1,8 \text{ m/s}^2$ . Dla taboru ETR-460 Pendolino  $a_m^{\text{max}} = 2,0 \text{ m/s}^2$  [5].

### 8.2.2. Charakterystyka obrotu nadwozia

Obrót nadwozia występuje na odcinku  $\xi \in [\xi_p, 1]$ . Przy założeniu stałego przyspieszenia obrotu  $c_0$  prędkość obrotu nadwozia narasta liniowo:

$$\mathcal{G}(t) = \mathcal{G}_p + c_0(t - t_p)$$

natomiast kąt obrotu  $\gamma$  rośnie ruchem jednostajnie przyspieszonym:

$$\gamma(t) = \mathcal{G}_p(t - t_p) + \frac{1}{2} c_0(t - t_p)^2$$

Przechodząc na zmienną niemianowaną  $\xi$  oraz wykorzystując związek:

$$\frac{v}{3,6 \cdot l_k} = \frac{\psi_0}{a_m}$$

otrzymujemy następujące zależności:

$$\mathcal{G}(\xi) = \mathcal{G}_p + c_0 \frac{a_m}{\psi_0} (\xi - \xi_p) \quad (8.9)$$

$$\gamma(\xi) = \frac{a_m}{\psi_0} \left[ \mathcal{G}_p (\xi - \xi_p) + \frac{1}{2} c_0 \frac{a_m}{\psi_0} (\xi - \xi_p)^2 \right] \quad (8.10)$$

Obrót nadwozia musi być kontrolowany, gdyż powinien on doprowadzić do uzyskania stałego kąta przechyłu  $\gamma_0$  na łuku kołowym. Dlatego parametry funkcji obrotu  $\mathcal{G}_p$  i  $c_0$  nie są dowolne, lecz muszą być tak dobrane, żeby spełniony został warunek: dla  $\xi = 1$ ,  $\gamma(\xi) = \gamma_0$ . Zgodnie z tym założeniem, na podstawie równania (8.10) można stwierdzić, że pomiędzy  $\mathcal{G}_p$  i  $c_0$  musi występować zależność funkcyjna. Związek pomiędzy  $\mathcal{G}_p$  i  $c_0$  można zapisać dwojako:

$$\mathcal{G}_p = \frac{1}{1 - \xi_p} \left[ \frac{\psi_0}{g a_m} (a_m - a_0) - \frac{1}{2} c_0 \frac{a_m}{\psi_0} (1 - \xi_p)^2 \right] \quad (8.11)$$

lub

$$\mathcal{G}_p = \frac{\psi_0 (a_m - a_0)}{g (a_m - a_p)} - \frac{1}{2} \frac{c_0}{\psi_0} (a_m - a_p) \quad (8.12)$$

Obrót nadwozia odbywa się w sposób jednostajnie przyspieszony (lub jednostajny), płynnie w całym przedziale, muszą być więc spełnione jednocześnie dwa warunki:  $c_0 \geq 0$  oraz  $\mathcal{G}_p \geq 0$ . Wynikają z nich górne ograniczenia dla  $c_0$  i  $\mathcal{G}_p$ :

$$c_0 \leq \frac{2\psi_0^2(a_m - a_0)}{g(a_m - a_p)^2}$$

$$\mathcal{G}_p \leq \frac{\psi_0(a_m - a_0)}{g(a_m - a_p)}$$

### 8.2.3. Przyspieszenia $a_n(\xi)$ na odcinku obrotu nadwozia

Wzór na przyspieszenie  $a_n(\xi)$  na odcinku  $\xi \in (\xi_p, 1]$  wynika z zależności:

$$\gamma(\xi) = \frac{1}{g} [a_d(\xi) - a_n(\xi)]$$

Otrzymujemy zatem:

$$a_n(\xi) = a_d(\xi) - g \cdot \gamma(\xi)$$

co, po wykorzystaniu równań (8.7) i (8.10), daje rozwinięcie w postaci:

$$a_n(\xi) = a_m \xi - g \frac{a_m}{\psi_0} \left[ \mathcal{G}_p (\xi - \xi_p) + \frac{1}{2} c_0 \frac{a_m}{\psi_0} (\xi - \xi_p)^2 \right] \quad (8.13)$$

Funkcja  $a_n(\xi)$  z założenia powinna być funkcją rosnącą (a w każdym razie – nie malejącą) w przedziale  $(\xi_p, 1]$ . Oznacza to, że:

$$\frac{d}{d\xi} a_n(\xi) = a_m - g \frac{a_m}{\psi_0} \left[ \mathcal{G}_p + c_0 \frac{a_m}{\psi_0} (\xi - \xi_p) \right] \geq 0$$

Powyższe wyrażenie maleje w sposób liniowy ze wzrostem  $\xi$ , osiągając minimum dla  $\xi = 1$ . Wystarczy więc sprawdzić postawiony warunek na końcu krzywej przejściowej. Prowadzi to do kolejnej zależności, jaką muszą spełniać  $c_0$  i  $\mathcal{G}_p$ , a mianowicie:

$$\mathcal{G}_p + \frac{c_0}{\psi_0} (a_m - a_p) \leq \frac{\psi_0}{g} \quad (8.14)$$

Z nierówności (8.14) wynikają następne warunki ograniczające dla parametrów  $c_0$  i  $\mathcal{G}_p$ . Po podstawieniu  $\mathcal{G}_p$ , według wzoru (8.12), do nierówności (8.14) otrzymujemy:

$$c_0 \leq \frac{2\psi_0^2(a_0 - a_p)}{g(a_m - a_p)^2}$$

a po wyeliminowaniu  $c_0$  (również przy wykorzystaniu zależności (8.12)):

$$\mathcal{G}_p \geq \frac{\psi_0}{g} \left( \frac{a_m - a_0}{a_m - a_p} - \frac{a_0 - a_p}{a_m - a_p} \right)$$

Tak więc ostatecznie, na podstawie wyznaczonych warunków, parametry  $c_0$  i  $\mathcal{G}_p$  muszą przyjmować wartości z następujących przedziałów:

$$c_0 \in \left\langle 0; \min \left[ \frac{2\psi_0^2(a_m - a_0)}{g(a_m - a_p)^2}, \frac{2\psi_0^2(a_0 - a_p)}{g(a_m - a_p)^2} \right] \right\rangle \quad (8.15)$$

$$\mathcal{G}_p \in \left\langle \max \left[ 0, \frac{\psi_0}{g} \left( \frac{a_m - a_0}{a_m - a_p} - \frac{a_0 - a_p}{a_m - a_p} \right) \right]; \frac{\psi_0(a_m - a_0)}{g(a_m - a_p)} \right\rangle \quad (8.16)$$

### 8.2.4. Przypadek jednostajnego obrotu nadwozia

W przypadku  $c_0 = 0$  obrót nadwozia na krzywej przejściowej odbywa się ze stałą prędkością:

$$\mathcal{G}_0 = \frac{\psi_0(a_m - a_0)}{g(a_m - a_p)} = \frac{\gamma_0\psi_0}{a_m - a_p} \leq \mathcal{G}_{\text{dop}} \quad (8.17)$$

Kąt obrotu zmienia się wówczas liniowo, według zależności:

$$\gamma(\xi) = \frac{a_m}{\psi_0} \mathcal{G}_0 (\xi - \xi_p) \quad (8.18)$$

W sposób liniowy zmienia się również boczne niezrównoważone przyspieszenie nadwozia:

$$a_n(\xi) = a_m \xi - g \frac{a_m}{\psi_0} \mathcal{G}_0 (\xi - \xi_p) \quad (8.19)$$

Warunek na prędkość przyrostu przyspieszenia dla nadwozia (która to prędkość jest wartością stałą):

$$\psi_n = \frac{a_0 - a_p}{a_m - a_p} \psi_0 \leq \psi_{\text{dop}}$$

jest spełniony zawsze, gdyż w przypadku wystąpienia obrotu nadwozia  $a_m > a_0$ .

Przy projektowaniu układu geometrycznego toru należy rozpatrywać przypadki najbardziej niekorzystne. Dla taboru z przechylnym nadwoziem będzie to przypadek  $a_p = a_0$ . Na podstawie wyrażenia (8.13) można stwierdzić, że przypadek ten może wystąpić tylko przy jednostajnym obrocie nadwozia. Prędkość obrotu wynika ze wzorów (8.16) i (8.17) i wynosi:

$$\mathcal{G}_0 = \frac{\psi_0}{g} \leq \mathcal{G}_{\text{dop}} \quad (8.20)$$

Kąt obrotu nadwozia narasta liniowo:

$$\gamma(\xi) = \frac{a_m}{g} (\xi - \xi_p) \quad (8.21)$$

a przyspieszenie  $a_n(\xi)$  jest na całym odcinku obrotu nadwozia wielkością stałą.

$$a_n(\xi) = a_0 \quad (8.22)$$

## 8.2.5. Przykłady

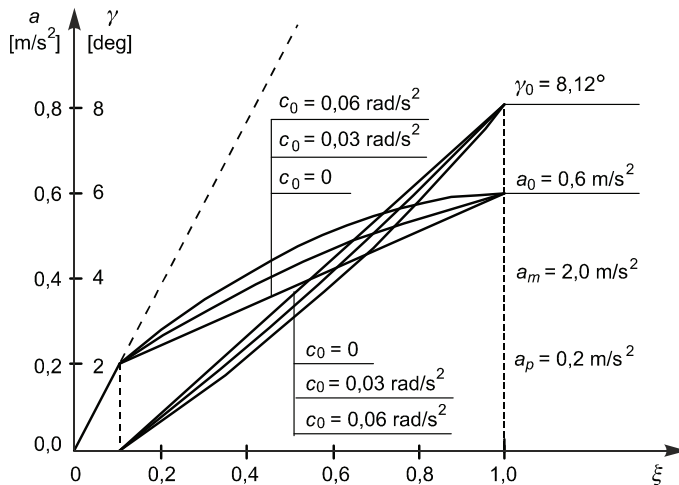
W tablicy 8.1 przedstawiono wyniki obliczeń parametrów charakteryzujących obrót nadwozia, przeprowadzonych na podstawie zależności teoretycznych podanych w punkcie 8.2.2. Przyjęto następujące dane wyjściowe:  $a_m = 2,0 \text{ m/s}^2$ ,  $a_0 = 0,6 \text{ m/s}^2$ ,  $\psi_0 = 0,5 \text{ m/s}^3$ ; dla tych danych  $\gamma_0 = 8,12^\circ$ .

Tablica 8.1

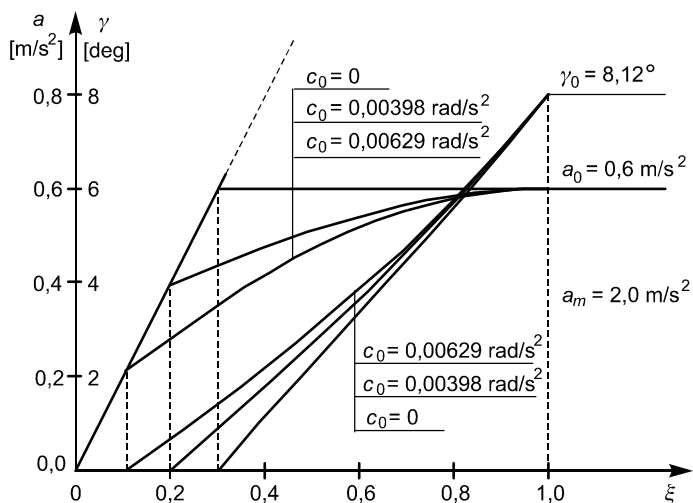
Przykładowe wartości parametrów charakteryzujących obrót nadwozia

$a_p$ [m/s <sup>2</sup> ]	min $c_0$ [rad/s <sup>2</sup> ]	max $c_0$ [rad/s <sup>2</sup> ]	min $\mathcal{G}_p$ [rad/s]	max $\mathcal{G}_p$ [rad/s]
0,20	0	0,00629	0,0283	0,0396
0,30	0	0,00529	0,0330	0,0420
0,40	0	0,00398	0,0382	0,0446
0,50	0	0,00227	0,0442	0,0476
0,60	0	0	0,0510	0,0510

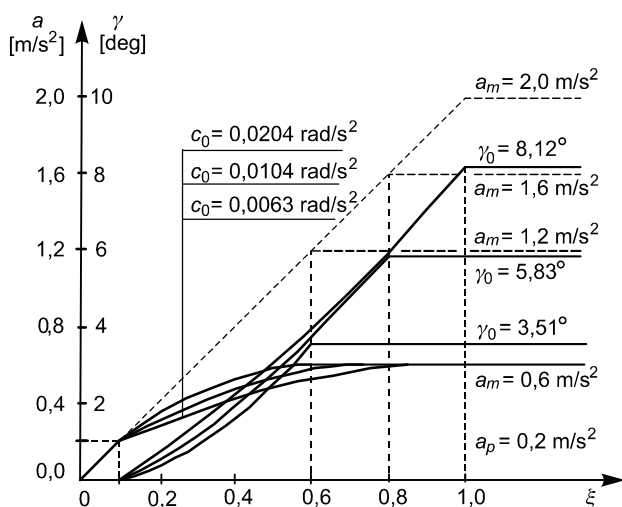
Rysunki 8.5, 8.6 i 8.7 stanowią ilustrację przeprowadzonych obliczeń szczegółowych. Przedstawiają one wykresy kąta obrotu nadwozia oraz wykresy niezrównoważonych przyspieszeń bocznych przy różnych konfiguracjach przyjętych parametrów.



Rys. 8.5. Wykresy kąta obrotu nadwozia  $\gamma(\xi)$  oraz niezrównoważonego przyspieszenia bocznego  $a_n(\xi)$  dla różnych wartości parametru  $c_0$



Rys. 8.6. Wykresy kąta obrotu nadwozia  $\gamma(\xi)$  oraz niezrównoważonego przyspieszenia bocznego  $a_n(\xi)$  dla różnych wartości przyspieszenia  $a_p$  i maksymalnych wartości  $c_0$



Rys. 8.7. Wykresy kąta obrotu nadwozia  $\gamma(\xi)$  oraz niezrównoważonego przyspieszenia bocznego  $a_n(\xi)$  dla różnych wartości przyspieszenia  $a_m$  i maksymalnych wartości  $c_0$

## Literatura

- [1] Basiewicz T.: Podstawowe równania kształtowania geometrii toru uwzględniające wpływ pudła wagonowego ze sterowanym przechylem. Wstępne studium wykonalności modernizacji linii kolejowej E65 na odcinku Warszawa–Gdynia. Gdańsk: Biuro Projektów Kolejowych 1996.
- [2] Ferchland Ch.: Aktive NeiTech-Systeme bei der Deutschen Bahn. Der Eisenbahningenieur 1996, nr 1.

