

**Ocena
kondycji technicznej
mostów murowanych**
Badania i analiza

Tomasz Kamiński



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej

Ocena
kondycji technicznej
mostów murowanych
Badania i analiza

Tomasz Kamiński



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej

Recenzenci

Henryk Zobel

Wojciech Radomski

Opracowanie redakcyjne i korekta

Katarzyna Sosnowska

Projekt okładki

Tomasz Kamiński

Zdjęcie na okładce: Most Pomorski we Wrocławiu, Tomasz Kamiński

Projekt graficzny i łamanie

Janusz M. Szafran

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część niniejszej książki, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właścicieli praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2025

© Copyright by Tomasz Kamiński, Wrocław 2025

Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

www.oficyna.pwr.edu.pl; oficwyd@pwr.edu.pl

zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl

ISBN 978-83-8134-003-8

DOI: 10.37190/kaminski2025

Druk i oprawa: beta-druk, www.betadruk.pl

Spis treści

Wykaz oznaczeń i skrótów	11
1. Wprowadzenie	17
1.1. Przedmiot, cel i zakres pracy	17
1.2. Podstawowe określenia zastosowane w monografii	19
2. Stan murowanych mostów sklepionych w Polsce i na świecie	21
2.1. Informacje ogólne	21
2.2. Stan techniczny mostów sklepionych i jego zmiany w czasie	22
2.2.1. Stan techniczny MMS w Polsce	22
2.2.2. Uszkodzenia	22
2.2.2.1. System przeglądów MMS	24
2.2.2. Prognoza dalszego funkcjonowania MMS	24
3. Charakterystyka techniczna	27
3.1. Ogólna klasyfikacja MMS	27
3.2. Podstawowe parametry techniczne MMS	27
3.3. Parametry geometryczne	28
3.3.1. Schemat statyczny	30
3.3.2. Grubość sklepienia	32
3.3.3. Ściany boczne	35
3.3.4. Grubość przyczółka	36
3.3.5. Kształt łuków	38
3.3.6. Nadbudowa	40
3.3.7. Rodzaje wiązania murowego sklepienia	41
3.3.8. Inne parametry	42
3.4. Parametry materiałowe	43
3.4.1. Zestaw parametrów wiodących	43

3.4.2. Materiał sklepienia	44
3.4.3. Pozostałe parametry	47
4. Sposoby określania parametrów technicznych	49
4.1. Metody badań	49
4.2. Badania terenowe oparte na ocenie wizualnej	50
4.2.1. Oględziny	51
4.2.2. Bezpośrednie pomiary geometryczne	52
4.2.3. Endoskopia	52
4.2.4. Klasyczne badania geodezyjne	53
4.2.5. Skanowanie przestrzenne	53
4.3. Badania półniszczące	54
4.3.1. Odkrywanie z poziomu nawierzchni	55
4.3.2. Sondowanie zasypki i nasypu	55
4.3.3. Badania penetracyjne	57
4.3.4. Badanie metodą pull-out	58
4.3.5. Zastosowanie poduszek ciśnieniowych	60
4.3.6. Zastosowanie siłownika hydraulicznego	62
4.4. Badania nieniszczące	63
4.4.1. Badania sklerometryczne	64
4.4.2. Badanie georadarowe	65
4.4.3. Termografia	67
4.4.4. Badanie metodą akustyczną	69
4.4.5. Badanie oporności elektrycznej	71
4.5. Laboratoryjne badania wytrzymałości części murowanych	75
4.5.1. Pobieranie próbek	75
4.5.2. Badanie cegły	77
4.5.3. Badanie kamienia	79
4.5.4. Badanie zaprawy	81
4.5.5. Badanie muru	82
4.6. Laboratoryjne badania geotechniczne	85
4.6.1. Badanie edometryczne gruntu	85
4.6.2. Badanie jednoosiowego ściskania gruntu	86
4.6.3. Badanie trójosiowego ściskania gruntu	86
4.6.4. Badanie bezpośredniego ścinania gruntu	88
4.6.5. Badanie ścinania na styku zasypki z murem	89

4.7. Badania podstawowych właściwości fizycznych materiałów	90
4.8. Badania empiryczno-symulacyjne	90
4.8.1. Idea podejścia	90
4.8.2. Badania statyczne	91
4.8.3. Badania quasi-statyczne	96
4.8.4. Badania dynamiczne	101
4.9. Podsumowanie zakresu funkcjonalnego badań	103
5. Badania monitorujące	107
5.1. Idea monitoringu	107
5.2. Ogólny podział metod badań monitorujących	108
5.3. System przeglądów cyklicznych	112
5.3.1. Podstawowe założenia	112
5.3.2. Zastosowanie wskaźników zarysowania	112
5.4. Obszary badań sensorycznych zachowania konstrukcji	113
5.4.1. Kontrola zmian geometrii sklepienia	113
5.4.2. Pomiar zmian rozkładu sił wewnętrznych w sklepieniu	118
5.4.3. Kontrola aktywności rys w sklepieniu	119
5.4.4. Kontrola zmian geometrii i położenia ścian bocznych	120
5.4.5. Kontrola zmian parcia zasyпки	120
5.4.6. Kontrola osiadania zasyпки i przemieszczeń podpór	121
5.4.7. Badanie odpowiedzi dynamicznej konstrukcji	123
5.4.8. Badanie emisji akustycznej w sklepieniu	125
5.4.9. Pomiar temperatury	126
5.5. Charakterystyka pomiarowa w badaniach monitorujących	127
5.6. Badania doraźne odpowiedzi konstrukcji na obciążenie	129
5.6.1. Specyfika i przeznaczenia badań doraźnych	129
5.6.2. Rodzaje wykorzystywanych wpływów	129
5.6.3. Doraźne badanie odpowiedzi Mostu Osobowickiego	132
5.6.4. Doraźne badanie odpowiedzi mostu nad rzeką Młynówką w Miliczu	141
5.6.5. Doraźne badanie odpowiedzi mostu nad rzeką Witoszówką w Świdnicy	147
5.7. Długoterminowy monitoring sensoryczny zachowania konstrukcji w czasie	152
5.7.1. Specyfika i przeznaczenia badań długoterminowych	152

5.7.2. Długoterminowy monitoring mostu drogowego w Vila Fria	152
5.7.3. Długoterminowy monitoring mostu kolejowego nad rzeką Aller	154
6. Modelowanie numeryczne	157
6.1. Klasyfikacja modeli i ich zakres przestrzenny	157
6.2. Modele geometrii konstrukcji i ich zastosowanie	159
6.2.1. Klasyfikacja i dobór modeli	159
6.2.2. Warunki brzegowe i założenia symetrii	164
6.2.3. Model warstwowy	167
6.2.4. Szerokość współpracująca	170
6.3. Dyskretyzacja przestrzenna materiału murowego	172
6.4. Stosowane modele materiałowe elementów murowanych	179
6.5. Stosowane modele materiałowe zasypki	186
6.6. Podstawowe parametry definiujące model numeryczny	188
6.7. Kalibracja i walidacja modelu	189
6.7.1. Założenia	189
6.7.2. Wykorzystanie efektów statycznych	190
6.7.3. Wykorzystanie efektów dynamicznych	199
6.7.4. Kalibracja modelu Mostu Osobowickiego	203
6.7.5. Kalibracja modelu mostu nad rzeką Młynówką w Miliczu	214
6.7.6. Kalibracja modelu mostu nad rzeką Witoszówką w Świdnicy	220
7. Kompleksowa procedura oceny kondycji technicznej	225
7.1. Strategie i zadania badawcze	225
7.2. Wielopoziomowa adaptacyjna procedura oceny kondycji technicznej MMS	227
7.3. Rodzaje analiz numerycznych	231
7.4. Obszary oceny zachowania konstrukcji	233
7.4.1. Kluczowe wskaźniki zachowania konstrukcji (KPI)	233
7.4.2. Rodzaje analiz stosowane w ocenie KPI	234
7.5. Stany graniczne nośności	234
7.5.1. Metody analizy	234
7.5.2. Kryteria oceny	235
7.6. Nośność graniczna	241
7.6.1. Metoda analizy	241

7.6.2. Kryterium oceny	242
7.6.3. Porównanie analizy SGN i NG	244
7.7. Stany graniczne użytkowości	246
7.7.1. Sposób analizy	246
7.7.2. Kryteria oceny	247
7.8. Trwałość zmęczeniowa	249
7.9. Odporność awaryjna	250
7.9.1. Metody analizy	250
7.9.2. Kryteria oceny	251
7.10. Rodzaje oddziaływań	255
7.11. Przykłady oceny kondycji technicznej	258
7.11.1. Ogólna charakterystyka przypadków	258
7.11.2. Most nad rzeką Witoszówką w Świdnicy	258
7.11.3. Estakada kolejowa we Wrocławiu	266
7.11.4. Most Osobowicki nad rzeką Odrą we Wrocławiu	274
7.11.5. Most św. Jana nad Białą Łądecką w Łądku Zdroju	280
8. Podsumowanie i wnioski	289
Abstract	295
Podziękowania	297
Bibliografia	299

Kochanej Żonie i Córcze – za wsparcie i inspirację

Wykaz oznaczeń i skrótów

Oznaczenia

- a, a_1 – rozstaw osi pojazdu
 A – pole przekroju poprzecznego sklepienia
 b – szerokość przekroju próbki prostopadłościennej
 b_f – szerokość obszaru zasypki na moście (między ścianami bocznymi)
 b_w – grubość ścian bocznych
 B – szerokość mostu/sklepienia
 B_1 – rozstaw kół osi pojazdu
 B_{eff} – szerokość efektywna sklepienia
 c – spójność (kohezja)
 d – rozstaw wypadkowych nacisku pojazdu (rozstaw czopów skrętu lokomotywy)
 d_g – skalarna zmienna degradacji
 D_t – głębokość dekompresji (strefy nieściskanej przekroju)
 D – grubość sklepienia w kluczu
 $\mathbf{D}_{el}$ – macierz sprężystości
 e – mimośród wypadkowej siły ściskającej w przekroju sklepienia
 e^i – klasa (wymiar i) elementu w modelu numerycznym
 $E_a E_p$ – moduł sprężystości podłużnej przyczółka i filara
 $E_b E_s$ – moduł sprężystości podłużnej elementu murowego (cegły i kamienia)
 E_d – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań według SGN
 E_{ds} – dynamiczny moduł sprężystości podłużnej kamienia
 E_f – moduł sprężystości podłużnej zasypki
 E_m – moduł sprężystości podłużnej spoiny muru
 E_M – moduł sprężystości podłużnej muru
 E_n – moduł sprężystości podłużnej nawierzchni
-

- E_w – moduł sprężystości podłużnej materiału ściany bocznej
 f_{cb} – wytrzymałość elementu murowego na ściskanie
 f_{cm} – wytrzymałość spoiny muru na ściskanie
 f_{cm}, f_c – wytrzymałość muru na ściskanie
 f_i – częstotliwość i -tej postaci drgań
 f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie
 f_{tb} – wytrzymałość elementu murowego na rozciąganie
 f_{tm} – wytrzymałość spoiny muru na rozciąganie
 f_{tm}, f_t – wytrzymałość muru na rozciąganie
 f_{vk} – wytrzymałość charakterystyczna na ścinanie
 F, F_{ult} – siła ściskająca badaną próbkę, maksymalna jej wartość uzyskana podczas badania
 g_f – ciężar objętościowy zasypki
 g_M – ciężar objętościowy muru
 G – moduł sprężystości poprzecznej
 h – grubość (miąższość) zasypki nad kluczem sklepienia
 h_1 – grubość (miąższość) nadbudowy sklepienia nad kluczem sklepienia
 h_a – wysokość przyczółka (do wezłowia sklepienia)
 h_b – wysokość ściany bocznej/balustrady nad poziomem nawierzchni
 h_p – wysokość filara (do wezłowia sklepienia)
 H_w – stan wody wokół obiektu (wysokość ponad wezłowiem sklepienia)
 k – względny mimośród wypadkowej siły ściskającej w przekroju sklepienia
 K – współczynnik parcia bocznego gruntu
 K_e – współczynnik zależny od rodzaju bloków murowych i spoin
 l – długość próbki
 l_i – odległość kolejnych osi pojazdu względem jego osi referencyjnej
 l_0 – rozpiętość (rozstaw punktów podparcia) próbki
 L, L_0 – rozpiętość sklepienia w świetle
 L_Φ – długość miarodajna przęsła (podwójna rozpiętość L_0 – w przypadku ciągu przęsł)
 m – grubość spoiny
 m_y – maksymalna wartość lokalna jednostkowego momentu zginającego w przekroju
 M, M_y – moment zginający w przekroju
 n – liczba próbek

- n_a – liczba osi
- n_0 – częstotliwość pierwszej postaci drgań
- n_x – maksymalna wartość lokalna jednostkowej siły osiowej w przekroju
- N – liczba przęseł
- N_x – siła osiowa w przekroju
- N^i – liczba segmentów murowych sklepienia wzdłuż kierunku i , gdzie $i \in \{x, y\}$
- p^i – wymiar i przestrzeni modelu numerycznego
- P_0 – siła skupiona symulująca obciążenie osią pojazdu
- P_{ult} – całkowita wartość graniczna siły P
- P_{ult}^1 – wartość graniczna siły P przypadająca na jednostkową szerokość konstrukcji
- r – strzałka sklepienia
- r_0 – odległość od umownego centrum modelu
- r^P, r^S – współczynnik korelacji Pearsona, Spearmana
- R – promień krzywizny łuku sklepienia
- R_d – wartość obliczeniowa odpowiedniej nośności według SGN
- S – grubość przyczółka (wzdłuż osi mostu)
- S_p – grubość filara (wzdłuż osi mostu)
- s – względny zasięg uszkodzenia
- s_f – odchylenie standardowe wielkości f
- T – siła poprzeczna w przekroju, siła ścinająca
- u – przemieszczenie pionowe przekroju sklepienia
- v_z – współczynnik zmienności
- V – prędkość taboru
- V_p, V_s – prędkość rozchodzenia się podłużnej i poprzecznej fali sprężystej
- w – krawędź przekroju (w_g – górna, w_d – dolna)
- x – współrzędna położenia wzdłuż osi mostu mierzona względem klucza sklepienia
- X – wartość parametru wejściowego
- x_q, x_k – współrzędna położenia obciążenia q lub punktu kontrolnego k wzdłuż mostu mierzona względem węzłowia sklepienia
- y – współrzędna położenia w poprzek mostu
- Y – wartość parametru wyjściowego
- z – współrzędna przekroju filara

- β – współczynnik korekcyjny kształtu
- β_L – współczynnik korekcyjny wytrzymałości muru ze względu na spoinę podłużną
- β_M – współczynnik korekcyjny badanej wytrzymałości muru
- γ – względne przemieszczenie poprzeczne
- γ_{NG} – globalny współczynnik bezpieczeństwa w analizie NG
- γ_{SGN} – globalny współczynnik bezpieczeństwa w analizie SGN
- γ_M – współczynnik częściowy właściwości muru
- $\gamma_G \gamma_Q$ – współczynniki częściowe (obciążenia stałego i zmiennego)
- δ – intensywność dekompresji
- δ_{pl} – odkształcalność plastyczna materiału
- ε – odkształcenie podłużne
- η – wskaźnik wpływu
- ξ – rzędna funkcji wpływu przemieszczenia
- λ – mnożnik obciążenia zewnętrznego P
- λ_{cr} – wartość krytyczna mnożnika obciążenia zewnętrznego P
- λ_{NG} – rezerwa nośności w analizie NG
- λ_{SGN} – rezerwa nośności w analizie SGN
- μ – znormalizowany moment zginający
- μ_f – współczynnik tarcia między zasypką a sklepieniem
- μ_m – współczynnik tarcia w spoinach
- ν – znormalizowana siła osiowa
- ν_b – współczynnik Poissona elementu murowego
- ν_m – współczynnik Poissona spoiny
- ν_f – współczynnik Poissona zasypki
- ρ – gęstość materiału próbki
- σ – naprężenia normalne
- τ – naprężenia styczne
- ϕ – średnica próbki
- ϕ_g – średnica głowicy ściskającej próbkę
- φ – kąt tarcia wewnętrznego
- φ_f – kąt tarcia między zasypką a murowaną częścią konstrukcji
- Φ – współczynnik dynamiczny
- ψ – kąt dylatacji
- ω – efekt statyczny
- ζ_i – wektor własny i -tej postaci drgań
-

Skróty

BrIM – *Bridge Information Modeling* (ang.)

DIC – cyfrowa korelacja obrazu (ang. *Digital Image Correlation*)

KPI – kluczowy wskaźnik zachowania konstrukcji (ang. *key performance indicator*)

MES – metoda elementów skończonych

MED – metoda elementów dyskretnych

MMS – murowany most sklepiony

NG – nośność graniczna

OAM – operacyjna analiza modalna

SGN – stan graniczny nośności

SGU – stan graniczny użytkowości

WPD – współczynnik przewyższenia dynamicznego

1. Wprowadzenie

1.1. Przedmiot, cel i zakres pracy

Przedmiotem niniejszej pracy jest doświadczalna i analityczna metodyka oceny kondycji technicznej konstrukcji murowanych mostów sklepionych (MMS), funkcjonujących w realnych warunkach i sytuacjach eksploatacyjnych. Przyjęte określenie „kondycja techniczna” obejmuje stan i zachowanie konstrukcji, a jej ocena służyć może do stwierdzenia ogólnej jakości obiektu i możliwości jego eksploatacji. Zaprezentowane podejście do badania stanu i zachowania mechanicznego istniejących (w większości historycznych) obiektów tego rodzaju, prowadzonego w typowych okolicznościach znikomej zarówno znajomości ich cech konstrukcyjnych, jak i dostępności dokumentacji technicznej, jest podejściem całościowym.

W monografii omówiono, w możliwie wyczerpujący sposób, aktualny stan wiedzy z zakresu stosowanych i potencjalnie użytecznych metod określania parametrów technicznych mostów murowanych, jak również monitorowania ich odpowiedzi na różnego rodzaju oddziaływania doraźne oraz wpływy reologiczne. Dodatkowo opisano metody teoretycznego opisu i analizy zachowania rozpatrywanych konstrukcji, głównie z wykorzystaniem modeli metody elementów skończonych (MES). Za końcowy cel przyjęto stworzenie kompleksowej adaptacyjnej procedury oceny kondycji technicznej mostów murowanych, obejmującej wszystkie wymienione powyżej zagadnienia i zawierającej gotowe strategie postępowania, ściśle dostosowane do spodziewanego efektu badań i dostępnych środków.

Motywacją do napisania niniejszej monografii był brak w polskiej literaturze przedmiotu skondensowanych źródeł wiedzy z zakresu stanowiącego ten wciąż aktualny problem dotyczący wielu, ważnych i często zabytkowych obiektów, będących w ciągłej eksploatacji w ramach drogowych i kolejowych sieci transportowych tak w Polsce, jak i na świecie. Informacje, ale tylko częściowe, o ukształtowaniu i metodach wznoszenia MMS można znaleźć w polskich opracowaniach sprzed ponad 65 lat [77], [270], [282]. Braki odnotowuje się również w polskich i ogólnoeuro-

pejskich normach, w tym Eurokodach, zarówno pierwszej [N37], [N40], [N43], jak i drugiej [N44], [N58] edycji, które w żaden sposób nie odnoszą się bezpośrednio do MMS.

Spodziewaną grupą odbiorców opracowania są osoby bezpośrednio zajmujące się prowadzeniem prac inżyniersko-badawczych w zakresie oceny stanu technicznego, nośności czy trwałości MMS, sięgające po różne metody badań i monitoringu zróżnicowanych obiektów budowlanych, nadzorujące utrzymanie i naprawy konstrukcji mostowych, jak również osoby kompleksowo zarządzające infrastrukturą mostową. W przekonaniu autora wśród czytelników znaleźć się mogą tak reprezentanci środowisk akademickich, prowadzący działalność badawczą czy dydaktyczną w dziedzinie inżynierii lądowej, budownictwa, architektury, jak i wszyscy praktycy, inżynierowie, urzędnicy i pasjonaci mający kontakt z rozpatrywanym rodzajem obiektów w pracy i życiu codziennym.

Tematyka mostów murowanych jako obiektów zabytkowych wiąże się z natury rzeczy z kwestią ochrony dziedzictwa. Niniejsze opracowanie nie dotyczy wprost tego zagadnienia, ale niewątpliwie może być przydatne również w obszarze konserwacji zabytków, wskazując specyfikę tego typu budowli i komponenty najważniejsze z punktu widzenia techniki i historii ich rozwoju.

Aktualność zagadnień dotyczących murowanych konstrukcji mostowych potwierdzają badania naukowe wciąż intensywnie prowadzone w wielu krajach, zwłaszcza we Włoszech, w Wielkiej Brytanii, Turcji, Hiszpanii i Portugalii. Zagadnienia te były także tematem dwóch dużych, międzynarodowych projektów badawczych zrealizowanych w ostatnich latach: projektu Międzynarodowej Unii Kolei (UIC) „Improving Assessment, Optimisation of Maintenance and Development of Database for Masonry Arch Bridges” oraz projektu w ramach 6. Programu Ramowego Unii Europejskiej „Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives”, w których autor brał aktywny udział.

Monografia oparta jest również na wiedzy i doświadczeniu autora zdobytych w czasie ponad 20 lat prowadzenia badań i analiz, obejmujących ponad 50 murowanych mostów sklepionych, w ramach ekspertyz, ocen nośności, ocen stanu technicznego czy projektów wzmocnień, np. [4], [38], [42], [141], [155], [157]. Ponadto autor miał zaszczyt brać czynny udział w określeniu i opracowaniu wytycznych badania i analiz przedmiotowych mostów [1], [N21], [N25], będących efektem realizowanych projektów badawczych.

Ze względu na ogrom zagadnień wchodzących w zakres tematyczny publikacji uwagę skupiono na typowych układach konstrukcyjnych MMS istniejących i funk-

cjonujących w lokalnym (krajowym) obszarze geograficzno-społeczno-gospodarczym. Nie zagłębiano się szczegółowo w analizę mostów sklepionych bez zasypki (z łukami pachwinowymi) czy akweduktów, w sejsmikę oraz metody wzmacniania czy projektowanie nowych obiektów, które mogą stanowić przedmiot obszernych, niezależnych opracowań. Ponadto pominięto odrębną analizę ścian bocznych i skrzydeł przyczółków (jako konstrukcji oporowych) oraz fundamentów, będących elementami uniwersalnymi, występującymi też w innych mostach i różnych obiektach budowlanych, która nie ma ścisłego czy wyłącznego powiązania ze specyfiką zachowania MMS.

1.2. Podstawowe określenia zastosowane w monografii

Badania monitorujące – całość działań umożliwiających pomiar i ocenę elementów zachowania konstrukcji w funkcji czasu.

Badania nieniszczące i półniszczące – badania parametrów technicznych konstrukcji niepowodujące lub powodujące nieznaczne naruszenie jej struktury, przeprowadzane z wykorzystaniem specjalistycznych narzędzi i technologii pomiarowych.

Empiryczna funkcja wpływu efektu statycznego – uzyskany doświadczalnie wykres wpływu chwilowego położenia przemieszczającej się siły jednostkowej na dany efekt statyczny.

Kalibracja – zestaw czynności polegających na doborze właściwości materiałowych i geometrycznych modelu obiektu w celu uzyskania jego zgodności z reprezentowanym obiektem. Miarą kalibracji może być zgodność w zakresie zachowania obiektu symulowanego modelem i bezpośrednio zmierzonego (w toku badań monitorujących).

Kondycja techniczna konstrukcji – ogólne określenie obejmujące stan i zachowanie konstrukcji. Jej ocena służyć może stwierdzeniu ogólnej jakości i możliwości eksploatacji obiektu.

Linia wpływu efektu statycznego – wykres obliczonego analitycznie wpływu położenia siły jednostkowej na efekt statyczny w wybranym punkcie konstrukcji.

Mechanizm 4- lub 5-przegubowy – najbardziej typowa postać zniszczenia (utruty stateczności) sklepienia związana z formowaniem się 4 lub 5 przegubów plastycznych na jego długości, przekształcającym go w mechanizm.

Metoda pomiaru – kompletny proces obejmujący prowadzenie pomiaru wybraną techniką pomiarową oraz przetworzenie i wykorzystanie otrzymanego wyniku, zakończone uzyskaniem informacji o stanie lub zachowaniu konstrukcji.

Stan (techniczny) konstrukcji – ogół cech konstrukcji (parametrów technicznych) obejmujących różne właściwości fizyczne, a zwłaszcza parametry mechaniczne.

Technika pomiaru – sposób prowadzenia pomiaru danej wielkości fizycznej z wykorzystaniem wybranego elementarnego zjawiska fizycznego.

Technologia pomiaru – złożona procedura pomiarowa, obejmująca różne techniki i metody pomiaru.

Wytężenie konstrukcji – elementy zachowania konstrukcji wpływające na ocenę jej bezpiecznego funkcjonowania i eksploatacji.

Zachowanie/odpowiedź konstrukcji – całościowe zmiany w zachowaniu mechanicznym konstrukcji, będące jej odpowiedzią/reakcją na oddziaływania (obciążenia, wymuszenia kinematyczne lub zmiany temperatury) oraz zjawiska reologiczne w postaci przemieszczeń, deformacji, drgań, zmian rozkładu sił wewnętrznych, a także ewentualnego zniszczenia konstrukcji.

2. Stan murowanych mostów sklepionych w Polsce i na świecie

2.1. Informacje ogólne

Murowane konstrukcje sklepione stanowią najstarszy rodzaj obiektów mostowych. Ich historia sięga bowiem czasów średniowiecza [242], a nawet starożytności [243]. Według dostępnych źródeł pierwsze łuki murowane były wznoszone ok. 5 tys. lat temu w Dolnym Egipcie i Mezopotamii, a po raz pierwszy jako układ konstrukcyjny mostu zostały wykorzystane w Chinach ok. 2900 r. p.n.e. [219]. W Europie pionierami w budowaniu mostów kamiennych byli Rzymianie, którzy pierwsze konstrukcje tego typu wznosili w II w. p.n.e. [299]. Rozwój historii mostów sklepionych na terenach Polski trwa co najmniej od XIV w. [43], [44], [102].

Mosty murowane wciąż stanowią ważną i niemałą grupę obiektów infrastrukturalnych tak w Polsce, jak i w Europie czy poza jej granicami. Dokładne dane na temat ogólnej liczby tego typu konstrukcji w ciągu linii kolejowych i sieci dróg nie są jednak powszechnie dostępne. Pewna ilość danych statystycznych została zgromadzona m.in. w trakcie prac w ramach międzynarodowych projektów badawczych [27], [214], a także udostępniona w kilku publikacjach, np. [64], [96], [160], [271]. Według tych szacunków w Unii Europejskiej jest co najmniej 80 tys. murowanych kolejowych obiektów mostowych (mostów i wiaduktów) oraz ok. 120 tys. przepustów, a w ramach sieci drogowych co najmniej 100 tys. takich obiektów. Mosty i wiadukty murowane łącznie stanowią ok. 40% obiektów kolejowych i ok. 25% obiektów drogowych na obszarze Unii Europejskiej. Zdecydowaną większość stanowią obiekty stare lub bardzo stare, np. 98% kolejowych mostów murowanych ma ponad 50, a 64% – ponad 100 lat.

W Polsce funkcjonuje w przybliżeniu ponad 1000 murowanych konstrukcji mostowych na liniach kolejowych, a w ciągu dróg ok. 2000 mostów i wiaduktów tego typu oraz łącznie ponad 20 tys. przepustów. Dane te wskazują zatem na znaczący udział tego typu konstrukcji w grupie wszystkich obiektów mostowych w Polsce [33].

Istniejące obiekty murowane są zazwyczaj konstrukcjami historycznymi, często zabytkowymi, nierzadko o wysokich walorach estetycznych. Ochrona i utrzymanie gwarantujące ich dalszą bezpieczną eksploatację są zatem zarówno obowiązkiem, jak i przywilejem kolejnych pokoleń.

2.2. Stan techniczny mostów sklepionych i jego zmiany w czasie

2.2.1. Stan techniczny MMS w Polsce

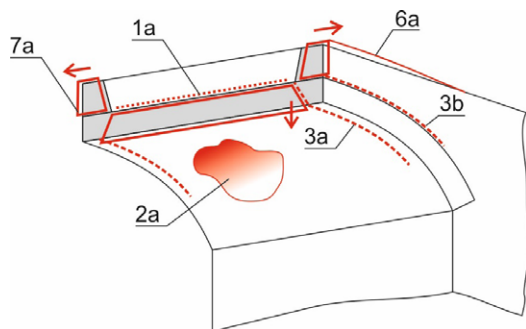
Obecnie stan techniczny MMS w Polsce w zdecydowanej większości przypadków budzi wiele zastrzeżeń [34], [43], [45], [46], [47], [150], [167], [168]. Na podstawie przepisów dotyczących utrzymania obiektów mostowych [N23], [N24], [N73] obiekty tego typu oceniane są na ok. 3 (w skali 0–5), co oznacza w przypadku obiektów drogowych stan niepokojący, zaś w przypadku kolejowych – dostateczny.

Sytuacja wygląda podobnie w innych krajach, zarówno rozwijających się, jak i rozwiniętych, co wynika z podobnego ukształtowania MMS (determinującego określone zachowanie konstrukcji pod wpływem występujących oddziaływań) i ich wieku oraz podobnego podejścia zarządców do ich utrzymania.

2.2.2. Uszkodzenia

Typowe uszkodzenia MMS sklasyfikowane zgodnie z [30] i [34] można uszeregować według powszechności ich występowania:

- 1) Uszkodzenia wyposażenia (W):
 - a) degradacja izolacji,
 - b) niesprawność systemu odwodnienia.
 - 2) Degradacja elementów murowych i spoin (G):
 - a) spadek wytrzymałości,
 - b) wzrost przepuszczalności,
 - c) wzrost kruchości.
 - 3) Podłużne pęknięcia i zarysowania (C):
 - a) sklepienia w pobliżu krawędzi,
 - b) wzdłuż styku sklepienia ze ścianą boczną.
 - 4) Zanieczyszczenia (Z):
 - a) wegetacja roślin.
-



Rys. 2.1. Lokalizacja typowych uszkodzeń mostów murowanych

5) Ubytki (U):

- a) spoin muru,
- b) elementów murowych.

6) Deformacja (F):

- a) wybrzuszenie ścian bocznych.

7) Przemieszczenia (P):

- a) przesunięcie poprzeczne ścian bocznych,
- b) przemieszczenia elementów murowych.

Przykłady lokalizacji typowych uszkodzeń pokazano schematycznie na rys. 2.1.

Niektóre ze wskazanych uszkodzeń występują jednocześnie (czasem wręcz nierozłącznie), jak np. 1a i 2a–c, 4a i 5a lub 3b i 7a. Pewne rodzaje uszkodzeń wynikają ze specyfiki ukształtowania MMS i wcześniej lub później pojawiają się w każdym obiekcie tego typu, ujawniając jego najsłabsze elementy lub obszary. Dotyczy to na pewno izolacji pokrywającej sklepienie, której trwałość jest zwykle niższa niż trwałość elementów konstrukcyjnych, a jej degradacja 1a pociąga dalsze uszkodzenia: najpierw nieuniknione 2a–c, następnie bardzo prawdopodobne 3a–b i 5a–b, a na końcu możliwe 6a lub 7a. Należy dodać, że słabym punktem wszystkich MMS jest strefa połączenia ściany bocznej ze sklepieniem. Ściana boczna stanowi konstrukcję oporową wobec parcia bocznego zasyпки i jej stateczność bazuje tylko na jej ciężarze własnym oraz na przyczepności do sklepienia. To połączenie w obiektach ceglanych stanowi jedynie płaska warstwa spoiny licująca z grzbietem sklepienia. W konstrukcjach kamiennych wzdłuż ścian bocznych czasem zastosowane są klince o narożach wystających poza powierzchnię grzbietu sklepienia, tworzące połączenie schodkowe i stanowiące jego wzmocnienie dzięki siłom tarcia. Należy jednak zaznaczyć, że w mostach murowanych nie były powszechnie stosowane w tej strefie żadne dodatkowe łączniki.

Największe zagrożenie konstrukcji MMS stanowią czynniki atmosferyczne, a zwłaszcza woda w postaci opadów, jak i wód powierzchniowych opływających podpory obiektu. Jak w każdym obiekcie budowlanym, istotną rolę w degradacji odgrywają naturalne efekty starzenia i zmęczenia materiału wzmagane promieniowaniem UV, czynnikami chemicznymi oraz obciążeniami cyklicznymi (użytkowymi, termicznymi oraz takimi jak zamarzanie i odmarzanie wody wnikałej w konstrukcję). Wśród obciążeń należy wyróżnić wpływ zwiększającego się w ostatnich dziesięcioleciach obciążenia eksploatacyjnego, w tym prędkości przejazdów taboru. Można uznać, że pozostałe czynniki mają znaczenie marginalne. W niniejszej monografii pominięto sytuacje skrajne, np. wystąpienie powodzi i podmycie fundamentów obiektu, które w szczególności dla mostów murowanych, ale także dla każdej innej konstrukcji budowlanej, mogą mieć nieograniczone i katastrofalne skutki, co analizowano np. w [140].

2.2.1. System przeglądów MMS

W Polsce drogowe i kolejowe obiekty murowane poddawane są, podobnie jak inne rodzaje konstrukcji mostowych, przeglądom zgodnie z przepisami dotyczącymi utrzymania obiektów mostowych [N23], [N24], [N73]. Wytyczne te nie precyzują jednak zasad postępowania z MMS. Więcej na ten temat można znaleźć w opracowaniach polskich i zagranicznych, np. [43], [140], [210], [N18], [N22], [N25], [N27], w których wskazywane są typowe mechanizmy i efekty degradacji oraz zasady oceny stanu technicznego przedmiotowych obiektów.

Oddzielnym ważnym i skutecznym podejściem do oceny kondycji MMS jest monitoring konstrukcji, który polega na zautomatyzowanym kontrolowaniu zachowania obiektu, zwykle z zastosowaniem aparatury badawczej. Może być realizowany doraźnie w ramach pojedynczej ciągłej sesji pomiarowej lub cyklicznie z wielokrotną rejestracją danych. Szerszy opis tego typu działań zawarto w rozdziale 5.

2.2.2. Prognoza dalszego funkcjonowania MMS

Biorąc pod uwagę duży potencjał tkwiący w mostach murowanych, można oczekiwać, że przy odpowiednim podejściu zarządców tych obiektów zarówno do kwestii ich utrzymania, jak i napraw i przebudowy, będą one jeszcze długo czynnie służyć jako elementy infrastruktury transportowej. Możliwe będzie to głównie dzięki podstawowemu atutowi tego typu konstrukcji, zapewniającemu im trwałość na setki

lat, a mianowicie dzięki niewystępowaniu elementów stalowych i żelbetowych, które często szybko ulegają korozji. Potwierdzeniem tego jest wiele przykładów mostów z całego świata, wciąż skutecznie spełniających swoją funkcję.