- [3] Koc W.: Graniczne prędkości jazdy taboru z wychylnymi nadwoziami na łukach linii kolejowych. Problemy Kolejnictwa 1997, zeszyt 124.
- [4] Koncepcja rozwoju pojazdów trakcyjnych PKP, część I (główny referent T. Wolfram). Prace Naukowo-Badawcze i Rozwojowe CNTK, temat 1509/21. Warszawa 1991.
- [5] Massel A.: Eksploatacyjne efekty stosowania taboru z wychylnymi nadwoziami. Problemy Kolejnictwa 1994, zeszyt 117.
- [6] Müller Ch.: BR 611 – Regional-Triebzug mit Neigetchnik. Der Eisenbahningenieur 1996, nr 8.
- [7] Rabsztyn M.: Próby pociągu PENDOLINO ETR-460 na PKP. Technika Transportu Szynowego 1994, nr 2.
- [8] Zajęcki E.: Wagony z pudłami nachylnymi w łukach torowych. Technika Transportu Szynowego 1994, nr 3.
- [9] [http://www.qinetiq.com/home/newsroom/news\\_releases\\_homepage/2006/2nd\\_quarter/QinetiQ\\_Rail\\_delivers\\_a\\_wireless\\_technology\\_first.html](http://www.qinetiq.com/home/newsroom/news_releases_homepage/2006/2nd_quarter/QinetiQ_Rail_delivers_a_wireless_technology_first.html)



## KOLEJE DUŻYCH PRĘDKOŚCI

### 9.1. Budowa linii dużych prędkości

Podstawową przyczyną podjęcia budowy linii kolejowych dużych prędkości był niewystarczający poziom jakości występującej oferty przewozowej, zwłaszcza w zakresie czasu przejazdu. W Japonii, gdzie zapoczątkowano ten proces, nałożyła się na to niewystarczająca zdolność przewozowa istniejących linii kolejowych. W rezultacie, po kilkunastu latach, trwałą pozycję uzyskał w zasadzie nowy system transportowy, wypełniający lukę pomiędzy tradycyjnym transportem lądowym a transportem lotniczym.

Jak już wspomniano, pierwsza kolej dużych prędkości, we współczesnym znaczeniu tego określenia, powstała w Japonii. Linię kolejową Tokaido Shinkansen otwarto w 1964 roku. Pociągi klasy Shinkansen serii 0 (rys. 9.1), zbudowane przez firmę Kawasaki Heavy Industries, osiągały maksymalne prędkości rzędu 210 km/h na trasie Tokio–Nagoja–Kioto–Osaka. Dystans 515 km pokonywały one w 3 h 10 min, co dawało średnią prędkość handlową 162,8 km/h (z przystankami w Nagoi i Kioto).



Rys. 9.1. Jeden z pierwszych szybkich pociągów – Shinkansen serii 0 [3]

Przedsięwzięcie zakończyło się ogromnym sukcesem. Już w pierwszych trzech latach przewieziono 100 mln pasażerów, a do 1976 roku osiągnięto pierwszy miliard. Jednocześnie trwała rozbudowa sieci kolei dużych prędkości (KDP); aktualnie jej długość wynosi

2387 km, przy czym w latach 2015–2035 przewidywany jest dalszy rozwój o kolejne 776 km. Sukcesywnie, na przestrzeni blisko półwiecza, był wprowadzany do eksploatacji coraz nowocześniejszy tabor (rys. 9.2).



Rys. 9.2. Shinkansen serii 700 (pociąg Nozomi na linii Tokaido Shinkansen pomiędzy stacjami Shizuoka i Kakegawa) [3]

Pierwszą rozpoczętą linią dużych prędkości w Europie była Direttissima we Włoszech. Linię tę, łączącą Rzym z Florencją, oddawano do eksploatacji etapami przez 17 lat – pierwszy odcinek w 1975 roku, a ostatni w 1992 roku. Pierwszą całkowicie ukończoną linią dużych prędkości była linia Paryż–Lyon we Francji, uruchomiona w dwóch etapach w latach 1981–1983.

W Niemczech pierwszy odcinek linii dużych prędkości oddano do użytku w 1988 roku pomiędzy Fuldą a Würzburgiem. W Hiszpanii eksploatacja kolei dużych prędkości rozpoczęła się dopiero w 1992 roku, ale w tym przypadku otwarto całą linię Madryt–Sewilla o długości 471 km. W 1994 roku otwarto pierwsze połączenia międzynarodowe: Paryż–Bruksela, Paryż–Londyn oraz Bruksela–Londyn. Rozwój linii dużych prędkości w krajach europejskich w okresie do 2007 roku przedstawia tablica 9.1.

Tablica 9.1

Długość linii dużych prędkości w krajach europejskich w latach 1981–2007

Kraj	1981	1990	1995	2000	2005	2006	2007
Francja	301	699	1220	1278	1573	1573	1893
Hiszpania			471	471	1043	1225	1474
Niemcy		90	447	636	1202	1291	1291
Włochy	150	224	248	248	468	562	562
Belgia				58	120	120	120
Wielka Brytania					74	74	113
Europa	451	1013	3286	2691	4480	4845	5453

W ostatnim okresie zaznacza się coraz wyraźniej ekspansja następnych, po Japonii, krajów Dalekiego Wschodu. W Korei Południowej wybudowano linię Seul–Pusan, a Tajwan High Speed Rail (THSR) eksploatuje linię Taipei–Xinzuoying. Jednak prawdziwa rewolucja w omawianym zakresie nastąpiła w Chinach. Od 2006 roku rozpoczęto tam na dużą skalę budowę ogólnokrajowej sieci kolei dużych prędkości. W 2008 roku China Railways Highspeed (CRH) oddały do eksploatacji (z prędkością 350 km/h) linię Wuhan–Guangzhu. Do czerwca 2011 roku wybudowano 9676 km linii KDP, w tym 3515 km linii, na których pociągi osiągają prędkość 300 km/h i większą, co plasuje Chiny zdecydowanie na pierwszym miejscu w świecie. Proces inwestycyjny nadal trwa; w dniu 25 grudnia 2012 roku oddano do użytku linię Beijing–Shenzhen o łącznej długości 2208 km.

Z danych Międzynarodowego Związku Kolei (*Union Internationale des Chemins de fer* – UIC) wynika, że w 2025 roku całkowita długość linii dużych prędkości na świecie osiągnie 35 000 km. W krajach europejskich największego rozwoju sieci kolei dużych prędkości należy się spodziewać w Hiszpanii. Natomiast potentatem światowym pozostaną Chiny, chociaż ich potencjalnym konkurentem mogą się stać Indie, w których trwają intensywne prace zmierzające do wdrożenia na szeroką skalę omawianego systemu transportowego.

## 9.2. Wzrost prędkości pociągów

Od lat trzydziestych XX wieku do 1964 roku największa stosowana na świecie w normalnej eksploatacji prędkość pociągów nie przekraczała 160 km/h. Wprowadzenie wraz z otwarciem linii Tokaido z Tokio do Osaki w 1964 roku prędkości 210 km/h stanowiło więc bardzo znaczny postęp; pokonano bowiem barierę 200 km/h i stało się to na zbudowanej od podstaw linii, projektowanej dla jazdy z dużymi prędkościami.

Kolejny przełom w światowym kolejnictwie nastąpił 27 września 1981 roku, wraz z uruchomieniem pierwszego odcinka linii Paryż–Lyon (rys. 9.3). Po raz pierwszy pociągi zaczęły kursować z prędkością 260 km/h. Dwa lata później prędkość ta wzrosła jeszcze do 270 km/h.

W marcu 1990 roku wprowadzono po raz pierwszy w Japonii prędkość 275 km/h, ale dotyczyło to jedynie krótkiego odcinka linii Joetsu. W tym czasie we Francji już od pół roku pociągi kursowały z prędkością 300 km/h. Z prędkością 300 km/h jeździły pociągi na kolejnych liniach dużych prędkości oddawanych do ruchu we Francji, ale także w Belgii, Niemczech, Hiszpanii, Wielkiej Brytanii oraz we Włoszech, a poza Europą – w Korei Południowej i na Tajwanie.

Kolejnym krokiem w omawianej dziedzinie było wprowadzenie prędkości 320 km/h. Prędkość taką wprowadzono na oddanym 10 czerwca 2007 roku odcinku linii Est Europeen z Paryża do Strasburga. Wreszcie, w 2008 roku na oddanej do eksploatacji w Chinach linii Wuhan–Guangzhu pociągi zaczęły rozwijać prędkość 350 km/h.

Z punktu widzenia pasażera parametrem znacznie istotniejszym od prędkości maksymalnej jest czas przejazdu w konkretnej relacji. Bardzo ważne jest porównanie relacji między prędkością maksymalną a prędkością handlową, to jest uwzględniającą czas jazdy łącznie ze wszystkimi postojami na trasie. Na stosunek prędkości maksymalnej i handlowej wpływa wiele czynników, spośród których najważniejsze to:

- długość odcinka o maksymalnej prędkości i długości odcinków dojazdowych o mniejszych prędkościach;
- liczba postojów, czas ich trwania, prędkość wjazdu i wyjazdu ze stacji, na których przewidziany jest postój;

- charakterystyka trakcyjna zastosowanych pojazdów;
- wielkość rezerwy technicznej.



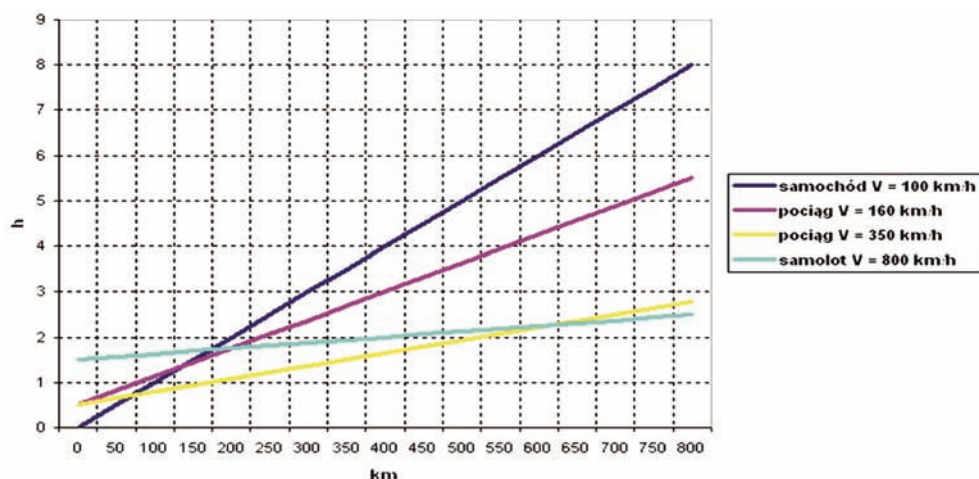
Rys. 9.3. Linia LGV Sud-Est [1]

Zestawienie omawianych prędkości na wybranych liniach zawiera tablica 9.2. Na rysunku 9.4 przedstawiono wykresy czasu podróży różnymi środkami komunikacji.

**Tablica 9.2**

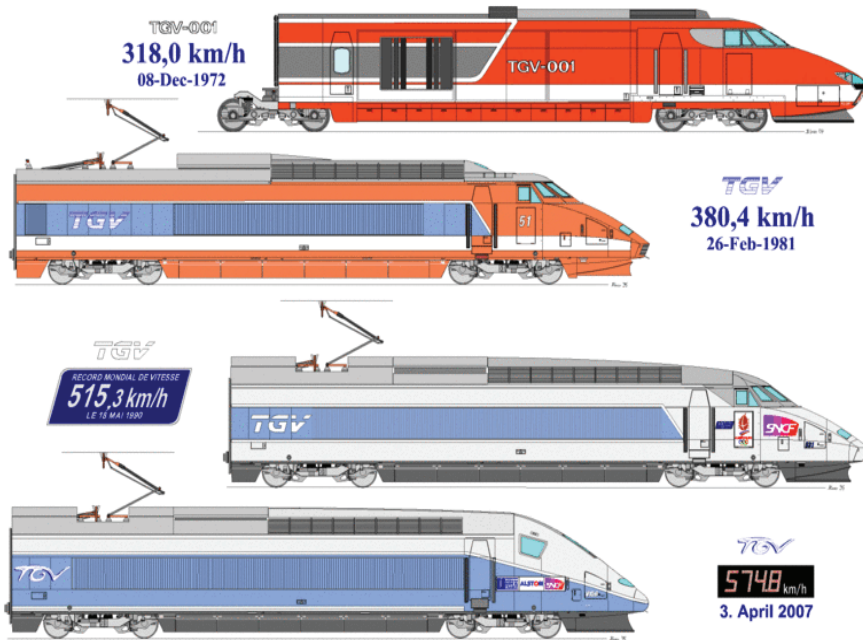
Zestawienie prędkości handlowej i maksymalnej na wybranych liniach

Linia	Długość linii $l$ [km]	Czas przejazdu $t$ [min]	Prędkość handlowa $v_h$ [km/h]	Prędkość maksymalna $v_{max}$ [km/h]	Liczba postojów
Paryż (Gare de Lyon)–Marsylia	749,4	180	249,8	300	0
Madryt–Saragossa	307,2	78	236,3	300	0
Paryż (Gare du Nord)–Bruksela	313,6	82	229,5	300	0
Tokio–Fukuoka Hakata	1069,1	290	221,2	300	9
Paryż (Gare de l'Est)–Nancy	330,0	90	220,0	320	0
Madryt–Sewilla	470,5	140	201,6	300	0
Paryż (Gare de l'Est)–Strassburg	450,0	137	197,1	320	0
Kolonia–Frankfurt (Flughafen)	169,3	52	195,3	300	0
Rzym–Florencja	261,0	92	170,3	250	0
Monachium–Norymberga	171,0	62	165,5	300	0



Rys. 9.4. Porównanie czasu podróży różnymi środkami komunikacji

Zakładając półgodzinny czas dojazdu na dworzec kolejowy, przejazd samochodem osobowym staje się mniej korzystny od przejazdu tradycyjnym pociągiem na trasie dłuższej niż 150 km; w przypadku kolei dużych prędkości granica ta obniża się o połowę (dla przelotu samolotem omawiana wartość wynosi ok. 175 km/h). Transport lotniczy (przy założeniu półtoragodzinnego czasu na dojazd i odprawę) staje się korzystniejszy od tradycyjnego pociągu na trasie powyżej 200 km, natomiast od pociągu dużych prędkości – dopiero powyżej 600 km.



Rys. 9.5. Zestawienie wybranych rekordów prędkości na liniach TGV [1]

Spektakularnym czynnikiem promującym omawianą ideę są ustanawiane rekordy prędkości (rys. 9.5). W ciągu ostatnich trzech dziesięcioleci kształtowały się one następująco:

- luty 1981 r. 380 km/h TGV Sud-Est 16;
- grudzień 1988 r. 408,7 km/h TGV Sud-Est 117;
- grudzień 1989 r. 482,4 km/h TGV Atlantique 325;
- maj 1990 r. 515,3 km/h TGV Atlantique 325;
- luty 2007 r. 554,3 km/h TGV V150;
- marzec 2007 r. 568 km/h TGV V150;
- kwiecień 2007 r. 574,8 km/h TGV V150 (rys. 9.6).



Rys. 9.6. Pociąg TGV V150 podczas bicia rekordu prędkości w dniu 3 kwietnia 2007 roku [1]

### 9.3. Europejskie uwarunkowania prawne i struktura ruchu

Zgodnie z dyrektywą 96/48/WE, zmienioną dyrektywą 2004/50/WE, transeuropejski system kolei dużych prędkości obejmuje linie należące do trzech kategorii:

- I – specjalnie zbudowane linie dużych prędkości, dostosowane do prędkości większej bądź równej 250 km/h;
- II – specjalnie zmodernizowane linie dużych prędkości, przystosowane do prędkości rzędu 200 km/h;
- III – specjalnie zmodernizowane linie dużych prędkości, charakteryzujące się szczególnymi cechami wynikającymi z uwarunkowań topograficznych lub urbanistycznych, które powodują, że prędkość musi być tam dostosowana do poszczególnego przypadku.

Istniejące w Europie linie dużych prędkości można podzielić następująco:

- przeznaczone wyłącznie do ruchu pociągów pasażerskich obsługiwanych pociągami zespołowymi;
- przeznaczone do ruchu pociągów pasażerskich obsługiwanych pociągami zespołowymi oraz **prowadzonymi** lokomotywami;
- przeznaczone do ruchu mieszanego: pasażerskiego oraz bardzo szybkiego towarowego;
- przeznaczone dla wszystkich rodzajów pociągów pasażerskich i towarowych.

### 9.4. Przykład funkcjonowania kolei dużych prędkości

Funkcjonowanie kolei dużych prędkości zostanie przedstawione na przykładzie Francji, czyli kraju wiodącego w tej dziedzinie.

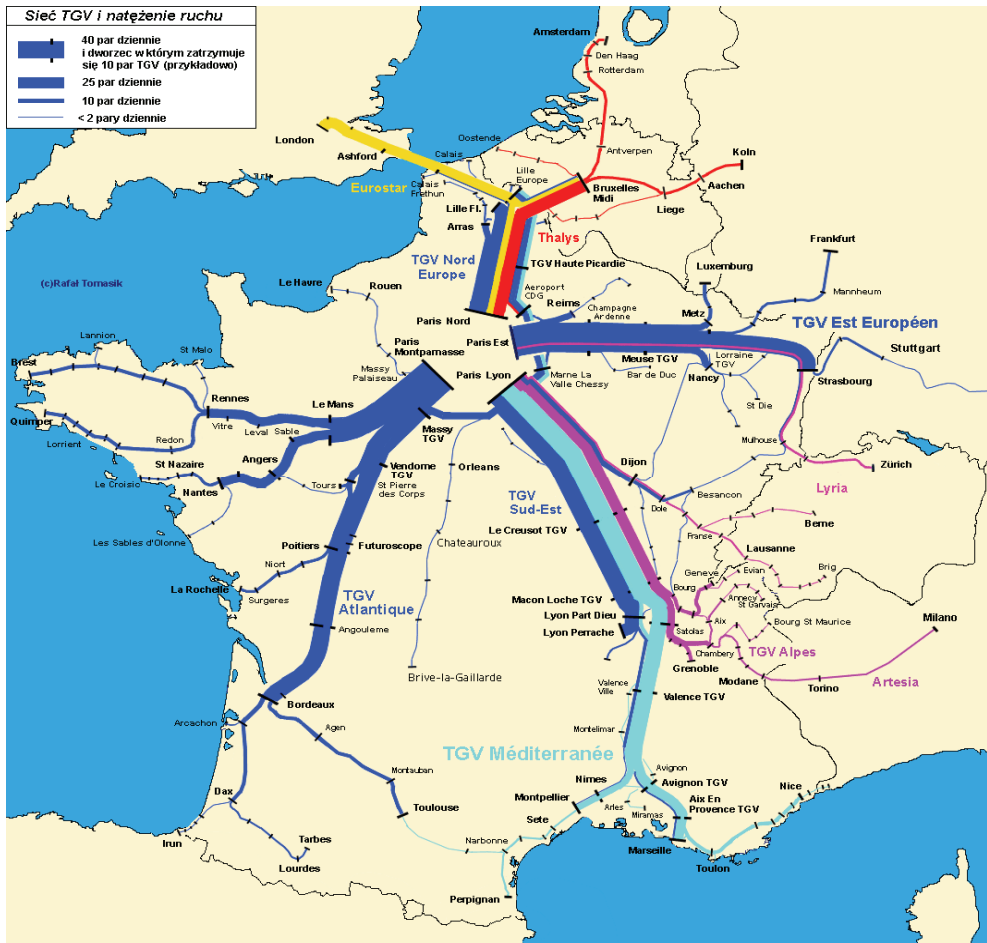


Rys. 9.7. Pociąg na linii TGV Est [1]

Pociągi dużych prędkości we Francji kursują po specjalnie wybudowanych, wydzielonych liniach. Na liniach tych nie występują skrzyżowania z drogami kołowymi w poziomie torów i są one w całości ogrodzone, aby zapewnić maksymalne bezpieczeństwo jazdy. Dodatkowo mosty na wszystkich liniach są wyposażone w czujniki pozwalające wykryć obiekty znajdujące się na torach. Wszystkie odgałęzienia TGV są bezkolizyjne.

W układzie geometrycznym stosowane są duże promienie łuków poziomych (ponad 4000 m na starszych liniach i ponad 7000 m na nowszych), a także bardzo duże pochylenia podłużne (dochodzące nawet do 35‰). W połączeniu ze zwiększoną do 180 mm maksymalną przechyłką na łukach ogranicza to możliwości korzystania z linii przez wolne pociągi, w szczególności towarowe. Średnica tuneli jest większa, w celu ograniczenia efektów zmian ciśnienia; zwiększone są również odległości między osiami torów.

Jeśli chodzi o konstrukcję nawierzchni, to odpowiedni jest oczywiście tor bezстыkowy, zwiększa się grubość warstwy podsypki, a betonowe lub strunobetonowe podkłady są umieszczane w mniejszych odstępach niż zazwyczaj.



Rys. 9.8. Natężenie ruchu na liniach TGV [1]



Eksplloatowane trasy pociągów TGV są następujące:

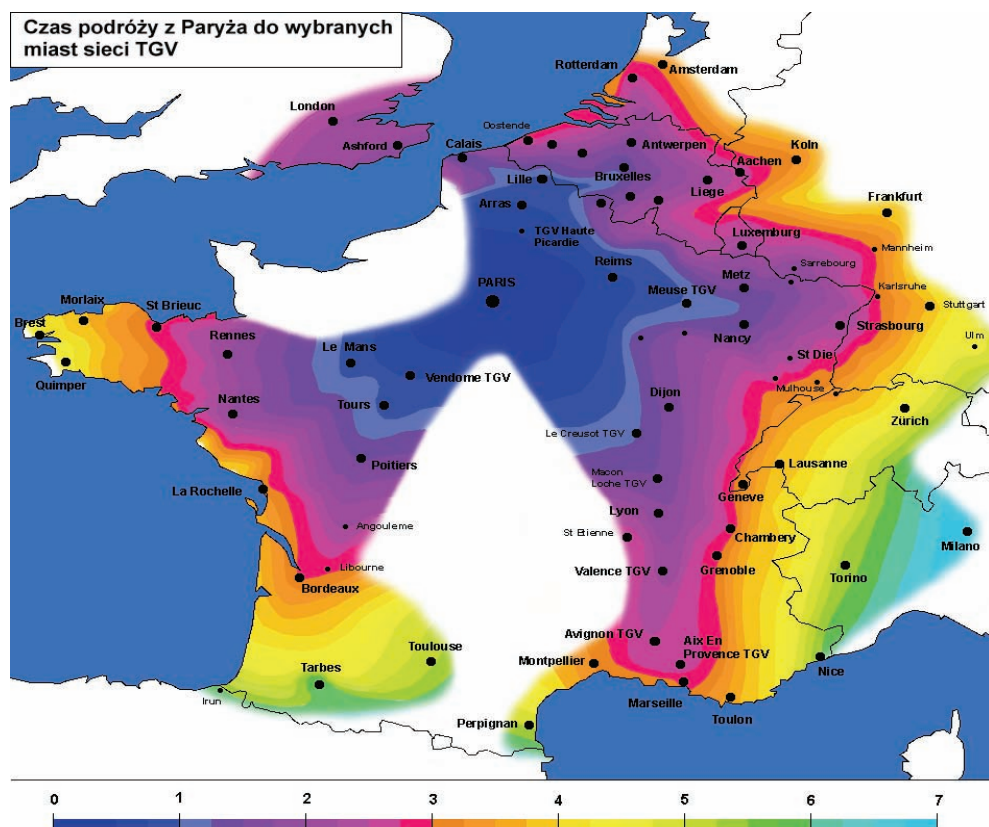
- w kierunku północnym (LGV Nord Europe): Paryż–Lille–Eurotunel/Bruksela;
- w kierunku południowo-wschodnim (LGV Paris Sud-Est, LGV Rhône-Alpes, LGV Méditerranée): Paryż–Lyon–Valence–Avignon–Marsylia (prędkość 320 km/h obowiązuje na odcinku Avignon TGV–Aix En Provence TGV);
- w kierunku zachodnim (LGV Atlantique): Paryż–Le Mans/Saint Pierre des Corps (rozwidlenie w Courtalain);
- w kierunku wschodnim (LGV Est Européen): Paryż–Nancy/Metz i dalej do Strasburga.

Linie TGV mają łączną długość prawie 1900 km; sieć ta obejmuje około 240 miast.

Obsługują ją następujący przewoźnicy:

- Eurostar (Francja–Belgia/Wielka Brytania);
- Thalys (Francja–Belgia–Holandia, Holandia–Niemcy);
- Lyria (Francja–Szwajcaria);
- Artesia (Francja–Włochy);
- Alleo (Francja–Niemcy).

Natężenie ruchu na liniach TGV pokazano na rysunku 9.8, a rozkład czasu podróży z Paryża do wybranych miast sieci TGV – na rysunku 9.9.



Rys. 9.9. Czas podróży (liczony w godzinach) z Paryża do wybranych miast sieci TGV [1]

## 9.5. Nawierzchnia na kolejach dużych prędkości

Charakterystyki techniczne infrastruktury tworzącej europejską sieć kolei dużych prędkości są określone w Technicznych Specyfikacjach Interoperacyjności (TSI). Podsumowując te wymagania, można stwierdzić, co następuje.

- Niektóre wymagania techniczne są sformułowane bardzo, może nawet zbyt dokładnie. Podano na przykład szczegółowo skład chemiczny stali szynowej, wymagane wytrzymałości i wymiary geometryczne szyn. Do specyfikacji technicznej wprowadzono pojęcie ekwiwalentnej stożkowatości, co było dotąd zazwyczaj wykorzystywane jedynie w analizie ruchu pojazdów szynowych.
- Niektórych istotnych wymagań technicznych dotyczących infrastruktury w ogóle w TSI nie określono. Dotyczy to zwłaszcza zasad projektowania krzywych przejściowych oraz wymagań dla podsypki. Inne zaś przepisy, np. dotyczące jakości kształtu geometrycznego toru, są nieprecyzyjne.
- W przeważającej liczbie przypadków specyfikacja techniczna TSI jest znacznie bardziej liberalna w porównaniu z polskimi przepisami i zawiera mniej kategorycznych sformułowań. Dotyczy to m.in. rozstawu osiowego torów, maksymalnej wartości przechyłki, a także dopuszczalnych wartości nierównoważonego przyśpieszenia (co pozwala na przeprowadzenie modernizacji linii do zwiększonej prędkości przy znacznie niższych nakładach finansowych).
- Wszystkie odniesienia techniczne w TSI są obligatoryjne. Spełnianie wymogów zawartych w innych dokumentach, które nie są wprost wymienione w TSI, jest dobrowolne.

Na kolejach dużych prędkości jest stosowana zarówno nawierzchnia konwencjonalna, jak i bezpodsypkowa.



Rys. 9.10. Linia Leuven–Liege z nawierzchnią konwencjonalną [1]

W nawierzchni konwencjonalnej (rys. 9.10) wykorzystuje się typowe rozwiązania konstrukcyjne torów kolejowych. Wymagania dotyczące szyn są jednolite zarówno dla linii nowo budowanych, jak i modernizowanych:

- profil poprzeczny szyny może być niesymetryczny, nachylony pod kątem 1:20 lub 1:17,2, przy czym wyokrąglenia główki mogą mieć promienie 12,7 lub 13 mm, dalej 80 mm i 300 mm w osi symetrii główki szyny;

- minimalna masa szyny wynosi 53 kg/m;
- skład chemiczny musi być zgodny z odpowiednimi standardami;
- określa się szczególne parametry geometryczne profili poprzecznych szyn i kształtowników rozjazdowych.

Układane są podkłady i podrozdzielnice betonowe – monoblokowe (w Niemczech) i dwublokowe (we Francji). Określono dla nich następujące wymagania:

- masa podkładu lub podpory nie może być mniejsza niż 220 kg;
- długość podkładu betonowego nie może być mniejsza niż 2,25 m.

Na liniach dużych prędkości wykorzystuje się tłuczeń ze skał twardych. Grubość warstwy podsypki pod podkładami wynosi najczęściej 0,35 m. Stosowane są następujące podstawowe systemy przytwierdzeń sprężystych szyn do podkładów betonowych:

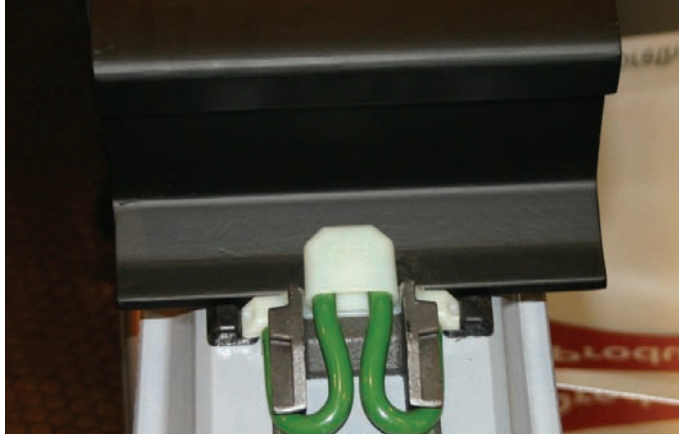
- Vossloh (Niemcy – rys. 9.11);
- Nabla (Francja – rys. 9.12);
- Pandrol Fastclip (Anglia, Francja na TGV Est – rys. 9.13).