Warunkiem wieloletniej i wydajnej eksploatacji MMS jest sprawowanie właściwej opieki nad tymi konstrukcjami, obejmującej w przypadku obiektów w dobrym stanie bieżące i regularne utrzymanie ich stanu technicznego, a w przypadku obiektów zdegradowanych – przeprowadzanie adekwatnych i dopasowanych do indywidualnych sytuacji napraw lub wzmocnień [139].

3. Charakterystyka techniczna

3.1. Ogólna klasyfikacja MMS

Mosty murowane można sklasyfikować pod względem ogólnego ukształtowania geometrycznego według następujących kryteriów:

- liczby przęseł;
- obecności ścian bocznych (ze ścianami, bez ścian (sklepienia pachwinowe));
- kształtu sklepienia (odcinkowy, koszowy (3- lub 5-centryczny), paraboliczny, eliptyczny, ostrołukowy);
- ukształtowanie w planie (prostokątne, skośne, trapezowe);
- grubości sklepienia (stała, zmienna).

Z uwagi na materiały konstrukcyjne rozważyć można również klasyfikację mostów sklepionych wchodzących w zakres opracowania na:

- ceglane,
- kamienne,
- betonowe (niezbrojone),
- mieszane.

Inny podział wynika z funkcji obiektów. Ta decyduje jednak głównie o rodzaju nawierzchni, podczas gdy pozostałe elementy ukształtowania są bardzo podobne. Wyróżnia się zatem:

- mosty kolejowe,
- mosty drogowe,
- mosty miejskie z ruchem tramwajowym,
- kładki dla pieszych,
- akwedukty i mosty wodne.

3.2. Podstawowe parametry techniczne MMS

Konstrukcje mostów murowanych można dokładnie scharakteryzować za pomocą zestawu parametrów technicznych odnoszących się do ich cech geometrycznych

i materiałowych. Wśród cech tych wyróżnić można węższą grupę parametrów wiodących, których określenie i późniejsze wykorzystanie do stworzenia modelu obliczeniowego jest w zdecydowanej większości przypadków wystarczające przy podstawowej analizie odpowiedzi konstrukcji. Dotyczy to przede wszystkim właściwości głównych elementów nośnych, tj. sklepień i zasyпки nad nimi oraz przyczółków i filarów.

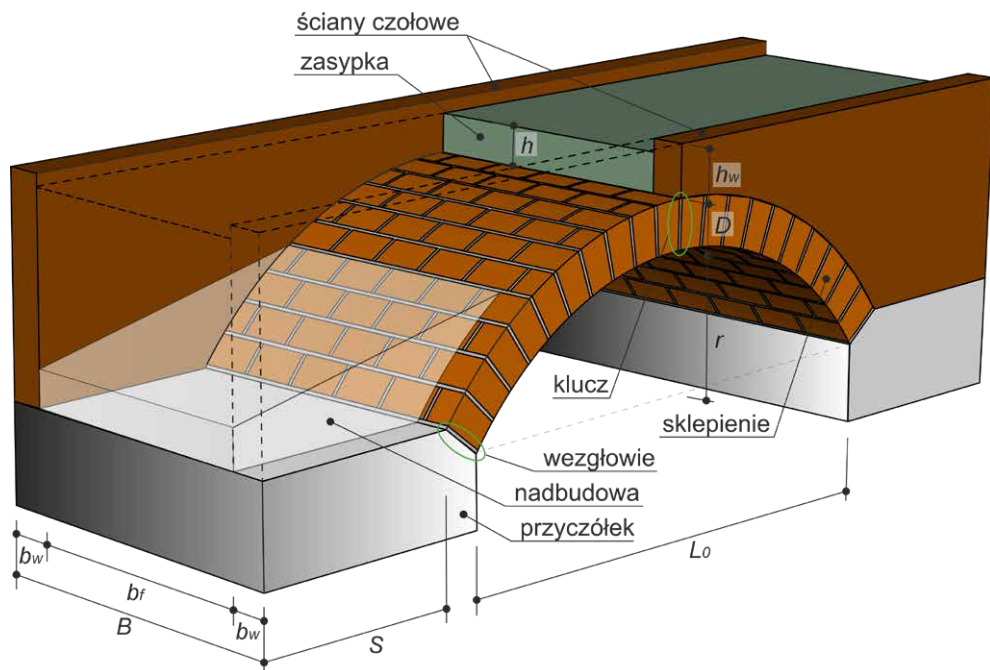
Wiele parametrów konstrukcji jest powtarzalnych lub proporcjonalnych w całej populacji MMS, a zwłaszcza w grupie obiektów zlokalizowanych na ograniczonym obszarze (w danym regionie lub państwie) i będących w podobnym wieku, co w sposób oczywisty wynika ze spójnych założeń projektowych opartych na zbliżonej wiedzy i możliwościach ich budowniczych. Stąd, poszukując nieznanymi parametrów analizowanej konstrukcji, można posiłkować się różnymi danymi historycznymi, niekoniecznie ściśle dotyczącymi rozpatrywanego obiektu, w tym formułami projektowymi na wymiary zasadniczych elementów konstrukcyjnych, oraz posługiwać się wskaźnikami proporcji wymiarów elementów wybranego typu MMS. Ważną kwestią są też warunki pracy konstrukcji i jej obciążenia, wynikające z: położenia geograficznego obiektu (jego posadowienia, panujących na danym obszarze warunków klimatycznych, zagrożenia sejsmicznego), jego funkcji (czy jest obiektem drogowym, kolejowym lub innym) oraz ukształtowania elementów wyposażenia (głównie nawierzchni ciągów komunikacyjnych).

3.3. Parametry geometryczne

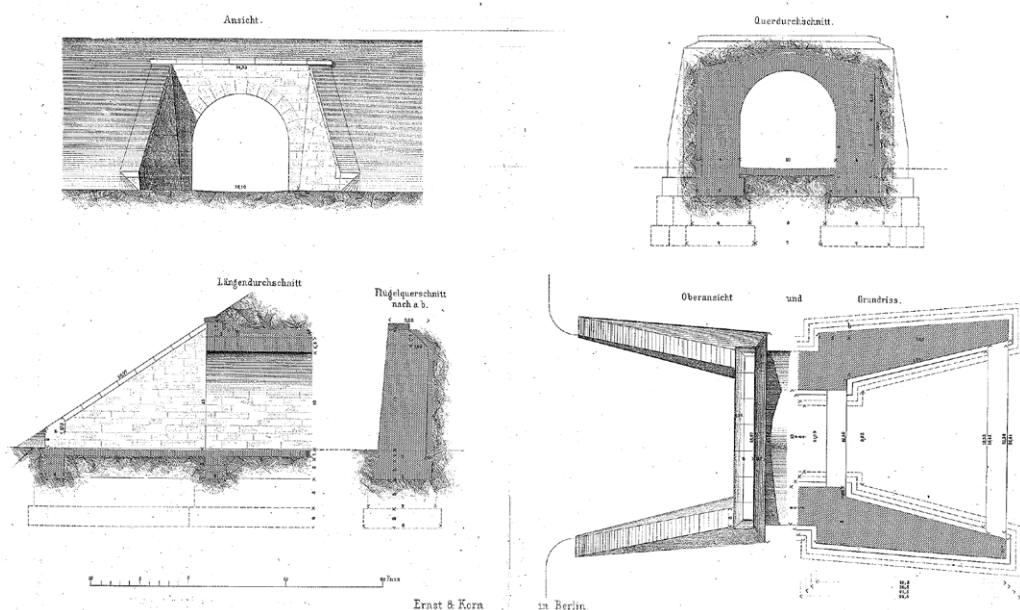
Ukształtowanie MMS obejmujące geometrię zasadniczych elementów konstrukcyjnych jest kluczowym czynnikiem wpływającym na zachowanie i wyłączenie konstrukcji pod obciążeniem. Jego znajomość jest zatem bardzo istotna przy tworzeniu modelu obliczeniowego i prowadzeniu analiz. Wiedza ta warunkuje ponadto zrozumienie funkcji poszczególnych komponentów konstrukcji, zasad ich współpracy, przyczyn i mechanizmów potencjalnych uszkodzeń oraz możliwości i sposobów ich napraw lub przebudowy.

Do najważniejszych parametrów geometrycznych (rys. 3.1) należą:

- rozpiętość przęsła L_0 (typowo określana jako wymiar w świetle między wezłami sklepienia);
- wyniosłość sklepienia r/L_0 ;
- grubość sklepienia D (w środku rozpiętości przęsła i przy wezłach);
- grubość zasyпки nad sklepieniem h (w środku rozpiętości przęsła);



Rys. 3.1. Podstawowe parametry geometryczne mostu sklepionego



Rys. 3.2. Typowe ukształtowanie mostu sklepionego według katalogu niemieckiego [126]

- grubość ściany przyczółków S i filarów S_p ;
- wysokość przyczółka h_a i filarów h_p ;
- wysokość h_w i grubość b_w ścian bocznych;
- liczba przęseł N .

Od początku projektowania MMS znane i stosowane były wskaźniki proporcji między wybranymi wymiarami elementów ich konstrukcji. Do najważniejszych spośród nich należą: D/L , r/L , S/L i S/h_a , które przyjmują zbliżone wartości w grupie obiektów danej klasy.

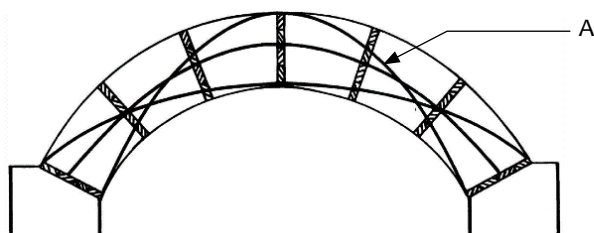
Ponadto istnieją formuły empiryczne opracowane w okresie od XVIII aż do XX w. przez czołowych projektantów w danym regionie na wymiary zasadniczych elementów konstrukcyjnych, które mogli wygodnie stosować budowniczym mostów murowanych, nie zagłębiając się w indywidualne analizy danego obiektu. Korzystało też z katalogów prezentujących (w formie szkiców – por. rys. 3.2) zasady kształtowania tych konstrukcji, np. [126], [270].

3.3.1. Schemat statyczny

Biorąc pod uwagę złożoną budowę MMS determinującą ścisłą współpracę sklepienia, zasyпки, podpór i ścian bocznych, schemat statyczny tych konstrukcji jako całości, w którym można dostrzec cechy ustrojów łukowych, belkowych, ramowych czy nawet kratownic przestrzennych, wykracza poza standardowe ramy klasyfikacji stosowanej zwykle w przypadku układów złożonych z elementów prętowych. W związku z tym jako statyczny opis omawianych konstrukcji stosowane będzie określenie: łuk współpracujący z zasypką.

Wśród konstrukcji MMS rozróżnić należy układy jedno- i wieloprzęsłowe, choć często, zwłaszcza w sytuacji występowania masywnych filarów, zachowanie pojedynczych przęseł obiektów wieloprzęsłowych nie odbiega znacząco od pracy analogicznego przęsła konstrukcji jednoprzęsłowej. Istotniejsze może być natomiast rozpatrzenie występowania ewentualnych jawnych przegubów sklepienia. Rozwiązania takie są dosyć rzadkie, lecz wśród stosowanych historycznie układów dostrzec można schematy sklepień z dwoma przegubami (przy węzłowiach) lub rzadziej spotykane z jednym (w kluczu). Mogą polegać na zastosowaniu ołowianych przekładek, walcowym ukształtowaniu kłińców lub częściowym wypełnieniu spoin masą plastyczną [130].

W większości przypadków zagadnienie to wiąże się też z kluczową kwestią, jaką jest technologia i sekwencja wznoszenia MMS. Znanym faktem jest stosowanie

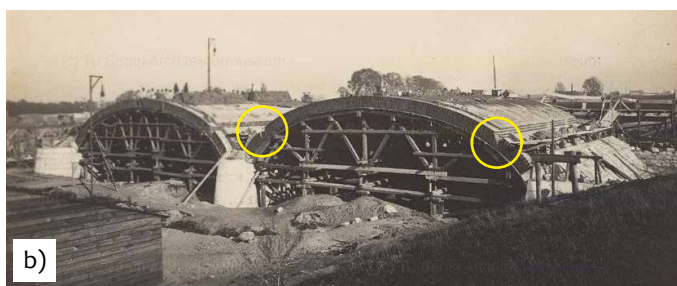
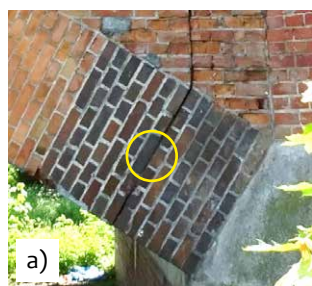


Rys. 3.3. Teoretycznie możliwe warianty przebiegu linii ciśnień w sklepieniu [128]

w trakcie wykonywania murowanych sklepień drewnianych walcowych deskowań (krążyn), usuwanych po scaleniu łuku. W efekcie tego zabiegu rozpór od ciężaru własnego sklepienia zostaje w całości przekazany bezpośrednio na podpory, które w reakcji ściskają sklepienie. Ze względu na nieokreśloną podatność podpór przebieg linii ciśnień w sklepieniu może być bardzo zróżnicowany (por. rys. 3.3), co skutkuje diametralnie różnym wyężeniem poszczególnych przekrojów.

W związku z tym przydatne jest stosowanie przegubów konstrukcyjnych w sklepieniu (rys. 3.4a), zwłaszcza trzech, które czynią łuk izostatycznym, co uściśla rozkład sił wewnętrznych, eliminuje zarysowania i zapewnia niewrażliwość na ewentualne wpływy dodatkowe (osiadania podpór, pęcznienia czy zmian temperatury) [270].

Przy braku celowego kształtowania przegubów, po usunięciu rusztowania i formy sklepienia układ trójprzegubowy często formuje się samoistnie. Definiują go zwykle dwa przeguby przy węzłach od strony podniebienia i trzeci przegub w kluczu na grzbiecie (rys. 3.3, linia A), co odpowiada minimalnej sile rozporu [128]. Efekt w postaci mikrozarzysowań/rozwarć w spoinach może być niezauważalny gołym okiem, a z czasem wręcz zanikać. Zabiegiem stosowanym przy wznoszeniu



Rys. 3.4. Sposoby wymuszenia przebiegu linii ciśnień w sklepieniu: a) zastosowanie przegubu konstrukcyjnego (fot. BPK Mosty), b) zastosowanie sekwencji murowania sklepienia [W9]

sklepienia jest pozostawianie małych klinowych stref w pobliżu wezgłowi (rys. 3.4b) i murowanie ich w ostatnim kroku, co prowadzi do wymuszenia opisanego powyżej przebiegu linii ciśnień oraz pozwala na uniknięcie zarysowania w tych obszarach po usunięciu krążyn.

Innym wariantem wznoszenia głównie ceglanych sklepień wielowarstwowych (pierścieniowych lub mieszanych, por. rys. 3.13) dodatkowo komplikującym niniejsze zagadnienie jest usunięcie deskowania po wykonaniu pierwszej warstwy, która w kolejnych krokach służy jako forma tracona. Wówczas układ ten przypomina dźwigar zespolony, wymagający rozpatrywania z podziałem na fazy pracy.

Biorąc jednak pod uwagę względnie umiarkowany udział w całości oddziaływań ciężaru własnego samego sklepienia oraz zanikanie w wyniku procesów reologicznych po długim czasie eksploatacji obiektu wyżej opisanych szczególnych zjawisk, uzasadnione może być stosowanie w analizach modelu bezprzegubowego.

3.3.2. Grubość sklepienia

Można uznać, że dla danej rozpiętości L sklepienia jego grubość D stanowi najważniejszy, choć często nieoczywisty i trudny do określenia, parametr decydujący o wytrzymałości konstrukcji.

Najbardziej znane i stosowane formuły empiryczne określające grubość sklepienia w połowie rozpiętości zestawiono w tabeli 3.1. Część formuł opisuje jedynie sklepienia półkoliste, inne natomiast mają odmienną lub wspólną postać dla łuków odcinkowych. Wszystkie są funkcjami rozpiętości L (definiowanej jako L_0) lub promienia krzywizny R sklepienia, a czasem dodatkowo uwzględnia się strzałkę łuku r .

Tabela 3.1. Formuły empiryczne do określania grubości sklepień

Autor formuły (czas utworzenia)	Łuk półkolisty	Łuk odcinkowy	Uwagi
Gautier (1714 r.)	$0,32 + L/15$		
Perronet (1777 r.)	$0,325 + 0,0347L$		
Gauthey (1809 r.)	$0,33$		$L < 2 \text{ m}$
	$0,33 + L/48$		$2 \text{ m} < L < 16 \text{ m}$
	$L/24$		$16 \text{ m} < L < 32 \text{ m}$
	$0,67 + L/48$		$32 \text{ m} < L$

Tab. 3.1. ciąg dalszy

Autor formuły (czas utworzenia)	Łuk półkolisty	Łuk odcinkowy	Uwagi
Déjardin (1845 r.)	$0,30 + 0,045L$	$0,30 + 0,025L$	
L'Eveillé (1854 r.)	$1/3(1+L/10)$		
Lesguillier (1855 r.)	$0,1 + 0,2 \cdot L^{0,5}$		
Trautwine (1860 r.)	$1,13[0,061 + 0,138(R + 0,5L)^{0,5}]$	$0,36 \cdot R^{0,5}$	
Rankine (1863 r.)	$0,191 \cdot R^{0,5}$		
Henz (1869 r.)	$0,305 + R/12$		
Dupuit (1870 r.)	$0,15 \cdot L^{0,5}$	$0,2 \cdot L^{0,5}$	
Curioni (1884 r.)	$0,24 + 0,05L$	$0,24 + 0,07R$	$L < 6 \text{ m}$
	$0,48 + 0,10L$	$0,48 + 0,14R$	$L > 6 \text{ m}$
Croizette-Desnoyers (1885 r.)	$0,15 + 0,15 \cdot (2R)^{0,5}$	$0,15 + 0,14 \cdot (2R)^{0,5}$	mosty drogowe
	$0,20 + 0,17 \cdot (2R)^{0,5}$	$0,20 + 0,16 \cdot (2R)^{0,5}$	mosty kolejowe
Résal (1896 r.)	$0,15 + 0,2 \cdot L/(2 \cdot r^{0,5})$		
Espitallier (1897 r.)	$0,34(1 + L/10)$		
Séjourné (1914 r.)	$0,14(1 + 2R^{0,5})$		
Breymann (1928 r.)	0,24 m (2 połówki cegły)	0,36 m (3 połówki cegły)	$L < 2 \text{ m}$
	0,36 m (3 połówki cegły)	0,48 m (4 połówki cegły)	$2 \text{ m} < L < 3 \text{ m}$
	0,48 m (4 połówki cegły)	0,60 m (5 połówek cegły)	$3 \text{ m} < L < 6 \text{ m}$
	0,60 m (5 połówek cegły)	0,72 m (6 połówek cegły)	$6 \text{ m} < L < 8,5 \text{ m}$
	$L/15$	$L/12$	$8,5 \text{ m} < L$
Projektanci niemieccy i rosyjscy (XIX w.)	$0,43 + 0,1R$		
Projektanci włoscy (XIX w.)	$0,2 + L/40 + (20 + L)/1000 + L/r$		
Roy	$0,3 + 0,04L$		
Michon	$0,4 + 0,04L$		
Hurste	$0,165 \cdot R^{0,5}$		mocny kamień
	$0,220 \cdot R^{0,5}$		cegła
	$0,247 \cdot R^{0,5}$		słaby kamień

Tab. 3.1. ciąg dalszy

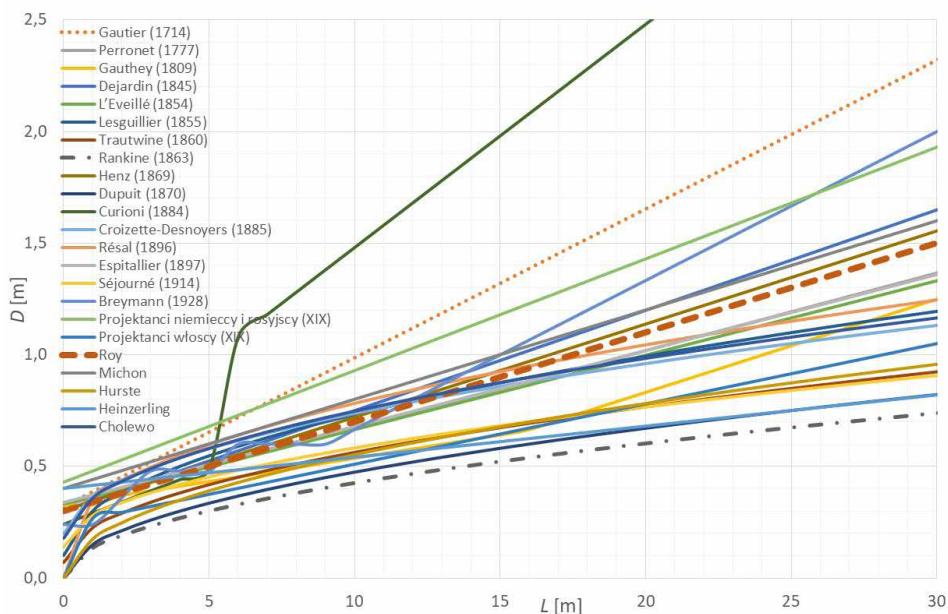
Autor formuły (czas utworzenia)	Łuk półkolisty	Łuk odcinkowy	Uwagi
Heinzerling	$0,43 + 0,028R$		cegła
Cholewo, Sznurowski	$0,18(1 + L^{0,5})$	$0,18(1 + L^{0,5}) \times$ $\times 4/3 \cdot (1 - r/L + (r/L)^2)$	cegła

Źródło: oprac. własne na podstawie: [64], [77], [87], [213], [250], [270].

Oznaczenia: L – rozpiętość sklepienia, R – promień krzywizny sklepienia, r – strzałka sklepienia.

Graficzną prezentację grubości łuku otrzymywaną za pomocą formuł (tabela 3.1) w przypadku przęseł w typowym przedziale rozpiętości zamieszczono na rys. 3.5.

Z wykresów na rys. 3.5 wynika dosyć duża rozbieżność wartości D : najmniejsze w tej grupie są wartości uzyskiwane według formuły Rankine'a (1863), a największe te wyznaczane z formuły Gautiera (1714), ale z pominięciem ekstremalnie zawyżonych wartości zaproponowanych przez Curioniego (1884). Wiąże się to z faktem, że część formuł podaje projektową grubość sklepienia, a inne określają minimalną



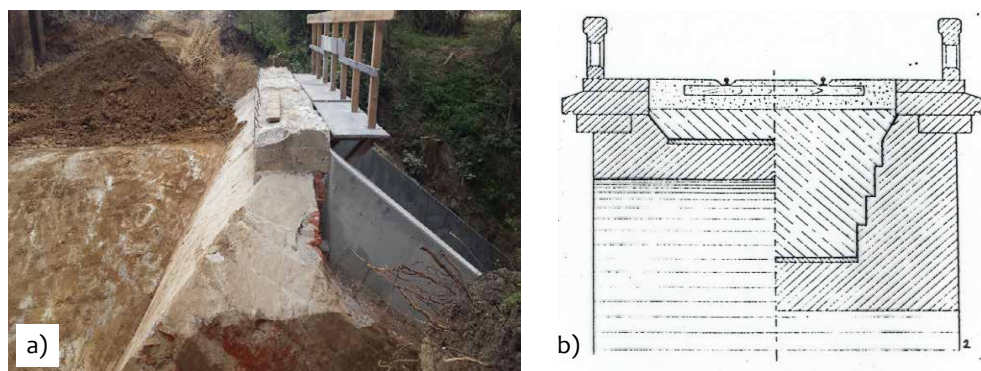
Rys. 3.5. Zależność między grubością w kluczu D a rozpiętością w świetle L sklepień półkolistych wyznaczona za pomocą formuł empirycznych z okresu XVIII–XX w.

grubość zapewniającą stateczność łuku pod obciążeniami stałymi. Na tle wszystkich wykresów można przyjąć, że wielkości proponowane za pomocą prostej formuły Roy'a (rys. 3.5, pomarańczowa linia przerywana) stanowią wartości średnie i najlepiej odzwierciedlają minimalną grubość sklepienia, której można się spodziewać w konstrukcjach zlokalizowanych w Polsce. W przypadku sklepień ceglanych otrzymane wartości D należy zaokrąglić w górę, ale z uwzględnieniem wielokrotności liczby połówek cegieł.

Warto dodać, że grubość sklepień jest często zmienna na długości przęsła i przy wezglówiu osiąga wartość od 1,2 do 2 razy większą niż w środku rozpiętości przęsła. Pogrubienie zwykle występuje od strony grzbietu sklepienia, tworząc powierzchnię nadbudowy o nachyleniu względem poziomu ok. 1:3. Niemniej jednak pogrubienie jest realizowane w różny sposób, czasem z wykorzystaniem materiałów niższej jakości i jednorodności niż materiały zasadniczej części sklepienia o stałej grubości. Stąd w analizach zachowawczym podejściem jest pominięcie tego pogrubienia.

3.3.3. Ściany boczne

Ściany boczne pełnią ważną rolę w pracy ustroju MMS, przede wszystkim zapewniając przenoszenie obciążenia parciem bocznym zasyпки ponad sklepieniem. Stanowią zatem rodzaj ścian oporowych i tak też są ukształtowane, czyli w przekroju zwykle poszerzają się w dolnej części (rys. 3.6a). W konsekwencji suma szerokości podstaw ścian bocznych przy wezglówiu w wysokim i wąskim moście może sięgać połowy szerokości przęsła (rys. 3.6b). Dodatkowym efektem obecności ścian



Rys. 3.6. Ściany boczne: a) widok po usunięciu zasyпки (fot. Artur Ślusarczyk), b) przekroje przęsła w środku rozpiętości i przy wezglówiu [270]

bocznych jest usztywnianie przez nie sklepienia w kierunku podłużnym. Biorąc pod uwagę typowe wymiary tych ścian (stanowiących ogromną pionową tarczę) i zestawiając je z gabarytami sklepienia (czyli względnie cienkiej powłoki), można zrozumieć intensywność tego wpływu.

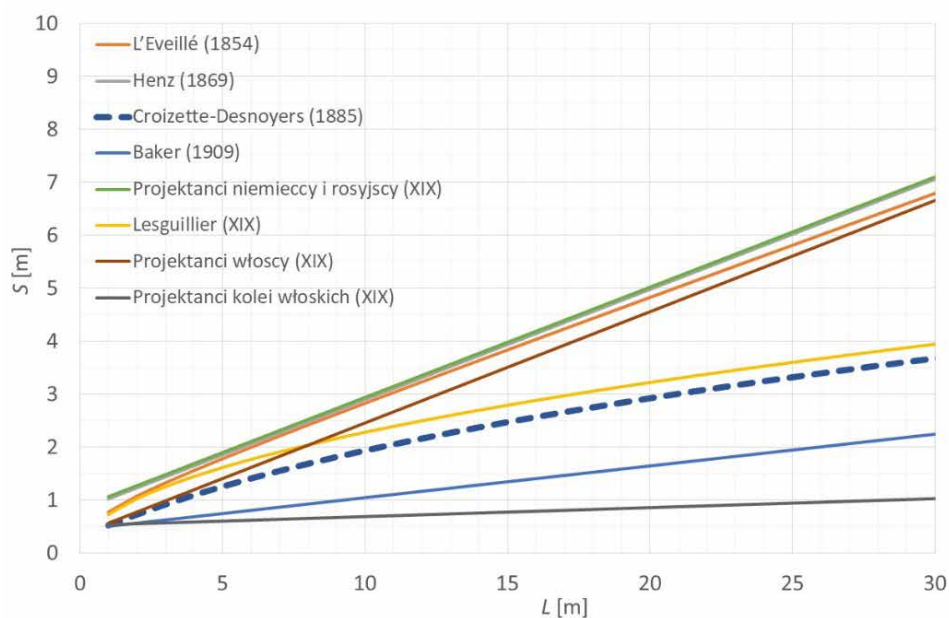
3.3.4. Grubość przyczółka

Istotnym parametrem ukształtowania MMS jest również grubość przyczółka, który oprócz pionowych przenosi też znaczne poziome siły rozporu ze sklepienia. Minimalną wartość tej grubości określają również formuły empiryczne. Te najczęściej stosowane w Europie zestawiono w tabeli 3.2. W niektórych przypadkach mają one różną postać dla sklepień półkolistych i odcinkowych [87].

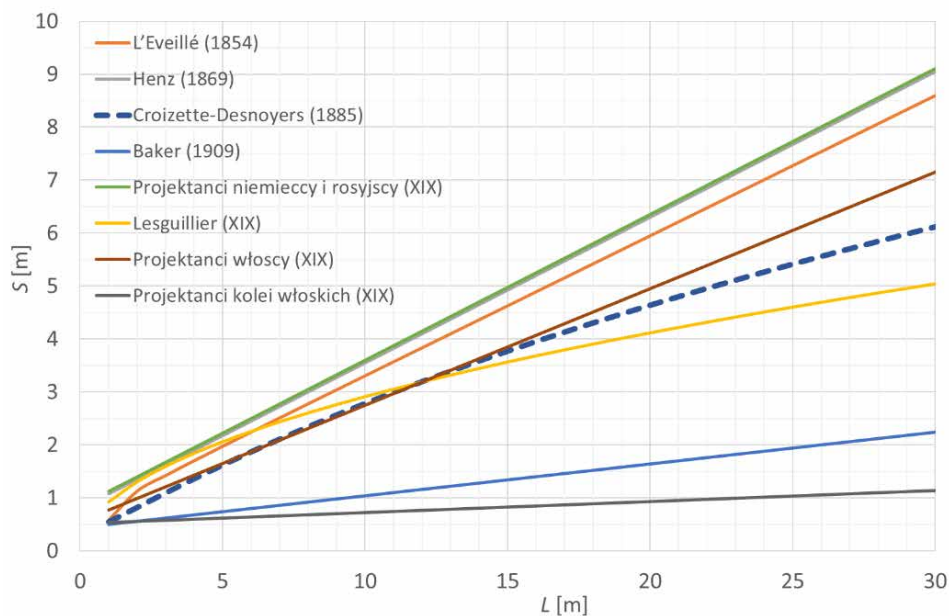
Tabela 3.2. Formuły empiryczne do określania grubości przyczółka

Autor (czas utworzenia) formuły	Łuk półkolisty	Łuk odcinkowy	Uwagi
L'Eveillé (1854 r.)	$(0,6 + 0,162L)(0,865L(h_i + 0,25L)/H(0,25L + D))^{0.5}$	$(0,33 + 0,212L) \times (Lh_a/(H(r + D)))^{0.5}$	
Henz (1869 r.)	$0,305 + L/8(3L - r)/(L + r) + h_a/6$		mosty ceglane
Croizette-Desnoyers (1885 r.)	$0,33 + 0,212L(Lh_a/(H(r + D)))^{0.5}$		
Baker (1909 r.)	$0,012(5L + 4h_a) + 0,3$		
Projektanci niemieccy i rosyjscy (XIX w.)	$0,305 + 5L/24 + h_a/6 + h_i/12$	$0,305 + L/8(3L - r)/(L + r) + h_a/6 + h_i/12$	
Lesguillier (XIX w.)	$(0,6 + 0,04h_a) \cdot L^{0.5}$	$(0,6 + 0,1(L/r - 2) + 0,04h_a) \cdot L^{0.5}$	
Projektanci włoscy (XIX w.)	$0,05h_a + 0,2L + (10 + 0,5L)L/(100r)$		
Projektanci kolei włoskich (XIX w.)	$0,2 + 0,03(R + 2D) + 0,10h_a$		mosty kolejowe

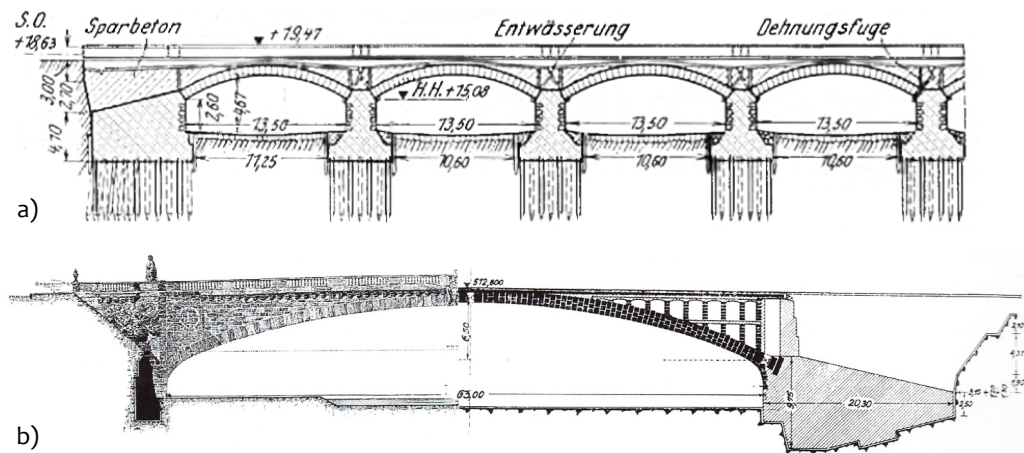
Oznaczenia: L – rozpiętość sklepienia, R – promień krzywizny sklepienia, D – grubość sklepienia, r – strzałka sklepienia, h_a – wysokość przyczółka poniżej wezgłowia, h_i – miąższość nadbudowy, $H = h_a + r + D + h_i$.



Rys. 3.7. Zależność między grubością przyczółka S a rozpiętością L sklepień półkolistych wyznaczona za pomocą formuł empirycznych z okresu XVIII–XX w.



Rys. 3.8. Zależność między grubością przyczółka S a rozpiętością L sklepień odcinkowych wyznaczona za pomocą formuł empirycznych z okresu XVIII–XX w.



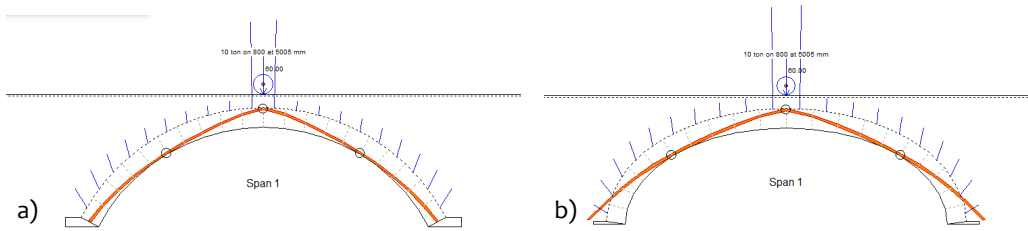
Rys. 3.9. Przykłady znacznych gabarytów przyczółków widocznych na profilach mostu kolejowego (a) i drogowego (b) [25]

Wartości opisane wzorami (tabela 3.2) przedstawiono w postaci wykresów zależności grubości przyczółka od rozpiętości sklepienia półkolistego i odcinkowego odpowiednio na rys. 3.7 i 3.8, przyjmując przykładowe parametry: $h_a = 3$ m, $h_l = 0,6$ m, D (według odpowiedniego wzoru z tabeli 3.1), $r = \frac{1}{4}L$ (dla sklepień odcinkowych).

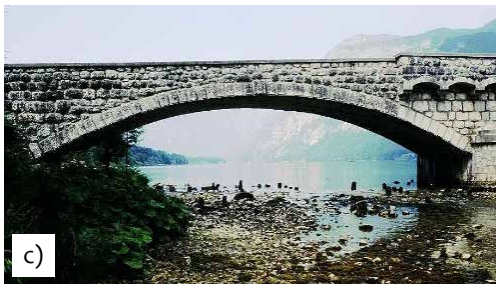
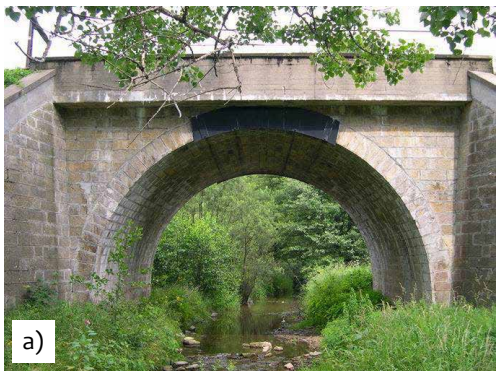
Spośród podanych formuł ta autorstwa Croizette'a-Desnoyersa (1885 r.) daje wartość najbliższą średniej grubości przyczółka zarówno sklepienia półkolistego, jak i odcinkowego (rys. 3.7 i 3.8, granatowa linia przerywana). Niezależnie od podanych wyżej grubości przyczółka, które można traktować jako wymagane projektowo wartości minimalne, w realnych obiektach grubość ta bywa znacznie większa (rys. 3.9) – osiąga na przykład ponad 8 m przy $L = 13,5$ m i ponad 20 m przy $L = 63,0$ m.

3.3.5. Kształt łuków

Zdecydowanie najczęściej obserwowanym kształtem sklepienia jest ten definowany przez wycinek okręgu o stałym promieniu, w tym łuk półkolisty. Najlepsze ukształtowanie pod względem wydajności w przekazywaniu obciążeń ma łuk paraboliczny (lub też – podobny do niego przy małej wyniosłości – łuk odcinkowy), podczas gdy najmniej korzystny jest profil eliptyczny czy, zwykle symulujący go, łuk koszowy.



Rys. 3.10. Przebieg linii ciśnień w łuku odcinkowym (a) i eliptycznym (b) przy danym obciążeniu



Rys. 3.11. Kształty profilu sklepień MMS: a) półkolisty, b), c) odcinkowy, d) ostrołukowy, e) paraboliczny, f) eliptyczny

Porównanie przebiegu linii ciśnień w łuku odcinkowym i eliptycznym przy jednakowej rozpiętości i wyniosłości łuku oraz takim samym obciążeniu skupionym pokazano na rys. 3.10. W konstrukcjach mostów w europejskim obszarze kulturowym szczególnie rzadko stosowane były łuki ostrołukowe. Większość sklepień ma regularne prostokątne ukształtowanie w planie, choć sporadycznie zdarzają się też układy skośne, a absolutnie wyjątkowe są rozwiązania z nierównoległymi liniami wezgłowi, formującymi sklepienia o zmiennej rozpiętości na szerokości.

Powszechność łuków o stałym promieniu wynika przede wszystkim z praktycznej łatwości nadania takiego kształtu krążynom stosowanym jako szalunki przy wznoszeniu sklepień oraz samym elementom murowym, które mogą być wówczas jednakowe i które najwygodniej się układa. Zauważalne gołym okiem zaburzenie kształtu łuku jako efekt uszkodzenia jest bardzo rzadkim przypadkiem, którego szczegółowe rozpatrywanie mija się z celem, gdyż raczej automatycznie dyskwalifikuje obiekt z dalszej eksploatacji. Przykłady typowych kształtów profilu łuków MMS przedstawiono na rys. 3.11.

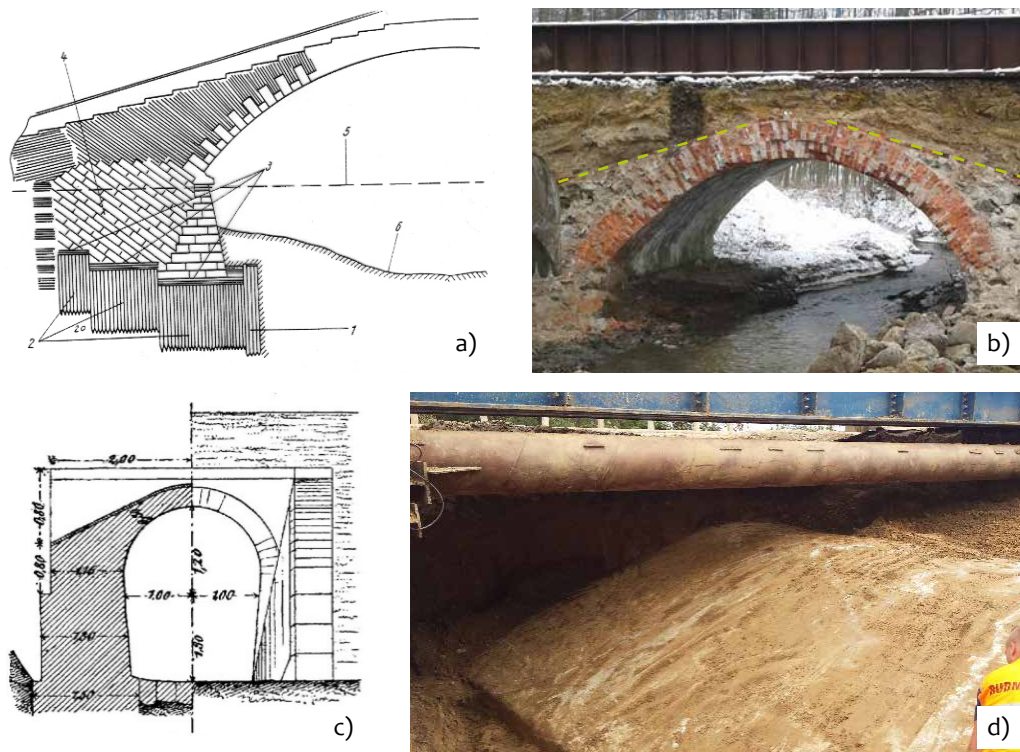
3.3.6. Nadbudowa

Widoczny z boku mostu kształt łuku zwykle nie definiuje jednoznacznie faktycznego układu sklepienia czy też dodatkowej warstwy nośnej ponad nim – zwanej dalej nadbudową (a czasem nadłuczem).

Ukształtowanie nadbudowy zwykle jest podobne, niezależnie od kształtu sklepienia, tj. jej grubość jest zazwyczaj niewielka (rzędu 10–15 cm) nad kluczem i stopniowo zwiększa się ku wezgłowiom, tworząc płaski wierzch o nachyleniu 1:6 do 1:3 (por. rys. 3.12). Według Curioniego w mostach wieloprzęsłowych wysokość nadbudowy ponad wezgłowiem mierzona w osi filara osiąga między $\frac{2}{3}$ długości promienia sklepienia a jego pełną długością. Nadbudowa może mieć konstrukcję murowaną z materiału tożsamego z materiałem sklepienia, choć o innym (najczęściej poziomym) układzie bloków murowych, bywa niekiedy wykonana z betonu lub gruzu czy tłucznia związanego zaprawą, a czasem stanowi ją jedynie bardziej zagęszczony i nośny materiał zasypowy.

W większości przypadków nie występuje wiązanie murowe łączące sklepienie z nadbudową.

Na wierzchu nadbudowy występuje izolacja przeciwwodna sklepienia, którą w nowszych obiektach tworzą materiały bitumiczne, a w starszych stanowi warstwa gliny o grubości o ok. 5 cm.

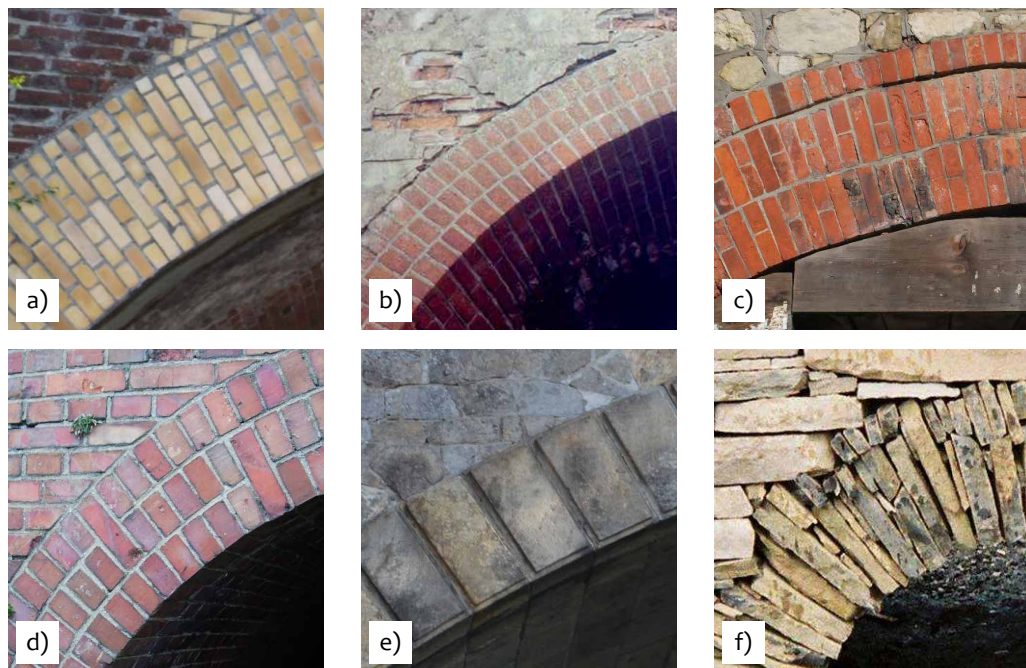


Rys. 3.12. Ukształtowanie nadbudowy MMS: a), c) schematy [183],
b), d) odsłonięta rzeczywista konstrukcja (fot. Artur Ślusarczyk)

3.3.7. Rodzaje wiązania murowego sklepienia

Sklepienie MMS na całej szerokości obiektu zazwyczaj ma regularne wiązanie murowe; wyjątek stanowią obiekty rozbudowywane przez dostawienie sąsiedniego pasma sklepienia, które często nie jest przewiązane ze starszą częścią. Zróżnicowane i kluczowe ze względów wytrzymałościowych są natomiast rodzaje wiązania murowego sklepienia na jego grubości. Rozróżnić można (rys. 3.13) układy nierozdzielone (jednowarstwowe z wiązaniem pospolitym lub kłińcowe) oraz ustroje rozdzielone ciągłymi podłużnymi spoinami (pierścieniowe lub mieszane), dzielącymi sklepienie na warstwy, tzw. pierścienie.

Pośrednim, niemniej rzadkim w mostach, przypadkiem są sklepienia z wiązaniem zazębnionym (z odcinkowymi spoinami podłużnymi rozmieszczonymi mijankowo), a jeszcze inną grupę stanowią wiązania z nieregularnych elementów murowych.

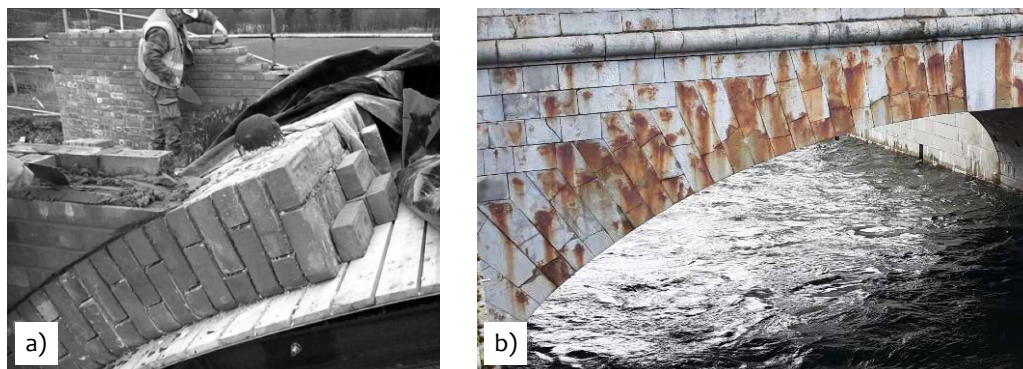


Rys. 3.13. Rodzaje wiązania murowego sklepienia: a) pospolite, b) pierścieniowe, c) mieszane, d) zazębione, e) klinkowe, f) nieregularne

3.3.8. Inne parametry

Pozostałe niewidoczne parametry geometryczne MMS dotyczą ukształtowania ścian bocznych oraz ewentualnych drugorzędnych sklepień poprzecznych. Te ostatnie występują rzadko, zwłaszcza w dużych, wielotorowych mostach kolejowych i oparte są na ścianach bocznych i równoległych do nich, dodatkowych żebrach podłużnych.

Ściany boczne występujące w każdym MMS, typowo będąc elementami oporowymi wobec naporu zasyпки, mają zwykle zmienną grubość, zwiększającą się w pobliżu sklepienia. W zakresie typowej zmienności ich wymiarów mają umiarkowany wpływ na wytrzymałość konstrukcji, stąd ich rozpoznanie nie jest tak istotne. Warto odnotowania jest jednak fakt, że ściany boczne (zwłaszcza w obiektach ceglanych) zazwyczaj nie są szczególnie mocno związane ze sklepieniem; połączenie to wynika jedynie z przyczepności gładkiej warstwy zaprawy między tymi elementami (rys. 3.14a). W nielicznych obiektach kamiennych klince zazębiają się ze ścianami bocznymi (rys. 3.14b).

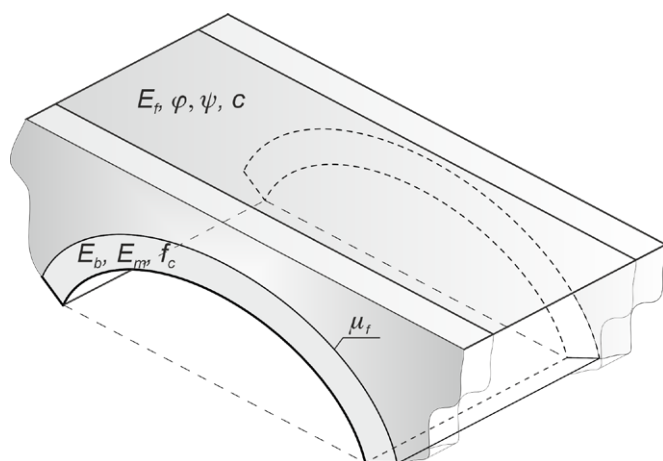


Rys. 3.14. Połączenie ścian bocznych ze sklepieniem gładką warstwą zaprawy [N27] (a) i zębami klinów (b)

3.4. Parametry materiałowe

3.4.1. Zestaw parametrów wiodących

Zasadnicze komponenty MMS wskazane w podrozdz. 3.3 odznaczają się specyficznymi właściwościami materiałowymi (podstawowymi cechami fizycznymi i wytrzymałościowymi parametrami mechanicznymi), które decydująco wpływają na szczególne zachowanie tych konstrukcji. Dlatego ich właściwe wyznaczenie i zdefiniowanie w modelu obliczeniowym jest niezbędne do przeprowadzenia popraw-



Rys. 3.15. Podstawowe parametry materiałowe opisujące konstrukcję MMS

nej analizy. Najważniejsze charakterystyki materiałowe poszczególnych elementów konstrukcji zestawiono na rys. 3.15.

Część parametrów jest wysoce indywidulana i dotyczy tylko danej konstrukcji, lecz niektóre parametry przyjmują zwykle zbliżone wartości dla różnych obiektów lub ich zróżnicowanie jest małe lub pomijalnie istotne.

Najważniejsze parametry materiałowe sklepienia murowanego to:

- moduł sprężystości elementów murowych E_b , spoin E_m lub muru E_M ;
- wytrzymałość przy ściskaniu elementów murowych f_{cb} lub spoin f_{cm} ;
- ciężar objętościowy muru g_M .

Podstawowe parametry zasypki to:

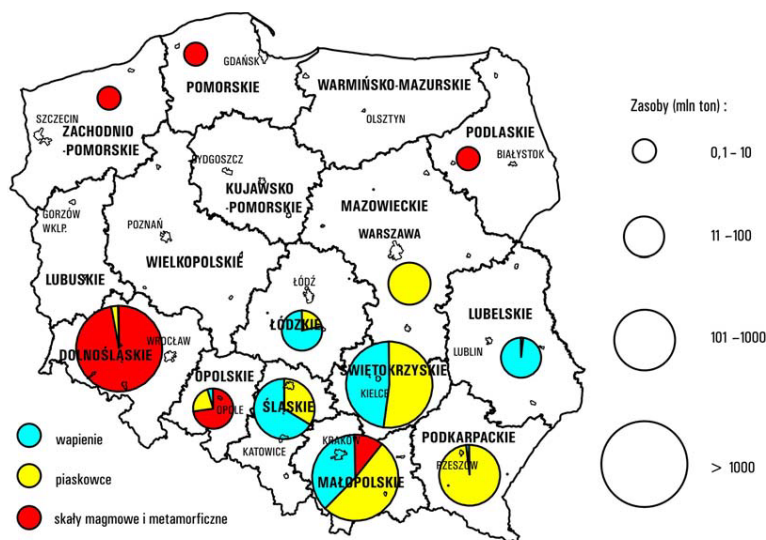
- moduł sprężystości E_p ,
- kąt tarcia wewnętrznego φ , kąt dylatacji ψ i spójność c .

Istotna jest też interakcja sklepienia z zasypką [20], a w tym charakterystyka powierzchni kontaktowej między elementami murowanymi a gruntem, tj. współczynnik tarcia μ_f .

3.4.2. Materiał sklepienia

Kluczowy element nośny, jakim jest sklepienie murowane, składa się zwykle z elementów murowych oraz spoin. Elementy murowe mogą być wykonane z kłińców kamiennych, cegieł, ewentualnie z bloków betonowych. Spoiny, ze względu na wiek większości konstrukcji MMS, są zwykle wapienne lub cementowo-wapienne, rzadko cementowe. Istnieją też mosty sklepione, z tzw. suchymi spoinami, czyli bez wypełnienia, w których elementy murowe stykają się ze sobą bezpośrednio.

Kamień stosowany na kłińce sklepienia, jak i pozostałe elementy konstrukcji, bywa mocno zróżnicowany i często jego dobór wynika z rodzaju materiału, który podczas wznoszenia obiektu był dostępny w okolicy. Ze względów ekonomicznych unikało się transportu ciężkiego materiału kamiennego na duże odległości, dlatego materiał tworzący konstrukcję danego mostu zwykle pochodził z kamieniołomu zlokalizowanego do kilku lub kilkunastu kilometrów. Przykładem mogą być konstrukcje mostu kolejowego przez Bóbr w Bolesławcu, zbudowanego z piaskowca pochodzącego z kamieniołomu w pobliskiej wsi Dobra, czy przez Nysę Łużycką w Zgorzelcu, wzniesionego z granitu z nieodległych kamieniołomów Königshain [102]. Zatem znajomość położenia geograficznego złóż kamienia może być przydatna przy określaniu rodzaju i cech materiału kłińców tworzących sklepienie w obiekcie znajdującym się w danym rejonie.



Rys. 3.16. Położenie geograficzne złóż kamienia na terenie Polski [164]

Tabela 3.3. Charakterystyki typowych materiałów elementów murowych

Rodzaj materiału	Ciężar objętościowy [kN/m ³]	Wytrzymałość przy ściskaniu [MPa]	Moduł sprężystości [GPa]
Granit	26÷29	80÷280	16÷40
Piaskowiec	19÷27	20÷210	6÷50
Wapień	14÷28	5÷120	7÷30
Melafir	26÷28	80÷200	20÷50
Zlepieńiec	23-25	20÷70	2÷10
Cegła miękka	18÷20	4÷20	1,5÷5
Cegła twarda, zendrówka	20÷24	15÷50	10÷15

Położenie geograficzne złóż kamieni blocznych na terenie Polski, z których można było wznosić obiekty mostowe, pokazano schematycznie na rys. 3.16. Złóża te z naturalnych względów znajdują się w południowych obszarach kraju:

- w części zachodniej (w Sudetach) – głównie skały magmowe (granity, melafiry) i metamorficzne (np. zlepieńce, łupki);
- w części wschodniej (w Karpatach i rejonie świętokrzyskim) – głównie skały osadowe (wapień i piaskowce).

Przedstawione zestawienie (rys. 3.16) uzasadnia lokalizację mostów murowanych, wykonanych z kamienia głównie w południowej części Polski. W środkowych i północnych obszarach kraju mosty sklepione częściej wykonywano z cegły.

Najważniejsze charakterystyki materiałowe (ciężar objętościowy, wytrzymałość na ściskanie i moduł sprężystości) typowych rodzajów elementów murowych stosowanych w MMS zestawiono w tabeli 3.3. Zestawienie wielu wyników badań materiału dotyczących mostów murowanych można znaleźć w [125].

Ciekawych informacji dotyczących parametrów kilkudziesięciu odmian typowych materiałów kamiennych występujących na terenie ówczesnej Polski dostarcza opracowanie z okresu międzywojennego [57], zawierające wyniki bardzo obszernych badań ogólnokrajowych, wykonanych z inicjatywy Ministerstwa Robót Publicznych. Bogate zestawienie wyników wielu różnych, bardziej współczesnych badań parametrów materiałowych skał na terenie kraju przedstawiono w [135].

W odniesieniu do cegieł w sytuacjach posiadania niepełnych danych materiałowych przydatna jest eksperymentalnie zidentyfikowana liniowa zależność wiążąca ich moduł sprężystości E_b i wytrzymałość na ściskanie f_{cb} , którą wyraża wzór: $E_b = (150 \div 550) f_{cb}$, a uśredniona postać tej zależności według [198] to:

$$E_{cb} = 300 f_{cb} \quad (3.1)$$

W całym okresie wznoszenia mostów murowanych, czyli od czasów starożytnych aż do początku XX w. najczęściej stosowanym rodzajem wypełnienia spoin były zaprawy wapienne. Ich cechą charakterystyczną jest powolny i długotrwały przyrost wytrzymałości, stąd po wieloletnim okresie eksploatacji mogą mieć wytrzymałość nawet kilkukrotnie wyższą niż na początku [184], [277], wynoszącą czasem nawet 3–8 MPa. Natomiast wytrzymałość świeżej zaprawy wapiennej po 28 dniach twardnienia zwykle nie przekracza 1,0 MPa. Cechą tego rodzaju zaprawy jest również duża odkształcalność i porowatość.

W tabeli 3.4 podano typowe zakresy zmienności podstawowych charakterystyk materiałowych zapraw w spoinach murowanych części konstrukcji. W przypadku częściowo dostępnych danych można korzystać z linowej zależności między modułem sprężystości E_m a wytrzymałością na ściskanie zaprawy f_m opisanej wzorem: $E_m = 1000 f_{cm}$ lub bardziej złożoną postacią tego wzoru: $E_m = 2100 (f_{cm})^{0,7}$ [198].

Zmienność wartości wytrzymałości przy ściskaniu i odkształcalności wbudowanej zaprawy wynika z różnych czynników, m.in. z rodzaju cegieł (w tym ich na-

Tabela 3.4. Charakterystyki materiałowe zapraw spoin

Rodzaj zaprawy	Ciężar objętościowy [kN/m ³]	Wytrzymałość przy ściskaniu f_{cm} [MPa]	Moduł sprężystości E_m [GPa]
Wapienna	15÷19	0,2÷2,0	0,5÷3
Cementowo-wapienna	18÷20	2,5÷20	2÷15
Cementowa	20÷22	8÷30	6÷25

siąkliwości), warunków środowiskowych (wilgotności, zmienności temperatury, promieniowania UV, zanieczyszczenia powietrza), dlatego brana jest pod uwagę również odległość spoiny od lica sklepienia, a także wiek konstrukcji. Obserwacje i badania wskazują, że wraz z upływem czasu wartości wymienionych parametrów zaprawy zwykle zwiększają się [198].

Uśrednione właściwości mechaniczne materiału obszaru murowanego charakteryzuje m.in. zależność jego modułu sprężystości E_M od wytrzymałości na ściskanie f_{cM} [120], określona zakresem:

$$E_M = (400 \div 1000) f_{cM} \quad (3.2)$$

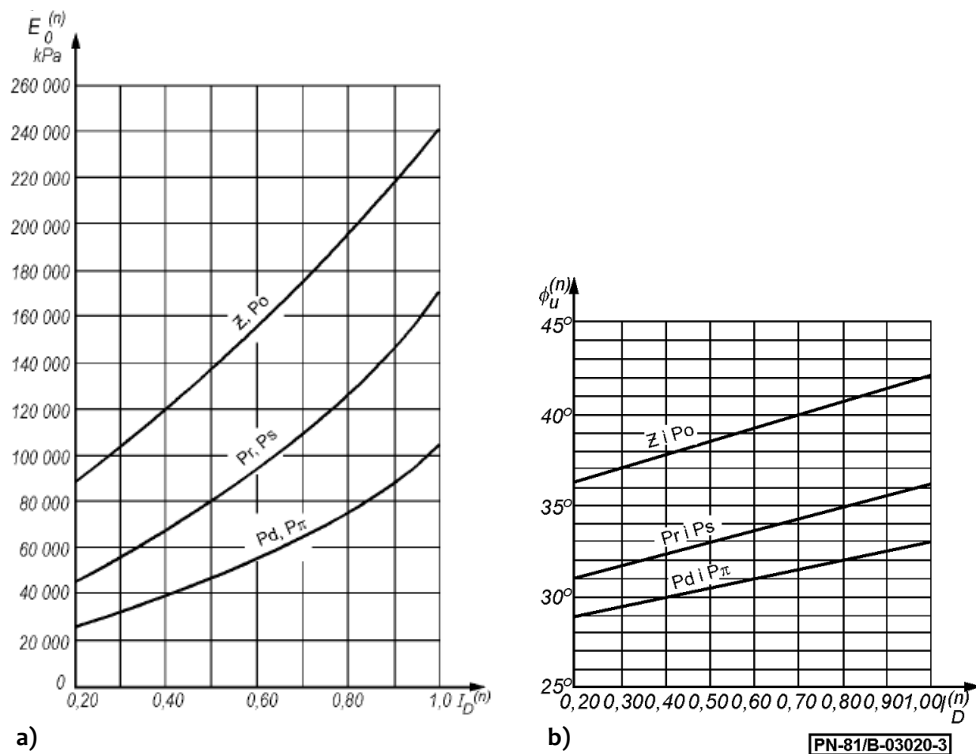
3.4.3. Pozostałe parametry

Jako pozostałe parametry materiałowe, w przypadku braku szczegółowych informacji, z reguły przyjmuje się również parametry typowe dla mostów murowanych w Europie Środkowej.

Podstawowe parametry materiałowe (ciężar objętościowy, kąt tarcia wewnętrznego i sieczny moduł odkształcenia) typowych materiałów stanowiących zasypkę MMS podano w tabeli 3.5 oraz przedstawiono na rys. 3.17.

Tabela 3.5. Charakterystyki materiałowe typowych rodzajów zasypki

Rodzaj materiału	Ciężar objętościowy [kN/m ³]	Sieczny moduł odkształcenia [MPa]	Kąt tarcia wewnętrznego [°]
Piasek średnio zagęszczony	18–19	20÷50	30÷35
Piasek bardzo zagęszczony	19–21	60÷150	36–39
Żwir	16	140÷240	38÷42
Tłuczeń	21	200	37



Rys. 3.17. Wartości modułu pierwotnego odkształcenia E_0 (a)

i kąta tarcia wewnętrznego φ (b) typowych gruntów nasypowych [N30]

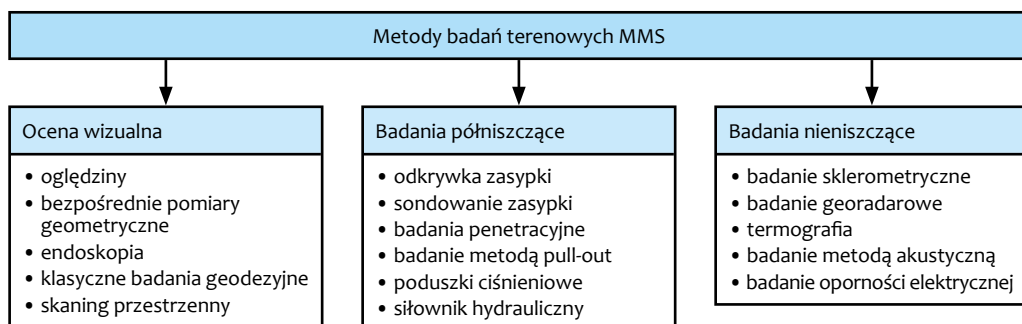
4. Sposoby określania parametrów technicznych

4.1. Metody badań

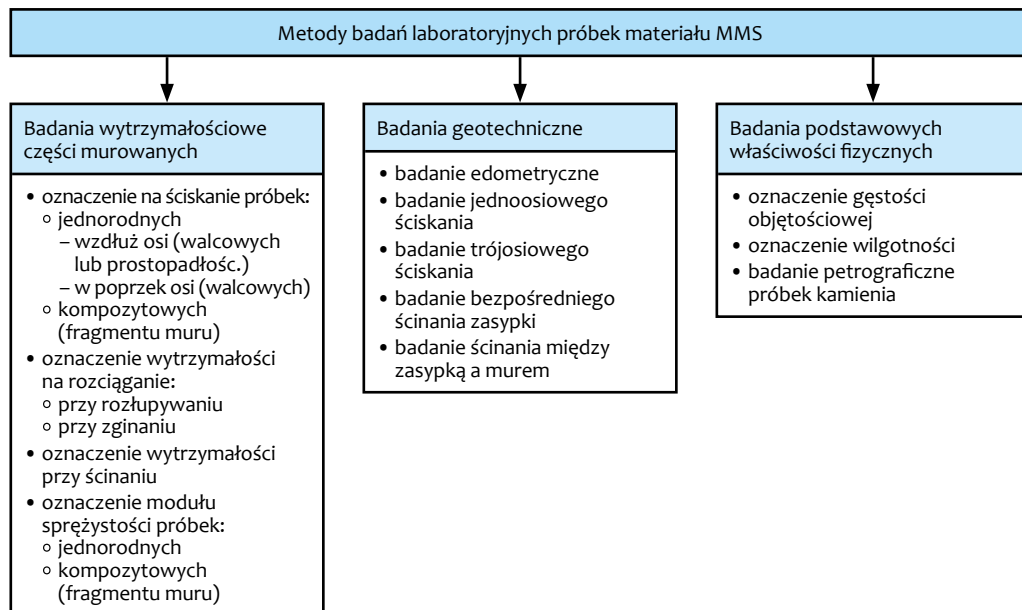
Ustalenie aktualnych parametrów technicznych, czyli inwentaryzacja, obiektu mostowego jest kluczowe w procesie jego diagnostyki, bywa jednak niekiedy dużym wyzwaniem. Jego realizacja może bowiem wymagać zastosowania różnych technik i metod czy złożonych procedur badawczych [12], [35], [37], [39], [233]. Tymczasem w określeniu nawet podstawowych parametrów mogą pojawić się trudności wynikające głównie z rozbudowanego przestrzennie ukształtowania MMS oraz zwykle znacznego zakrycia i powiązania konstrukcji z nasypem gruntowym. To powoduje ograniczenie dostępu i możliwości bezpośredniego pomiaru czy choćby oceny wizualnej poszczególnych elementów obiektu.

Dodatkowym zagadnieniem związanym z określaniem cech konstrukcji jest ocena jej uszkodzeń. Wiele metod omawianych w niniejszym rozdziale umożliwia uzyskanie informacji również w tym zakresie, czyli w zakresie stanu technicznego.

Najczęściej stosowanymi metodami badań są badania terenowe (rys. 4.1) in situ, choć czasem konieczne jest przeprowadzenie uzupełniających badań laboratoryjnych (rys. 4.2) pobranych próbek [N25], [N27]. Możliwe jest też wykorzystanie me-



Rys. 4.1. Metody badań terenowych MMS stosowanych w celu określenia cech konstrukcji



Rys. 4.2. Metody badań laboratoryjnych próbek materiału pobranego z MMS

tod empiryczno-analitycznych łączących pomiary terenowe z dodatkowymi pracami symulacyjnymi z zastosowaniem modelu obliczeniowego.

Badania empiryczno-symulacyjne polegają na określaniu cech obiektu w toku kalibracji jego modelu numerycznego. Podstawą do ich przeprowadzenia są wyniki badań monitorujących odpowiedź konstrukcji z wykorzystaniem procedur opisanych w dalszej części pracy.

Proces kalibracji bazować może na:

- efektach statycznych,
- efektach quasi-statycznych,
- analizie modalnej.

4.2. Badania terenowe oparte na ocenie wizualnej

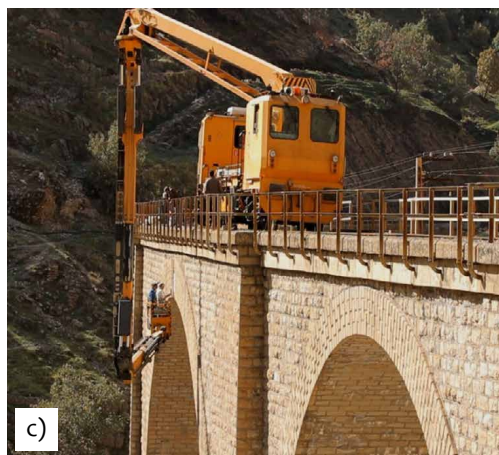
Do najprostszych, bezpośrednich i dających jednoznaczne wyniki metod badań terenowych MMS, bazujących na ocenie wizualnej (ang. *visual testing* – VT), należą:

- oględziny,
- bezpośrednie pomiary geometryczne,
- endoskopia,

- klasyczne badania geodezyjne,
- skaniny przestrzenne.

4.2.1. Oględziny

Umożliwiają określenie widocznych, podstawowych cech jakościowych konstrukcji oraz tego, czy występują objawy uszkodzeń. Polegają zarówno na bezpośredniej ocenie wzrokowej, jak i na ocenie z wykorzystaniem przyrządów optycznych (lupy, lornetki) oraz dokumentowaniu spostrzeżeń np. za pomocą aparatu fotograficznego. Wiele obszarów przedmiotowych konstrukcji mostowych bywa trudno dostępnych, zwłaszcza gdy dotyczy to obiektów nad wodą lub o wysokich podporach, co wymusza stosowanie podnośników, jednostek pływających lub innych specjalistycznych urządzeń zapewniających dostęp (rys. 4.3).