Rys. 9.11. Przytwierdzenie Vossloh (Niemcy)



Rys. 9.12. Przytwierdzenie Nabla (Francja)



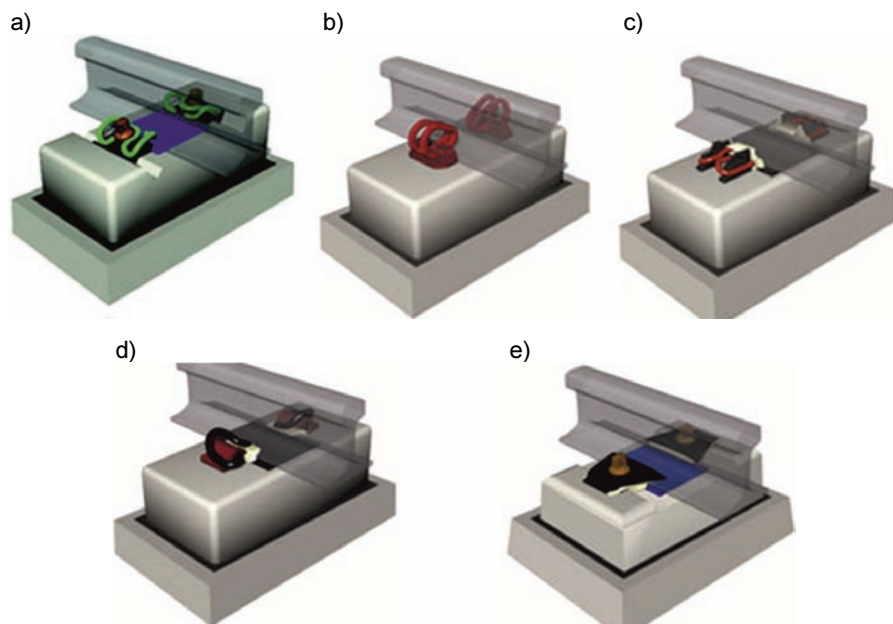
Rys. 9.13. Przytwierdzenie Pandrol Fastclip (Anglia)

Nawierzchnię bezpodsypkową na liniach dużych prędkości zastosowano po raz pierwszy w 1975 roku w Japonii (na linii Sanyo Shinkansen). Na pierwszych liniach dużych prędkości w Europie nawierzchnie bezpodsypkowe wykorzystywano tylko w lokalizacjach szczególnych (na obiektach mostowych, w tunelach). Pierwsza linia kolejowa w Europie, na której zabudowano nawierzchnię bezpodsypkową na dłuższej części trasy, to linia Berlin–Hanower. Zastosowano tam nawierzchnie typu Rheda oraz Züblin. Na trasie Kolonia–Frankfurt nawierzchnia bezpodsypkowa została ułożona na całej długości. Przykład takiej nawierzchni pokazano na rysunku 9.14.



Rys. 9.14. Linia Norymberga–Ingolstadt z nawierzchnią bezpodsypkową [1]

Stosowane systemy przytwierdzeń w torze o nawierzchni bezpodsypkowej przedstawia rysunek 9.15.



Rys. 9.15. Systemy przytwierdzeń stosowane w nawierzchni bezpodsytkowej:  
 a) Vossloh, b) DE (DeenikEisses), c) Pandarol Fostclip, d) Pandarol, e) Nabla

Na rysunku 9.16 zaprezentowano holenderski system podpór blokowych EBS, a na rysunku 9.17 – niemiecką nawierzchnię FF Bögl.



Rys. 9.16. Nawierzchnia systemu podpór blokowych EBS



Rys. 9.17. Płyta z betonu w technologii Bögl zastosowana w Chinach [2]

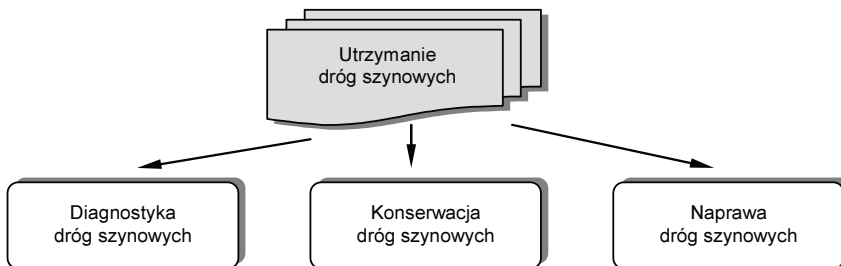
### Literatura

- [1] Najszybsze pociągi świata TGV – <http://www.tgv.pl>.
- [2] Slab Track China. Max Bögl, Neumarkt, Niemcy.
- [3] Wikipedia, The Free Encyclopedia – [http://en.wikipedia.org/wiki/High-speed\\_rail](http://en.wikipedia.org/wiki/High-speed_rail)

## UTRZYMANIE DRÓG SZYNOWYCH

Nawierzchnię i tory należy utrzymywać z największą starannością w stanie całkowitej przydatności eksploatacyjnej, zapewniającej spokój i bezpieczeństwo ruchu pociągów z prędkością ustaloną rozkładem jazdy. Wszelkie usterki, braki i niedokładności zagrażające bezpieczeństwu ruchu pociągów powinny być bezzwłocznie usuwane.

Utrzymanie dróg kolejowych obejmuje działania związane z procesem diagnozowania ich stanu, konserwacją, remontami i modernizacją (rys. 10.1).



Rys. 10.1. Model utrzymania dróg szynowych

Główne zadania utrzymania torów to:

- utrzymanie ich w granicach ustanowionych norm i warunków technicznych;
- zapewnienie odpowiednio długich okresów pracy wszystkich elementów nawierzchni i toru;
- zapobieganie powstawaniu usterek;
- usuwanie przyczyn wszelkich niesprawności toru.

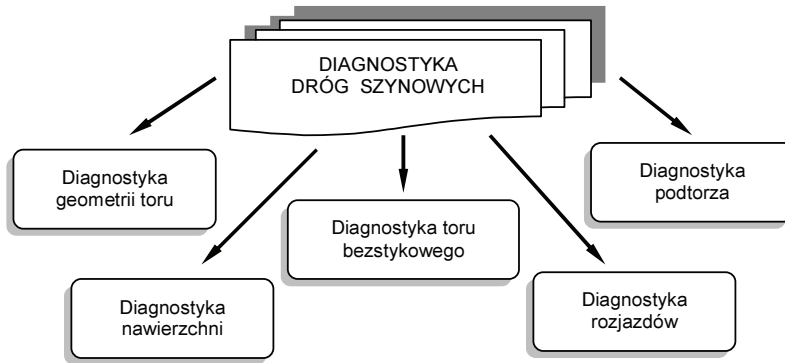
Utrzymanie toru obejmuje:

- systematyczny nadzór nad jego stanem technicznym;
- badanie, ustalanie i usuwanie przyczyn powodujących usterki w torze;
- ustalanie i wykonywanie niezbędnych robót naprawczych.

### 10.1. Diagnostyka dróg szynowych

Jednym z podstawowych elementów systemu utrzymania dróg szynowych jest proces diagnostyczny. Jest to działalność związana z: planowaniem, przygotowaniem, realizacją badań, pomiarów i kontroli, analizą techniczną elementów konstrukcyjnych nawierzchni,

podtorza i obiektów inżynierskich, oceną ich stanu technicznego oraz formułowaniem wniosków dotyczących warunków eksploatacyjnych. Główne działy diagnostyki kolejowej przedstawiono na rysunku 10.2.



Rys. 10.2. Główne elementy diagnostyki dróg szynowych

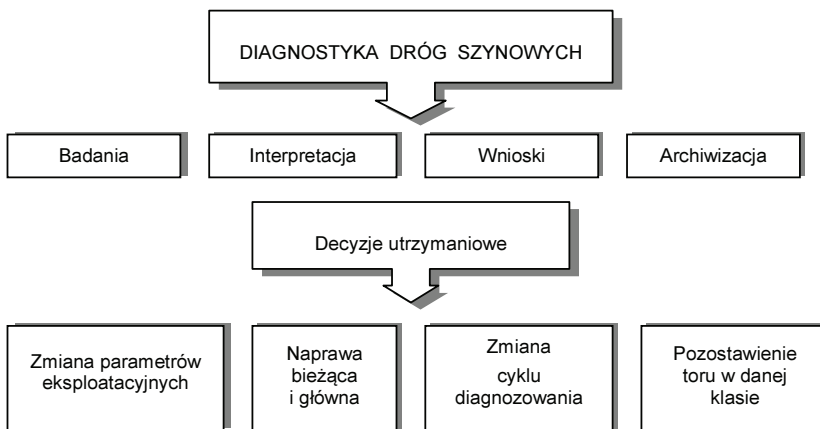
Proces diagnostyki dróg kolejowych składa się z czterech zasadniczych elementów:

- oględziny, badania i pomiary;
- analiza, ocena i interpretacja wyników;
- opracowanie wniosków i zaleceń eksploatacyjnych oraz utrzymaniowych;
- rejestracja i archiwizacja wyników badań i pomiarów.

Metody badań diagnostycznych powinny bezpośrednio lub pośrednio pozwalać na ustalenie: dopuszczalnej prędkości, nacisku osi, skrajni budowli, dopuszczalnej masy pociągów oraz dopuszczalnego obciążenia skumulowanego.

Wyniki badań diagnostycznych stanowią podstawę do podejmowania decyzji w zakresie:

- wnioskowania trwałej lub okresowej zmiany parametrów techniczno-eksploatacyjnych toru (lokalne ograniczenia prędkości, zmiany dopuszczalnych nacisków osi itp.);
- określania rodzaju, zakresu, miejsca i terminu przeprowadzenia napraw;
- zmian terminów i zakresu systematycznie wykonywanych badań diagnostycznych;
- pozostawienia toru w dotychczasowej klasie.



Rys. 10.3. Model utrzymania dróg szynowych



Model zarządzania bezpieczeństwem dróg kolejowych w procesie ich utrzymania przedstawia rysunek 10.3. Obejmuje on dwa zasadnicze elementy: proces diagnostyki poszczególnych elementów drogi kolejowej oraz etap podejmowania decyzji utrzymaniowych.

### 10.1.1. Diagnostyka geometrii toru

Stan toru jest oceniany na podstawie wyników pomiaru podstawowych parametrów charakteryzujących położenie toków szynowych, tj.:

- szerokości toru;
- gradientu szerokości toru;
- różnic wysokości toków szynowych;
- wichrowatości toru;
- nierówności poziomych toków szynowych;
- nierówności pionowych toków szynowych,

oraz pomiarów dodatkowych parametrów toru obejmujących: położenie toru w płaszczyźnie poziomej i pionowej w odniesieniu do znaków regulacji osi toru, wartości przesunięć toków szynowych w stosunku do punktów stałych w torze bezстыkowym i wartości luzów w stykach toru klasycznego.

Pomiar podstawowych parametrów toru należy przeprowadzać w sposób ciągły: drezynami pomiarowymi (rys. 10.4), toromierzami mikroprocesorowymi (rys. 10.5) lub innym sprzętem pomiarowym dopuszczonym do stosowania przez zarząd kolei.

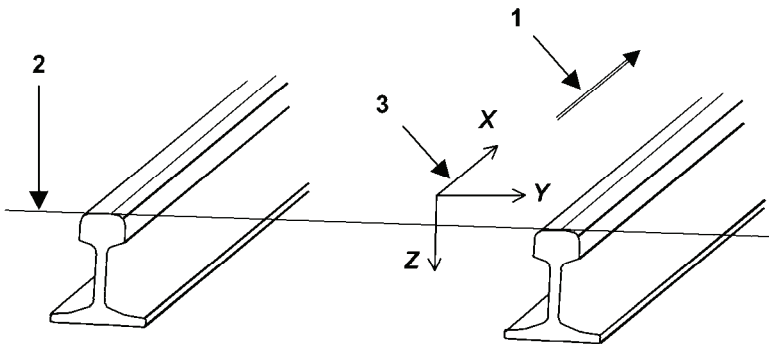
Stan toru (jakość geometryczna) jest opisany za pomocą względnego układu współrzędnych dowiązanego od osi toru kolejowego (rys. 10.6).



Rys. 10.4. Drezyna pomiarowa EM120

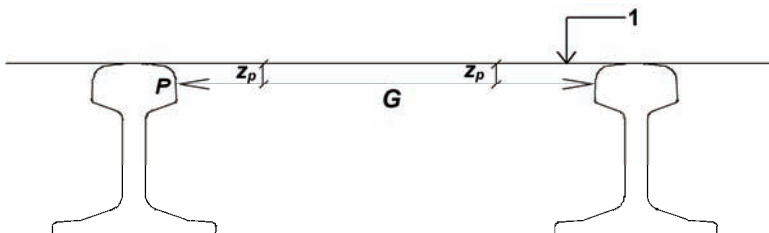


Rys. 10.5. Toromierz elektroniczny TEC 1435



Rys. 10.6. Zależności między osiami układu współrzędnych toru [4]: 1 – kierunek ruchu; 2 – powierzchnia toczna; 3 – układ współrzędnych toru; X – oś zgodna z kierunkiem ruchu; Y – oś równoległa do powierzchni tocznej; Z – oś prostopadła do powierzchni tocznej

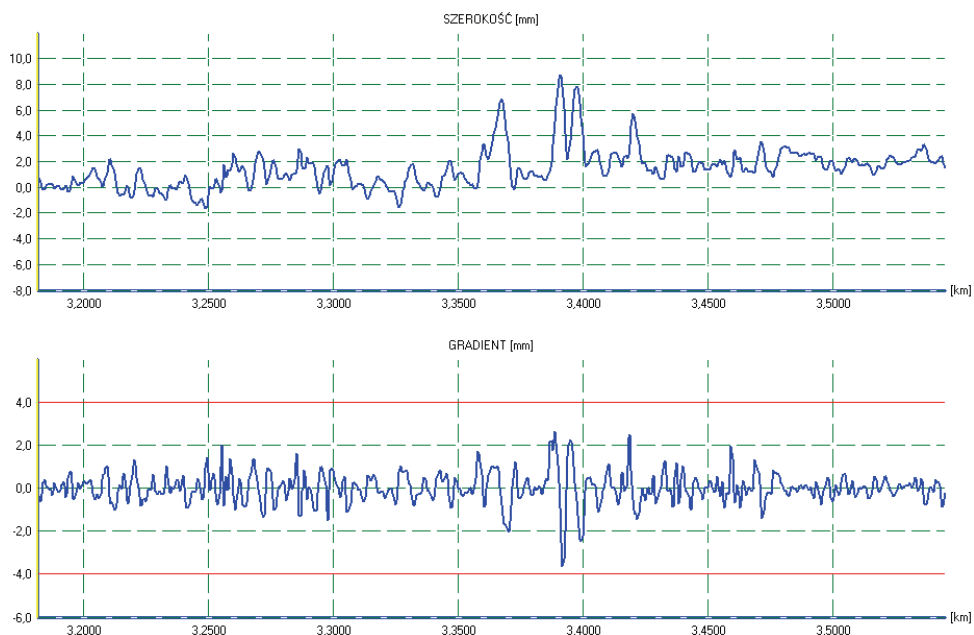
**Szerokość toru ( $G$ )** jest to odległość między wewnętrznymi powierzchniami szyn mierzona 14 mm ( $z_p$ ) poniżej ich powierzchni tocznej (1).