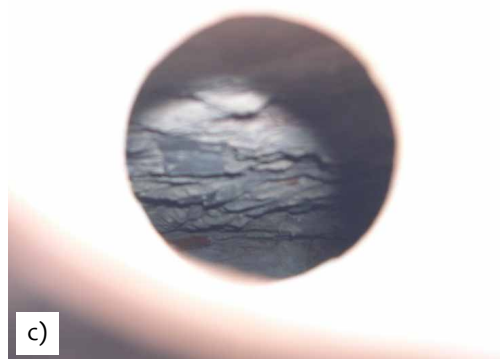
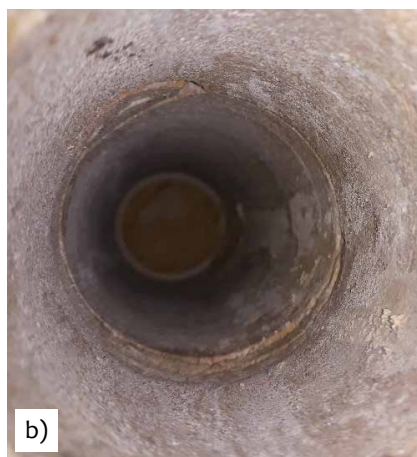
Rys. 4.3. Oględziny z jednostki pływającej (a), wysięgnika specjalistycznego pojazdu (b) i podnośnika (c) [16]

4.2.2. Bezpośrednie pomiary geometryczne

Wymagają użycia prostych przyrządów pomiarowych (metrówki, taśmy mierniczej, dalmierza laserowego, pionu, wzornika rozwarłości rys, głębokościomierza, lupy Brinella, poziomicy), a umożliwiają określenie podstawowych widocznych geometrycznych cech konstrukcji oraz uszkodzeń związanych z zaburzeniem geometrii (nieciągłości, ubytku, deformacji, przemieszczenia).

4.2.3. Endoskopia

Polega na wprowadzaniu endoskopu (rys. 4.4) w wywiercone małośrednicowe otwory lub inne wąskie przestrzenie murowanych części konstrukcji (sklepienia,

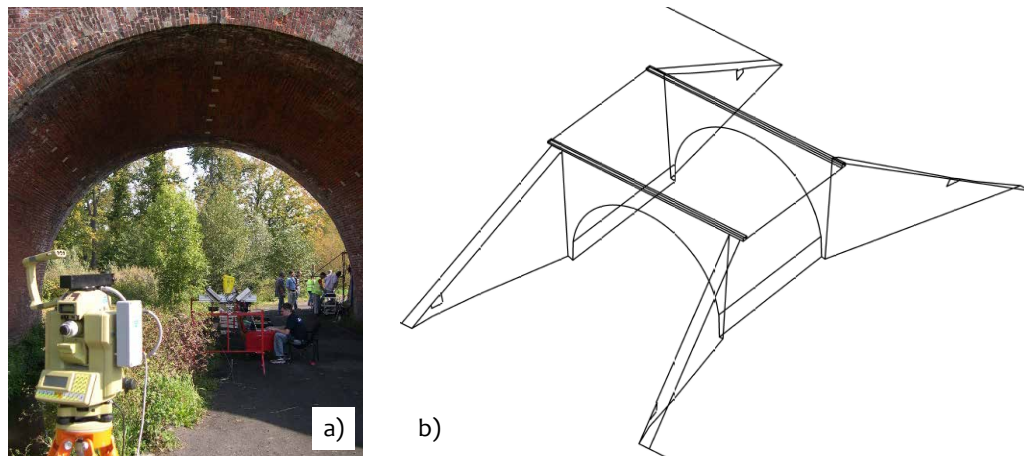


Rys. 4.4. Endoskopia: a) badanie,
b) widok wnętrza wywierconego otworu,
c) widok wnętrza pustki w ścianie

ścian bocznych, ścian przyczółka). Wykorzystywane otwory to najczęściej efekt wykonania odwiertów w celu pobrania próbek materiału do badań laboratoryjnych (por. podrozdz. 4.5). Badanie umożliwia określenie niewidocznej grubości komponentu konstrukcji, struktury i stanu materiału (występowania degradacji lub nieciągłości) w wewnętrznych obszarach.

4.2.4. Klasyczne badania geodezyjne

Polegają głównie na użyciu instrumentów geodezyjnych, np. tachimetru elektronicznego. Pozwalają na precyzyjne określenie widocznej geometrii konstrukcji oraz inwentaryzację uszkodzeń (ubytku, deformacji, przemieszczenia) na podstawie względnie wąskiej grupy rejestrowanych punktów charakterystycznych obiektu. W toku dalszej, zwykle sterowanej obróbki komputerowej możliwe jest stworzenie numerycznego modelu obiektu [124], [207]. Przykład modelu 3D uzyskiwanego w efekcie pomiarów za pomocą tachimetru elektronicznego przedstawiono na rys. 4.5.



Rys. 4.5. a) Pomiar geometrii konstrukcji za pomocą tachimetru elektronicznego, b) możliwy do uzyskania model numeryczny obiektu

4.2.5. Skanিং przestrzenny

Wraz z rozwojem nowoczesnych technologii rozpowszechniła się automatyczna metoda optycznej rejestracji przestrzennego ukształtowania konstrukcji za pomocą tzw.



Rys. 4.6. Przykład modelu będącego efektem skaningu przestrzennego [229]

skaningu laserowego i fotogrametrii, np. [229], [239], [263]. Do rejestracji tej służy głównie naziemny skaner laserowy 3D (ang. *terrestrial laser scanner* – TLS) zbudowany w technologii LIDAR (ang. *Light Detection and Ranging*), a także kamera cyfrowa stosowana, z ziemi lub z powietrza, w metodzie fotogrametrii lotniczej [49]. W obu przypadkach uzyskuje się chmurę punktów zlokalizowanych w przestrzeni 3D, z których w sposób zautomatyzowany, w wyniku obróbki komputerowej tworzony jest przestrzenny model obiektu. Skaningu laserowego zapewnia dużą precyzję położenia (< 1 mm) i gęstość rejestrowanych punktów oraz szybkość działania (> 2 mln pkt/s), natomiast fotografia cyfrowa dodaje informacje o kolorze, fakturze i detalach obiektu, dlatego metody te, jako że się uzupełniają, stosowane są często jednocześnie.

4.3. Badania półniszczące

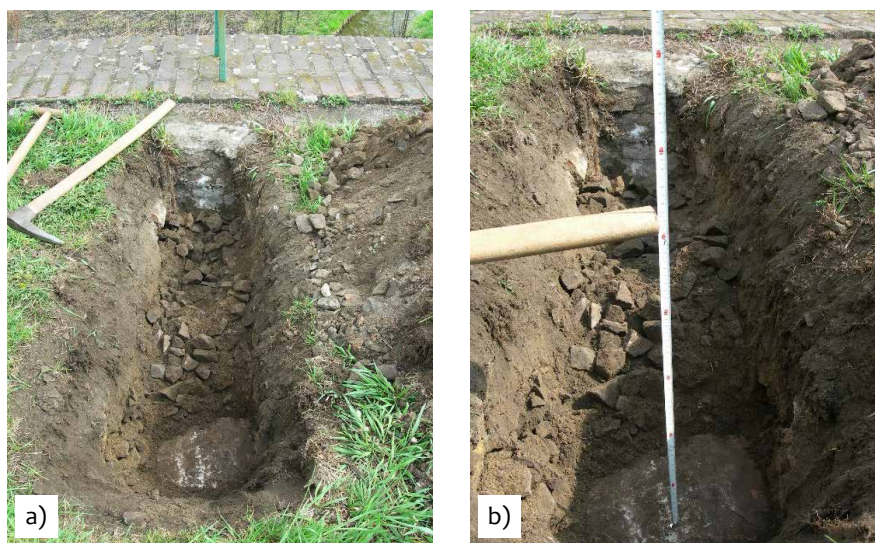
Do grupy badań półniszczących (ang. *semi-destructive testing* – SDT) należą badania, w przebiegu których dochodzi do nieznacznego naruszenia struktury konstrukcji. Specjalistyczne techniki, metody i narzędzia pomiarowe potrzebne do ich przeprowadzenia bazują na podstawowych zjawiskach fizycznych, zgodnie z którymi bezpośrednio pomierzone wielkości wymagają dodatkowego przetworzenia na poszukiwane cechy konstrukcji. W grupie tej wymienić należy:

- odkrywkę z poziomu nawierzchni;
- sondowanie zasypki nad sklepieniem i nasypu za przyczółkiem;
- badanie penetracyjne muru;
- badanie metodą *pull-out* części muru;

- zastosowanie poduszek ciśnieniowych;
- zastosowanie siłownika hydraulicznego.

4.3.1. Odkrywka z poziomu nawierzchni

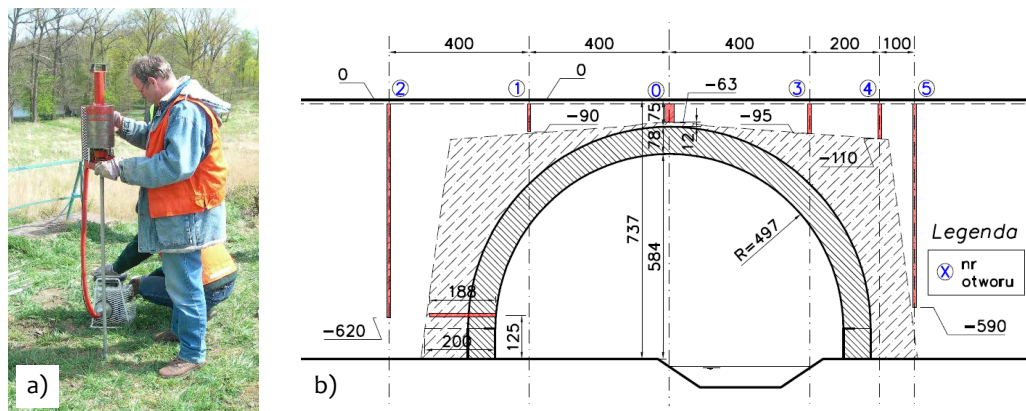
Związana jest z nieznaczną i odwracalną ingerencją w konstrukcję przez tymczasowe usunięcie części zasypki z poziomu nawierzchni (preferencyjnie w środku rozpiętości przęsła), w celu pośredniego określenia głównie grubości i kształtu sklepienia, a także wymiarów ścian bocznych (rys. 4.7). Służyć może również ustaleniu występowania i ukształtowania nadbudowy (w tym spadków), rodzaju i stanu izolacji sklepienia oraz dodatkowo rodzaju i stanu samej zasypki. Badanie jest najprostsze do zrealizowania na obiektach kolejowych, ponieważ konstrukcja nawierzchni może zostać łatwo odtworzona.



Rys. 4.7. a) Odkrywka nad kluczem sklepienia, b) pomiar miąższości zasypki

4.3.2. Sondowanie zasypki i nasypu

Podstawowym badaniem zasypki jest wykonywanie pionowych odwiertów z poziomu nawierzchni przez niżej położone warstwy gruntu, z pobieraniem próbek materiału. To bezpośrednie (wizualne), jak i wtórne (laboratoryjne) ustalenie podstawowo-



Rys. 4.8. a) Sondowanie zasypki nad sklepieniem, b) uzyskany profil konstrukcji

wych informacji na temat właściwości i układu warstw gruntu [N46], [W15] zostało opisane w podrozdz. 4.6 i 4.7. Poza oceną gruntu odwierty mogą być wykorzystane również do określenia niewidocznej geometrii konstrukcji murowanej obiektu na podstawie głębokości możliwego zagłębienia sondy w zasypce nad konstrukcją.

Sondowanie zasypki nad sklepieniem i nasypu za przyczółkiem jest połowym badaniem geotechnicznym, polegającym na pomiarze prędkości zagłębienia się sondy w gruncie w danych warunkach jego wymuszenia. Realizowane może być np. za pomocą sondy dynamicznej (lekkiej (DPL) w przypadku badań do 8 m lub średniej (DPM) w przypadku badań powyżej 8 m) w postaci przyrządu zautomatyzowanego lub manualnego, w którym wykorzystywana jest swobodnie opadająca masa, wbijająca sondę w badany grunt (rys. 4.8). Umożliwia określanie parametrów geotechnicznych gruntu, w tym kąta tarcia wewnętrznego φ i edometrycznego modułu ścisłości E_{oed} , oraz ich zmienności na trasie przejścia sondy [N46, Załącznik G].

Odminnym badaniem jest zastosowanie sondy stożkowej CPT lub CPT-U, polegające na wciskaniu w grunt (ze stałą prędkością 2 cm/s) stożka zawierającego system czujników rejestrujących parametry gruntu. W trakcie zagłębienia sondy w sposób ciągły mierzone są m.in. głębokość, opór stożka, tarcie na tulei, odchylenie żerdzi od pionu oraz ciśnienie wody w porach gruntu (tylko sonda CPT-U). Jest to badanie, które nie zaburza struktury gruntu, w związku z czym jest uznawane za bardzo miarodajne. Sondowane są grunty sypkie, spoiste i nasypowe [N46]. Wykorzystując wyniki badań, można obliczyć wytrzymałość gruntu na ścinanie z uwzględnieniem wody w porach.

Szybkie terenowe badanie geotechniczne gruntu spoistego, które jest uproszczoną wersją oceny jednoosiowego ściskania (por. podrozdz. 4.6.2), można wykonać za

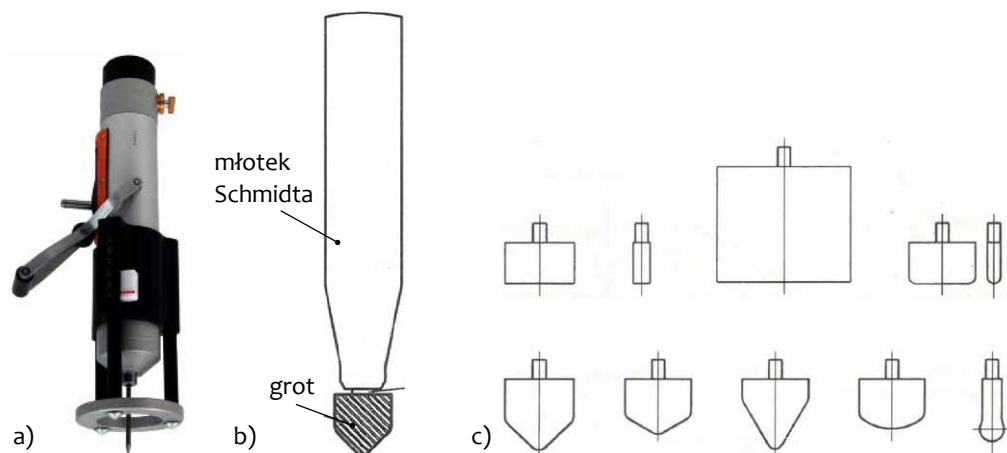


Rys. 4.9. Penetrometr tłoczkowy [W6]

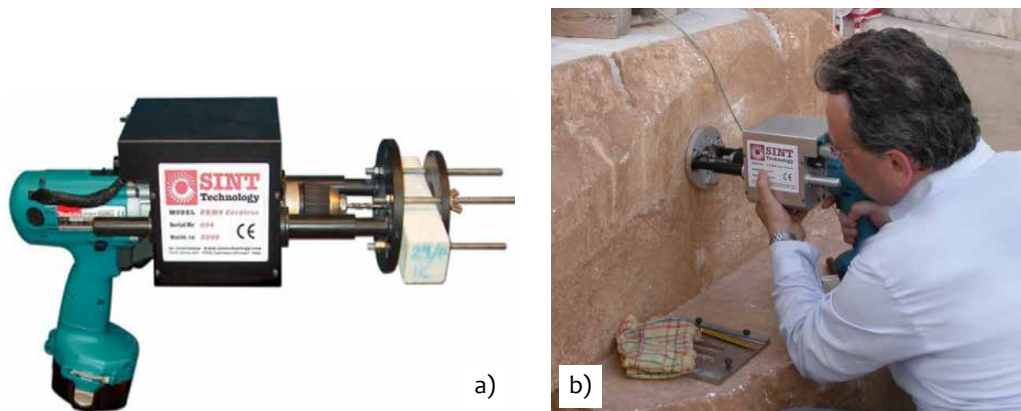
pomocą penetrometr tłoczkowy (rys. 4.9). Badanie polega na ręcznym wciśnięciu końcówki sprężystego trzpienia w nienaruszoną warstwę gruntu i odczytaniu na podziałce stopnia deformacji sprężyny. Wielkość deformacji jest odzwierciedleniem wartości siły użytej do zagłębienia trzpienia na zadaną głębokość (rzędu kilku milimetrów). Na podstawie tego pomiaru określić można m.in. spójność gruntu.

4.3.3. Badania penetracyjne

Obejmują różne metody pomiaru oporu zagłębiania głowicy narzędzia w badanym materiale i przeliczania go na wytrzymałość materiału przy ściskaniu. Może to być m.in. wbijanie stalowego trzpienia albo za pomocą odpowiedniego penetrometru [184], albo ręcznie, przy użyciu tradycyjnego młotka, jak również zastosowanie grotu zamontowanego np. na zmodyfikowanym młotku Schmidta (rys. 4.10). Możliwe jest także wykonywanie odwiertu metodą pomiaru oporu nawiercania (ang. *Drilling Resistance Measuring System – DRMS*) (rys. 4.11).



Rys. 4.10. Badanie penetracyjne za pomocą penetrometru (a) [W4] lub zmodyfikowanego młotka Schmidta (b) z wykorzystaniem różnego rodzaju grotów (c) [248]

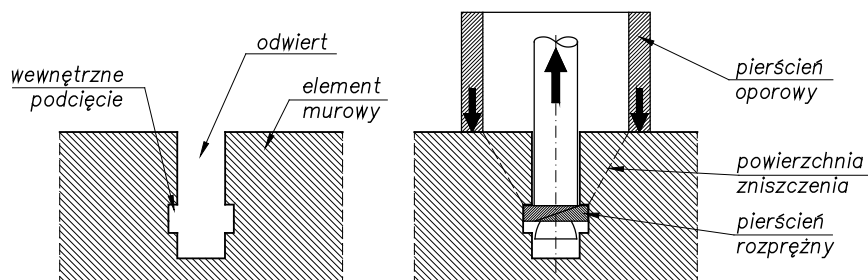


Rys. 4.11. Badanie metodą DRMS: a) stosowany przyrząd, b) badanie [W5]

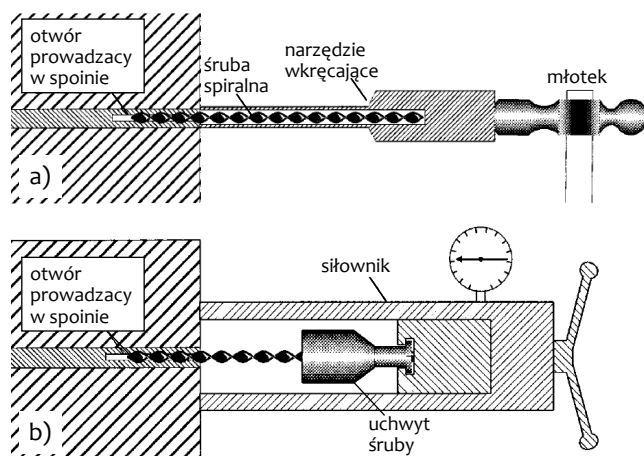
W metodach opartych na wbijaniu, stosowanych w przypadku zapraw spoin murowych, kontrolowaną wielkością jest przyrost zagłębienia grotu przy danej liczbie uderzeń, np. między pierwszym a dziesiątym uderzeniem, i przeliczaniu jej na wytrzymałość zaprawy [248]. Badanie metodą DRMS, odpowiednie w przypadku różnych materiałów (kamienia, cegły [70], zaprawy [N59]), polega na wyznaczaniu energii zagłębienia się wiertła [W5]. Podstawą jest kontrola siły oporu wiercenia przy zadanej prędkości zagłębienia lub pomiar głębokości odwiertu przy zadanej liczbie obrotów wiertła [278], z wykorzystaniem wiertarki ręcznej lub elektrycznej z automatycznym zatrzymaniem po zadanej liczbie obrotów. W efekcie badań dodatkowo można uzyskać informacje dotyczące dynamicznego modułu sprężystości, jednorodności materiału na głębokości odwiertu czy stopnia zawilgocenia [212], [N70].

4.3.4. Badanie metodą pull-out

Polega na pomiarze siły towarzyszącej wrywaniu z materiału zamocowanego w nim stalowego trzpienia i wnioskowaniu na podstawie wartości tej siły o jego wytrzymałości przy ściskaniu. Sposób prowadzenia badania zależy od tego, czy badanym materiałem są elementy murowe, czy spoiny. W przypadku tych pierwszych przebieg jest identyczny, jak przy pomiarze wytrzymałości betonu, czyli wiąże się wykonaniem w cegle lub kamieniu otworu z wewnętrzną bruzdą umożliwiającą zamocowanie trzpienia za pomocą rozprężnego pierścienia (rys. 4.12), [110], [N69]. Trzpień jest elementem siłownika do wrywania.



Rys. 4.12. Badanie metodą pull-out elementu murowego



Rys. 4.13. Badanie spoiny metodą pull-out: a) montaż trzpienia, b) wyrywanie trzpienia za pomocą siłownika [N69]

W przypadku tych druhich badanie należy zacząć od wkręcenia w spoinę fragmentu muru śruby spiralnej, do której mocuje się uchwyt siłownika (rys. 4.13).

W obu rozwiązaniach siłownik wyrywa zamocowany trzpień/śrubę, zapierając się o powierzchnię badanego materiału za pośrednictwem pierścienia oporowego. Za pomocą krzywej regresji kontrolowana siła wyrywająca ma bezpośrednie przełożenie na wytrzymałość danego materiału na ściskanie.

Przy badaniach spoin należy wziąć pod uwagę, że zaprawy je tworzące mogą nie być jednorodne. Czasem po etapie zasadniczego murowania wykonywano spoinowanie uzupełniające spoiny zewnętrzne, stosując inną zaprawę, np. pozwalającą na uzyskanie odpowiedniego efektu kolorystycznego czy strukturalnego [198]. Odmienne właściwości zapraw spoin w strefach przy powierzchni sklepienia lub

ściany bocznej mogą być również spowodowane oddziaływaniami środowiska zewnętrznego i wynikającymi z tego procesami degradacji materiału.

Zalety metody:

- proste i szybkie wykonanie;
- technicznie akceptowalna dokładność wyników.

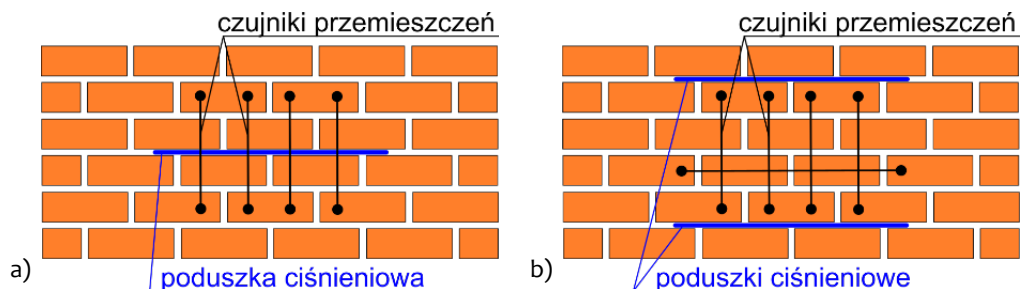
Wady metody:

- dostarczanie informacji z ograniczonego, przypowierzchniowego obszaru materiału;
- ograniczenie zastosowania do spoin i elementów murowych niskiej wytrzymałości;
- lokalne uszkodzenie konstrukcji wymagające naprawy po badaniu.

4.3.5. Zastosowanie poduszek ciśnieniowych

Metoda polega na jednoczesnej kontroli odkształcenia badanego fragmentu muru oraz ciśnienia w poduszkach ciśnieniowych umieszczanych między warstwami elementów murowych [N4], [N5], [N60], [N61]. Poduszki ciśnieniowe są wykonanymi z cienkiej blachy siłownikami hydraulicznymi. Są płaskie, o grubości mniejszej od typowej szerokości spoin, czyli zwykle nieprzekraczającej 6 mm [269], i wypełnione olejem. Ze względu na liczbę wykorzystywanych poduszek, tj. jedną lub dwie, istnieją odpowiednio dwa warianty metody (rys. 4.14). W zależności od wariantu poduszki umożliwiają odpowiednio określenie stanu naprężenia panującego w konstrukcji, a także jego zmiany (co może mieć zastosowanie w badaniach monitorujących), lub modułu sprężystości materiału. Wyniki uzyskane w drugim wariantcie metody mogą być wykorzystane do oszacowania wytrzymałości materiału muru na ściskanie. W obu wariantach badanie rozpoczyna się od zamontowania punktów odniesienia (reperów) dla czujników pomiaru odległości/odkształcenia w analizowanym obszarze muru.

W pierwszym wariantcie po wykonaniu wstępnego pomiaru odległości następuje usunięcie materiału spoiny i umieszczenie poduszki, ale tak, aby ściśle przylegała do szczeliny (rys. 4.14a). Podnosząc ciśnienie oleju w poduszce i tym samym regulując rozwarcie szczeliny, które zmalało po usunięciu spoiny, na podstawie pomiaru odległości punktów odniesienia doprowadza się do rozwarcia w stanie pierwotnym. Ciśnienie uzyskane w poduszce po skorygowaniu współczynnikiem sztywności poduszki odpowiada naprężeniu istniejącemu pierwotnie w analizowanym obszarze konstrukcji.



Rys. 4.14. Zastosowanie poduszek ciśnieniowych: a) wariant pierwszy: jedna poduszka (do pomiaru naprężeń), b) wariant drugi: dwie poduszki (do określenia modułu sprężystości)

Drugi wariant polega na wydzieleniu badanego fragmentu muru przez wykonanie dwóch równoległych bruzd w miejscach spoin (oddalonych od siebie o 50–100 cm) i umieszczeniu w nich poduszek ciśnieniowych (rys. 4.14b). W toku obciążania i odkształcania badanego fragmentu muru ciśnieniem poduszek, na podstawie zależności między mierzonymi naprężeniami i odkształceniami można wyznaczyć moduł sprężystości Younga muru, a w przypadku słabszych murów także ich wytrzymałość na ściskanie. Skrępowanie badanego fragmentu muru powoduje przeszacowanie wytrzymałości nawet o 15%, a modułu sprężystości o nie więcej niż ok. 10% [62].

Ogólnie błąd wyników uzyskanych za pomocą poduszek ciśnieniowych szacuje się na nie więcej niż 30%. Z badań ITB [265] wynika, że można uzyskać dokładność nawet rzędu 10–15%.

Przykłady zastosowania poduszek w procesie określania cech MMS, jak również stanu naprężenia w przypadku filara zawarto np. w [65], [103] i [256], a w przypadku sklepienia w [208]. Należy pamiętać, że w badaniu sklepienia przeprowadzonym z jedną poduszką uzyskiwane wyniki dotyczą naprężeń jedynie na głębokości poduszek, a zwykle nie są one równomierne na grubości sklepienia w związku z jego zginaniem.

Zalety metody:

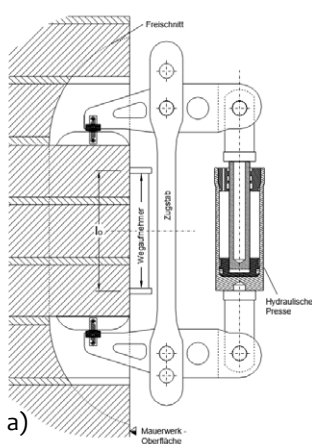
- stosunkowo proste wykonanie;
- unikalna możliwość określenia stanu naprężeń panującego w konstrukcji;
- możliwość określenia modułu sprężystości materiału w nienaruszonym stanie i w realnych warunkach jego pracy;
- brak konieczności pobierania próbek do badań laboratoryjnych;
- technicznie akceptowalna dokładność wyników.

Wady metody:

- ingerencja w strukturę konstrukcji, powodująca w niej lokalną zmianę rozkładu naprężeń po badaniu;
- kłopotliwy precyzyjny montaż poduszek ciśnieniowych w szczelinie;
- trudna kalibracja współczynników dostosowawczych [166];
- wymagane odpowiednio duże gabaryty konstrukcji.

4.3.6. Zastosowanie siłownika hydraulicznego

Przebieg badania z zastosowaniem siłownika hydraulicznego [136] i badania z zastosowaniem poduszek ciśnieniowych jest bardzo podobny, czyli w trakcie ściskania fragmentu muru będącego integralną częścią konstrukcji odbywa się jednocześnie pomiar jego odkształcenia oraz zadanego ciśnienia. Różnica polega na sposobie wprowadzenia siły ściskającej, tj. za pomocą siłownika dźwigniowego i wynikającej z tego konieczności przygotowania większych otworów w murze do oparcia jego kleszczy (rys. 4.15). Badana część muru jest mniejsza niż w przypadku stosowania poduszek ciśnieniowych, gdyż jej szerokość, nieznacznie większą od szerokości kleszczy, wyznaczają dodatkowe pionowe nacięcia. W związku z tym w celu uzyskania lepszej reprezentatywności wyników zalecane jest przeprowadzanie pomiarów w większej liczbie miejsc konstrukcji niż wtedy, gdy są one wykonywane przy użyciu poduszek ciśnieniowych.



Rys. 4.15. Siłownik hydrauliczny: a) schemat narzędzia [136],
b) zastosowanie na sklepieniu ceglanym [215]

4.4. Badania nieniszczące

W grupie badań nieniszczących (ang. *non-destructive testing* – NDT) znajdują się metody nienaruszające struktury konstrukcji, realizowane z wykorzystaniem najbardziej zaawansowanych technologicznie narzędzi pomiarowych, których działanie opiera się na różnych, często złożonych zjawiskach fizycznych [5], [35], [131], [202], [215]. Bezpośrednio pomierzone wielkości wymagają dalszego przetworzenia, a otrzymane wyniki, często w postaci obrazów graficznych (map, przekrojów), wymagają dodatkowej interpretacji ujawniającej poszukiwane cechy konstrukcji. Do tej grupy należą:

- badanie sklerometryczne,
- badanie georadarowe,
- termografia,

Tabela 4.1. Metody nieniszczące stosowane w badaniu cech poszczególnych materiałów konstrukcyjnych MMS

Metoda badania	Odmiana metody badania	Materiał		
		zaprawa	elementy murowe (cegła/kamień)	zasypka
Sklerometryczna	z zastosowaniem młotka typu PM	■	–	–
	z zastosowaniem młotka typu LB	–	■	–
	z zastosowaniem młotka typu N	–	■	–
	z zastosowaniem młotka typu M	–	■	□
	z zastosowaniem młotka Waitzmanna	–	■	–
Georadarowa	–	–	■	□
Termograficzna	–	■	■	–
Akustyczna	UPV	□	■	–
	tomografia ultradźwiękowa	■	■	–
	<i>Impact-Echo</i> (ang.)	□	■	–
	<i>Impulse-Response</i> (ang.)	□	■	–
Oporności elektrycznej	tomografia elektrooporowa (ERT)	□	■	■
	SIP	□	■	■

Oznaczenia: ■ – badanie podstawowe, □ – badanie dodatkowe.

- badanie metodą akustyczną,
- badanie oporności elektrycznej.

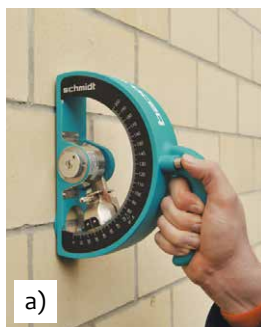
Klasyfikacja metod oraz ich przydatność w badaniu cech poszczególnych materiałów konstrukcyjnych MMS przedstawiono w tabeli 4.1.

4.4.1. Badania sklerometryczne

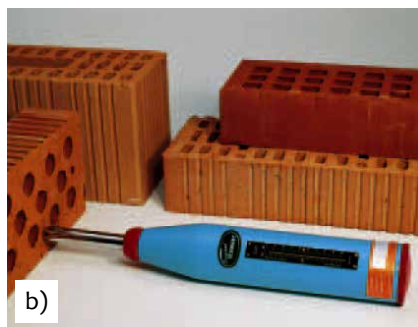
Celem tego badania jest określenie powierzchniowej twardości materiału, na podstawie której dokonywana jest ocena wytrzymałości przy ściskaniu, modułu sprężystości i jednorodności materiału. Najpopularniejszym podejściem jest wykorzystanie młotków Schmidta, czyli pomiar energii odbicia (wielkości odskoku mierzonego tzw. liczbą odbicia) trzpienia uderzającego w badaną powierzchnię z określoną energią. Według dostępnych krzywych konwersji uzyskana liczba odbicia jest przeliczana na poszukiwaną charakterystykę materiałową. Metoda ta pierwotnie opracowana została do badania betonu [N2], [N17], [N20], [N49]. Procedury badania materiałów murowych są opisane w normach [N13], [N64], [N67].

Do konstrukcji murowanych stosowane są następujące rodzaje młotków:

- młotek wahadłowy typu PM do zapraw spoin, o energii uderzenia 0,883 Nm (rys. 4.16a);
- młotek typu LB do elementów ceramicznych, o energii uderzenia 0,735 Nm (rys. 4.16b);
- młotek typu N do kamienia, o energii uderzenia 2,207 Nm;
- młotek typu M do bardzo masywnych i wytrzymałych elementów, o energii uderzenia 29,4 Nm.



a)



b)



c)

Rys. 4.16. Młotki Schmidta do badań sklerometrycznych zaprawy spoin [W17] (a) i ceramicznych elementów murowych (b) oraz młotek Waitzmanna (c) [70]

Nieco odmienną technikę reprezentuje młotek Waitzmanna do badania cegieł (rys. 4.16c), będący rozwiązaniem podobnym do młotka Poldiego służącego do badania twardości stali. Młotkiem Waitzmanna można dokonać pomiaru twardości poprzez ocenę wielkości śladów odciskanych przez stalową kulkę w trakcie ręcznego uderzenia w trzpień przyrządu młotkiem tradycyjnym [70]. Zgodnie z funkcją regresji wytrzymałość cegły jest zależna od stosunku średnicy odciskanej w stalowej sztabce wzorcowej do średnicy odciskanej jednocześnie w materiale cegły.

Zalety metody:

- proste i szybkie wykonanie badania oraz niewielka waga urządzenia;
- możliwość określenia wytrzymałości materiału na miejscu;
- technicznie akceptowalna dokładność wyników;
- bezpośrednie przetwarzanie wyników (elektroniczne wersje urządzenia).