Rys. 10.7. Pomiar szerokości toru [4]

- Pomiar szerokości toru powinien umożliwiać określenie:
- pojedynczych usterek przekraczających odchyłki dopuszczalne;
  - różnicy pomiędzy szerokością pomierzoną a nominalną (odchyłka);
  - średniej szerokości toru na długości określonego odcinka;
  - zmienności szerokości toru na długości określonego odcinka.

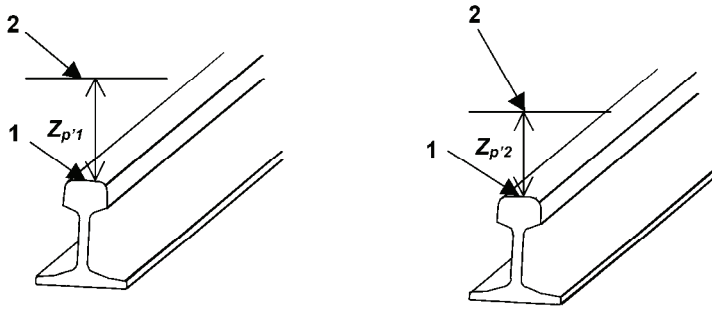
**Gradient szerokości toru** jest to dodatkowy, wtórny parametr toru kolejowego. Określa on przyrost szerokości na bazie pomiarowej (standardowo 1 m).



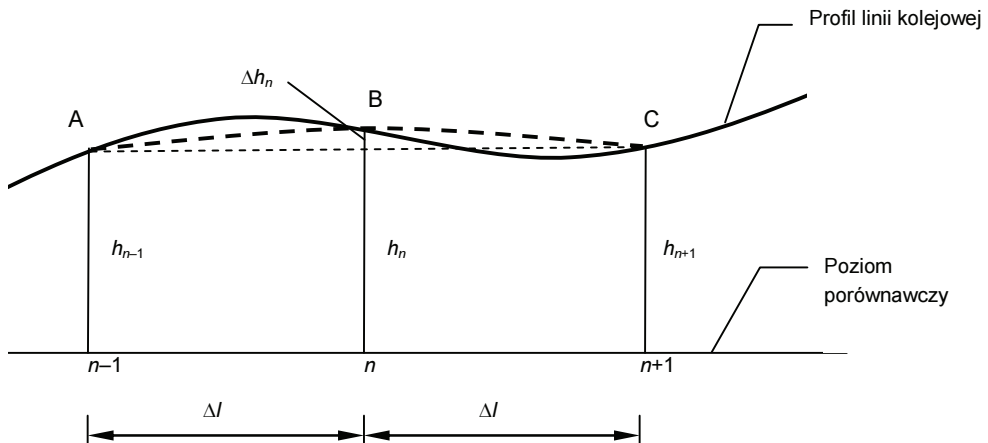
Rys. 10.8. Wykres szerokości i gradientu szerokości toru

Na rysunku 10.8 przedstawiono wykres pomierzonej szerokości i obliczonego gradientu szerokości toru.

**Nierówności toków szynowych w płaszczyźnie pionowej (nierówności pionowe)** to mierzone na powierzchni tocznej odchylenia pionowe szyny od linii odniesienia (oddzielnie dla toku lewego i prawego), którą stanowi cięciwa pomiędzy punktami styczności kół skrajnych z szyną. Jest to strzałka odchylenia pionowego toku szynowego (rys. 10.9). W praktyce przyjmuje się linię wyznaczoną przez dwa koła oddalone od siebie o długość bazy pomiarowej równej 10 m.



Rys. 10.9. Pomiar nierówności pionowych [4]



Rys. 10.10. Pomiar nierówności pionowych poprzez niwelację toru

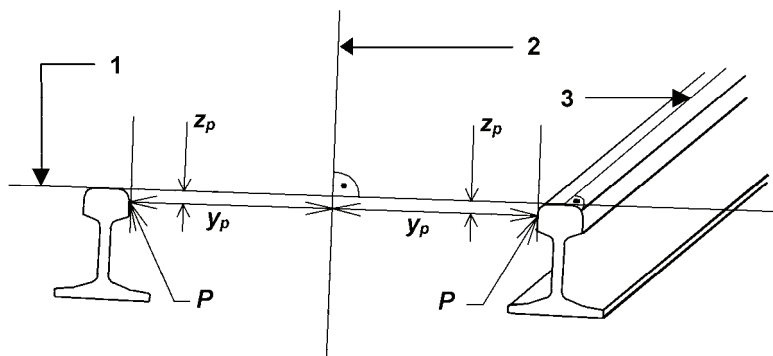
Klasyczna definicja nierówności pionowych wiąże się z pomiarem wysokości toków szynowych (niwelacją toru) w równych odstępach  $\Delta l$ , najczęściej co 5 m (rys. 10.10).

Wartość nierówności pionowej  $\Delta h_n$  można zapisać w postaci:

$$\Delta h_n = h_n - \frac{h_{n-1} + h_{n+1}}{2} \quad (10.1)$$

gdzie:  $h_{n-1}$ ,  $h_n$ ,  $h_{n+1}$  – wysokości pomierzone w punktach A, B i C.

**Nierówności toków szynowych w płaszczyźnie poziomej (nierówności poziome)** są określane przez pomiar strzałki odchylenia poziomego toru na bazie 10 m dla każdego toku szynowego oddzielnie. Strzałka jest wyznaczana w stosunku do cięciwy o długości 10 m opartej o skrajne punkty pomiarowe (system cięciwowy).



Rys. 10.11. Pomiar nierówności poziomych [4]: 1 – powierzchnia toczna; 2 – linia odniesienia; 3 – oś powierzchni tocznych główek szyn

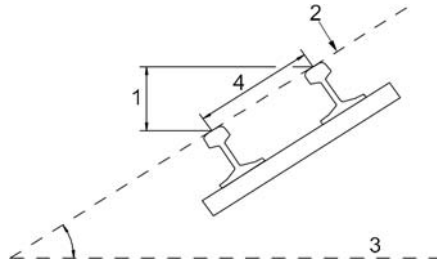
Nierówność pozioma w ujęciu normowym (rys. 10.11) to odchylenie  $y_p$  w kierunku punktu P na dowolnym toku szynowym od średniego położenia w płaszczyźnie poziomej (linii odniesienia), obliczana z następujących po sobie pomiarów [1].

Pomiary położenia toru w płaszczyźnie poziomej i pionowej powinny być wykonane systemem inercyjnym lub cięciwowym (który zgodnie z zaleceniami powinien być asymetryczny) bądź systemem będącym połączeniem obu metod. W przypadku zastosowania metody cięciwowej niezbędne jest przefiltrowanie sygnału mierzonego w celu wyeliminowania wpływu funkcji przejścia. Zmierzone nierówności pionowe i poziome na odcinku linii o długości 700 m zilustrowano na rysunku 10.12.



Rys. 10.12. Wykres nierówności pionowych i poziomych

**Położenie toru w przekroju poprzecznym (przechyłkę)** określa się poprzez pomiar różnicy wysokości toków szynowych w jednym przekroju toru w płaszczyźnie pionowej.

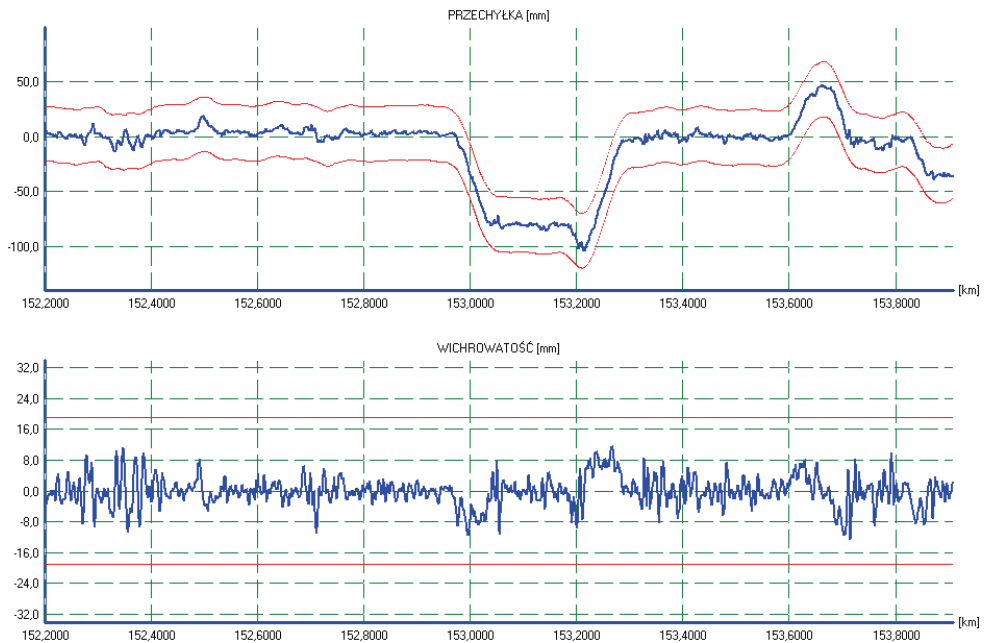


Rys. 10.13. Pomiar różnicy wysokości toków szynowych w torze [4]: 1 – przechyłka; 2 – powierzchnia toczna; 3 – pozioma płaszczyzna odniesienia; 4 – przeciwprostokątna

Przechyłka, zgodnie z przepisami (rys. 10.13), to różnica wysokości sąsiednich powierzchni tocznych główek szyn wynikająca z kąta zawartego pomiędzy powierzchnią toczną a poziomą płaszczyzną odniesienia. Jest wyrażona jako wysokość pionowego boku trójkąta którego przeciwprostokątna ma długość równą nominalnej szerokości toru zwiększonej o szerokość główki szyny w zaokrągleniu do najbliższych 10 mm (dla szerokości 1435 przeciwprostokątna ma długość 1500 mm).

**Wichrowatość toru** to algebraiczna różnica pomiędzy sąsiednimi przechyłkami na długości bazy pomiarowej równej 5 m, wyrażona w mm lub %.

Na rysunku 10.14 zilustrowano rzeczywiste pomiary przechyłki i obliczonej wichrowatości toru na odcinku o długości 1,8 km.



Rys. 10.14. Wykres przechyłki i wichrowatości toru

Oceny stanu toru dokonuje się poprzez porównanie zarejestrowanych wyników pomiarów poszczególnych parametrów z wartościami nominalnymi. Wartości dopuszczalnych odchyłek eksploatacyjnych od wartości nominalnych ze względu na spokojność jazdy pociągów przy pomiarach ciągłych (drezynami, toromierzami elektronicznymi), w zależności od dopuszczalnej prędkości na torach danej klasy, przedstawiono w tabelcy 10.1.

Tablica 10.1

Wartości dopuszczalnych odchyłek podstawowych parametrów położenia toru [2]

Prędkość [km/h]	Nierówności		Wichrowatość na bazie 5 m [mm]	Odchyłki szerokości toru			Przechyłka względna [mm]	Wskaźnik $J$ [mm]
	poziome [mm]	pionowe [mm]		poszerzenia [mm]	zwężenia [mm]	gradient [mm/m]		
200	4	3	5	4	3	1	5	1,3
180	5	4	6	5	3	1	6	1,6
160	6	6	8	6	4	1	8	2,1
140	7	8	10	8	5	1	12	2,7
120	9	10	12	9	7	1	12	3,3
100	13	14	14	10	7	2	15	4,3
80	17	18	16	10	8	2	20	5,3
70	20	21	18	12	8	2	20	6,1
60	24	25	19	15	8	2	25	7,0
50	29	30	21	17	8	3	25	8,2
40	35	35	23	20	9	3	25	9,6
30	44	40	25	25	9	3	25	11,2
20	53	50	30	32	10	4	25	14,5

Graniczne wartości parametrów geometrycznych torów we wszystkich klasach wynoszą:

- przy zwężeniu toru – szerokość nie mniejsza niż 1425 mm;
- przy poszerzeniu toru – szerokość nie większa niż 1470 mm;
- wichrowatość mierzona na bazie 5 m nie większa niż 35 mm.

W procesie diagnostyki stanu toru obliczane są również wskaźniki syntetyczne umożliwiające jego obiektywną ocenę, do których należą:

- odchylenia standardowe poszczególnych nierówności;
- syntetyczny wskaźnik jakości toru  $J$ ;
- wadliwość parametryczna;
- wadliwość pięcioparametrowa.

**Syntetyczny wskaźnik jakości toru  $J$**  jest obiektywną oceną stanu torów, niezależną od prędkości dopuszczalnej na linii. Oblicza się go na podstawie odchyłek standardowych poszczególnych parametrów zgodnie z wzorem:

$$J = \frac{S_z + S_y + S_w + 0,5S_e}{3,5} \quad (10.2)$$

gdzie:  $S_z$  – odchylenie standardowe nierówności pionowych;

$S_y$  – odchylenie standardowe nierówności poziomych;

$S_w$  – odchylenie standardowe wichrowatości toru;  
 $S_e$  – odchylenie standardowe szerokości toru.

Jako podstawową miarę jakości utrzymania toru przyjęto odchylenia standardowe każdego z parametrów. Odchylenia standardowe są obliczane zgodnie z wzorem:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (10.3)$$

gdzie:  $n$  – liczba zarejestrowanych sygnałów na analizowanym odcinku toru;  
 $x_i$  – wartość parametru w punkcie  $i$ ;  
 $\bar{x}$  – wartość średnia sygnału.

Wartości odchyżeń standardowych  $S$  umieszcza się w raporcie statystycznym odcinka podstawowego i na wykresie obok linii kończącej odcinek podstawowy przy wykresie odpowiedniego parametru.

**Wadliwość** każdego z parametrów na ocenianym odcinku podstawowym jest stosunkiem sumy długości odcinków, na których są przekroczone odchyłki dopuszczalne, do całkowitej długości tego odcinka. Wadliwość dla każdego mierzonego parametru toru oblicza się z zależności:

$$W = \frac{n_p}{n} \quad (10.4)$$

gdzie:  $n_p$  – liczba próbek sygnałów przekraczających odchyłki dopuszczalne na analizowanym odcinku;  
 $n$  – liczba próbek sygnałów na analizowanym odcinku.

Wartości wadliwości są umieszczane w raporcie statystycznym odcinka podstawowego i na wykresie obok linii kończącej odcinek podstawowy przy wykresie odpowiedniego parametru.

**Wadliwość pięcioparametrowa** jest względną miarą stanu toru łączącą wadliwości parametryczne dla dopuszczalnej prędkości linii. Określa ją następująca zależność:

$$W_5 = 1 - (1 - W_e)(1 - W_g)(1 - W_w)(1 - W_z)(1 - W_y) \quad (10.5)$$

gdzie:  $W_e$  – wadliwość szerokości;  
 $W_g$  – wadliwość przechyłki;  
 $W_w$  – wadliwość wichrowatości;  
 $W_z, W_y$  – średnie arytmetyczne wadliwości, odpowiednio, nierówności pionowych i poziomych, wyznaczone z wadliwości lewego i prawego toku szynowego.

Wartości wadliwości pięcioparametrowej  $W_5$  są drukowane w raporcie statystycznym odcinka podstawowego. Wadliwość pięcioparametrowa  $W_5$  jest miarą jakości utrzymania odcinka linii (tabl. 10.2).

**Tablica 10.2**

Ocena stanu utrzymania linii na podstawie wadliwości pięcioparametrowej  $W_5$

Ocena linii	Wartość $W_5$
Linie nowe	$W_5 \leq 0,1$
Linie o dobrym stanie	$0,1 < W_5 \leq 0,2$
Linie o dostatecznym stanie	$0,2 < W_5 \leq 0,6$
Linie o niedostatecznym stanie	$W_5 > 0,6$



### 10.1.2. Diagnostyka nawierzchni

Celem diagnostyki elementów nawierzchni jest określenie ich stanu technicznego, zużycia oraz ewentualnego zakresu robót niezbędnych, by utrzymać tor w danej klasie. Ocenę elementów nawierzchni przeprowadza się w trakcie oględzin i badań technicznych (przeглядów). Wyniki przeглядów i badań elementów nawierzchni należy odnotowywać w dokumentacji stanu technicznego nawierzchni.

Diagnostyka nawierzchni obejmuje ocenę stanu szyn, podkładów, podsypki i złączek.

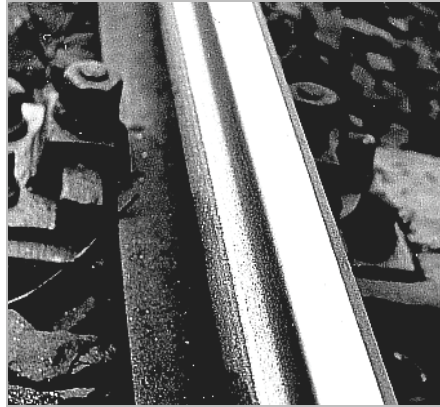
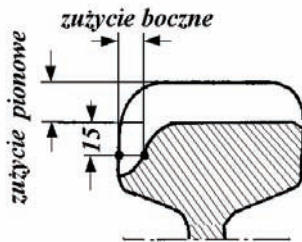
*Diagnostyka szyn* obejmuje:

- wizualne wykrywanie i pomiar zewnętrznych wad i uszkodzeń (rys. 10.15);



Rys. 10.15. Uszkodzenia powierzchni tocznej szyny w obrębie styku

- pomiary zużycia pionowego, bocznego i kąta zużycia główki szyny (rys. 10.16);



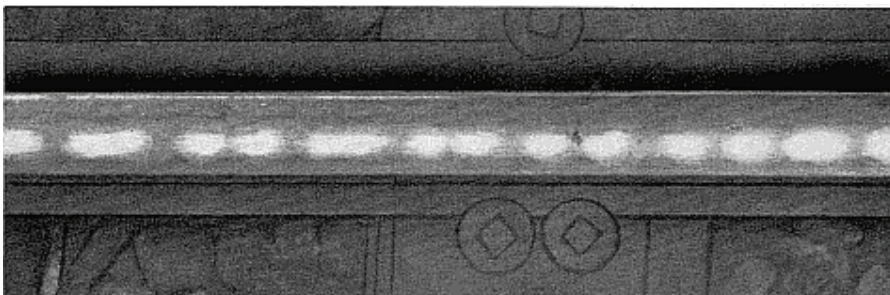
Rys. 10.16. Zużycie główki szyny [1]

- defektoskopię szyn, to znaczy ciągłe badania szyn metodą ultradźwiękową za pomocą ręcznych defektoskopów szynowych lub wagonów defektoskopowych (rys. 10.17);



Rys. 10.17. Defektoskopia szynowa: od lewej defektoskop ręczny i wagon defektoskopowy [5]

- pomiary falistego zużycia na powierzchni toczonej szyny (rys. 10.18);



Rys. 10.18. Zużycie faliste szyny [1]

- ustalanie w szynie liczby pęknięć z określeniem miejsca ich wystąpień:
  - powstałych w szynie ułożonej w trakcie naprawy głównej,
  - powstałych w szynie ułożonej w miejscu ostatecznej naprawy pęknięcia,
  - powstałych w strefie połączeń (zgrzezin i spawów).

Na podstawie przeprowadzonych obserwacji i badań ocenia się przydatność szyn do dalszej eksploatacji. Kryteriami przydatności eksploatacyjnej szyn są:

- średnia liczba pęknięć na 1 km, które powstały od czasu pierwszego wbudowania szyn w tor, określana na długości jednorodnego odcinka toru (tabl. 10.3);

**Tablica 10.3**

Wartości graniczne dla kryteriów użytkowania szyn [2]

Klasa torów	Dopuszczalna liczba pęknięć szyn na 1 km		Dopuszczalne zużycie pionowe [mm]		Dopuszczalne zużycie boczne [mm]		Kąt nachylenia powierzchni bocznej główki szyny $\alpha$
	wszystkie $n_{odop}$	pierwotne $n_{pdop}$	UIC60 (60E1)	pozostałe	UIC60 (60E1)	pozostałe	
0	6	2	12		14		65°
1	7	4	14	8	18	12	
2	8	5	16	10	20	14	60°
3	9	6	16	14	20	17	55°
4 i 5	10	7	20	16	22	19	55°
tory boczne	nie określa się		28	25	do dolnej krawędzi główki		55°

- wartość zużycia pionowego i boczego oraz kąt nachylenia zużytej powierzchni bocznej główki szyny (tabl. 10.3);
- trwałość szyn kolejowych (tabl. 10.3);

**Tablica 10.4**

Graniczna trwałość szyn [Tg]

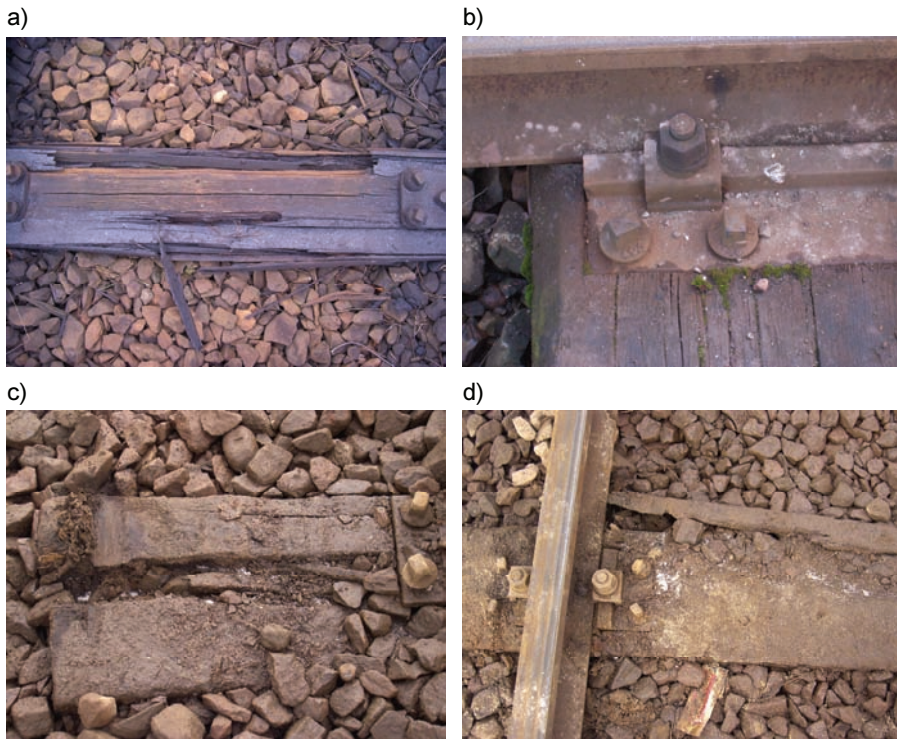
UIC60 (60E1)				S49 (49E1)			
stal St 90		stal St 90 obrabiane cieplnie		stal St 90		stal St 90 obrabiane cieplnie	
podkłady drewniane	podkłady betonowe	podkłady drewniane	podkłady betonowe	podkłady drewniane	podkłady betonowe	podkłady drewniane	podkłady betonowe
600	500	900	700	350	250	500	400

- amplituda nierówności falistego zużycia na powierzchni toczonej główki szyny.

Osiągnięcie przez szyny leżące w torach wartości granicznych podanych w przepisach kolejowych powinno spowodować ich usunięcie z toru.

**Badania diagnostyczne podkładów** obejmują:

- wzrokowe wykrywanie wad podkładów, takich jak: pęknięcia poprzeczne i podłużne, wcięcie podkładki w podkład, skoszenie podkładów, ślady murszu (rys. 10.19);



Rys. 10.19. Uszkodzenia podkładów drewnianych

- pomiar rozstawu podkładów oraz pomiar wielkości ich skoszenia (rys. 10.20).



Rys. 10.20. Skoszenie podkładów w wyniku pelzania szyn [1]

Na podstawie wyników tych badań dokonuje się klasyfikacji stanu o zużyciu: małym, przeciętnym, dużym lub bardzo dużym.

- Do usunięcia z toru kwalifikują się podkłady [2]:
- o stopniu degradacji 0,9 i większym (zużycie bardzo duże);
  - po osiągnięciu wieku przekraczającego trwałość graniczną (tabl. 10.5);

Tablica 10.5

Zalecana trwałość graniczna podkładów (w latach)

Rodzaj podkładów	Klasy torów	
	0, 1, 2	3, 4, 5
Drewniane sosnowe	18	21
Drewniane bukowe	22	25
Drewniane azobe, dębowe	30	33
Betonowe	35	40

- podkłady betonowe, w których stwierdzono następujące wady: pęknięcia częściowe i całkowite podkładu w strefie podszynowej i środkowej, pęknięty wkręt, zniszczony dybel czy ubytki betonu w części podszynowej.

**Badania diagnostyczne podsypki** obejmują:

- ustalenie grubości warstwy podsypki pod podkładami;
- pomiar szerokości pryzmy podsypki (rys. 10.21);
- ocenę wypełnienia okienek pomiędzy podkładami;



Rys. 10.21. Brak podsypki od czoł podkładów

- ocenę stanu zachwaszczenia (rys. 10.22);



Rys. 10.22. Tor porośnięty roślinnością

- ocenę stanu zagęszczenia podsypki;
- ustalenie częstotliwości występowania wychłapek (rys. 10.23);



Rys. 10.23. Pierwsze objawy powstawania wychłapek [1]

- ocenę stopnia zanieczyszczenia podsypki.

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań określa się stopień degradacji podsypki i stan: dobry, przeciętny, zły lub bardzo zły.

W trakcie użytkowania nawierzchni nie należy dopuścić do wystąpienia w torze bardzo złego stanu podsypki. Podsypka powinna być oczyszczona przed wystąpieniem objawów charakterystycznych dla tego stanu.

**Badania diagnostyczne złączy** obejmują:

- ustalenie liczby i częstotliwości występowania luźnych śrub, wkrętów lub pierścieni sprężystych bądź ich braku;
- ustalenie liczby pękniętych lub odkształconych podkładek i łapek sprężystych (rys. 10.24);
- ustalenie liczby wysuniętych lub brakujących przekładek podszytowych (rys. 10.25);



Rys. 10.24. Pęknięta podkładka żebrowa i wkręt [1]



Rys. 10.25. Uszkodzona i wysunięta przekładka pod podkładką żebrową

- ustalenie stanu łubków (rys. 10.26).



Rys. 10.26. Brak śruby łubkowej

Złączeni cechujące się uszkodzeniami lub zużyciem przekraczającym dopuszczalne wartości powinny być usunięte z toru.

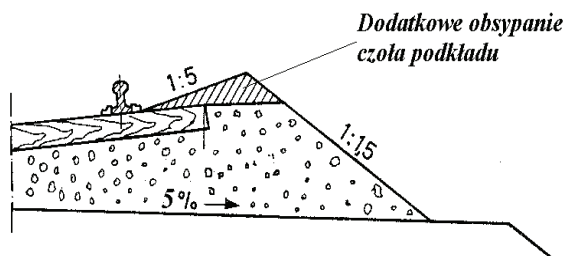
Na podstawie wyników badań określa się stan złączy na odcinku toru jako [2]:

- dobry – gdy liczba złączy brakujących, luźnych lub zakwalifikowanych do wymiany nie przekracza 5%;
- dostateczny – gdy liczba złączy brakujących, luźnych lub zakwalifikowanych do wymiany nie przekracza 30%;
- zły – gdy liczba złączy brakujących, luźnych lub zakwalifikowanych do wymiany przekracza 30%.

### 10.1.3. Diagnostyka toru bezстыkowego

Eksploatacja toru bezстыkowego będzie bezpieczna przy zachowaniu następujących warunków [2]:

- konstrukcja toru odpowiada wymaganiom standardu danej klasy toru;
- w trakcie układania szyn długich, ich przytwierdzenia i zgrzewania (spawania) nie przekroczono zakresu temperatur od 15°C do 30°C, a wszystkie czynności były wykonywane równolegle w obu tokach szynowych;
- szerokość pryzmy podsypki, niezależnie od kategorii linii, jest nie mniejsza niż 0,45 m, licząc od czoła podkładów; podsypka jest zagęszczona maszynowo w okienkach i od czoła, a w przypadku braku takich możliwości – wykonuje się nadsypkę (rys. 10.27);



Rys. 10.27. Dodatkowo obsypane czoła podkładu [1]

- tor lub szyny nie wykazują objawów pelzania;
- podsypka jest w stanie dobrym;

- stan przytwierdzeń został określony jako dobry;
- podkłady wykazują małe lub przeciętne zużycie;
- zmierzone nierówności poziome i pionowe nie przekraczają dopuszczalnych odchyłek eksploatacyjnych ustalonych dla dopuszczalnej prędkości na torach danej klasy;
- roboty torowe naruszające stateczność toru wykonywano w temperaturach niższych od dopuszczalnej dla danego rodzaju robót;
- ostateczną naprawę pęknięć szyn toru bezстыkowego wykonywano w temperaturze neutralnej toku niepękniętego.

Przed okresem wysokich temperatur należy doprowadzić tory bezстыkowe do stanu spełniającego powyższe wymagania. W przypadku braku możliwości wykonania napraw w pełnym określonym zakresie na odcinkach toru bezстыkowego, na których nie wykonano napraw, parametry techniczno-eksploatacyjne linii muszą zostać dostosowane do wartości zapewniających bezpieczny ruch pociągów.

Diagnostyka toru bezстыkowego, poza badaniami diagnostycznymi geometrii toru i stanu nawierzchni, obejmuje weryfikację temperatury neutralnej toków szynowych i ocenę stateczności.