Wady metody:

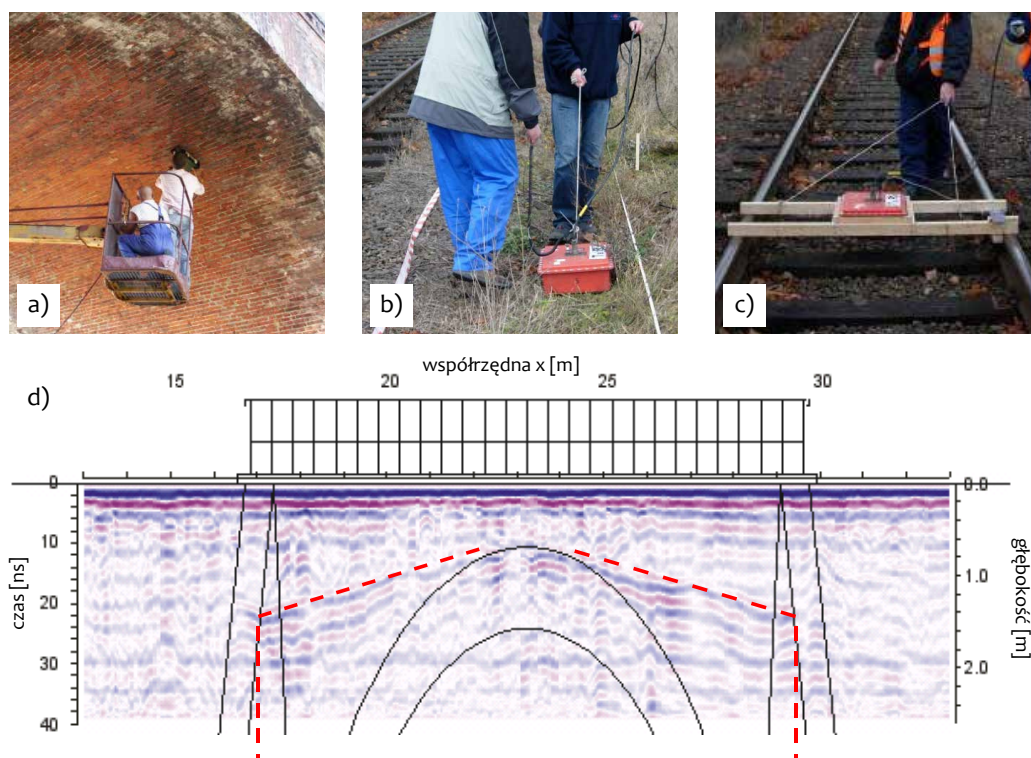
- wrażliwość wyników na wilgotność i karbonatyzację materiału oraz gabaryty badanego elementu;
- precyzyjne określanie wytrzymałości materiału wymagające indywidualnej kalibracji na podstawie badań niszczących;
- konieczność regularnej kalibracji urządzenia na kowadło wzorcowym.

4.4.2. Badanie georadarowe

Polega na wysyłaniu w głąb materiału badanego obiektu krótkich impulsów w postaci fal elektromagnetycznych i odbiorze fali odbitej. Pomiar czasu powrotu odbitej fali i jej przetworzenie pozwala na uzyskanie obrazu (radargramu) układu warstw o różnych właściwościach materiałowych (dielektrycznych) w badanym ośrodku, których granice są miejscem odbicia. W ten sposób można zatem określić niewidoczną geometrię konstrukcji (kształt profilu mostu, obecność wewnętrznych ścian, grubości ścian bocznych przęsła i ścian przyczółka), stwierdzić obecność ewentualnych pustek lub obszarów zawilgocenia materiału [5], [86], [229], [260], [263]. W badaniach w zależności od rodzaju ośrodka i spodziewanego zasięgu anteny nadawczo-odbiorczej wykorzystywane są częstotliwości z zakresu 500–1500 MHz. Niższe częstotliwości zapewniają wprawdzie głębszą penetrację, ale niższą rozdzielczość, zaś wyższe częstotliwości – odwrotnie. Możliwym rozwiązaniem jest zastosowanie jednej anteny nadawczo-odbiorczej lub systemu dwóch anten w stałej odległości (jednej nadawczej i drugiej odbiorczej). Pomiary przeprowadza się zazwyczaj wzdłuż równoległych tras, w efekcie czego uzyskuje się radargramy, które

analizowane łącznie dają pogląd na przestrzenne ukształtowanie konstrukcji w badanym obszarze [182]. Pewna wrażliwość radargramu i trudność jego uzyskiwania w skali wymiarów przestrzennych w głąb konstrukcji wiąże się z koniecznością jego kalibracji na podstawie prędkości przejścia fal elektromagnetycznych przez dany materiał. Prędkości te zależą od rodzaju materii oraz jej zawilgocenia i wynoszą np.: 10–15 cm/ns w przypadku suchego muru, 9–11 cm/ns w przypadku mokrego muru, 12 cm/ns w przypadku suchej zasyпки gruntowej, a 5–6 cm/ns w przypadku mokrej. Do uściślenia wymiarów podłużnych (wzdłuż trasy przemieszczania anteny) otrzymywanego obrazu stosuje się pomiar prędkości przemieszczania, można też wykorzystać kółka toczące się po powierzchni w trakcie pomiaru lub lokalizatory GPS zintegrowane z systemem rejestracji danych [259].

Przykładowe realizacje badań za pomocą georadaru od spodu sklepienia (anteną 900 MHz) lub z wierzchu zasyпки (anteną 500 MHz), jak również typowy radar-



Rys. 4.17. Badanie za pomocą georadaru: a) od spodu sklepienia (anteną 900 MHz), b), c) z wierzchu zasyпки (anteną 500 MHz), d) przykładowy radargram układu warstw obiektu uzyskany w wyniku pomiaru od góry anteną 500 MHz

gram układu warstw MMS uzyskany pomiarem od góry anteną 500 MHz pokazano na rys. 4.17.

Zalety metody:

- szybki przebieg umożliwiający uzyskanie wyników bezpośrednio w trakcie badania;
- możliwość rozpoznania niewidocznych i niedostępnych obszarów konstrukcji;
- duża głębokość zasięgu pomiarów względem powierzchni.

Wady metody:

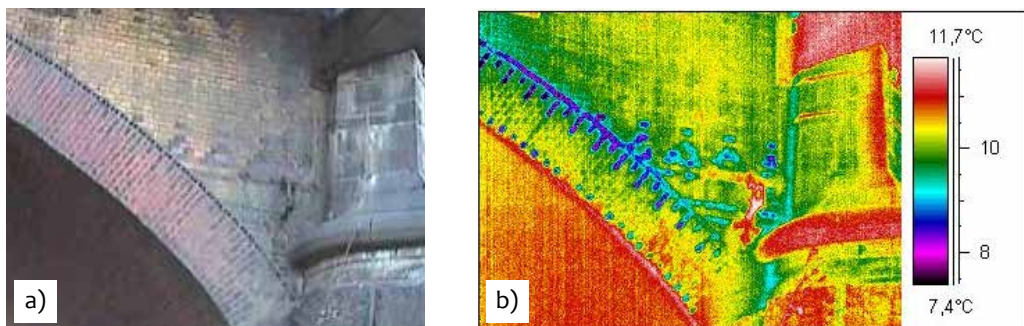
- wrażliwość wyników na rodzaj materiału i jego zawilgocenie;
- możliwość precyzyjnej identyfikacji odległościowej tylko po kalibracji;
- konieczność posiadania dużego doświadczenia w interpretacji wyników.

4.4.3. Termografia

Polega na rejestracji promieniowania cieplnego badanego obiektu, nagrzanego zwykle w sposób naturalny. Dokonuje się tego za pomocą kamery termowizyjnej działającej w podczerwieni, np. [W8], a na generowanych obrazach za pomocą kolorów zaznaczają się obszary powierzchni obiektu emitujące ciepło (rys. 4.18 i 4.19). O kolorze powierzchni decyduje ilość emitowanego przez nią ciepła, natomiast wielkość ta zależy m.in. od parametrów fizycznych charakteryzujących daną powierzchnię, tj. jej emisyjności ε , przewodności cieplnej i konwekcji, a także od zewnętrznego promieniowania, np. słonecznego. W związku z tym badania należy przeprowadzać w niskiej i ustabilizowanej temperaturze (preferowaną wartością jest ok. 5°C), w warunkach braku nasłonecznienia, wiatru czy opadów. Przykładowe wartości ε materiałów składowych MMS w typowych warunkach atmosferycznych wynoszą: 0,93 (cegła), 0,9–0,92 (zaprawa wapienna), 0,95 (wapień), 0,65 (piaskowiec), 0,45 (granit) [81]. Wpływ na promieniowanie cieplne mają również dodatkowe cechy powierzchniowe badanego obiektu jak ubytki czy pęknięcia oraz podpowierzchniowe jak rozwarstwienia, pustki, drenaże czy elementy obce, np. zbrojenie. Metoda znajduje zastosowanie w badaniach mostów murowanych [49], [215] w zakresie rozpoznania zawilgocenia, niejednorodności materiału (rys. 4.19b) i anomalii konstrukcji, np. degradacji czy śladów przebudowy lub napraw (rys. 4.18c). Charakteryzuje się dużą rozdzielczością przestrzenną i termiczną, co oznacza, że kamera może być ustawiona w znacznej odległości od konstrukcji, dzięki czemu możliwa jest jednoczesna analiza dużej powierzchni obiektu.



Rys. 4.18. Badanie termowizyjne: a) pomiar kamerą termowizyjną, b) obraz widzialny badanego obszaru, c) uzyskany obraz termograficzny [31]



Rys. 4.19. Badanie termowizyjne: a) widok badanego obszaru, b) uzyskany obraz termograficzny [4]

Zalety metody:

- szybki i bardzo prosty przebieg dający wyniki na bieżąco w trakcie badania;
- możliwość zdalnego rozpoznania cech i degradacji konstrukcji.

Wady metody:

- uzyskiwane informacje dotyczą głównie powierzchniowych cech konstrukcji ze względu na mały zasięg w głąb materiału;
- wrażliwość na wpływy atmosferyczne i wynikające stąd zaburzenia brzegowe.

Szczególną odmianą badania termograficznego konstrukcji ceglanych jest metoda bazująca na wcześniejszym kontrolowanym nagrzewaniu muru za pomocą promiennika podczerwieni i następującym po nim pomiarze kamerą termowizyjną [268] tempa ochładzania się muru. W ten sposób bezinwazyjnie określić można panujący poziom zawilgocenia konstrukcji.

4.4.4. Badanie metodą akustyczną

Obejmuje grupę metod, w których wykorzystywane są fale sprężyste o częstotliwości od 20 Hz do 1 MHz [30], a polegających na wysyłaniu i odbiorze sygnałów impulsów (dźwiękowych lub ultradźwiękowych) w obrębie materiału badanej konstrukcji. Sygnały generowane są przez nadajnik (specjalną głowicę, młotek lub kulki stalowe) i odbierane przez odbiornik, a wzajemne położenie nadajnika i odbiornika na powierzchni obiektu może być zróżnicowane w zależności od zastosowanego podejścia. Możliwe do uzyskania informacje bazują na analizie kierunków i pomiarze prędkości rozchodzenia się sygnałów [211].

Badania z wykorzystaniem fal ultradźwiękowych (ang. *ultrasonic pulse velocity* – UPV), tj. o najefektywniejszych w przypadku MMS częstotliwościach z zakresu 10–200 kHz [N66] analizowanych za pomocą defektoskopów, mogą mieć postać:

- Badania bezpośredniego – z nadajnikiem po jednej i odbiornikiem po drugiej stronie badanego elementu i pomiarem przejścia fali na wskroś tego elementu, o dużej skuteczności w przypadku materiałów dobrze tłumiących fale. W przypadku MMS możliwe zastosowanie np. wobec filarów.
- Badania pośredniego – z odbiornikami umieszczanymi zwykle na tej samej powierzchni co nadajnik, ale w różnych odległościach od niego, charakteryzujące się mniejszą wrażliwością niż badanie bezpośrednie. Ma zastosowanie w przypadku większości elementów MMS, do których dostęp jest tylko z jednej strony.
- Badanie echa (rys. 4.20a) – zwykle z nadajnikiem i odbiornikiem na jednej powierzchni badanego elementu (często w postaci głowicy zintegrowanej) i pomiarem odbicia fali od zewnętrznej powierzchni elementu lub od wewnętrznych zaburzeń struktury (nieciągłości). Ma zastosowanie w przypadku większości elementów MMS, do których dostęp jest tylko z jednej strony.

Im wyższa jest częstotliwość fali, tym dokładniejszy jest pomiar, lecz mniejsza energia impulsu i stąd większe jego tłumienie. Zastosowanie metody ultradźwiękowej wymaga kalibracji związanej z wyznaczeniem prędkości przejścia fali przez dany materiał. Odbywać się to może metodą bezpośrednią, na elemencie o znanych wymiarach.

Możliwe jest też określenie wytrzymałości cegieł za pomocą metody ultradźwiękowej [211], [265], a wytrzymałości spoin za pomocą specjalnych głowic punktowych [264], [266].

Skomputeryzowany moduł skanujący, zbierający dane w uporządkowanym układzie geometrycznym pozwala na uzyskiwanie obrazu tomograficznego, co stanowi zaawansowaną odmianę metody zwaną tomografią ultradźwiękową [30], [297].

Odmianami metody akustycznej (impulsowej) są techniki *Impulse-Response* (ang.) i *Impact-Echo* (ang.), w których stosowane są niższe częstotliwości (100–15000 Hz), a źródłem sygnału jest uderzenie odpowiednio elektronicznym młotkiem impulsowym (rys. 4.20b) lub stalowymi kulkami. Analizowanym parametrem jest częstotliwość, która wraz z prędkością fali określoną metodą ultradźwiękową umożliwia wyznaczanie odległości do charakterystycznych punktów obiektu [N63].

Ogólnie metoda akustyczna umożliwia określenie podstawowych cech konstrukcji i jej stanu: grubości/głębokości elementów, gęstości, właściwości sprężystych materiału (modułu sprężystości i współczynnika Poissona), obecności warstw o różnych właściwościach, rozwarstwień, np. między elementami murowymi i spoinami, wewnętrznych pustek i nieciągłości [221]. Szczegółowe wytyczne stosowania metody akustycznej dotyczące konstrukcji betonowych [71], [104], [N1], [N6], [N17], [N52] mogą też być częściowo wykorzystane w ocenie obiektów murowanych.

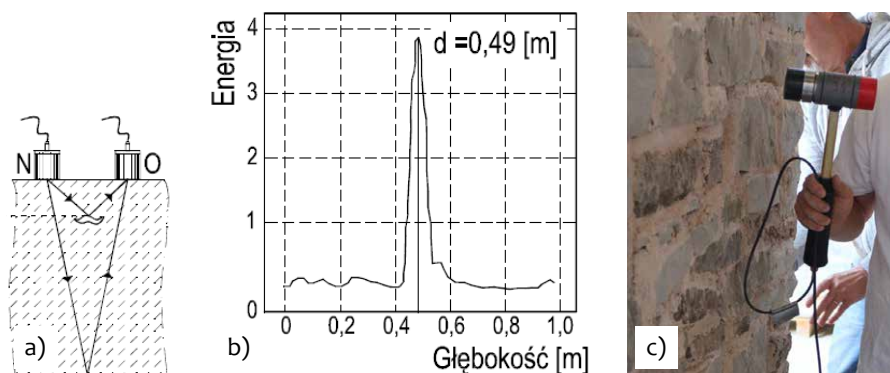
Na podstawie prędkości rozchodzenia się w materiale podłużnych V_p i poprzecznych V_s fal sprężystych oraz jego gęstości ρ można określić charakterystyki materiałowe E , G i ν według wzorów:

$$E = V_p^2 \rho \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (4.1a)$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (4.1b)$$

$$\nu = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \quad (4.1c)$$

Ze względu na niejednorodną strukturę muru analizowanych konstrukcji zastosowanie metody akustycznej jest niezwykle trudne i daje niejednoznaczne wyniki. Zadawalające efekty można uzyskać głównie przy badaniu pojedynczych elementów murowych (czy też muru zbudowanego z jednej warstwy bloków) lub ewentualnie przy określaniu położenia spoiny wewnętrznej. Właściwości sprężyste materiału są wyznaczane najskuteczniej, gdy dostęp do obiektu jest z obu stron, czyli w badaniu bezpośrednim.



Rys. 4.20. Badanie muru metodą akustyczną [104]: a) schemat badania echa metodą ultradźwiękową, b) uzyskany sygnał, c) zastosowanie młotka impulsowego w technice *Impulse-Response* (ang.)

Zalety metody:

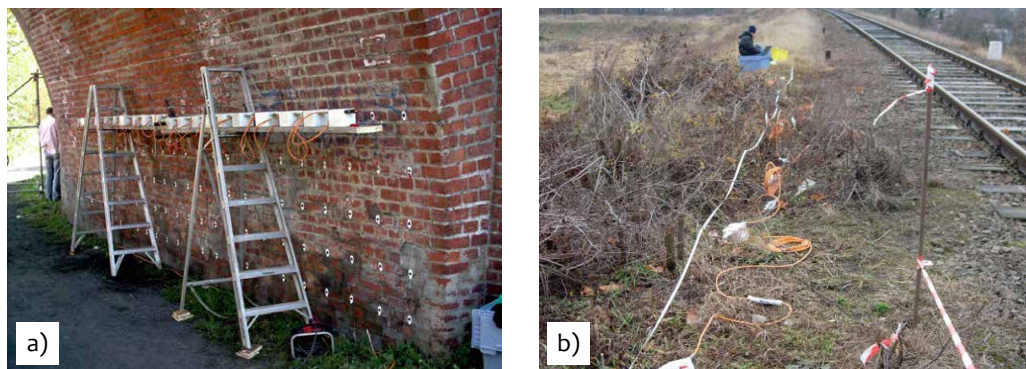
- możliwość rozpoznania niewidocznych i niedostępnych obszarów konstrukcji.

Wady metody:

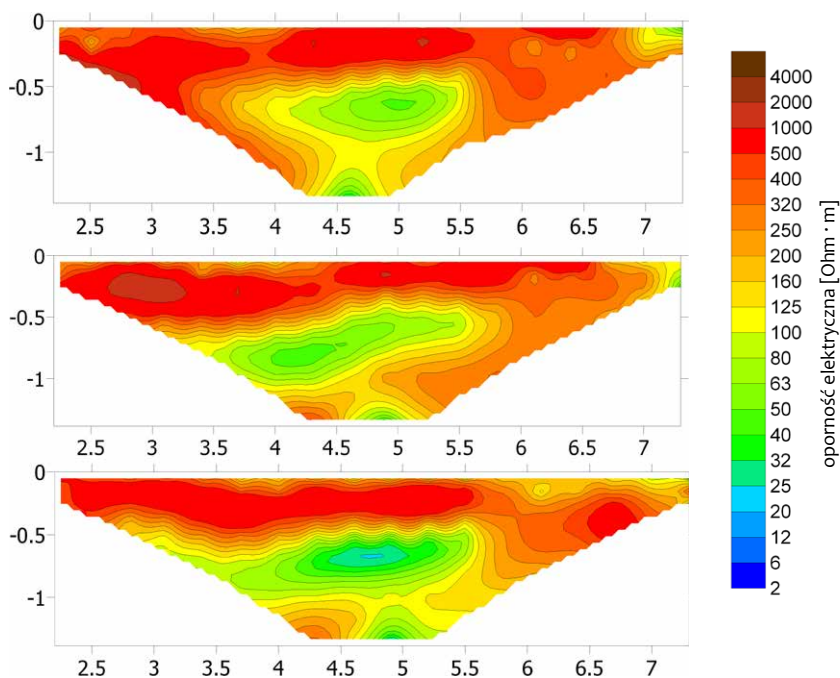
- czasochłonny przebieg badania i analizy wyników;
- wymagane doświadczenie w skomplikowanej interpretacji wyników;
- wymagana indywidualna kalibracja pomiarów;
- mała precyzja uzyskiwanych wyników (jakościowy charakter badania).

4.4.5. Badanie oporności elektrycznej

Pomiar oporności/przewodności elektrycznej polega na pomiarze przepływu prądu elektrycznego przez badaną konstrukcję, między elektrodami usytuowanymi na jej powierzchni w różnych konfiguracjach. W ten sposób możliwe jest określenie właściwości ośrodka, jednorodności materiału i stopnia jego zawilgocenia [80], [258]. Badanie może być realizowane zarówno w odniesieniu do komponentów murowanych konstrukcji, jak i jej zasyпки (rys. 4.21a i b). Na obszarach murowanych stosowane są elektrody żelowe (medyczne) przyklejane do powierzchni, a w przypadku zasyпки – elektrody szpilkowe wbijane w grunt, przy czym elektrod jest zwykle kilkadziesiąt. Zestawienie wyników pomiarów oporności materiału z geometrią układu pomiarowego umożliwia tworzenie dwu- lub trójwymiarowych obrazów rozkładu oporności materiału w badanym obszarze, co stanowi technikę ERT (ang. *electrical resistivity tomography*).

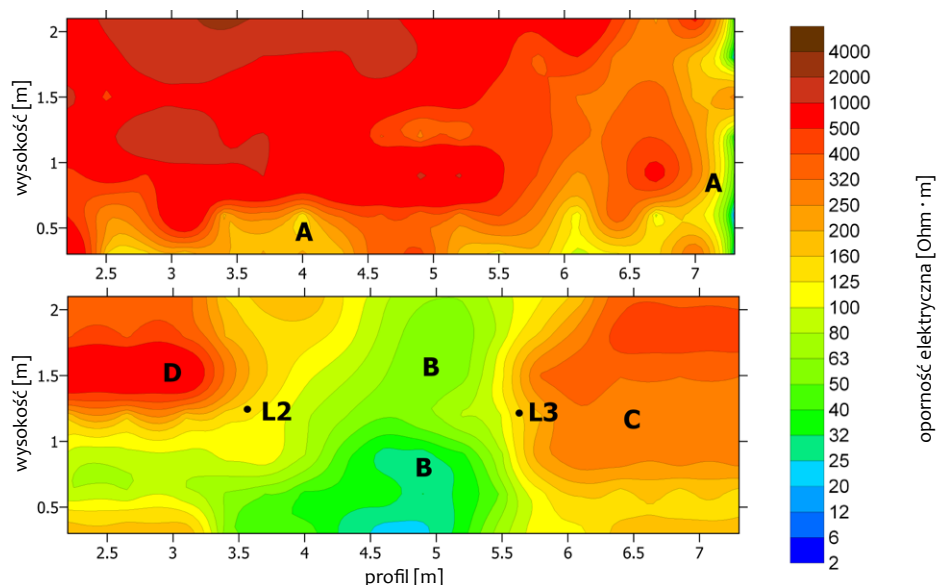


Rys. 4.21. Badanie oporności elektrycznej: a) w przyczółku, b) w zasypcie



Rys. 4.22. Przekroje poziome (począwszy od góry) na wysokości 150, 120 i 90 cm nad terenem, uzyskane w toku badania oporności elektrycznej przyczółka [31]

Na rysunku 4.22 przedstawiono typowe wyniki badań w postaci przekrojów poziomych rozkładu oporności w przyczółku mostu badanego na wysokościach 150, 120 i 90 cm nad terenem. Każdy przekrój jest efektem pomiarów z użyciem elektrod umieszczonych w danej płaszczyźnie, wzdłuż linii poprowadzonych na powierzchni



Rys. 4.23. Przekroje pionowe na głębokości 26 i 65 cm od powierzchni, uzyskane w toku badania oporności elektrycznej przyczółka [31]

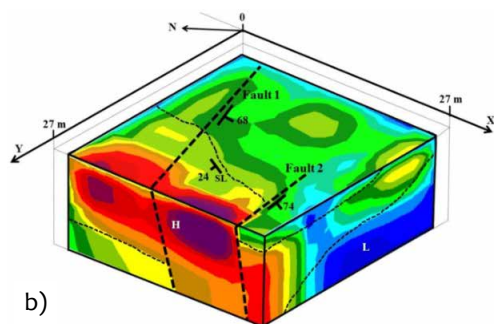
co ok. 30 cm. Przy złożeniu wyników badań wzdłuż takich równoległych linii pomiarowych (rys. 4.21a) możliwe jest uzyskanie przekrojów pionowych (równoległych do powierzchni) na różnej głębokości badanego obiektu (rys. 4.23), które łącznie z przekrojami poziomymi (rys. 4.22) dają przestrzenny obraz rozkładu oporności w konstrukcji.

Powodem obniżenia oporności jest głównie wzrost zawilgocenia, niemniej obszary o wyższej oporności mogą jednocześnie świadczyć o większej niejednorodności i nieciągłości materiału oraz o większym rozmiarze jego uziarnienia. Wpływ na wyniki mają też temperatura ośrodka, lecz efekt ten może być automatycznie kompensowany za pomocą aparatury, a także znajdująca się w nim sól. Zasięg pomiarów w głąb zależy od rodzaju materiału, częstotliwości prądu i rozstawu elektrod (zależność ta zawsze jest odwrotnie proporcjonalna), np. w konstrukcjach murowanych, gdy elektrody są ustawione co ok. 1 m, a częstotliwość prądu wynosi ok. 15 kHz, zasięg jest zwykle możliwy na ok. 1,5 m [N68].

W badaniu oporności elektrycznej wykorzystuje się dwa sposoby: przepływ prądu stałego lub przepływ prądu zmiennego o stałej częstotliwości (od kilku Hz do kilku kHz) albo o zmiennej częstotliwości (od 1 mHz do 10 kHz) (ang. *spectral induced polarization* – SIP). W drugim przypadku przeprowadzana jest analiza spektralna



a)



b)

Rys. 4.24. a) Badanie bezkontaktowe pomiaru oporności elektrycznej gruntu [W11],
b) przykład uzyskanego obrazu przestrzennego rozkładu oporności [228]

oporności w funkcji częstotliwości oraz pomiar przesunięcia fazowego między napięciem a napięciem prądu. Najczęściej stosowanym układem pomiarowym prądu w tej metodzie jest 4-punktowa metoda Wennera.

Odmianą omawianej metody jest stosowanie bezkontaktowej aparatury w postaci przenośnego zintegrowanego zestawu cewek elektrycznych (oddalonych od siebie o 0,5 lub 1 m), stanowiących nadajnik i odbiornik pola elektro-magnetycznego generowanego w badanym ośrodku (rys. 4.24). Podobnie jak w metodzie kontaktowej badanie polega na pomiarze przepływu prądu elektrycznego wewnątrz ośrodka i określeniu na tej podstawie właściwości materiału, jego jednorodności, a przede wszystkim zawilgocenia. W przypadku MMS podejście to ma zastosowanie do zasyпки gruntowej i wymaga prądu zmiennego o częstotliwości od kilku do kilkunastu kHz.

Zalety metody:

- możliwość rozpoznania niewidocznych i niedostępnych obszarów konstrukcji;
- możliwość wykrycia zawilgocenia w głębi materiału.

Wady metody:

- czasochłonny i złożony przebieg badania i obróbki wyników;
- wymagane doświadczenie w skomplikowanej interpretacji wyników;
- wymagana indywidualna kalibracja pomiarów;
- mała precyzja uzyskiwanych wyników (jakościowy charakter badania).

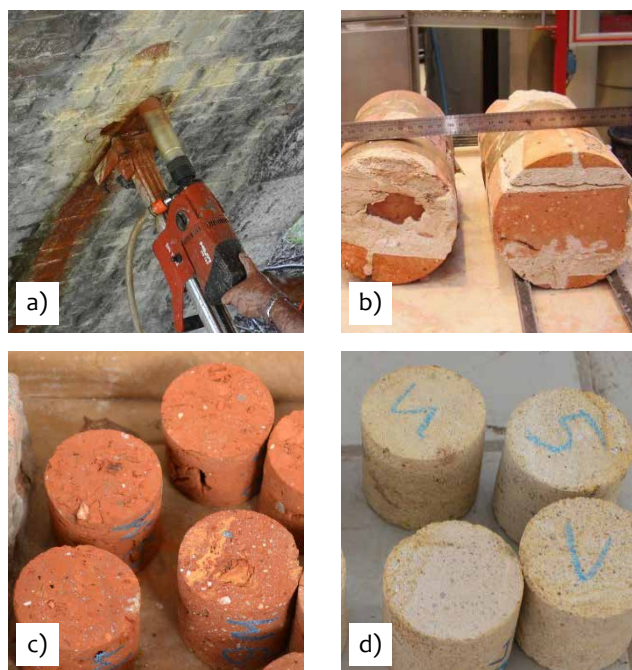
4.5. Laboratoryjne badania wytrzymałości części murowanych

4.5.1. Pobieranie próbek

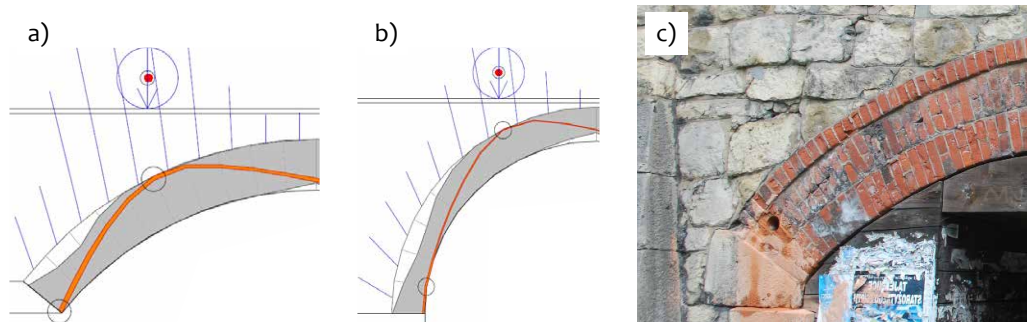
Punktem wyjścia do przeprowadzenia laboratoryjnych badań niszczących (ang. *destructive testing* – DT) materiału konstrukcji MMS jest pobranie jego próbek. Zadanie to wymaga wyboru podejścia ściśle dostosowanego do celu badań oraz skutkującego minimalnym uszkodzeniem i osłabieniem konstrukcji. Istotą jest dobór:

- elementów konstrukcyjnych, z których mają pochodzić próbki;
- liczby próbek;
- rozmiaru, kształtu i jednorodności próbek (ze względu na oznaczaną właściwość i metodę badania);
- kierunku wycinania (względem głównego kierunku wyężenia w konstrukcji i planowanego kierunku obciążania).

Pobierane próbki powinny być reprezentatywne dla całego analizowanego elementu konstrukcji pod względem lokalizacyjnym i jakościowym; należy unikać stref



Rys. 4.25. Wycinanie próbki do badań (a) oraz próbki muru (b), cegły (c) i kamienia (d)



Rys. 4.26. Obwiednie położenia linii ciśnień w sklepieniu z uwzględnieniem obciążeń zmiennych, wskazujące niezalecane miejsca pobierania próbek w łuku płaskim (a) i półkolistym (b) oraz przykład miejsca pobrania próbki zlokalizowanego poza obwiednią (c) (fot. P. Malisziewicz)

wyraźnie intensywniej zdegradowanych. Techniki uzyskiwania próbek obejmują odpajanie (odkuwanie) fragmentów/elementów murowych, wycinanie piłą tarczową lub wibracyjną próbek prostopadłościennych oraz wycinanie wiertnicą koronkową próbek walcowych (rys. 4.25a). Przy pracach wiertnicą wycinanie powszechnie wykonuje się na mokro, lecz możliwe jest też na sucho [224], co jest korzystne zwłaszcza w przypadku muru o spoinach wapiennych. Zasady pobierania próbek określają m.in. przepisy [N25].

Najważniejszą część konstrukcji MMS stanowi sklepienie, dlatego źródłem najcenniejszych informacji dotyczących wytrzymałości są próbki pobrane z tego elementu. Wskazane są miejsca pobierania znajdujące się poza obszarem „czynnym”, określonym obwiednią położenia linii ciśnień uwzględniającą obciążenia zmienne (rys. 4.26). Do tego obszaru nie zaliczają się jedynie (w łukach zarówno płaskich, jak i wyniosłych) grzbiet sklepienia w okolicy 1/10 kąta rozwarcia łuku od węzłowi oraz płytka strefa podniebienie w środku rozpiętości sklepienia. Pobieranie próbek zgodnie z takim podejściem przy węzłowiach jest możliwe w zasadzie od czoła sklepienia.

Dobór liczby próbek do badań powinien zapewniać statystyczną reprezentatywność dla określanego parametru. Stąd minimalna liczba próbek n wynosi $3 \div 6$, a zalecana – $10 \div 16$. Wartość charakterystyczną f_k mierzonej wielkości f , przy założeniu normalnego rozkładu prawdopodobieństwa ze współczynnikiem zmienności $v_z = 0,3$, z kwantylem ok. 5%, można wyznaczyć ze wzoru:

$$f_k = \bar{f} - k_{sf} = (1 - kv_z)\bar{f} = K\bar{f} \quad (4.2)$$

gdzie:

$\bar{f}$ – wartość średnia mierzonej wielkości f ,

s_f – odchylenie standardowe wielkości f , gdzie $s_f = v_z \bar{f}$,

k , K – współczynniki uwzględniające liczbę n próbek, przy czym $K = 0,30$ (gdy $n = 3$), $K = 0,37$ (gdy $n = 10$) i $K = 0,39$ (gdy $n = 16$).

4.5.2. Badanie cegły

Elementy murowe MMS mają zróżnicowaną postać oraz niejednorodny materiał, dlatego w badaniach tych mostów znajdują zastosowanie różne procedury, np. [N25], [N32].

W zależności od możliwości próbkowania badanie cegieł może być prowadzone na całych elementach murowych wydobytych z konstrukcji, wyciętych próbkach walcowych lub prostopadłościennych [198]. Kluczowe jest oznaczenie wytrzymałości na ściskanie. Używa się do tego wyciętych z cegieł jednorodnych próbek cylindrycznych o średnicy i wysokości wynoszących zwykle 50 mm (ściskanych wzdłuż osi) lub prostopadłościennych o wymiarach $b \times h \times d / 2 = 40 \times 40 \times \sim 80$ mm (połówki powstałe po przełamaniu beleczek w teście trójpunktowego zginania – por. rys. 4.27b). Ważną czynnością jest zapewnienie płaskości i równoległości górnej i dolnej powierzchni próbki przez ich szlifowanie lub wygładzenie warstwą zaprawy (o grubości ok. 3 mm). Norma [N32] precyzyjnie definiuje również tempo obciążania próbki: uzależnia je od spodziewanej wytrzymałości cegły i jego wartość zamyka w przedziale od 0,05 (gdy cegła jest słaba) do 1 MPa/s (gdy cegła jest mocna).