Tor bezстыkowy, w którym miejscami występuje temperatura neutralna szyn niższa od  $5^{\circ}\text{C}$ , stanowi zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu pociągów ze względu na możliwość wybożenia toru w okresie wysokich temperatur (rys. 10.28). Temperatura neutralna wyższa od  $40^{\circ}\text{C}$  grozi zwiększonym prawdopodobieństwem pęknięcia szyny w okresie niskich temperatur. Stabilność temperatury neutralnej należy sprawdzać co najmniej raz w roku, przed okresem, w którym w ciągu dnia występują temperatury wyższe od  $15^{\circ}\text{C}$ .

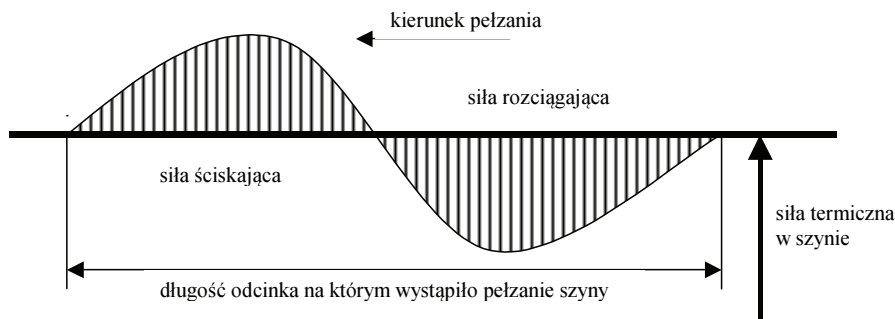


Rys. 10.28. Wybożenie toru [1]

**Pełzanie szyn lub toru** – jest to przemieszczenie się toków szynowych lub całego toru w wyniku oddziaływania czynników zewnętrznych wzdłuż osi podłużnej.

W strefie centralnej toru bezстыkowego pełzanie szyn lub toru wywołuje na odcinku, na jakim wystąpiło, zmiany wartości podłużnych sił termicznych w szynach (analogiczne ze zmianą wartości temperatury neutralnej).





Rys. 10.29. Zmiana wartości sił podłużnych w wyniku pełzania [2]

Przyczynami pełzania szyn mogą być [2]:

- zmiany temperatury szyn;
- lokalne zmiany oporu podłużnego nawierzchni spowodowane zmiennym stanem podsypki lub przytwierdzeń szyn do podkładów;
- przerwanie ciągłości toków szynowych;
- oddziaływanie kół pociągów.

Miejsca, w których może wystąpić pełzanie szyny lub toru, powodujące zmiany w rozkładzie sił podłużnych, występują głównie [2]:

- w odległości około 50–100 m przed i za miejscami stanowiącymi zmianę konstrukcji nawierzchni, takimi jak: przejazdy, pojedyncze rozjazdy wspawane w tor bezстыkowy, miejsca zmian rodzaju podkładów;
- na prostych, przed początkiem i za końcem łuków o promieniach  $< 600$  m;
- w miejscach występowania istotnych różnic w oddziaływaniach termicznych na tor: przejścia z nasypu w wykop, przejścia przez lasy, przed i za tunelami itp.;
- na odcinkach hamowania i rozruchu pociągów (przed semaforami);
- na pochyleniach większych od 5‰ o długościach większych od długości pociągów towarowych;
- na odcinkach, gdzie w przeszłości występowało pełzanie szyn lub toru.

Na odcinkach toru, na których występuje pełzanie szyn, przeprowadza się weryfikację temperatury neutralnej, to znaczy oblicza się nową temperaturę neutralną, przy której wartość siły termicznej powinna wynosić zero (stan beznaprężeniowy).

**Stateczność toru bezстыkowego** – to określenie kryteriów temperatury szyny, przy jakich można bezpiecznie eksploatować tor bezстыkowy.

Dla toru, w którym nie są spełnione warunki bezpiecznej eksploatacji, można oszacowywać dopuszczalny wzrost temperatury szyny ponad temperaturę neutralną i na tej podstawie podejmować decyzje w zakresie utrzymania i eksploatacji toru bezстыkowego.

Wartości dopuszczalnego wzrostu temperatury szyn ponad temperaturę neutralną wyznacza się w zależności od:

- stanu podsypki;
- nierówności poziomych,

przy rozróżnieniu: typu szyn, położeniu toru na prostej lub w łukach i rodzaju podkładów.

Wartości te są ustalone na podstawie teoretycznych obliczeń przy przyjęciu określonego modelu i z tego powodu powinny być traktowane jako szacunkowe; można je zmie-

niać w granicach  $\pm 20\%$ , w zależności od innych czynników nieuwzględnianych przy określaniu stanu toru, na przykład przy bardzo dobrym stanie przytwierdzeń można zwiększyć wartość dopuszczalnego wzrostu temperatury o 15%, natomiast przy złym stanie podkładów można ją zmniejszyć o 20%.

Temperaturę eksploatacyjną szyny  $t_{eksp}$  wyznacza się z zależności:

$$t_{eksp} = t_n + \Delta t_{max} \quad (10.6)$$

gdzie:  $t_n$  – temperatura neutralna;

$\Delta t_{max}$  – dopuszczalny przyrost temperatury szyny ze względu na stan toru.

Na odcinkach toru, na których oszacowana temperatura eksploatacyjna  $t_{eksp}$  jest niższa od  $60^\circ\text{C}$ , należy w okresie poprzedzającym występowanie wysokich temperatur przeprowadzić prace zabezpieczające tor bezстыkowy przed wybozczeniem, a po ich wykonaniu powtórnie sprawdzić wartość temperatury eksploatacyjnej.

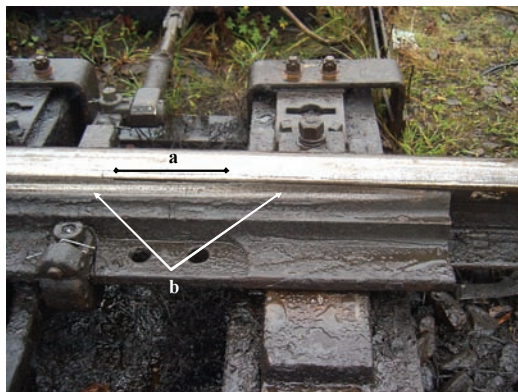
W przypadku niewykonania prac, o których jest mowa wyżej, lub gdy mimo ich przeprowadzenia oszacowana temperatura eksploatacyjna jest nadal niższa od  $60^\circ\text{C}$ , należy w okresie występowania temperatury szyny wyższej od temperatury eksploatacyjnej sukcesywnie wprowadzać ograniczenia prędkości pojazdów szynowych.

#### 10.1.4. Diagnostyka rozjazdów

Wszystkie rozjazdy podlegają badaniom technicznym, które obejmują ocenę stanu technicznego wszystkich części konstrukcyjnych i układu geometrycznego, sprawności ich działania, stanu utrzymania, oraz pomiaru szerokości toru, niwelety i żłobków w miejscach wskazanych w arkuszach badania technicznego.

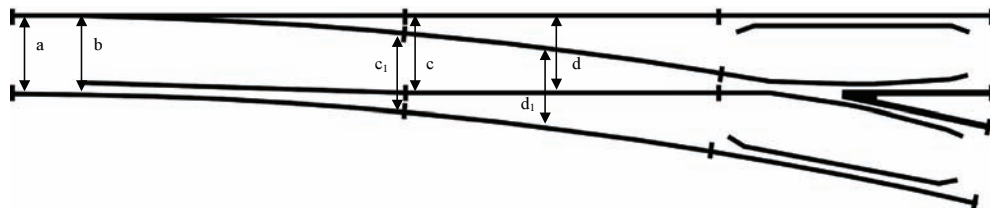
Diagnostyka rozjazdów obejmuje [3]:

- oględziny przeprowadzane wzrokowo w celu stwierdzenia, czy w rozjeździe nie występują części pęknięte, wykruszone lub uszkodzone oraz inne usterki bądź odkształcenia mogące mieć wpływ na prawidłowe działanie rozjazdu (rys. 10.30);
- badania techniczne (przeglądy), do których należą:
  - oględziny rozjazdu,
  - ocena stanu technicznego wszystkich części konstrukcyjnych i układu geometrycznego,
  - ocena prawidłowości działania części ruchomych,



Rys. 10.30. Iglica przylega do opornicy: a – widoczne wykruszenie iglicy; b – zużycie iglicy

- pomiary parametrów wskazanych w arkuszu badania rozjazdu (rys. 10.31),



Rys. 10.31. Pomiar szerokości torów w części zwrotnicy i szyn łączących

- sprawdzenie stanu części trących, podrozjazdnic i podsypki oraz prawidłowości dokręcenia śrub i wkretów,
  - sprawdzenie działania zamknięć nastawczych,
  - ustalenie elementów rozjazdu, których stan kwalifikuje je do naprawy, wymiany lub regeneracji,
  - sprawdzenie położenia i przymocowania grzejników w rozjazdach ogrzewanych elektrycznie;
- badania specjalne, których zakres jest ustalany indywidualnie.

## 10.2. Naprawa dróg szynowych

Specyficzna konstrukcja drogi kolejowej, jak również warunki jej eksploatacji sprawiały, że przez długi czas zakładano jednorodne na długości toru tempo narastania deformacji, co pozwalało na przyjęcie zasady prowadzenia napraw planowo-zapobiegawczych na długości całych odcinków linii w zależności od natężenia przewozów. Przy takim założeniu pomiary miały za zadanie wykrycie ewentualnych deformacji zagrażających bezpieczeństwu ruchu i ich usunięcie w ramach napraw awaryjnych. Utrzymanie linii kolejowej składało się z cyklicznie prowadzonych napraw. System ten był bardzo kosztowny, ponieważ naprawy w torze były prowadzone bez względu na to, czy tor tego wymagał, czy też nie. Rozwój techniki pomiarowej, a także badania nawierzchni wykazały, że założenie o jednorodnym tempie narastania deformacji nie zostało potwierdzone w praktyce. Okazało się, że deformacje pojawiają się tylko w określonych miejscach i tam stwarzają zagrożenie bezpieczeństwa ruchu. Pozostałe odcinki toru cechują się tak dużą stabilnością, że przeprowadzenie napraw regulacyjnych może powodować tylko pogorszenie stanu toru. Odkrycie tego zjawiska nadało nowe znaczenie diagnostyce, która na podstawie pomiarów o charakterze kontrolnym dostarcza danych do podejmowania decyzji naprawczych.

### 10.2.1. Konserwacja dróg szynowych

Utrzymanie nawierzchni w stanie zapewniającym pełną sprawność toru kolejowego i bezpieczeństwo ruchu pociągów wymaga wykonywania w sposób ciągły robót konserwacyjnych. W zależności od charakteru robót konserwacyjnych na czas ich wykonywania dopuszcza się wprowadzanie ograniczenia prędkości pociągów.

Do konserwacji toru zalicza się następujące roboty [2]:

- prowizoryczną naprawę pękniętej szyny;
- wymianę uszkodzonych złączy;

- dokręcanie śrub i wkrętów;
- poprawianie szerokości toru;
- podbijanie pojedynczych podkładów;
- niszczenie i usuwanie roślinności oraz chwastów;
- uzupełnianie podsypki.

Do konserwacji rozjazdów zalicza się następujące zakresy robót [2]:

- usuwanie zanieczyszczeń i starego smaru;
- smarowanie części trących rozjazdu;
- dokręcanie śrub i wkrętów;
- wymianę uszkodzonych lub uzupełnianie brakujących śrub i wkrętów;
- regulację zamknięć nastawczych;
- podbijanie pojedynczych podrozjazdnic;
- niszczenie i usuwanie roślinności oraz chwastów;
- uzupełnianie podsypki.

Podczas wykonywania robót konserwacyjnych należy przestrzegać następujących warunków:

- zachowania bezpieczeństwa ruchu pociągów;
- właściwego zabezpieczenia i oznakowania miejsca robót;
- przestrzegania przepisów BHP;
- wykonywania prac zgodnie z wymogami technicznymi i technologicznymi.

### 10.2.2. Naprawa dróg szynowych

Aby utrzymać stałą pełną zdolność eksploatacyjną nawierzchni, należy ją poddawać prowadzonym we właściwym czasie zabiegom konserwacyjnym i odpowiednim naprawom. Naprawy mają na celu usunięcie zaistniałych uszkodzeń części składowych nawierzchni oraz odkształceń toru przekraczających dopuszczalne granice tolerancji.

Do napraw nawierzchni zalicza się:

- naprawy główne;
- naprawy bieżące;
- naprawy poawaryjne.

**Naprawa główna nawierzchni** obejmuje wszystkie środki i czynności mające na celu utrzymanie lub przywrócenie wszystkich podstawowych własności nawierzchni, z wymianą wszystkich zużytych bądź co najmniej jednego spośród trzech zasadniczych elementów nawierzchni, tj. szyn, podkładów lub podsypki.

Naprawy główne toru dzielą się na:

- naprawy główne kompleksowe, polegające na ciągłej i kompleksowej wymianie wszystkich elementów nawierzchni kolejowej;
- naprawy główne niekompleksowe, polegające na ciągłej wymianie jednego lub dwóch podstawowych elementów nawierzchni.

Naprawy główne nawierzchni są z zasady prowadzone przy użyciu ciężkiego sprzętu i maszyn torowych oraz przy zamknięciu toru dla ruchu pociągów. W uzasadnionych przypadkach odcinki linii lub stacji wyłączają się z ruchu na dłuższy czas (są to tzw. zamknięcia całodobowe).

**Naprawa bieżąca nawierzchni** ma na celu utrzymanie nawierzchni w stanie sprawności eksploatacyjnej poprzez minimalną wymianę pojedynczych elementów nawierzchni (w granicach do 30%), dokręcenie wszystkich złączy oraz poprawienie położenia toru w planie i profilu.

Do napraw bieżących nawierzchni zalicza się [2]:

- regulację położenia toru w płaszczyźnie poziomej i pionowej;
- wymianę pojedynczych elementów nawierzchni;
- naprawę ostateczną pękniętej szyny;
- regenerację elementów stalowych nawierzchni;
- wymianę części rozjazdowych;
- regulację naprężeń w torze bezстыkowym;
- szlifowanie szyn;
- czyszczenie i uzupełnianie podsypki.

Naprawy bieżące są prowadzone przy użyciu maszyn torowych, sprzętu i narzędzi zmechanizowanych oraz w czasie zamknięcia toru dla ruchu. Niektóre roboty mogą być wykonywane przy utrzymaniu ruchu pociągów.

**Naprawa poawaryjna** ma na celu usunięcie w torach lub w rozjazdach szkód powstałych wskutek wypadków spowodowanych ruchem taboru kolejowego lub innymi przyczynami.

### 10.2.3. Technologia napraw głównych dróg szynowych

Znacząca część kosztów ponoszonych na naprawy torów na szlaku wiąże się ze złym stanem torowiska, podtorza i złym odwodnieniem. Zły stan posadowienia wpływa niekorzystnie na nawierzchnię szynową, poprzez odkształcenia torowiska, duże deformacje i zmniejszenie trwałości nawierzchni.