Wytrzymałość na ściskanie cegły f_{cb} według [N32] określa wzór:

$$f_{cb} = \beta \frac{F_{ult}}{A} \quad (4.3)$$

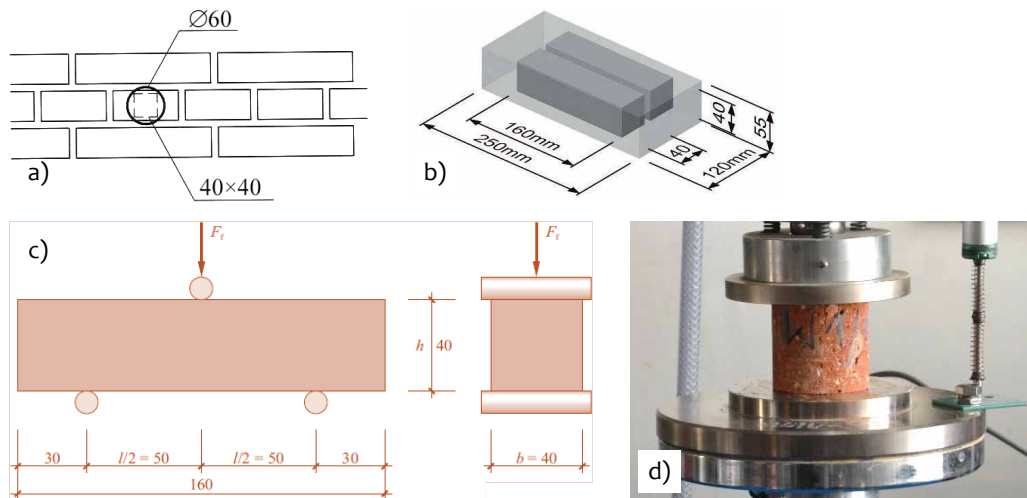
gdzie:

F_{ult} – maksymalna siła ściskająca uzyskana podczas badania,

A – pole powierzchni płyt obciążających próbkę (w przypadku próbki prostopadłościennych $a \times b = 40 \times 40$ mm = 1600 mm²) lub pole powierzchni przekroju walca,

β – współczynnik korekcyjny kształtu zależny od proporcji szerokości i wysokości próbki (wpływający na przestrzenny stan naprężenia).

Według wytycznych UIC [N25] we wzorze na f_{cb} (4.3) zamiast współczynnika β jest wprost podana wartość 0,7.



Rys. 4.27. Badanie cegły: a) pozyskiwanie próbki z muru, b) pozyskiwanie belek z cegły, c) schemat badania przy zginaniu, d) badanie próbki walcowej przy ściskaniu

Wytrzymałość na ściskanie cegieł może być też oszacowana pośrednio metodą rozłupywania [N3] na próbkach walcowych (por. podrozdz. 4.5.3).

Oznaczenie wytrzymałości na rozciąganie przeprowadza się na drodze trójpunktowego zginania [N25] na beleczkach o wymiarach $b \times h_s \times l = 40 \times 40 \times 160$ mm, wyciętych np. z próbek cylindrycznych o średnicy 60 mm, pobranych z muru (rys. 4.27). Z tego badania uzyskuje się wytrzymałość na rozciąganie cegły f_{tfb} ze wzoru:

$$f_{tfb} = \beta \left(\frac{3 F_{ult} l_0}{2 b h_s^2} \right) \quad (4.4)$$

gdzie:

β – współczynnik korekcyjny (por. wzór (4.3)),

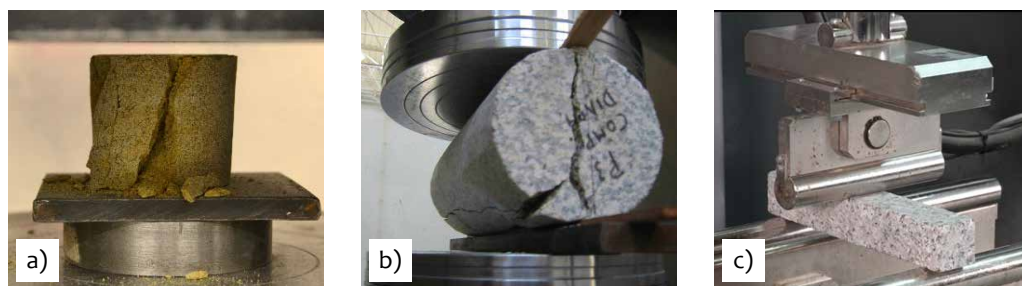
l_0 – rozstaw punktów podparcia (rozpiętość) belki,

b i h_s – szerokość i wysokość przekroju belki.

Jednocześnie w toku wyżej opisanych dwóch badań określić można moduły sprężystości E_{cb} i E_{tb} cegły odpowiednio przy ściskaniu i rozciąganiu. Typowo wyznacza się je z zarejestrowanej relacji siła–przesunięcie jako wartości sieczne w przedziale 25–75% wartości maksymalnej F_{ult} . Moduł sprężystości uzyskiwany przy ściskaniu jest zwykle ok. 50% większy niż ten uzyskiwany przy rozciąganiu.

4.5.3. Badanie kamienia

Obejmuje określenie cech mechanicznych jak wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie oraz moduł sprężystości. Wytrzymałość na ściskanie jest określana [N35] na wyciętych próbkach cylindrycznych o średnicy 50 lub 70 mm i wysokości odpowiednio równej średnicy lub na próbkach sześciennych o długości boku wynoszącej również 50 lub 70 mm przez bezpośrednie ściskanie (por. podrozdz. 4.5.1) z prędkością ok. 1 MPa/s.



Rys. 4.28. Próbkki kamienia w trakcie badania wytrzymałości:

a) na ściskanie, b) na rozciąganie (przy rozłupywaniu) [91], c) na rozciąganie przy zginaniu [W18]

Z kolei wytyczne UIC [N25] zalecają stosowanie jedynie próbek walcowych o średnicy 50 mm, a wielkością wyjściową określaną podczas ich badania jest wytrzymałość przy rozciąganiu f_{ts} , wyznaczana w teście rozłupywania metodą brazylijską i będąca pośrednio wielkością wyjściową do wyliczenia wytrzymałości przy ściskaniu f_{cs} jako równej dziesięciokrotności f_{ts} .

Wzory na obliczenie wytrzymałości f_{ts} i f_{cs} kamienia mają postać:

$$f_{ts} = \frac{2F_{ult}}{\pi \phi l} \quad (4.5)$$

$$f_{cs} = 10f_{ts} \quad (4.6)$$

gdzie ϕ – średnica walca, l – wysokość walca.

Próbka walcowa jest ściskana „na leżąco” wzdłuż średnicy, przy użyciu głowicy o szerokości nie większej niż 5–10% średnicy próbki. Zapewnia to mniejszą wrażliwość badania na nieregularność kształtu próbki, jak również jej tarcie o płyty prasy

względem badania próbek sześciennych lub cylindrycznych ściskanych wzdłuż ich osi. Badanie kamienia metodą rozłupywania jest też opisane w [N11].

Wytrzymałość kamienia na rozciąganie według [N49] odbywa się na wyciętych beleczkach o preferowanych wymiarach $b \times h_s \times l = 50 \times 50 \times 300$ mm również metodą trójpunktowego zginania. Ewentualne inne wymiary beleczek powinny spełniać warunki: ($l > 6h_s$) i ($50 \text{ mm} \leq b \leq 3h_s$). Z tego badania wytrzymałość na rozciąganie kamienia f_{tfs} przy zginaniu uzyskuje się ze wzoru:

$$f_{tfs} = \frac{2F_{ult}l_0}{3bh_s^2} \quad (4.7)$$

gdzie l_0 – rozstaw punktów podparcia (rozpiętość) belki, b i h_s – szerokość i wysokość przekroju belki.

Badanie statycznego modułu sprężystości kamieni naturalnych określa [N55]. Przeprowadza się je na próbkach cylindrycznych o średnicy $\phi \geq 50$ mm lub próbkach prostopadłościennych o boku podstawy $b \geq 50$ mm i wysokości $h_s \geq (2 \div 4)b$. Moduł sprężystości kamienia E_s oblicza się według wzoru:

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (4.8)$$

gdzie $\Delta\sigma$ i $\Delta\varepsilon$ oznaczają przyrost odpowiednio naprężenia i odkształcenia w trzecim cyklu obciążenia próbki w przedziale 2–20% przewidywanego naprężenia maksymalnego $\sigma_{\max}$ (przy obu poziomach naprężenia pomiar następuje po 30-sekundowym stabilizowaniu się odkształceń).

Ten sposób może jednak dawać zaniżone wartości ze względu na występujące zwykle wzmocnienie materiału skalnego (wzrost sztywności) w połowie zakresu przenoszonych naprężeń i zaniżoną sztywność w początkowej i końcowej fazie badania do zniszczenia. Dlatego bardziej reprezentatywne, uśrednione wartości modułu sprężystości można uzyskać metodą klasyczną, obliczając moduł sieczny w całym zakresie naprężeń $(0-100\%)\sigma_{\max}$ [185].

Innym sposobem wyznaczania modułu Younga kamienia jest badanie dynamicznego modułu sprężystości [N54]. Metoda ta polega na pomiarze podstawowej częstotliwości rezonansowej wzbudzonych impulsem drgań podłużnych, giętnych lub skrętnych próbki i wyznaczaniu na jej podstawie modułu sprężystości. Dodatkowymi parametrami wpływającymi na wynik są długość i gęstość próbki. Zaleca się, aby miała ona kształt prostopadłościanu lub walca o wysokości równej 4-krotnemu wymiarowi poprzecznemu. Przykładowo, jeżeli spełniony jest powyższy warunek

kształtu, dynamiczny moduł sprężystości E_{dLS} wyznaczony z podłużnej częstotliwości drgań określa wzór:

$$E_{dLS} = 4 \cdot 10^{-6} l^2 f_L^2 \rho \text{ [MPa]} \quad (4.9)$$

gdzie:

l – długość próbki [m],

f_L – podstawowa częstotliwość rezonansowa drgań podłużnych [Hz],

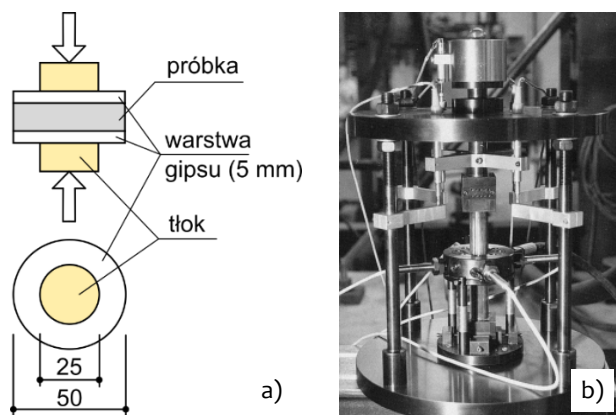
ρ – gęstość materiału próbki [kg/m³].

Zbadany w ten sposób moduł sprężystości jest zwykle wyższy o ok. 30% od statycznego modułu sprężystości, co wynika z wpływu tempa odkształceń materiału lepkosprężystego na jego odpowiedź (im większe jest tempo, tym większa jest sztywność). Efekt ten jest zatem uwzględniany za pomocą współczynników korygujących.

Znanym zjawiskiem jest wpływ wzrostu zawilgocenia kamienia na obniżenie jego wytrzymałości przy ściskaniu i redukcję modułu sprężystości. Potwierdzone doświadczalnie [123], [129] obniżenie wytrzymałości przy ściskaniu nasączonego piaskowca wynosi ok. 24%, a siecznego modułu sprężystości ok. 21%.

4.5.4. Badanie zaprawy

Zgodnie z [N25] badanie odbywa się na próbkach w postaci warstwy o grubości 10–25 mm, w przybliżeniu kolistym kształcie i średnicy o długości powyżej 50 mm, wy-



Rys. 4.29. a) Badanie próbek zaprawy: a) schemat aparatu jednoosiowego, b) aparat trójosiowy

ciętych/wyodrębnionych z pojedynczej spoiny. Próbką w formie krążka dwustronnie obłożoną (po jej namoczeniu) kolistymi warstwami gipsu o grubości ok. 5 mm i średnicy ok. 50 mm o wygładzonych, równoległych zewnętrznych powierzchniach jest ściskana w maszynie wytrzymałościowej. Stosowane okrągłe głowice dociskowe mają średnicę 25 mm (rys. 4.29a).

Wytrzymałość zaprawy na ściskanie f_{cm} wyznaczoną w wyniku badania określa wzór:

$$f_{cm} = 2,8 \frac{F_{ult}}{\pi \phi_g^2} \quad (4.10)$$

gdzie ϕ_g oznacza średnicę głowicy (25 mm).

W celu wykorzystania tak uzyskanej wartości f_{cm} do obliczenia wytrzymałości muru według wzoru (7.4) należy zastosować dodatkowo współczynnik korygujący 0,7 ze względu na krępowanie poprzecznych odkształceń zaprawy przy badaniu.

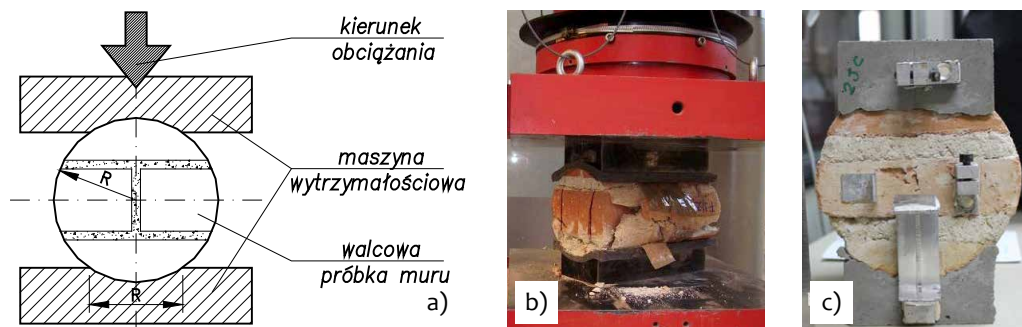
Odmienne podejście zaproponowane w [N62] polega na trójosiowym ściskaniu próbek (w formie krążków o grubości 10–12 mm i średnicy 30 mm) w specjalistycznym aparacie (rys. 4.29) generującym ciśnienie hydrauliczne na pobocznice próbki oraz wywierającym pionowy nacisk za pomocą stalowych szczotek. Taka forma „tłoka” umożliwia wyeliminowanie krępowania poprzecznych odkształceń. W trakcie badania kontrolowane są siły i odkształcenia w kierunku pionowym i poprzecznym, co umożliwia uzyskanie wykresów zależności między zadaniem naprężeniem pionowym σ_v a odkształceniem pionowym ε_v lub poprzecznym ε_r dla różnych proporcji między naprężeniem poprzecznym a naprężeniem pionowym σ_r/σ_v . Na tej podstawie można określić charakterystykę wytrzymałościową zaprawy oraz jej moduł sprężystości.

Wytrzymałości zaprawy przy rozciąganiu czy przy trójpunktowym zginaniu zwykle nie da się wyznaczyć w przypadku istniejącego obiektu. Jej znajomość nie jest jednak szczególnie konieczna.

4.5.5. Badanie muru

Oznaczenie wytrzymałości przy ściskaniu muru wykonywane jest na walcowych [N25] lub prostopadłościennych [N34] próbkach kompozytowych, obejmujących elementy murowe i spoiny.

W przypadku ceglanych próbek walcowych o średnicy $\phi = 150$ mm i długość $l = 100 \div 240$ mm [N25] wyciętych prostopadle do płaszczyzny muru i symetrycznie wzglę-



Rys. 4.30. Badania próbek muru: a) schemat, b), c) próbki [224]

dem spoiny pionowej (por. rys. 4.30a), ich ściskanie w kierunku prostopadłym do osi walca i równoległym do tej spoiny odzwierciedla faktyczne warunki pracy elementu murowanego w konstrukcji. Na podstawie uzyskanej w trakcie badania siły maksymalnej F_{ult} wyznaczana jest wytrzymałość muru przy ścisaniu f_{cM} według wzoru:

$$f_{cM} = \beta_M \frac{F_{ult}}{\phi l} \quad (4.11)$$

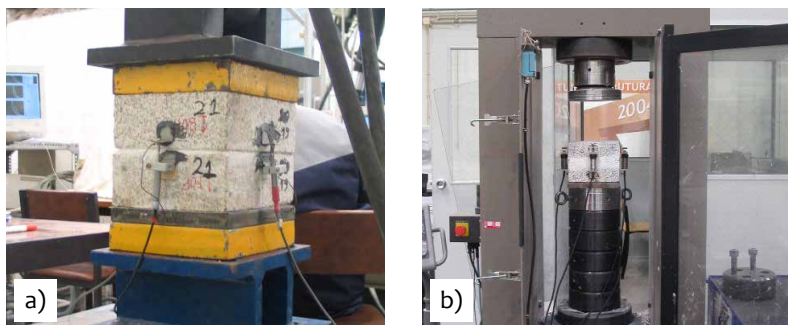
gdzie β_M oznacza współczynnik korekcyjny równy standardowo 1,8 (w przypadku murów z cegieł zwykłych) lub 2,2 (w przypadku murów z cegieł o wysokiej wytrzymałości).

W celu uniknięcia efektu lokalnego docisku tłoka maszyny wytrzymałościowej stosuje się nakładki stalowe (rys. 4.30b) o kształcie dostosowanym do krzywizny pobocznic próbki oraz ewentualnie wyrównuje powierzchnie próbki warstwą gipsu [199]. Rozwiązaniem alternatywnym względem nakładek stalowych jest uformowanie głowicy (por. rys. 4.30c) z zaprawy o wysokiej wytrzymałości [103], [224], a zastępczym względem warstwy gipsu jest użycie blach ołowianych [66].

Rozwijanym sposobem badań odwiertów rdzeniowych jest również wykorzystanie próbek o średnicy 100 mm, z jedną spoiną wsporną [200], czego główną zaletą jest minimalizacja obszaru ingerencji w strukturę obiektu. Niemniej uzyskiwana tą drogą wytrzymałość muru przy ścisaniu jest o kilkadziesiąt procent większa.

Analogicznie można przeprowadzać badanie muru kamiennego pod warunkiem zapewnienia reprezentatywnego układu wiązania murowego w próbce.

Badanie muru ceglanego w postaci prostopadłościennego pakietu co najmniej 3÷4 warstw cegieł związanych zaprawą jest określone np. w [N34]. W trakcie tego badania wyznaczyć można wytrzymałość przy ścisaniu oraz, w odróżnieniu od



Rys. 4.31. Badania próbki muru kamiennego [91]:

a) pełnych bloków, b) wyodrębnionego fragmentu

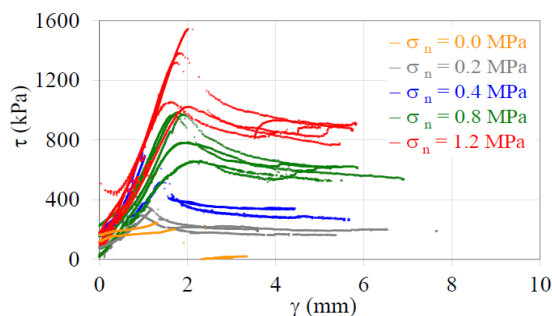
próbek walcowych, moduł odkształcalności. Ten ostatni jest obliczany jako moduł sieczny na podstawie odkształceń zmierzonych przy ok. $\frac{1}{3}$ wartości maksymalnego zadanego obciążenia.

Norma [N34] stanowi wprawdzie podstawę przy kontroli jakości nowych materiałów, z których przygotowywane są próbki w wyżej opisanej postaci, ale bazując na podanych w niej regułach, można też przeprowadzić badanie fragmentu muru wydobytego z konstrukcji MMS. W przypadku dostępności materiału w podobny sposób można badać pakiet pełnych bloków kamiennych i spoin lub wyodrębnione go fragmentu muru kamiennego (rys. 4.31).

Znamienny w kontekście typowego wyłożenia elementów murowanych w konstrukcji mostów jest wzrost wytrzymałości materiału przy wzroście mimośrodowość siły ściskającej [62], [196]. Wyjaśnienie tego zjawiska jest niejednoznaczne i mocno zależne od warunków brzegowych, przyjmowanych w badaniach doświadczalnych. Z uwagi na to oraz fakt, że uwzględnianie efektu pozasprężystej pracy materiału jest ujęciem niezachowawczym, wzrost ten nie powinien być uwzględniany w obliczeniach nośności konstrukcji [61].

Podobnie jak w przypadku kamienia występuje obniżenie wytrzymałości przy ściskaniu i modułu sprężystości muru w wyniku wzrostu jego zawilgocenia [168], [241].

Badaniu podlega również wytrzymałość przy ścinaniu spoiny między blokami (zarówno kamiennymi, jak i ceglanymi), które też jest uwarunkowane możliwością pozyskania nienaruszonej próbki murowej z istniejącej konstrukcji. W toku tego badania, prowadzonego przy różnych poziomach naprężenia normalnego σ_n do spoiny, uzyskuje się zależności między zadaną siłą T lub naprężeniem ścinającym τ a względnym przemieszczeniem poprzecznym γ (poślizgiem) między elementami murowymi. Przykładowe wyniki tego typu pokazano na rys. 4.32.



Rys. 4.32. Badania muru kamiennego przy ścinaniu spoiny [91]

4.6. Laboratoryjne badania geotechniczne

Procedury najważniejszych badań laboratoryjnych gruntów zostały zawarte m.in. w dwunastu częściach normy PN-EN ISO 17892 [N57], jak również w Eurokodzie 7 [N46]. Właściwości zasypki najistotniej wpływające na odpowiedź mostu pozwalają określić następujące badania geotechniczne:

- badanie edometryczne [N57, cz. 5];
- badanie jednoosiowego ściskania [N57, cz. 7];
- badanie trójosiowego ściskania [N57, cz. 8 i 9];
- badanie bezpośredniego ścinania [N57, cz. 10];
- badanie bezpośredniego ścinania na styku zasypki i muru.

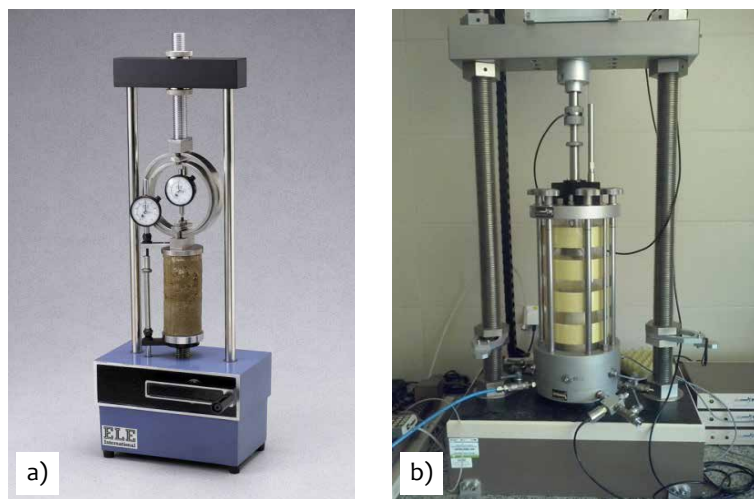
4.6.1. Badanie edometryczne gruntu

Polega na umieszczeniu próbki gruntu w aparacie zwanym edometrem. W metalowym pierścieniu uniemożliwiającym boczną rozszerzalność badanej próbki, tj. w warunkach zbliżonych do warunków terenowych, podlega ona stopniowemu obciążaniu w kierunku pionowym [N57, cz. 5], [N8]. Badanie umożliwia określenie ściśliwości gruntu wyrażonej edometrycznym modułem ściśliwości E_{oed} , który wyznacza się zwykle dla pośredniego zakresu naprężenia działającego na próbkę (podawanego wraz z wartością modułu E_{oed}). Za jego pomocą wyznaczyć można moduł sprężystości Younga zasypki E_f do zastosowań w modelu obliczeniowym [88], stosując wzór:

$$E_f = E_{oed} \left(\frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) \quad (4.12)$$

4.6.2. Badanie jednoosiowego ściskania gruntu

Badanie dotyczy jedynie gruntów spoistych i polega na jednokierunkowym, nieskrępowanym ściskaniu próbki gruntu wyciętej z zasypki lub nowo uformowanej w laboratorium z pobranego materiału oraz zagęszczonej z kontrolowanym dodatkiem wody (rys. 4.33a). Każda próbka ma kształt cylindryczny i wysokość równą co najmniej dwukrotności jej średnicy [N7]. W trakcie obciążania poboczna próbki ma swobodę przemieszczeń poprzecznych. Wynikiem badania jest przybliżona wartość wytrzymałości na nieskrępowane jednoosiowe ściskanie (ang. *unconfined compressive strength* – USC) badanego gruntu, z której wyznaczyć można wytrzymałość gruntu na ścinanie – jako połowę pomierzonej wytrzymałości na ściskanie [N46], [N57, cz. 7].



Rys. 4.33. Aparaty do badania ściskania gruntu:

a) jednoosiowego [W2], b) trójosiowego [W1]

4.6.3. Badanie trójosiowego ściskania gruntu

Jest to najdokładniejsza i najwszechstronniejsza technika laboratoryjnego określania parametrów mechanicznych gruntów [N57, cz. 8 i 9], [N9], [N12], [N14]. Umożliwia głównie oznaczenie spójności i kąta tarcia wewnętrznego, a także kąta dylatacji i sztywności. Badania przeprowadza się na próbkach cylindrycznych

o nienaruszonej strukturze i wysokości co najmniej dwukrotnie dłuższej niż średnica w specjalistycznym urządzeniu zwanym aparatem trójosiowym (rys. 4.33b). Próbkę umieszczona w gumowej membranie trafia do komory z wodą, gdzie poddawana jest działaniu ciśnienia hydrostatycznego σ_3 , odtwarzającego oryginalne warunki terenowe. Po wstępnej (np. 24-godzinnej) konsolidacji gruntu na próbkę zaczyna działać pionowo prasa hydrauliczna o nacisku q , generując w tym kierunku łączne naprężenie w próbce $\sigma_3 + q$, co prowadzi do powstanie naprężeń dewiatorowych i tym samym zmiany naprężeń ścinających τ . Obciążenie zwiększa się do momentu zniszczenia próbki wynikającego z przewyciężenia oporu ścinania gruntu, uzyskując naprężenie pionowe w próbce $\sigma_1 = \sigma_3 + q_{\max}$. Badanie przeprowadza się z uwzględnieniem kilku różnych poziomów ciśnienie σ_3 , co prowadzi do uzyskania par wartości $\sigma_3 - \sigma_1$, które definiują końce średnic kół Mohra, odznaczanych na osi σ wykresu $\tau(\sigma)$. Styczna do tych kół to prosta Coulomba, której nachylenie względem osi σ (jak w przypadku ścinania bezpośredniego) oznacza kąt tarcia wewnętrznego gruntu φ , a punkt przecięcia z osią τ – jego spójność c [284], zgodnie z równaniem:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (4.13)$$

Badanie może odbywać się też bez konsolidacji próbki oraz z możliwością odpływu wody lub bez [231]. W przypadku badania zasypki mostowej, ze względu na duży udział (krótkotrwałych) obciążeń użytkowych (przekraczających niekiedy 50% obciążeń całkowitych), sugerowanym przez różnych badaczy [231], [232] wariantem testu jest metoda z konsolidacją, bez odpływu wody (ang. *consolidated undrained* – CU). Podejście to daje jednak wyższe wartości spójności i kąta tarcia wewnętrznego względem wartości uzyskiwanych metodą bez konsolidacji, bez odpływu wody (ang. *unconsolidated undrained* – UU) [134], która może być zastosowana również wobec konstrukcji MMS, zwłaszcza tych, w których udział obciążeń użytkowych przekracza 70% (np. małe obiekty z niskim naziemem nad sklepieniem). Uzasadnione jest ustalanie oddzielnie parametrów zasypki na różnych głębokościach przez stosowanie różnych zakresów naprężeń σ_3 odpowiadających warunkom panującym na danej głębokości [88].

Przydatnym wynikiem badania trójosiowego ściskania jest wykres zależności naprężeń dewiatorowych ($\sigma_1 - \sigma_3$) od odkształcenia pionowego próbki ε_y , z którego w zakresie naprężeń początkowych ($< 60\%$ naprężeń maksymalnych) można wyznaczyć moduł odkształcalności E_f . Ponadto, kontrolując zależność zmiany ob-

jętości próbki ΔV od odkształcenia pionowego ε_y , można określić kąt dyatacji ψ materiału próbki wyznaczany w szczytowej fazie testu według wzoru:

$$\psi = \arcsin \frac{\delta \varepsilon_v}{\delta \varepsilon_v - 2\delta \varepsilon_y} \quad (4.14)$$

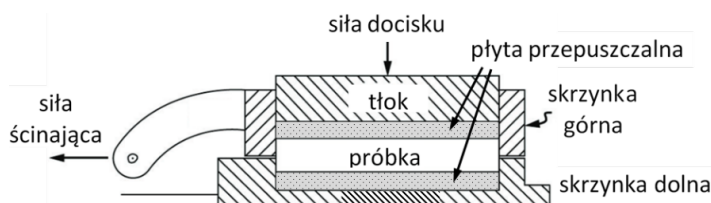
gdzie $\delta \varepsilon_v$ – przyrost odkształcenia objętościowego próbki, $\delta \varepsilon_y$ – przyrost odkształcenia pionowego próbki.

4.6.4. Badanie bezpośredniego ścinania gruntu

Polega na umieszczeniu próbki gruntu w aparacie bezpośredniego ścinania gruntu (rys. 4.34), w dwóch leżących nad sobą skrzynkach, następnie skonsolidowaniu próbki pod naciskiem siły pionowej F i jej ścinaniu siłą poziomą T powodującą wzajemne przemieszczanie się skrzynek [N57, cz. 10]. W trakcie badania pomiarowi podlegają obie siły, z których wylicza się odpowiednio naprężenia normalne σ_n i ścinające τ_f , biorąc pod uwagę pole powierzchni przekroju poziomego skrzynek. Prowadząc badanie przy różnych wartościach nacisku F , uzyskuje się pary wyników $\sigma_n - \tau_f$ które po naniesieniu na wykres $\tau_f(\sigma_n)$ powinny wyznaczać linię prostą (prostą Coulomba). Nachylenie linii względem osi σ_n określa kąt tarcia wewnętrznego gruntu φ , a punkt przecięcia z osią τ_f – jego spójność c .

Aparaty różnią się między sobą rozmiarem, który zależy od rodzaju badanego gruntu, tj. od wielkości ziaren kruszywa [173]. Zaleca się, aby długość boku skrzynki wynosiła co najmniej 50 mm lub 10-krotność maksymalnego rozmiaru kruszywa [N10].

Metoda ma różne wady i ograniczenia, do których należą np. wymuszona powierzchnia poślizgu (niekoniecznie pokrywająca się z powierzchnią najślabszą), brak pomiaru ciśnienia porowego oraz niejednorodny stan naprężenia i odkształcenia w próbce. Dlatego w praktyce jest używana do szybkiego szacowania parametrów gruntu.

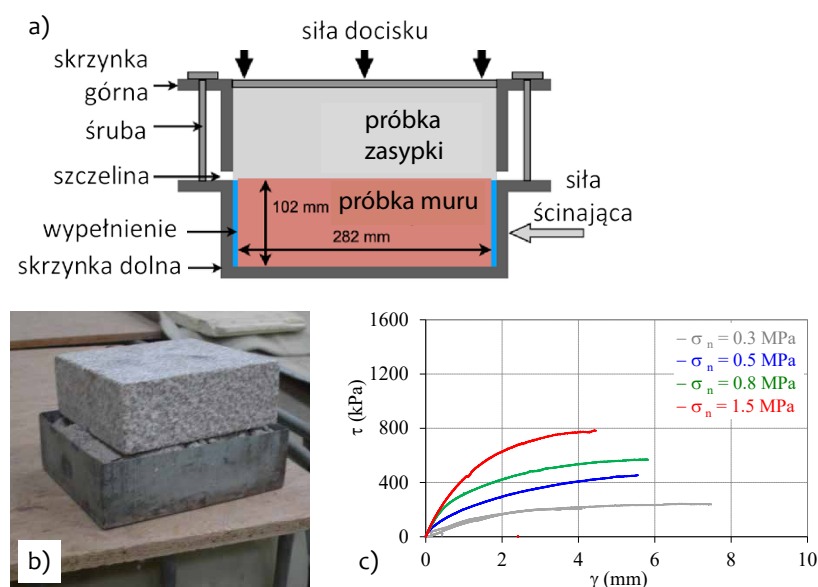


Rys. 4.34. Schemat aparatu bezpośredniego ścinania gruntu

4.6.5. Badanie ścinania na styku zasypki z murem

Może być przeprowadzane w maszynie wytrzymałościowej, umożliwiającej jednoczesne zadawanie pionowego obciążenia dociskającego element murowy leżący na zasypce (umieszczonej w skrzynce) oraz obciążenia poziomego poprzecznie przesuwającego element murowy po zasypce. Rejestrując siły i przemieszczenia, uzyskuje się zależności między siłą tnącą τ_f a względnym przemieszczeniem γ tych dwóch ośrodków przy różnych poziomach naprężenia normalnego σ_n , dociskającego element murowy do zasypki (rys. 4.35). Rozpatrywane naprężenia normalne σ_n powinny odpowiadać wartościom wynikającym z oddziaływania ciężaru własnego i obciążenia zmiennego, zarówno w postaci parcia zasypki na sklepienie, jak i parcia bocznego na ściany boczne. Reprezentatywne wartości σ_n odpowiadają zwykle przedziałowi 0,1–1 MPa. Ponadto na podstawie par wyników zależności $\tau_f(\sigma_n)$, które określają momenty poślizgu w styku, można stworzyć obwiednię graniczną (prostą Coulomba) i wyznaczyć z niej kąt tarcia między ośrodkami φ_f lub współczynnik tarcia $\mu_f = \operatorname{tg}(\varphi_f)$.

Na wyniki tego badania duży wpływ mają cechy materiału zasypki (tj. czy jest drobno-/gruboziarnisty, sypki/spoisty, jaka jest wielkość ziaren i jaki jest kąt tarcia



Rys. 4.35. Badanie ścinania na styku zasypki z murem: a) schemat badania, b) próbka do badań, c) przykładowe wykresy τ – γ [88]

wewnętrznego φ), jak również szorstkość elementów muru i rodzaj jego wiązania [12], [88], [163], [173]. Wartość kąta tarcia między ośrodkami φ_f można odnieść do kąta tarcia wewnętrznego φ zasypki – stosunek ten wynosi zwykle między 0,4 a 0,7. Prowadząc badanie w celu opisu interakcji zasypki i sklepienia danej konstrukcji, należy uwzględnić też ewentualne występowanie i rodzaj warstwy izolacji przeciwwodnej na częściach murowych i odpowiednio dobrać próbki reprezentujące materiały znajdujące się na tym styku.

4.7. Badania podstawowych właściwości fizycznych materiałów

Badania właściwości fizycznych istotnych z punktu widzenia oceny kondycji technicznej konstrukcji obejmują:

- badanie petrograficzne kamienia [N50];
- oznaczenie gęstości objętościowej elementów murowanych: cegły [N33] i kamienia [N36] oraz zasypki [N57, cz. 2];
- oznaczenie wilgotności elementów murowych [N70].

Właściwości te oraz ich zmienność w czasie mogą stanowić ważny czynnik wpływający głównie na trwałość materiałów. Określenie tego wpływu wykracza jednak poza zakres tematyczny tej pracy.

4.8. Badania empiryczno-symulacyjne

4.8.1. Idea podejścia

Badania empiryczno-symulacyjne stanowią kompleksowy i sprzężony zestaw działań obejmujący terenowe pomiary odpowiedzi konstrukcji na doraźne obciążenie, prowadzone zgodnie z metodyką badań monitorujących zawartą w rozdz. 5 monografii oraz prace studialne z zastosowaniem modelu numerycznego, symulujące przebieg wyżej opisanych badań terenowych.

Idea takiego podejścia do określania parametrów technicznych konstrukcji polega na kalibracji modelu numerycznego na podstawie wyników doraźnych badań terenowych. Sprowadza się to do doboru wartości wybranych parametrów modelu, które zapewniają najlepszą zgodność wielkości obliczonych za jego pomocą, a charakteryzujących odpowiedź konstrukcji na dane obciążenie względem wielkości zmierzonych na rzeczywistym obiekcie. Tak ustalone parametry modelu uznać można wówczas za wielkości określające badany obiekt.

Typowe powiązania rodzajów analiz umożliwiających kalibrację modelu z rodzajem obciążeń doraźnych (por. podrozdz. 5.6). stosowanych w trakcie badań terenowych to:

- Analiza statyczna – wykorzystująca wyniki badań wywołane przez obciążenia statyczne lub quasi-statyczne; kalibracja odbywa się na podstawie zgodności przemieszczeń, odkształceń i naprężeń/parć [158], [298].
- Analiza modalna – wykorzystująca wyniki badań wywołane przez obciążenia dynamiczne pojazdami, drganiami otoczenia lub obciążenia wymuszone; kalibracja odbywa się na podstawie zgodności cech modalnych [19], [86], [92], [93], [106], [226], [251].
- Analiza czasowa (całkowania równań ruchu) – wykorzystująca obciążenia dynamiczne pojazdami lub obciążenia wymuszone, kalibracja odbywa się na podstawie zgodności zmian przemieszczeń w czasie [251], [289].

Podstawowe cechy kalibracji realizowanej z wykorzystaniem różnych rodzajów analizy zamieszczono w tabeli 4.2.

Tabela 4.2. Cechy kalibracji z wykorzystaniem różnych rodzajów analizy

Rodzaj analizy	Rodzaj obciążeń	Podstawa kalibracji
Analiza statyczna	statyczne, quasi-statyczne	zgodność przemieszczeń, sztywność konstrukcji
Analiza modalna	dynamiczne	zgodność parametrów modalnych, MAC
Analiza czasowa (całkowania równań ruchu)	dynamiczne	zgodność zmian przemieszczeń w czasie

4.8.2. Badania statyczne

Podstawową metodą kalibracji modelu numerycznego, realizowaną tak, aby model jak najbardziej adekwatnie reprezentował rzeczywisty obiekt, jest porównywanie jego zachowania statycznego z korespondującą odpowiedzią konstrukcji. W przypadku MMS kluczowe, najbardziej reprezentatywne i najłatwiej mierzalne efekty, na których bazuje takie porównanie, to głównie przemieszczenia sklepienia (zwłaszcza pionowe w kluczu i ewentualnie dodatkowo pionowe/radialne w innych punktach rozpiętości), odkształcenia/naprężenia sklepienia na kierunku obwodowym lub poprzecznym (w różnych punktach), a w przypadku obiektów wieloprzęsłowych – przemieszczenia poziome szczytów podpór w kierunku podłużnym. Pomiar

tych wielkości na obiekcie rzeczywistym odbywa się w toku badań sensorycznych (por. podrozdz. 5.4). W rozpatrywanych badaniach/analizach obciążenie stanowią głównie pojazdy oddziałujące statycznie lub quasi-statycznie, a rzadziej stanowi je balast (por. podrozdz. 5.6.2).

Obciążenie statyczne powinno być lokalizowane w taki sposób, aby wywołać jak największe efekty oraz umożliwić wszechstronną walidację modelu. Zalecane jest więc stosowanie co najmniej 2–3 schematów obciążenia, ponieważ taka ich liczba wywołuje możliwie zróżnicowane wyężenie elementów (różny rozdział obciążenia między nimi) oraz ich przekrojów (różne znaki i wartości sił wewnętrznych). Pod tym względem przydatne są też obciążenia statyczne o zmiennej wartości. Przykład stanowią specjalistyczne pojazdy do obciążeń mostów BELFA (por. podrozdz. 5.6.2).

Zastosowanie obciążenia o zmiennej wartości na rzeczywistych obiektach w terenie bywa również realizowane w toku unikalnych badań obciążeniowych na obiektach wyłączonych z eksploatacji i przeznaczonych do rozbiórki prowadzonych aż do momentu zniszczenia. Przykłady takich badań zawarto m.in. w [171], [217], [246].

Przebieg kalibracji polega na doborze zwłaszcza właściwości materiałowych i w pewnym zakresie parametrów geometrycznych modelu (por. rozdz. 6), zapewniających najlepszą zgodność obliczeń z pomiarami. Kalibracja modelu może być prowadzona manualnie, metodą prób i błędów lub w sposób zalgorytmizowany.

Automatyzacja kalibracji będącej w istocie zagadnieniem optymalizacji polega generalnie na minimalizacji funkcji celu f , definiowanej jako różnica między efektami symulacji a wynikami pomiarów. Przykładowo, może to być f^s zdefiniowana jako suma kwadratów różnic między efektami statycznymi, np. przemieszczeniami (lub sztywnością sieczną) w wybranych punktach konstrukcji $u_{i,k}$, pochodzącymi z tych dwóch źródeł danych, tj. z obliczeń $u_{i,k}^{NUM}$ i z badań $u_{i,k}^{EXP}$, wywołanymi zadanymi wartościami przyrostowo zwiększanej siły obciążającej P_k :

$$f^s(\mathbf{p}) = \sum_k \sum_i \left(u_{i,k}^{NUM}(P_k, \mathbf{p}) - u_{i,k}^{EXP}(P_k) \right)^2 \quad (4.15)$$

gdzie:

- $\mathbf{p} = (p_1, p_2, \dots, p_m)$ – zestaw parametrów definiujących model obliczeniowy,
- $u_{i,k}^{NUM}$ i $u_{i,k}^{EXP}$ – obliczony i zmierzony efekt statyczny (np. przemieszczenie) w punkcie i wywołany siłą P_k ,
- P_k – k -ta wartość siły obciążającej P .

Wartości optymalnych parametrów modelu $\mathbf{p}_{\text{opt}}$, które najlepiej reprezentują rzeczywistą konstrukcję, zapewniają minimalną wartość funkcji $f(\mathbf{p})$:

$$\min f(\mathbf{p}) = f(\mathbf{p}_{\text{opt}})$$

Tabela 4.3. Miary statystyczne do oceny rozbieżności między doświadczeniem (O) i symulacją (P) wraz z ich charakterystyką

Wskaźnik	Wzór	Zakres wartości	Wartość optymalna
Różnica średnich obserwowanych i symulowanych	$M = \bar{O} - \bar{P}$	$\mathbb{R}$	0
Względna różnica średnich obserwowanych i symulowanych	$RM = \frac{\bar{O} - \bar{P}}{\bar{O}} \cdot 100\%$	≥ 0	0
Maksymalny błąd absolutny	$AE = \max_{1 \leq i \leq n} O_i - P_i $	≥ 0	0
Średni błąd absolutny	$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n O_i - P_i $	≥ 0	0
Względny średni błąd absolutny	$RMAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{ O_i - P_i }{O_i} \cdot 100\%$	≥ 0	0
Błąd średniokwadratowy	$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}$	≥ 0	0
Względny błąd średniokwadratowy	$RRMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{(O_i - P_i)^2}{O_i}} \cdot 100\%$	≥ 0	0
Współczynnik korelacji	$r = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})(P_i - \bar{P})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (P_i - \bar{P})^2}}$	$\{-1, 1\}$	1
Współczynnik determinacji	$R^2 = r^2 \cdot 100\%$	$\{0, 100\}\%$	100%
Współczynnik regresji liniowej	$\hat{b} = \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})(P_i - \bar{P})}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2}$	$\mathbb{R}$	1
Stała regresji liniowej	$\hat{a} = \bar{P} - \hat{b}\bar{O}$	$\mathbb{R}$	0

Źródło: oprac. własne na podstawie: [201].

Poza sformułowaniem wyrażonym wzorem (4.15) funkcję opisującą rozbieżność między wynikami doświadczeń i symulacji można wyrazić za pomocą różnych miar statystycznych, spośród których te najczęściej stosowane podano w tabeli 4.3.

W zakresie linowo-sprężystego zachowania konstrukcji jej odpowiedź jest liniową funkcją opisujących ją parametrów. Niemniej jednak nawet przy bardzo złożonym modelu definiowanym wieloma parametrami jedynie kilka z nich jest kluczowych, tj. mających istotny wpływ na tę odpowiedź [245]. W zakresie nieliniowym sytuacja jest bardziej złożona, lecz wciąż liczba najbardziej wpływowych parametrów jest ograniczona.

W celu ustalenia parametrów kluczowych modelu, dających w efekcie znaczne uproszczenie zadania poprzez ograniczenie liczby rozpatrywanych parametrów **p**, przeprowadza się analizę wrażliwości (ang. *sensitivity analysis*) zapewniającą usystematyzowane określenie wpływu poszczególnych parametrów modelu na otrzymywane wyniki.

W najbardziej powszechnym, choć czasochłonnym, podejściu rozpatruje się wpływ tych parametrów za pomocą formuły *once-at-a-time* (OAT), czyli modyfikując indywidualnie pojedynczy parametr, ale utrzymując pozostałe jako stałe.

Najprostszy przykład takiego rozwiązania bazuje na lokalnym wskaźniku wpływu η , którego znormalizowaną postać opisuje wzór:

$$\eta = \frac{X}{Y} \frac{\Delta Y}{\Delta X} \quad (4.16)$$

gdzie:

X – bazowa wartość parametru wejściowego (parametru modelu konstrukcji),

Y – parametr wyjściowy (odpowiedź konstrukcji przy bazowej wartości X),

ΔX – zmiana parametru wejściowego (względem jego wartości bazowej X),

ΔY – zmiana parametru wyjściowego (zmiana odpowiedzi konstrukcji na zmianę ΔX).

W tym podejściu wynik może jednak istotnie zależeć od położenia wartości bazowej. Pod tym względem lepszym rozwiązaniem jest wykorzystanie współczynników korelacji całych zestawów wartości losowych dwóch zmiennych, które w tym przypadku stanowiłyby: wartości analizowanego parametru modelu i wartości związanej z nim odpowiedzi statycznej modelu konstrukcji na zadane obciążenie. Wartości danego parametru powinny pokrywać równomiernie cały rozpatrywany zakres jego zmienności, zapewniając w ten sposób większą reprezentatywność danego współczynnika.

W modelach liniowych najczęściej stosowany jest współczynnik korelacji Pearsona r^P wyrażony wzorem:

$$r^P = \frac{\sum_i (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_i (X_i - \bar{X})^2} \sqrt{\sum_i (Y_i - \bar{Y})^2}} \quad (4.17)$$

gdzie:

X_i – i -ta wartość parametru wejściowego X (parametru modelu konstrukcji),

$\bar{X}$ – wartość średnia parametru wejściowego,

Y_i – i -ta wartość parametru wyjściowego (odpowiedzi modelu konstrukcji przy wartości X_i),

$\bar{Y}$ – wartość średnia odpowiedzi modelu konstrukcji przy wartości $\bar{X}$.

W modelach nieliniowych skuteczniejszy jest współczynnik korelacji Spearmana, bazujący na rangach wartości zmiennej, którymi są zasadniczo kolejne liczby całkowite reprezentujące malejącą kolejność tych wartości, tj. od wartości maksymalnej (ranga równa 1) do minimalnej. Wyjątek stanowią powtarzające się wartości zmiennej otrzymujące jednakowe (tzw. związane) rangi równe średniej wartości kolejnych rang nimi zastąpionych. Współczynnik korelacji Spearmana r^S wyraża wzór:

$$r^S = \frac{\sum_i (R(X_i) - \bar{R}(X))(R(Y_i) - \bar{R}(Y))}{\sqrt{\sum_i (R(X_i) - \bar{R}(X))^2} \sqrt{\sum_i (R(Y_i) - \bar{R}(Y))^2}} \quad (4.18)$$

gdzie $R(X_i)$, $R(Y_i)$ – rangi i -tej wartości parametru wejściowego i wyjściowego modelu konstrukcji, $\bar{R}(X)$, $\bar{R}(Y)$ – średnie wartości rangi parametru wejściowego i wyjściowego modelu konstrukcji.

W przypadku rang niezwiązanych (o niepowielonych wartościach) można wykorzystać uproszczony wzór:

$$r^S = 1 - \frac{6 \sum_i^n d_i^2}{n(n^2 - 1)} \quad (4.19)$$

gdzie d_i – różnica między rangami odpowiadających sobie i -tych wartości parametru wejściowego X i wyjściowego Y modelu konstrukcji, n – liczba par parametru wejściowego i wyjściowego.

Powyższe wskaźniki korelacji r^P i r^S osiągają wartości z przedziału $\{-1, 1\}$, lecz te bliższe zeru świadczą o korelacji między parametrem wejściowym i wyjściowym niższej niż te bliższe skrajom przedziału.

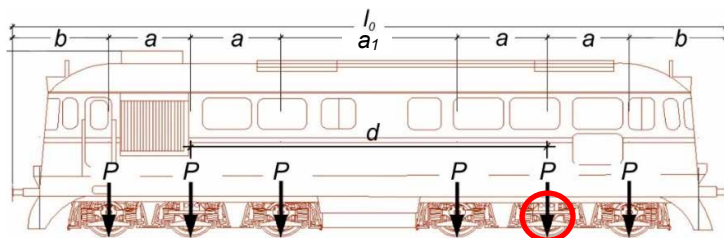
Parametry wejściowe odznaczające się największą korelacją z parametrem wyjściowym powinny być uznane za najbardziej istotne i przez to priorytetowo rozpatrywane w kalibracji. Podobnie parametry wejściowe dające najwyższą wartość bezwzględną wskaźnika η wskazują na ich największy wpływ na parametr wyjściowy, czyli odpowiedź konstrukcji.

Podójście OAT nie jest jednak w pełni skuteczne, gdyż optymalne rozwiązanie zwykle znajduje się poza obszarem rozwiązań przeszukiwanych tą drogą. Innymi słowy minimum globalne funkcji celu f nie zawsze odpowiada minimum wynikającym ze zmienności jednego parametru. Stąd w kalibracji modeli MMS zastosowanie mają inne metody optymalizacji związane z jednoczesną modyfikacją wielu parametrów. Szczególnie skuteczne mogą być te oparte na algorytmach genetycznych (AG) czy na metodzie roju cząstek (ang. *particle swarm optimization* – PSO).

Poza rozpatrywaniem przemieszczeń, które wprawdzie dają najpełniejszy opis symulacji, stosowana jest też ocena skuteczności kalibracji na podstawie zgodności pod względem zmian sztywności konstrukcji w toku obciążania czy jej nośności. Na przykład, na podstawie analiz przedstawionych w [295] stwierdzono, że modyfikacja parametrów zasypki gruntowej: E_p , c , φ w realnych granicach może prowadzić do znacznych zmian początkowej sztywności konstrukcji i nośności granicznej, lecz nie musi wpływać na mechanizm zniszczenia. Badacze, np. [237], [273], zauważają, że na nośność i sztywność sieczną konstrukcji MMS mają wpływ moduł sprężystości bloków murowych sklepienia E_b oraz parametry kontaktu między blokami sklepienia, tj. sztywność normalna, kąt tarcia i kohezji.

4.8.3. Badania quasi-statyczne

Odmienne podejście do kalibracji modelu MMS stanowi wykorzystanie oddziaływań quasi-statycznych. Jest ono bardziej praktycznym rozwiązaniem, a ze względu na ograniczony dostęp do eksploatowanego obiektu, często jedynym możliwym. W metodyce tej rozpatruje się pomiar zmian wybranego efektu (zwykle ugięcia) podczas przejazdu zwykłego pojazdu po obiekcie w toku jego regularnej eksploatacji. Najlepiej, gdy przejazd odbywa się z małą prędkością (tj. $V < 10$ km/h), bo można wtedy pominąć efekty dynamiczne; proponowane podejście przewiduje jednak również uwzględnianie przejazdów z dowolnymi, w tym większymi, prędkościami. Szczególna skuteczność przedstawianej metody ujawnia się w trakcie badań konstrukcji mostów kolejowych [157], a zwłaszcza obiektów jednotorowych, obciążonych lokomotywą.



Rys. 4.36. Oznaczenia charakterystyk typowej lokomotywy (wyróżniona oś referencyjna)

Pomiarowi podlegają wówczas np. zmiany ugięcia $u(t)$ w kluczu sklepienia w czasie przejazdu lokomotywy wzdłuż linii toru (linii równoległej do osi podłużnej konstrukcji). Położenie lokomotywy na obiekcie określane jest za pomocą współrzędnej x , będącej odległością środkowej osi wiodącego wózka (nazywanej dalej osią referencyjną) od klucza. Gdy $x = d/2$, lokomotywa przyjmuje na obiekcie położenie symetryczne: jej obydwie wózki są jednakowo oddalone od środka rozpiętości obiektu. Odległość osi wózków d jest charakterystycznym wymiarem lokomotywy sześćoosiowej (jak rozstawy osi a oraz a_1) i wynosi $d = 2a + a_1$ (por. rys. 4.36); w przypadku lokomotywy czteroosiowej $d = a + a_1$. Na podstawie różnicy czasu $t_2 - t_1$ między momentami przejazdu kolejnych wózków nad kluczem i odległości między wózkami d ocenia się prędkość przejazdu lokomotywy.

Na podstawie wykresu $u(t)$ będącego bezpośrednim wynikiem pomiaru po uwzględnieniu prędkości przejazdu lokomotywy (por. rys. 4.37) uzyskuje się wykres $u(x)$. Wykres $u(x)$ można wykorzystać do stworzenia tzw. empirycznej funkcji wpływu ugięcia klucza sklepienia $\xi(x)$. W tym celu przyjmuje się jednakowe naciski na osie lokomotywy o wartości P . Zgodnie z tym założeniem otrzymuje się ogólną zależność ugięcia klucza sklepienia $u(x)$ od rzędnych funkcji wpływu ugięcia pod zestawem sił skupionych P :

$$u(x) = P \sum_{i=1}^{n_a} \xi(x + l_i) \quad (4.20)$$

gdzie:

x – położenie osi referencyjnej lokomotywy względem klucza sklepienia,

l_i – odległość kolejnych osi lokomotywy względem osi referencyjnej lokomotywy,

n_a – liczba osi lokomotywy.

Do wyznaczania rzędnych funkcji wpływu $\xi(x)$ stosuje się procedurę „kroczącą”, rozpoczynając od punktu $x = x_0$, w którym występuje ugięcie $u(x_0)$. W punk-

cie go poprzedzającym, odległym o a (jak również w punktach wcześniejszych), $u(x_0 - a) = 0$. W obliczeniach uwzględnia się zatem początkowe położenie pierwszej siły P (osi lokomotywy) i zależność (4.20), przy założeniu, że $\xi(x_0) = 0$, upraszcza do postaci:

$$u(x_0) = P \cdot \xi(x_0 + a) \quad (4.21)$$

z której oblicza się $\xi(x_0 + a)$. Drugą rzędną funkcji wpływu $\xi(x_0 + 2a)$ oblicza się, gdy rozpatrywany punkt oddalony jest od poprzedniego o wartość a – stąd równanie:

$$u(x_0 + a) = P[\xi(x_0 + a) + \xi(x_0 + 2a)] \quad (4.22)$$

Przy wejściu w strefę aktywną trzeciej osi wózka lokomotywy otrzymuje się wzór:

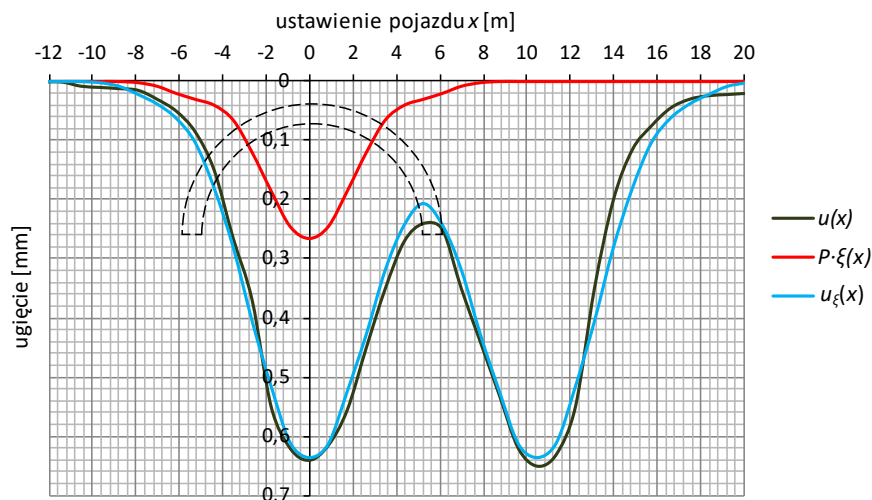
$$u(x_0 + 2a) = P[\xi(x_0 + a) + \xi(x_0 + 2a) + \xi(x_0 + 3a)] \quad (4.23)$$

z którego oblicza się $\xi(x_0 + 3a)$, wykorzystując wyznaczone z poprzednich wzorów wartości: $\xi(x_0 + a)$ i $\xi(x_0 + 2a)$. Dalsze postępowanie ze zmianą położenia lokomotywy i przyrostem wartości x pozwala na określenie kolejnych rzędnych funkcji wpływu ugięcia $\xi(x)$ [157].

Na rysunku 4.37 przedstawiono obliczoną w wyżej opisany sposób funkcję wpływu $\xi(x)$ dotyczącą badanego przez autora niniejszej monografii obiektu MMS w Oleśnicy w trakcie przejazdu lokomotywy ET22. W celu uzyskania zgodności jednostek z funkcją $u(x)$ rzędne ξ pomnożono przez, traktowany jako stały, współczynnik P , czyli nacisk na oś lokomotywy. Potwierdzeniem poprawności empirycznej funkcji wpływu $\xi(x)$ jest zbieżność odtworzonej za jej pomocą (zgodnie z (4.24)) teoretycznej funkcji ugięcia $u_\xi(x)$ z przebiegiem pierwotnie pomierzonych przemieszczeń $u(x)$ (por. rys. 4.37):

$$u(x) \cong u_\xi(x) = P \sum_{i=1}^n \xi(x + l_i) \quad (4.24)$$

Jak widać na rysunku 4.37, między $u(x)$ i $u_\xi(x)$ nie ma idealnej zgodności, co może wynikać z wielu przyczyn, m.in. z różnicy w rzeczywistych naciskach poszczególnych osi, zmiennej prędkości lokomotywy w trakcie pomiaru, niedokładności pomiaru przemieszczeń, nieliniowej odpowiedzi konstrukcji, a także z poruszania się przejeżdżających pojazdów (w tym kolejnych pojazdów) w różnych kierunkach.



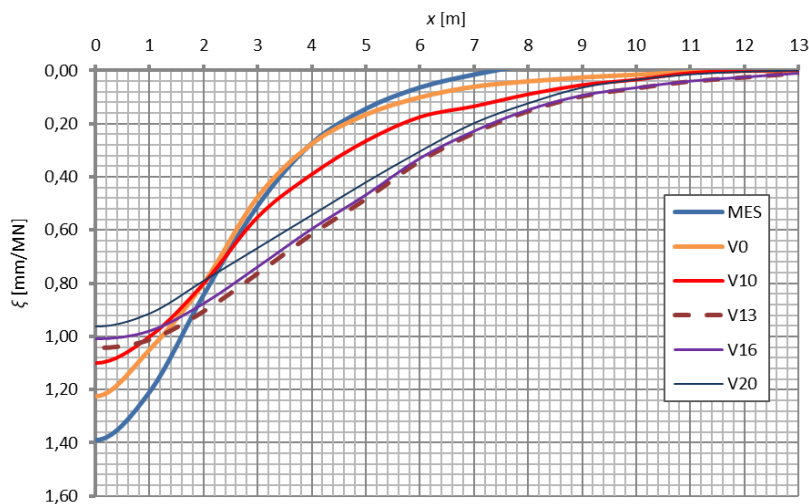
Rys. 4.37. Porównanie przebiegu przemieszczeń otrzymanych z pomiarów $u(x)$ i z obliczeń $u_{\xi}(x)$ oraz wykres $P \cdot \xi(x)$ dla obiektu w Oleśnicy w trakcie przejazdu lokomotywy ET22

Ten ostatni efekt stwierdzono wyraźnie w podobnych badaniach konstrukcji gruntowo-powłokowych [187].

Warto zauważyć, że w analizowanym przypadku zakres połowy uzyskanej funkcji wpływu $\xi(x)$ jest równy w przybliżeniu rozpiętości przęsła L (por. rys. 4.37). Wynika stąd, że oddziaływanie dojeżdżającej do obiektu lokomotywy na sklepienie murowane rozpoczyna się już wtedy, gdy środkowa oś wózka lokomotywy jest mniej więcej w odległości L od klucza sklepienia.

Istnieje również możliwość rozpatrywania w powyższy sposób przejazdu lokomotywy wraz z wagonami, gdyż obciążenia skupione wywoływane lokomotywą są z reguły znacznie większe niż nacisk osi poszczególnych wagonów, w związku z czym ich wpływ może być pominięty, zwłaszcza w zakresie fazy przejazdu pierwszego wózka lokomotywy.

Zaletą metody jest możliwość wyznaczania linii wpływu danej wielkości (będącej wszakże cechą konstrukcji) niezależnie od geometrii lokomotywy (liczby i rozstawu poszczególnych osi). W toku badań na różnych obiektach i z różnymi lokomotywami stwierdzono jednak istotny wpływ średniej prędkości przejazdu na wyniki [158]. Na rysunku 4.38 przedstawiono empiryczne funkcje wpływu $\xi_v(x)$ ugięcia w kluczu sklepienia mostu MMS w Miliczu, uzyskane na podstawie pomiarów (por. podrozdz. 5.6.4) wykonanych w trakcie przejazdu różnych lokomotyw z prędkościami V z zakresu 10–20 m/s – oznaczono je odpowiednio V_{10} – V_{20} . Zgodnie z wynikami экстре-



Rys. 4.38. Empiryczne funkcje wpływu $\xi_v(x)$ ugięcia w kluczu sklepienia mostu w Miliczu uzyskane na podstawie pomiarów w trakcie przejazdu różnych lokomotyw (z różnymi prędkościami V10-V20) oraz funkcja ekstrapolowana (V0) – porównane z obliczeniami (MES)

malna rzędna $\xi_{v,max}$ odpowiadająca $\xi_v(x=0)$ wzrasta wraz ze spadkiem prędkości V . Generalnie wartości funkcji $\xi_v(x)$ są bardziej wygładzone (spłaszczone), gdy wartość prędkości jest wyższa, co najprawdopodobniej wynika z dużej bezwładności takich masywnych konstrukcji, odpowiadających na zmienne obciążenie z pewnym opóźnieniem. Dokonując dla każdej współrzędnej położenia x indywidualanej ekstrapolacji rzędnych wykresów w kierunku wraz z malejącą prędkością, wyznaczyć można funkcję $\xi_0(x)$ odpowiadającą prędkości zerowej (oznaczonej na rys. 4.38 jako V0). Taka funkcja wpływu ugięcia powinna być zgodna z linią wpływu ugięcia $\eta(x)$, czyli funkcją wpływu statycznego. Na rysunku 4.38 przedstawiono ponadto wykres linii wpływu ugięcia otrzymany w toku obliczeń (MES), który wykazuje dobrą zgodność z wykresem $\xi_0(x)$. W rezultacie zaproponowanej ekstrapolacji zostają wyeliminowane wszelkie nieznane efekty dynamiczne zależne od prędkości pojazdu i określony doświadczalnie wykres $\xi_0(x)$ można uznać za wykres linii wpływu ugięcia $\eta(x)$.

Otrzymaną linię wpływu $\eta(x)$ można następnie wykorzystać do obliczenia ugięcia sklepienia przy dowolnym schemacie obciążenia i porównania go z wynikiem analizy za pomocą kalibrowanego modelu obiektu w zakresie liniowym (korzystając z zasady superpozycji). Najpełniejsze porównanie stanowi natomiast cała numeryczna linia wpływu wyznaczona za pomocą modelu MES (rys. 4.38). W ten sposób zaprezentowana procedura z wykorzystaniem efektów przejazdu stanowi

może bardziej obszerną kalibrację modelu numerycznego służącego do potwierdzania parametrów konstrukcji niż kalibracja z wykorzystaniem jedynie wybiórczego schematu obciążenia, stosowanego w podejściu statycznym przedstawionym w podrozdz. 4.8.2. Warto podkreślić, że ze względu na pokazany wpływ prędkości pojazdu niewłaściwe jest bezpośrednie wykorzystywanie chwilowych położań przejeżdżającego pojazdu (przy $V > 10$ km/h) do kalibracji modelu bez wyznaczenia funkcji $\xi_0(x)$.

W tym wypadku miarą zgodności wyników analizy kalibrowanego modelu i odpowiedzi badanej konstrukcji będzie funkcja celu f^{qs} , której minimalizacja zapewnia maksimum zgodności:

$$f^{qs}(\mathbf{p}) = \sum_k \left(\eta_k^{NUM}(x_k, \mathbf{p}) - \eta_k^{EXP}(x_k) \right)^2 \quad (4.25)$$

gdzie $\mathbf{p} = (p_1, p_2, \dots, p_m)$ – zestaw parametrów definiujących model obliczeniowy, η_k^{NUM} i η_k^{EXP} – rzędne linii wpływu, odpowiednio: rzędna obliczona za pomocą kalibrowanego modelu numerycznego i rzędna wyznaczona doświadczalnie jako równa empirycznej funkcji wpływu $\xi_{0,k}$ danego efektu statycznego (przemieszczenia) w kluczu, pod siłą jednostkową P w punkcie x_k .

4.8.4. Badania dynamiczne

Odrębną procedurą usprawniającą kalibrację/aktualizację modelu w zakresie wyznaczenia definiujących go parametrów jest wykorzystanie analizy modalnej w celu porównywania zmierzonych i obliczonych postaci i częstotliwości drgań własnych. Sposoby eksperymentalnego wyznaczanie cech modalnych konstrukcji opisano w podrozdz. 4.5.7.

Głównym narzędziem do jednoczesnego porównywania zgodności dwóch niezależnych zestawów wyników obejmujących całe wektory własne wybranych postaci drgań, będących w tym wypadku rezultatem analizy modalnej i badań doświadczalnych, jest wskaźnik korelacji MAC (ang. *Modal Assurance Criterion*). Ma postać macierzy $(i \times k)$, której poszczególne wyrazy zdefiniowane są wzorem:

$$MAC(i, k) = MAC(\{\zeta_{NUM}\}_i, \{\zeta_{EXP}\}_k) = \frac{|\{\zeta_{NUM}\}_i^T \{\zeta_{EXP}\}_k|^2}{(\{\zeta_{NUM}\}_i^T \{\zeta_{NUM}\}_i)(\{\zeta_{EXP}\}_k^T \{\zeta_{EXP}\}_k)} \quad (4.26)$$

gdzie $\{\zeta_{NUM}\}_i$ – wektor własny i -tej postaci drgań uzyskany z modelu numerycznego, $\{\zeta_{EXP}\}_k$ – wektor własny k -tej postaci drgań uzyskany z badań doświadczalnych.

Przy dużej zgodności analizowanych wektorów wyrazy macierzy MAC uzyskują wartości bliskie 1,0, gdy postać drgań jest taka sama (na przekątnej), tj. gdy $i = k$, oraz bliskie 0, gdy postać drgań jest różna, tj. gdy $i \neq k$.

W przypadku kalibracji modelu bazującej na analizie modalnej minimalizowaną funkcją celu może być f^m definiowana w oparciu o zestawienie różnych parametrów modalnych. Najczęściej jest to ważona suma znormalizowanych składników zawierających porównanie obliczonych i zmierzonych cech dynamicznych, tj. częstotliwości i wektorów własnych wielu postaci drgań własnych, np. [86]. Przykład takiej funkcji przedstawia wzór:

$$f^m(\mathbf{p}) = a \sum_i \frac{f_i^{NUM}(\mathbf{p}) - f_i^{EXP}}{f_i^{EXP}} + b \sum_i |1 - \text{MAC}(\{\zeta_{NUM}(\mathbf{p})\}_i, \{\zeta_{EXP}\}_i)| \quad (4.27)$$

gdzie:

$\mathbf{p} = (p_1, p_2, \dots, p_m)$ – zestaw parametrów definiujących model obliczeniowy,

a, b – wagi składników,

f_i^{NUM} – obliczona częstotliwość i -tej postaci drgań,

f_i^{EXP} – zmierzona częstotliwość i -tej postaci drgań,

$\{\zeta_{NUM}\}_i$ – obliczony wektor własny i -tej postaci drgań,

$\{\zeta_{EXP}\}_i$ – zmierzony wektor własny i -tej postaci drgań.

Dobór zestawu rozpatrywanych parametrów mających największy wpływ na wyniki analizy modalnej prowadzi się w toku analogicznej do kalibracji statycznej analizy wrażliwości, lecz w tym przypadku opartej na cechach modalnych zachowania konstrukcji. Zastosowanie mają zatem opisane wcześniej wskaźnik wpływu oraz współczynnik korelacji Spearmana, ale jako oceniające wpływ wartości rozpatrywanego parametru wejściowego na wybraną cechę drgań własnych.

Wskaźnik wpływu η^f w kalibracji opartej na analizie modalnej [55] może być sformułowany zgodnie ze wzorem (4.16) z parametrem wyjściowym Y równym częstotliwości f_i odpowiadającej i -tej formie drgań:

$$\eta_i^f = \frac{X \Delta f_i}{f_i \Delta X} \quad (4.28)$$

Szerszą ocenę wrażliwości można dokonać za pomocą wskaźnika wpływu η^M bazującego na wskaźniku MAC^{NUM} porównującego postaci numeryczne, który dla i -tej formy drgań można wyrazić wzorem:

$$\eta_i^M = X \frac{1 - \text{MAC}^{NUM}(\{\zeta_{NUM}\}_i, \{\widetilde{\zeta_{NUM}}\}_i)}{\Delta X} \quad (4.29)$$

gdzie $\{\widetilde{\zeta}_{NUM}\}_i$ oznacza wektor własny i -tej postaci drgań uzyskany z modelu numerycznego przy bazowej wartości X . Pozostałe oznaczenia są zgodnie z wzorami (4.16) i (4.26).