W ostatnich latach trwają prace nad poprawą technologii napraw głównych nawierzchni i podtorza. Prace te wiążą się głównie z wprowadzeniem nowych maszyn, których najważniejsze zadania obejmują ułożenie warstwy ochronnej i jej zagęszczenie z ewentualnym wzmocnieniem oraz recykling podsypki z płukaniem i kruszeniem (nadanie ziarnom podsypki ostrych krawędzi).

Naprawa główna nawierzchni na szlaku obejmuje roboty związane z ciągłą wymianą szyn, podkładów oraz czyszczeniem podsypki z jej uzupełnieniem i zagęszczeniem. Prace te, w zależności od stosowanej technologii, są wykonywane najczęściej przez kilka maszyn. W ostatnich latach trwały prace nad wprowadzeniem jednej maszyny zdolnej wykonać wszystkie główne czynności związane z wymianą elementów nawierzchni.

W przypadku, gdy stopień degradacji nawierzchni jest większy od 0,8 lub liczba uszkodzonych elementów nawierzchni (np. podkładów) przekracza 30%, należy zaplanować naprawę główną. Roboty z tego zakresu polegają na wymianie podkładów, szyn, oczyszczeniu (lub wymianie) podsypki tłuczniowej, ścięciu ław torowiska, podbiciu i wyregulowaniu toru w planie i w profilu.

Naprawy główne nawierzchni są wykonywane trzema metodami:

- metodą potokową;
- metodą bezprzęsłową;
- metodą klasyczną.

Metoda potokowa (obecnie najczęściej stosowana) polega na wymianie nawierzchni przy zastosowaniu pociągów zmechanizowanych, w Polsce np. pociągu układki nawierzchni

ni PUN (P-93 lub P-95). Roboty przygotowawcze są wykonywane z wyprzedzeniem (na ogół na kilka tygodni przed rozpoczęciem robót zasadniczych) przy oddzielnym zamknięciu toru. Polegają one na: uzupełnieniu i rozgarnięciu tłucznia, wyregulowaniu toru w planie i profilu z wyniesieniem go do niwelety projektowanej lub równoległej do projektowanej, ścięciu ławy torowiska, oczyszczeniu i rozgarnięciu podsypki tłuczniowej, podbiciu toru z regulacją w planie i w profilu, oprofilowaniu toru. Prace te są wykonywane przy użyciu specjalistycznych wysokowydajnych maszyn.

Roboty zasadnicze wykonuje się przy całodobowym zamknięciu toru i polegają one na: rozkręceniu śrub stopowych, wyjęciu starego i ułożeniu nowego toru (podkładów i szyn) pociągiem P-93, zgrzaniu nowych szyn, założeniu i zapięciu przytwierdzenia szyn do podkładów, cięciu starych szyn na odcinki i ich załadunku na skład wagonów, oprofilowaniu ławy torowiska, nagarnięciu tłucznia w tor, podbiciu toru z regulacją w planie i w profilu oraz uzupełnieniem tłucznia, ostatecznym oprofilowaniem ławy torowiska, ostatecznym oprofilowaniem tłucznia.

Przy zastosowaniu metody bezprzęsłowej nie prowadzi się wyprzedzających robót przygotowawczych, jedynie bezpośrednio przed robotami zasadniczymi wykonuje się następujące czynności: rozgarnięcie tłucznia zgarniarką, wyładunek szyn i wyłożenie ich na zewnątrz toru. Szyny te służą jako tor podsuwnicowy dla suwnic zrywających i układających nawierzchnię torową. Po ułożeniu nowych podkładów szyny są mocowane za pomocą przytwierdzeń.

Poszczególne czynności robót zasadniczych przy użyciu tej metody przedstawiają się następująco: cięcie szyn starego toru, zerwanie starego przęsła toru suwnicami i odwiezienie ich na skład wagonów, wyrównanie podsypki tłuczniowej spycharką, ułożenie podkładów suwnicami, włożenie szyn, założenie przytwierdzenia szyn do podkładów, nagarnięcie tłucznia zgarniarką, podbicie toru podbijarką, ścięcie ławy torowiska profilarkami, oczyszczenie podsypki tłuczniowej oczyszczarką tłucznia, rozgarnięcie tłucznia po oczyszczeniu zgarniarką, podbicie toru z regulacją w planie i w profilu podbijarką, ostateczne oprofilowanie ławy torowiska profilarką, oprofilowanie tłucznia profilarką i zgrzanie nowych szyn zgrzewarką szyn.

Metoda ta była powszechnie stosowana w całej Polsce do czasu zakupu przez PKP pociągu P-93. Jest ona również wykorzystywana obecnie na liniach mniejszego znaczenia lub w przypadku nieuzyskania do wymiany pociągu P-93. Metodą tą można dziennie wymienić (przy pracy jednozmianowej) około 600 m toru.

Metoda klasyczna różni się od bezprzęsłowej jedynie tym, że nie jest stosowana w celu układania szyn długich, ale przęsł torowych wcześniej zmontowanych na bazie nawierzchniowej. W związku z tym do zrywania i układania toru nie stosuje się suwnic, lecz dźwigi. Metoda ta nie jest obecnie stosowana w warunkach normalnej naprawy nawierzchni szynowej.

#### 10.2.4. Maszyny do napraw nawierzchni

RU 800S (rys. 10.32) to maszyna łącząca w sobie pracę dwóch maszyn – do wymiany szyn i podkładów oraz do oczyszczania i uzupełniania podsypki. Jest to przykład nowoczesnej strategii budowy maszyn połączonych pozwalającej na wprowadzenie nowej technologii napraw całej nawierzchni jedną maszyną.

Zakres i możliwości stosowania RU 800 S:

- ciągła wymiana nawierzchni z równoczesnym oczyszczaniem podsypki;
- ciągła wymiana nawierzchni bez oczyszczania podsypki;

- ciągła wymiana nawierzchni z wymianą podsypki;
- wymiana podkładów z oczyszczaniem podsypki;
- wymiana tylko podkładów;
- oczyszczanie podsypki.



Rys. 10.32. Widok maszyny RU 800S [6]

Charakterystyka maszyny SUZ 500 UVR (rys. 9.33, 9.34):

- krótkie czasy budowy – operacje w odstępach czasowych między przejazdami pociągów;
- mały front robót przygotowawczych – wypuszczenie wymiennika szyny na 20 m;
- mała liczba osób potrzebnych do obsługi;
- wszystkie materiały są transportowane po naprawianym torze bez blokowania torów równoległych;
- bezpieczna wymiana podkładów i szyn;
- małe siły działające w szynach w czasie wymiany;
- praca w łukach o małych promieniach;
- duża wydajność.



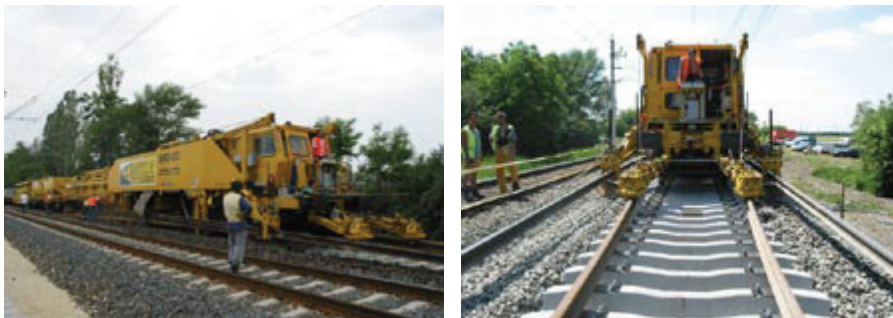
Rys. 10.33. Schemat maszyny SUZ 500 [6]



Rys. 10.34. Maszyna SUZ 500 podczas pracy [6]

System SMD (rys. 10.35) jest jedynym urządzeniem tego rodzaju na świecie, które dzięki szybkiej zamianie bez dodatkowych części może zostać użyty zarówno na szlaku istniejącym (naprawianym), jak i nowo budowanym poprzez użycie pelzacza gaśnicowego podtrzymującego początek maszyny na podsypce.

Przy zastosowaniu tej maszyny można wyjmować i wbudowywać wszystkie typy podkładów, które są układane na przygotowanej podsypce. Podczas pracy maszyna umożliwia zachowanie istniejącej niwelety albo przy układaniu nowego toru nadanie mu odpowiedniej niwelety.



Rys. 10.35. Widok maszyny SMD 80 [7]



Głównym zadaniem maszyny AHM 800 R (rys. 10.36) jest ułożenie warstwy ochronnej z możliwością ułożenia geotekstyliów bez konieczności rozbierania nawierzchni szynowej oraz oczyszczenie tłucznia. Wydajność maszyny dochodzi do 40–80 m/h.

Kolejność pracy maszyny AHM 800 R:

- usunięcie wierzchniej warstwy podsypki i jej transport do maszyny;
- wykopanie pozostałej warstwy podsypki;
- wygładzenie korony torowiska;
- oczyszczenie podsypki;
- wytworzenie mieszanki piaskowo-żwirowej na warstwę ochronną;
- ułożenie wzmocnienia;
- ułożenie warstwy ochronnej;
- zagęszczenie warstwy ochronnej;
- ułożenie podsypki.



Rys. 10.36. Maszyna AHM 800R [7]

Maszyna PM 200-2R (rys. 10.37) o długości prawie 200 m jest największą maszyną zbudowaną przez firmę Plasser & Theurer. Jest to maszyna, która wybiera zanieczyszczoną podsypkę z toru, by ją oczyścić (z możliwością mycia), co powoduje, że podsypka jest pozbawiona części organicznych.

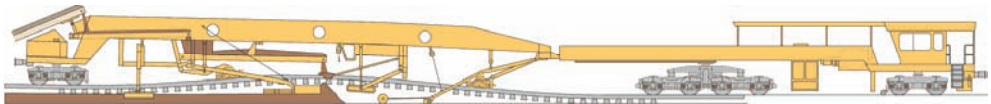


Rys. 10.37. Widok maszyny PM 200-2R do wymiany nawierzchni (z lewej).  
Widok płuczki ciśnieniowej czyszczącej podsypkę (z prawej) [6]

Charakterystyka maszyny PM 200-2R:

- wysoka jakość oczyszczonej podsypki;
- recykling podsypki bardzo zanieczyszczonej i praca w warunkach złej pogody;
- w procesie mycia podsypki zużywa się 1000÷1500 litrów wody na tonę oczyszczanej podsypki;
- wydajność maszyny wynosi do 110 m/h i 500 m/zmianę;
- mniejsza uciążliwość dla środowiska.

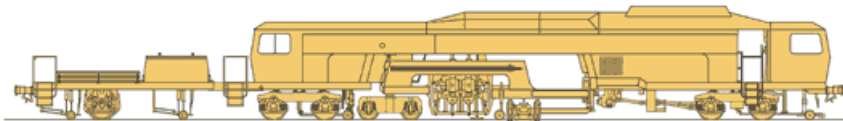
Maszyna SVV 100 (rys. 10.38) służy do układania warstwy ochronnej po wcześniejszym wybraniu warstwy tłucznia oraz do układania wzmocnienia z geosyntetyku.



Rys. 10.38. Schemat maszyny SVV100 oraz widok układanego wzmocnienia [6]

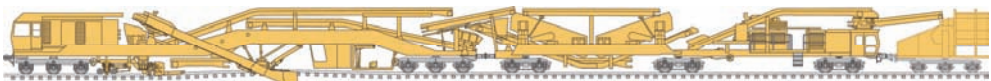
W procesie naprawy głównej wykorzystuje się również inne maszyny, które w zależności od przeznaczenia można podzielić na:

- maszyny do regulacji toru w płaszczyźnie pionowej i poziomej oraz zagęszczenia podsypki pod podkładami – podbijarki toru (rys. 10.39);



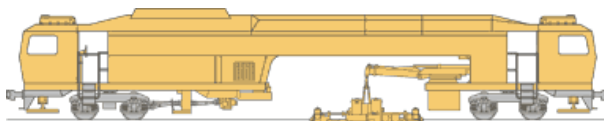
Rys. 10.39. Podbijarka toru 09-3X [6]

- maszyny do oczyszczania podsypki – oczyszczarki tłucznia (rys. 10.40);



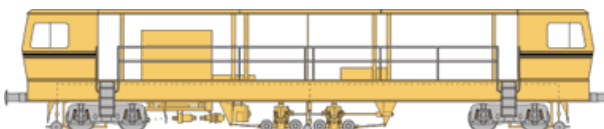
Rys. 10.40. Oczyszczarka tłucznia RM 2003 [6]

- maszyny do zgrzewania toków szynowych – zgrzewarki szyn (rys. 10.41);



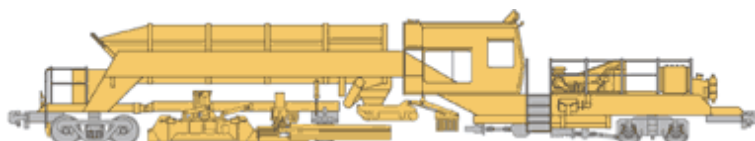
Rys. 10.41. Zgrzewarka szyn APT 600S [6]

- maszyny do dynamicznej stabilizacji toru (rys. 10.42);



Rys. 10.42. Dynamiczny stabilizator toru PTS 62 [6]

- maszyny do profilowania ławy torowiska;
- maszyny do transportu tłucznia i odsiewek;
- maszyny do profilowania tłucznia (rys. 10.43);



Rys. 10.43. Profilarka tłucznia [6]

- inne, w zależności od stosowanej technologii.

Światowe tendencje w rozwoju maszyn torowych są związane głównie z wprowadzaniem maszyn połączonych, to znaczy łączeniem dwóch lub trzech maszyn w jeden duży zespół do kompleksowej naprawy. Kierunek ten można zauważyć przede wszystkim w rozwoju maszyn do wzmacniania podtorza (szczególnie jego górnej warstwy) poprzez wbudowanie geosyntetyku i warstwy ochronnej oraz pełny recykling podsypki (oczyszczenie, mycie, kruszenie). Jest od również dostrzegalny w rozwoju maszyn do naprawy i budowy nawierzchni szynowej, szczególnie w wypadku wymiany wszystkich elementów nawierzchni przy zastosowaniu jednej maszyny.

Jednocześnie widoczny jest rozwój maszyn pojedynczych poprzez zwiększenie wydajności i jakości robót, na przykład rozwój maszyn do utrzymania toru.

## Literatura

- [1] Bałuch H.: Budownictwo komunikacyjne. Warszawa: WAT 2001.
- [2] Id-1 Warunki techniczne utrzymania nawierzchni na liniach kolejowych. Warszawa: PKP PLK SA., 2002.
- [3] Instrukcja o oględzinach, badaniach technicznych i utrzymaniu rozjazdów Id-4. Warszawa: PKP Polskie Linie Kolejowe SA 2005.
- [4] PN-EN 13848-1 Kolejnictwo/Tor. Jakość geometryczna toru. Cz. 1: Charakterystyka geometrii toru.
- [5] <http://www.cdn.civ.pl>.
- [6] <http://www.plasseramerican.com>.
- [7] <http://www.plasser.com>