Według powyższej definicji η^M duża wrażliwość na parametr X jest wtedy, gdy zgodność według MAC^{NUM} modelu bazowego i modelu ze zmienioną wartością tego parametru jest niska.

W przypadku współczynnika korelacji Spearmana r^S wektory rang wartości rozpatrywanego parametru i rang cech modalnych odpowiadających tym wartościom, tj. częstotliwości lub wartości wskaźnika MAC danej postaci drgań, porównywane są zgodnie z wyrażeniem (4.18).

Zgodnie z podstawowymi założeniami mechaniki ciała drgającego, poza ogólnym, zwykle znanym ukształtowaniem układu, największy, globalny wpływ na częstotliwości drgań własnych mają parametry materiałowe konstrukcji, jak moduł Younga i gęstość. Potwierdzają to doświadczenia różnych badaczy prowadzących kalibrację modeli numerycznych MMS. Szczegółowo wskazują oni na największą wrażliwość częstotliwości drgań na zmiany wartości modułu sprężystości i gęstości zarówno sklepienia, jak i zasypki [92], [226], a także wpływ uszkodzeń (ubytków materiału [226]) na cechy modalne. Biorąc pod uwagę wyniki badań doświadczalnych, należy ponadto uwzględnić temperaturę obiektu/otoczenia, która również rzutuje na mierzone częstotliwości drgań.

4.9. Podsumowanie zakresu funkcjonalnego badań

Zakresy zastosowań poszczególnych metod badań pod kątem możliwości określania za ich pomocą parametrów geometrycznych (widocznych i ukrytych), właściwości materiałowych (części murowanych i zasypki) oraz uszkodzeń konstrukcji podano w tabeli 4.4 (odnośnie do badań terenowych) oraz w tabeli 4.5 (odnośnie do badań laboratoryjnych). Informacje z tego zakresu można znaleźć również w [N22], [N27]. Natomiast wykorzystanie badań empiryczno-symulacyjnych daje możliwość określania cech zestawionych w tabeli 4.6.

Specyfika badań empiryczno-symulacyjnych wynika z faktu, że tą drogą można określić raczej uśrednione parametry obiektu, a nie cechy lokalne. Te ostatnie są domeną większości pozostałych badań, tj. terenowych i laboratoryjnych. Przemawia to jednak na korzyść badań empiryczno-symulacyjnych, które w wielu sytuacjach mogą wykazać, że ustalone w toku innych podejść cechy obiektu wskazujące na pewne jego deficyty w istocie wynikają tylko z lokalnych zaburzeń, np. obejmujących przypowierzchniowe warstwy konstrukcji, spowodowanych degradującym wpływem środowiska.

Tabela 4.4. Zastosowanie badań terenowych do określania cech MMS

Metoda		Określane cechy				uszkodzenia
		geometria		właściwości materiałowe		
		widoczna	ukryta	części mur.	zasypki	
Ocena wizualna	ogłędziny	✓ (N)		✓	✓	wszystkie
	bezpośrednie pomiary geometryczne	✓ (L, r, m, B)				C, F, P, U
	endoskopia		✓(D, S, b _w)	✓ (jd, wl)		C, G
	klasyczne badania geodezyjne	✓ (L, r, B)				F, P, U
	skanিং przestrzenny	✓ (L, r, B)				F, P, U
Badania półniszczące	odkrywka z poziomu nawierzchni		✓ (h, b _w)		✓	W
	sondowanie zasypki		✓ (h(x), S)		✓ (jd, wl)	G
	badania penetracyjne			✓ (f _{cb} , f _{cm})		G
	badanie metodą pull-out			✓ (f _{cb} , f _{cm})		G
	poduszki ciśnieniowe			✓ (f _{cm} , E _M)		G
	siłownik hydrauliczny			✓ (f _{cm} , E _M)		G
Badania nieniszczące	badanie sklerometryczne			✓ (f _{cb} , f _{cm} , jd)		G
	badanie georadarowe		✓ (h(x))		✓ (jd, wl)	C, G
	termografia		✓	✓ (jd, wl)		C, G, W
	badanie metodą akustyczną		✓(D, S, b _w)	✓ (f _{cb} , f _{cm} , jd)		C, G, U
	badanie oporności elektrycznej		✓	✓ (jd, wl)	✓ (jd, wl)	C, G

Oznaczenia: ✓ – możliwe zastosowanie, jd – jednorodność, wl – zawilgocenie, C – pęknięcie, F – deformacja, G – degradacja, P – przemieszczenie, U – ubytek, W – uszkodzenie wyposażenia.

Tabela 4.5. Zastosowanie badań laboratoryjnych do określania cech MMS

Metoda		Określane cechy					
		właściwości materiałowe					uszkodzenia
		el. mur.	spoin	muru	zasyпки	kontakt	
Badania wytrzymałościowe	oznaczenie wytrzymałości na ściskanie próbek:						
	• jednorodnych	✓	✓				C, G
	• kompozytowych (fragmentu muru)			✓			C, G
	oznaczenie wytrzymałości na rozciąganie	✓					C, G
	oznaczenie wytrzymałości przy zginaniu próbek	✓					C, G
	oznaczenie wytrzymałości przy ścinaniu			✓			C, G
	oznaczenie modułu sprężystości próbek:						
	• jednorodnych	✓	✓				G
	• kompozytowych (fragmentu muru)			✓			G
Badania geotechniczne	badanie edometryczne				✓		G
	badanie jednoosiowego ściskania				✓		G
	badanie trójosiowego ściskania				✓		G
	badanie bezpośredniego ścinania zasyпки				✓		G
	badanie ścinania m. zasypką a murem					✓	G
Badania podst. własc. fizycznych	oznaczenie gęstości objętościowej	✓	✓	✓	✓		C, G, U
	oznaczenie wilgotności	✓	✓	✓	✓		G, W
	badanie petrograficzne próbek kamienia	✓					G

Oznaczenia: ✓ – możliwe zastosowanie, C – pęknięcie, G – degradacja, U – ubytek, W – uszkodzenie wyposażenia.

Tabela 4.6. Zastosowanie badań empiryczno-symulacyjnych do określania cech MMS

Określane cechy		Metoda kalibracji	
		statyczna	dynamiczna
Geometria	widoczna	elementy wyposażenia	elementy wyposażenia
	ukryta	nadbudowa, żebra podłużne	nadbudowa, żebra podłużne
		$\checkmark (h, D, b_w)$	$\checkmark (h, D, b_w)$
	warunki brzegowe	$\checkmark$	$\checkmark$
Właściwości materiałowe	części murowanych	$E_M, \gamma_M, f_{cm}, f_{tm}$	E_M, γ_M
	zasypki	E_f, c_f, ϕ_f	E_f, g_f
	interakcja mur-zasypka	μ_f	μ_f
Uszkodzenia		$\checkmark (G, U)$	$\checkmark (G, U, P)$

Oznaczenia: $\checkmark$ – możliwe zastosowanie, G – degradacja, P – przemieszczenie, U – ubytek.

5. Badania monitorujące

5.1. Idea monitoringu

W odróżnieniu od doraźnej bezpośredniej oceny indywidualnych parametrów technicznych konstrukcji za pomocą poszczególnych metod (por. rozdz. 4) badania monitorujące umożliwiają pośrednio całościową ocenę cech obiektu poprzez kontrolę w czasie jego odpowiedzi na wpływy zewnętrzne – ogólnie ocenę zachowania konstrukcji. Mogą zatem dostarczyć informacji na temat zmian stanu technicznego i właściwości użytkowych obiektu.

Monitoring prowadzony jest za pomocą zarówno elementarnych metod podstawowych, m.in. w ramach cyklicznych przeglądów konstrukcji, jak i złożonych technologii bazujących na nowoczesnych technikach i precyzyjnej aparaturze elektro-mechanicznej. W badaniach monitorujących użyteczne są również niektóre spo-



Rys. 5.1. Schematyczne przedstawienie idei wykorzystania badań w ocenie konstrukcji MMS i jej zachowania

śród metod stosowanych przy doraźnym określaniu cech konstrukcji (por. rozdz. 4) oraz specyficzne, dodatkowe metody wykrywania zmian cech konstrukcji.

Na rysunku 5.1 przedstawiono w formie schematu relację między wpływem warunków zewnętrznych, aktualnymi cechami konstrukcji, zmianami tych cech (w wyniku uszkodzeń) a zachowaniem konstrukcji na tle zakresu zastosowania metod badań i monitoringu. Strzałkami oznaczono wpływy jednych zjawisk na inne. Taka interpretacja powyższych zależności jest uniwersalna – może być zastosowana do wszelkiego rodzaju obiektów fizycznych podlegających interakcji z otoczeniem i ocenie.

5.2. Ogólny podział metod badań monitorujących

W przypadku MMS stosowanymi i skutecznymi, bo umożliwiającymi kontrolę kompleksowego zachowania konstrukcji w czasie i/lub elementów jej odpowiedzi na występujące obciążenie, metodami badań monitorujących są:

- przeglądy cykliczne;
- doraźne badania sensoryczne odpowiedzi konstrukcji na obciążenie;
- długoterminowy monitoring sensoryczny zachowania konstrukcji w czasie.

Monitoring konstrukcji w ramach systemu przeglądów może mieć postać cyklicznego stosowania metod określania parametrów konstrukcji (por. rozdz. 4), obejmujących badania wizualne, terenowe póniszczące i nieniszczące oraz laboratoryjne. Ponadto istnieją techniki pomiaru przeznaczone do identyfikacji nowo powstających lub rozwijających się zjawisk, do których spośród badań wizualnych zaliczyć można np. pomiar z wykorzystaniem wskaźników zarysowania.

Z kolei zarówno doraźny, jak i długoterminowy monitoring sensoryczny obejmuje ogromną i zróżnicowaną grupę metod [41], [165] opartych na zastosowaniu elektro-mechanicznej aparatury pomiarowej, w której wykorzystuje się opcjonalnie:

- czujniki mechaniczne (zegarowe),
 - czujniki indukcyjne,
 - czujniki elektrooporowe,
 - czujniki strunowe,
 - system światłowodowy,
 - system laserowy,
 - czujniki piezoelektryczne,
 - czujniki ciśnieniowe (poduszki ciśnieniowe, czujniki parcia),
-

- system hydrauliczny badania poziomu,
- system cyfrowej korelacji obrazu [162],
- system radarowy,
- system satelitarny [5],
- system pomiaru emisji akustycznej,
- termometry.

Powyższe techniki i technologie monitoringu sensorycznego niemal w pełni oparte są na pomiarze zmienności parametrów wykorzystywanych zjawisk fizycznych, przez co umożliwiają jedynie rejestrację zachodzących zmian i są wręcz nie-
me wobec zjawisk stacjonarnych. Do podstawowych wielkości i zjawisk fizycznych mierzonych w konstrukcji należą głównie:

- przemieszczenia,
- odkształcenia,
- przyspieszenia drgań,
- zmiany naprężenia/parcia,
- emisja akustyczna,
- temperatura.

Podział na monitoring doraźny i długoterminowy (zwykle dłuższy niż jednodniowy) poza rozróżnieniem ze względu na okres pomiarów ma też znaczenie jakościowe, tj. rozróżnienie ze względu na przeznaczenie poszczególnych rodzajów badań.

Podstawowa charakterystyka badań monitorujących MMS przedstawiona jest w tabeli 5.1.

Do składowych odpowiedzi konstrukcji MMS standardowo badanych w toku monitoringu sensorycznego należą:

- zmiana geometrii i położenia sklepienia i ścian bocznych,
- zmiana rozkładu sił wewnętrznych w sklepieniach,
- aktywność rys w sklepieniu,
- zmiana parcia zasyпки,
- osiadanie zasyпки i podpór,
- odpowiedź dynamiczna konstrukcji,
- emisja akustyczna w sklepieniu.

Zależność między wymienionymi składowymi odpowiedziami konstrukcji a rodzajem (lub okresem) badań monitorujących mających na celu ich rejestrację podano w tabeli 5.2, natomiast związek między poszczególnymi metodami badań monitorujących a mierzonymi wielkościami i zjawiskami fizycznymi w tabeli 5.3.

Tabela 5.1. Charakterystyka badań monitorujących MMS

	Przeglądy cykliczne	Długoterminowy monitoring sensoryczny	Doraźne badania sensoryczne
Stosowane metody	badania wizualne		
	badania póniszczące i nieniszczące oraz laboratoryjne	elektro-mechaniczna aparatura pomiarowa (sensoryczna)	
Analizowana odpowiedź konstrukcji	zwłaszcza na długotrwałe wpływy zewnętrzne		na obciążenia krótkotrwałe
Główny spodziewany rezultat	aktualne cechy konstrukcji i ich zmiany	zmiany cech konstrukcji i wpływów zewnętrznych	aktualne cechy konstrukcji i jej odpowiedź
Okres	cały okres życia	dni/miesiące/lata	pojedyncze dni

Tabela 5.2. Składowe odpowiedzi konstrukcji MMS badane w toku monitoringu sensorycznego

Badana odpowiedź konstrukcji	Element konstrukcji	Doraźne badania sensoryczne	Długoterminowy monitoring sensoryczny
Zmiana geometrii i położenia/osiadanie	sklepienie	■	□
	ściany boczne	□	■
	zasypka	–	□
	podpory	□	■
Zmiana rozkładu sił wewnętrznych/parcia	sklepienie	■	□
	zasypka	–	□
	podpory	■	□
Aktywność rys	sklepienie	■	■
Odpowiedź dynamiczna	sklepienie, cała konstrukcja	■	□
Emisja akustyczna	sklepienie	■	□

Oznaczenia: ■ – badanie standardowe, □ – badanie dodatkowe.

Tabela 5.3. Metody badań monitorujących stosowane do kontroli zachowania MMS

Metoda badań monitorujących	Mierzona wielkość/Mierzone zjawisko fizyczne					
	przesieszczenia	odkształcenia	przyspieszenia drgań	zmiany naprężeń	emisja akustyczna	temperatura
Przeglądy cykliczne:						
• oględziny	✓					
• zastosowanie wskaźników rys	✓					
• techniki geodezyjne	✓					
Zastosowanie aparatury wykorzystującej:						
• czujniki mechaniczne (zegarowe)	✓					
• czujniki indukcyjne	✓		✓			
• czujniki elektrooporowe	✓	✓	✓			
• czujniki strunowe	✓	✓				
• systemy światłowodowe	✓	✓	✓			
• systemy laserowe	✓		✓			
• czujniki piezoelektryczne			✓		✓	
• czujniki ciśnieniowe				✓		
• czujniki hydrauliczne (poziomu)	✓					
• systemy cyfrowej korelacji obrazu	✓	✓	✓			
• systemy radarowe	✓		✓			
• systemy satelitarne	✓					
• systemy pomiaru emisji akustycznej					✓	
• termometry						✓

Oznaczenie: ✓ – możliwa do zastosowania.

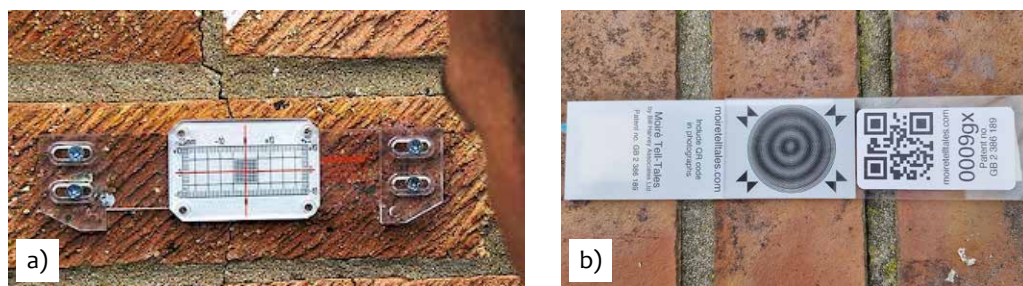
5.3. System przeglądów cyklicznych

5.3.1. Podstawowe założenia

Podstawową metodę badania zmienności zachowania konstrukcji w czasie stanowią cykliczne przeglądy, z których spostrzeżenia są dokumentowane w postaci fotografii, opisu lub numerycznie (z wykorzystaniem modeli typu BrIM) i porównywane z wynikami wcześniejszych inspekcji. Stosowanie skali ocen w odniesieniu do stanu technicznego umożliwia ilościowe określenie rozwoju i tempa zmian. Automatyzacja i digitalizacja tych zadań może wyraźnie zwiększyć sprawność całego procesu. Ogólne zasady przeprowadzania przeglądów MMS w ramach infrastruktury publicznej w Polsce regulują przepisy GDDKiA [N24], [N73] i wytyczne Ministerstwa Infrastruktury [N72] (dotyczące obiektów drogowych) oraz instrukcja PKP [N23] (dotycząca obiektów kolejowych). Więcej na temat przeglądów MMS można znaleźć w [210] oraz w specjalistycznych wytycznych zagranicznych [N18], [N22], [N25], [N71]. Wykorzystywane w ramach przeglądów techniki badawcze opierają się głównie na ocenie wizualnej (por. podrozdz. 4.2).

5.3.2. Zastosowanie wskaźników zarysowania

Są to techniki umożliwiające kontrolę ewolucji zarysowań i pęknięć na częściach murowanych (np. [52]). Podstawową i najdłużej znaną metodą jest zastosowanie gipsowych plomb kontrolnych (marek) w postaci cienkiej warstwy gipsu nałożonej na powierzchnię z defektem i łączącej obie strony istniejącego zarysowania; pęknięcie powierzchni stwierdzone po związaniu materiału świadczy o wzajemnym



Rys. 5.2. Wskaźniki rozwartości rys: a) szczelinomierz płytkowy [W3],
b) wskaźnik z prążkami Moire'a

przemieszczeniu się stron zarysowania. Biały kolor i ostro rysujące się pęknięcie marki gipsowej umożliwia też zmierzenie przyrostu rozwartości rysy konstrukcji. Bardziej zaawansowane technicznie rozwiązania bazują na przyklejanych lub przykręcanych wskaźnikach (szczelinomierzach płytkowych) z podziałką umożliwiającą pomiar (z rozdzielczością do 0,05 mm) względnego przemieszczenia krawędzi rysy w dwóch kierunkach (rys. 5.2a). Atrakcyjnym rozwiązaniem są niezwykle czułe wskaźniki z prążkami Moiré'a [W13], umożliwiające zarówno doraźne, jak i długoterminowe wzrokowe śledzenie zmian rozwartości rysy w dowolnym kierunku (rys. 5.2b).

5.4. Obszary badań sensorycznych zachowania konstrukcji

5.4.1. Kontrola zmian geometrii sklepienia

Ma zasadnicze znaczenie w badaniach doraźnych, gdyż może dostarczyć informacji o zachowaniu najważniejszego elementu nośnego przęsła w odpowiedzi na obciążenie użytkowe. Długotrwałe zmiany nie są tu spodziewane, przez co jako takie, zwykle nie są rozpatrywane indywidualnie, a jedynie w powiązaniu z ruchami podpór, tj. jako ich konsekwencja. Biorąc pod uwagę bardzo małe wielkości opisujące sprężyste deformacje sklepienia [151], zwykle mniejsze niż 1 mm, od stosowanych systemów wymaga się dużej rozdzielczości, tj. wynoszącej poniżej 0,01 mm. Przy kontroli przemieszczeń pochodzących od wpływów statycznych lub quasi-statycznych zwykle wystarczająca częstość próbkowania to kilka Hz.

Pomiar deformacji sklepienia może być skutecznie realizowany punktowo, głównie za pomocą czujników przemieszczeń: zegarowych, indukcyjnych, strunowych czy laserowych, oraz powierzchniowo, np. techniką radarową lub metodą cyfrowej korelacji obrazu. Przykłady systemów pomiaru przemieszczeń sklepienia MMS pokazano na rys. 5.3.

Pomiar przemieszczeń za pomocą czujników indukcyjnych (ang. *linear variable differential transducer* – LVDT) jest jedną z najpopularniejszych metod, dającą wynik o największej rozdzielczości, sięgającej 0,0001 mm i małej niepewności ($\pm 0,001$ mm), co w przypadku niewielkich deformacji konstrukcji MMS ma kluczowe znaczenie. Są to czujniki kontaktowe z ruchomym trzpieniem, które zwykle są montowane na statywach umieszczanych na stabilnym podłożu oraz z zastosowaniem prostopadłych płytek przytwierdzanych do konstrukcji, zapewniających gładki kontakt z trzpieniem czujnika (rys. 5.3a).



Rys. 5.3. Pomiar deformacji sklepienia za pomocą: a) czujnika LVDT, b) czujników laserowych, c) radaru inferencyjnego, d) cyfrowej korelacji obrazu

Podobnie odbywa się pomiar przemieszczeń za pomocą czujników strunowych, lecz ich funkcjonalność, ze względu na wykorzystywaną technologię (opartą na pomiarze drgań napiętej struny), jest ograniczona do pomiaru efektów statycznych.

Tym, co wyróżnia zastosowanie czujnika laserowego opartego na dopplerowskiej wibrometrii laserowej (ang. *Laser Doppler Vibrometry* – LDV) do kontroli zmian geometrii sklepienia, jest możliwość wykonywania pomiaru zdalnie (bezkontaktowo) (rys. 5.3b). W wielu sytuacjach może być więc najskuteczniejszym rozwiązaniem, biorąc po uwagę np. wysokość obiektu lub niedostępność przestrzeni pod przęsłem (nad wodą lub ruchliwą trasą). Technika LDV ma wprowadzić potencjał do pomiaru o bardzo dużej rozdzielczości, lecz w warunkach terenowych

i w przypadku konstrukcji murowanej niepewność pomiaru jest nie mniejsza niż $\pm 0,01$ mm. Istotną cechą pomiaru za pomocą tego urządzenia jest kontrolowanie przemieszczenia pojedynczego punktu jedynie na kierunku wiązki lasera.

Inny zdalny sposób pomiaru zmian geometrii, tj. za pomocą radaru interferencyjnego (rys. 5.3c), stosowany w badaniach różnego rodzaju obiektów pozwala kontrolować jednocześnie przemieszczenia wielu punktów konstrukcji, choć też jedynie na kierunku wiązki promieniowania (fali elektromagnetycznej). Odpowiednie przygotowanie stanowiska pomiarowego umożliwia skuteczny pomiar również w przypadku konstrukcji sklepionych [28]. W trakcie przetwarzania sygnału, będącego efektem odbicia rozproszonego promieniowania od całej konstrukcji, teoretycznie możliwe jest samoczynne identyfikowanie przemieszczeń bardzo charakterystycznych elementów obiektu. Jednak w badaniu MMS większą skuteczność i dokładność zapewnia zastosowanie zwierciadeł montowanych w punktach konstrukcji wytypowanych do kontroli [30]. W dobrych warunkach niepewność pomiaru przemieszczeń przy rozdzielczości 0,001 mm wynosi $\pm 0,01$ mm.

Wyróżniającą się funkcjonalnością w przypadku MMS charakteryzuje się wciąż udoskonalana metoda cyfrowej korelacji obrazu (ang. *Digital Image Correlation* – DIC), której najważniejszą zaletą jest możliwość jednoczesnego pomiaru przemieszczeń całej analizowanej powierzchni lub wielu wytypowanych punktów konstrukcji przy zastosowaniu pojedynczego i powszechnie dostępnego rejestratora obrazu, tj. aparatu cyfrowego [2], [72], [162]. W związku z tym prowadzenie samych pomiarów tą techniką wymaga bardzo niedużego nakładu czasu i nie jest kosztowne. Większe wyzwanie stanowi późniejsza obróbka pozyskanych danych. Metoda polega na porównaniu obrazów kolejno rejestrowanych w trakcie przemieszczania się badanego obiektu z obrazem odniesienia. Szczególną skuteczność metody daje kontrastowa wzorzystość powierzchni ułatwiająca identyfikację przemieszczania się badanych punktów konstrukcji, co w przypadku powierzchni murowanej jest zwykle zapewnione. Wszakże wspomagającym lub zastępczym rozwiązaniem jest pokrycie wyróżnionego obszaru badanej powierzchni wzorem plamkowym [99] lub zastosowanie w badanych punktach tarcz kontrolnych (rys. 5.3d), które zwiększają zdolność pomiarową [3]. Uzyskiwane wyniki stanowią składowe przemieszczeń zawartych w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku obserwacji, stąd w przypadku MMS pomiar powierzchniowy ma zastosowanie jedynie względem czoła sklepienia i ścian bocznych [162]. W celu kontroli ugięć sklepienia pod obciążeniem użytkowym w różnych miejscach na szerokości MMS konieczne jest użycie tarcz. Wzrost wielkości tarczy lub analizowanego obszaru pomiarowego powoduje zwiększenie

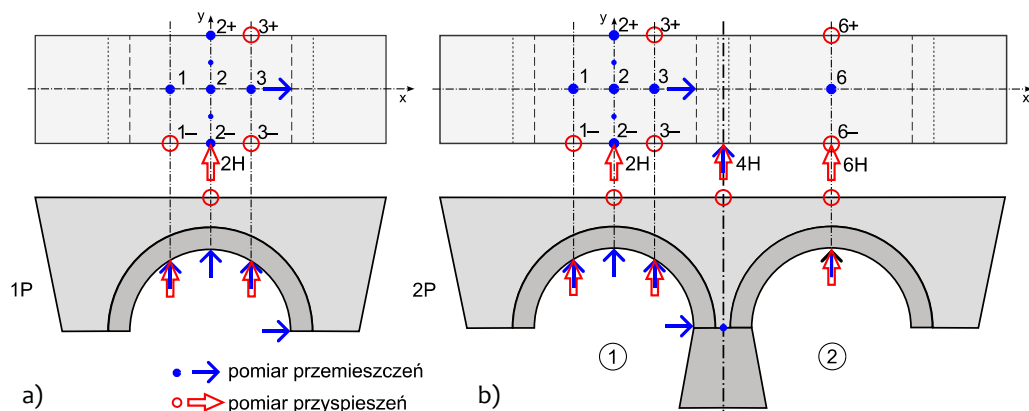
rozdzielczości i dokładności pomiaru, które w sprzyjających warunkach wynoszą odpowiednio 0,01 mm i $\pm 0,02$ mm. Przydatność tej techniki potwierdziła się zarówno w statycznych, jak i dynamicznych w badaniach konstrukcji mostowych [50].

Podstawową charakterystykę metod pomiaru przemieszczeń sklepień MMS, w których używana jest różna aparatura pomiarowa, podano w tabeli 5.4.

Tabela 5.4. Charakterystyka metod pomiaru przemieszczeń sklepień

Aparatura pomiarowa	Kontrolowany obszar	Rozdzielczość [mm]	Dokładność [mm]	Kontrolowane wpływy		Maksymalna częstotliwość próbkowania [Hz]
				statyczne	dynamiczne	
Czujniki zegarowe	punkt	0,01	$\pm 0,01$	■	–	–
Czujniki indukcyjne	punkt	0,0001	$\pm 0,001$	■	■	500
Czujniki strunowe	punkt	0,001	$\pm 0,01$	■	–	5
Systemy światłowodowe	punkt/y	$0,001 \div 0,01$	$\pm 0,01$	■	■	500
Systemy laserowe	punkt	0,0001	$\pm 0,01$	■	■	500
Systemy radarowe	punkty / powierzchnia	0,001	$\pm 0,01$	■	■	200
Systemy cyfrowej korelacji obrazu	punkty / powierzchnia	0,01 mm	$\pm 0,02$	■	■	100

Położenie i liczba kontrolowanych punktów powinny być tak dobrane, aby można było ekstrapolować wyniki na cały obszar sklepienia i ewentualne porównać je z wynikami analiz. Stąd wzdłuż rozpiętości zalecany jest pomiar pionowych/radialnych przemieszczeń w $\frac{1}{4}L$, $\frac{1}{2}L$ i $\frac{3}{4}L$, a w przekroju poprzecznym – w przynajmniej 3, a najlepiej w 5 punktach równomiernie rozmieszczonych na szerokości, co daje zarys krzywizny deformacji sklepienia. Przy rozpatrywaniu przejazdu obciążenia po całym przęśle zastosowanie nawet jednego punktu w $\frac{1}{2}L$ wciąż dostarcza informacji o rozkładzie sztywności wzdłuż konstrukcji i daje możliwość kalibracji modelu wobec różnych schematów obciążenia, np. metodą opisaną w podrozdz. 4.8.3. Ewentualny dodatkowy pomiar przemieszczeń poziomych w pobliżu węzłowi sklepienia ma charakter kontrolny, gdyż spodziewany jest wynik bliski zera. Wy-



Rys. 5.4. Układy rozmieszczenia punktów pomiarowych przy kontroli geometrii sklepienia obiektu 1-przęsłowego (a) i 2-przęsłowego (b)

dajne układy rozmieszczenia punktów pomiarowych na 1- i 2-przęsłowym obiekcie MMS pokazano na widoku z góry i z boku na rys. 5.4. Strzałkami i kółkami niebieskim oznaczono punkty pomiaru przemieszczeń odpowiednio w widoku z boku i wzdłuż kierunku pomiaru. Mniejsze niebieskie kółka oznaczają ewentualne dodatkowe punkty pomiaru w $\frac{1}{4}$ i $\frac{3}{4}$ szerokości przęsła.

Przyjęte podejście wynika z założenia, że w rozpatrywanym przęsle deformacja sklepienia może być najbardziej nieregularna (zmienna) ze względu na ustawione nad nim główne obciążenie (siły skupione), dlatego wymagane jest tu największe zagęszczenie czujników. Z kolei w drugim przęsle odpowiedź konstrukcji ulega wygładzeniu w związku z rozproszeniem obciążenia, dlatego nawet pojedynczy pomiar w środku przęsła może być wystarczający. Zwłaszcza dotyczy to obiektów 2-przęsłowych o symetrii podłużnej względem filara, w których w zakresie liniowym skorzystać można z zasady wzajemności obciążeń i przemieszczeń między przęsłami.

W przypadku obiektów wieloprzęsłowych należy kierować się zasadą, że w rozpatrywanym przęsle rozmieszczenie i zagęszczenie czujników są zgodne z układem w przęsle 1 w obiekcie 2-przęsłowym, a w pozostałych przęsłach wystarczający jest układ jak w przęsle 2, zaś rozmieszczenie nad podporą środkową jest powtórzone nad każdym filarem (rys. 5.4b).

W sytuacji, gdy na szerokim obiekcie obciążany pas ruchu/tor nie znajduje się w środku szerokości przęsła, położenie czujników rozmieszczonych wzdłuż osi mostu (por. rys. 5.4) można przesunąć w planie do osi pasa ruchu, aby mierzyć ekstremalne wartości przemieszczeń.

Pionowe i poziome składowe kartezyjańskie przemieszczeń łatwiej jest porównać z wynikami analiz, lecz mierzone mogą być też składowe radialne, które osiągają największe bezwzględne wartości. Pomiar składowych kartezyjańskich ułatwia zastosowanie stołeczka, np. w postaci płytki na śrubie wkręconej w sklepienie (por. rys. 5.3a).

5.4.2. Pomiar zmian rozkładu sił wewnętrznych w sklepieniu

Badanie możliwe jest pośrednio, przez pomiar odkształceń w wybranych punktach lub bezpośrednio, przez pomiar ciśnienia na danej powierzchni wybranego przekroju. Zmiany sił uogólnionych można też wyznaczać na podstawie przemieszczeń sklepienia, z wykorzystaniem metody opracowanej z udziałem autora niniejszej monografii [157].

W przypadku badania prowadzonego pośrednio pomiar powinien odbywać się na skrajnych włóknach wspólnego przekroju sklepienia, co przy założeniu braku jego zarysowania i liniowej dystrybucji odkształceń na wysokości przekroju umożliwi określenie pełnego rozkładu naprężeń i przeliczenia ich na siły uogólnione. Zwykle, biorąc pod uwagę względnie małą zmienność wartości siły osiowej w sklepieniu wywoływanej obciążeniami zmiennymi, a tym bardziej związanych z nią naprężeń, taki pomiar najczęściej skupia się na wyznaczeniu naprężeń od zginania. Wówczas badanie z użyciem jednego tensometru w danym przekroju (dającego umieścić się bez większych trudności od strony podniebienia) może umożliwić dosyć dobre oszacowanie tej siły. Konieczna jest jednak dodatkowa znajomość modułu sprężystości Younga materiału sklepienia.

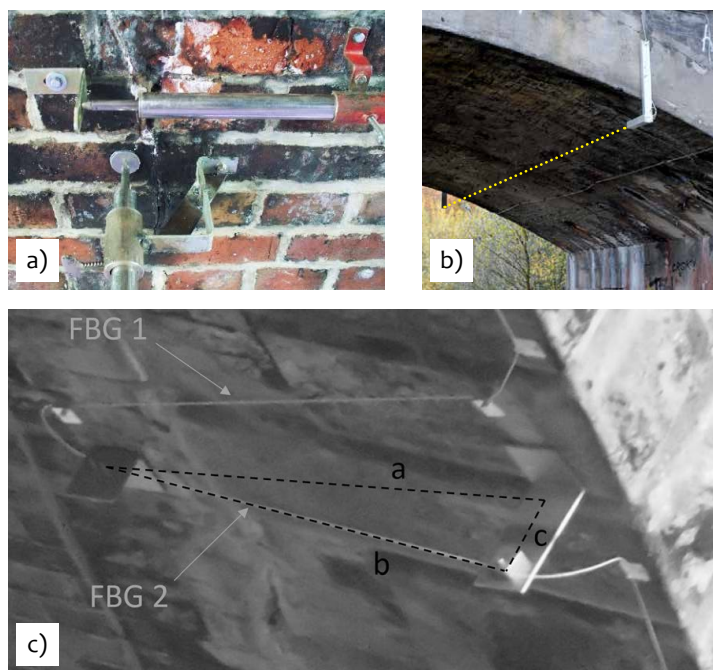
Coraz popularniejszym sposobem kontroli zmian odkształceń na powierzchni sklepienia jest pomiar za pomocą czujników światłowodowych (np. z siatką Bragga lub DFOS). Zastosowanie tej technologii daje możliwość względnie wydajnego rozmieszczenia wielu punktów pomiarowych (np. nawet kilkudziesięciu czujników na jednym światłowodzie), a tym samym pokrycia większego obszaru konstrukcji i uzyskanie rozkładu zmian odkształceń/naprężeń np. na całej powierzchni sklepienia [83].

Pomiar odkształceń jest możliwy również metodą cyfrowej korelacji obrazu, która jednak daje najlepsze efekty przy analizie przemieszczeń punktów (zawartych w płaskiej powierzchni obserwowanej pod kątem prostym) poprzecznych względem kierunku obserwacji (por. podrozdz. 5.4.1). W związku z tym pomiar odkształceń łuku najlepiej wykonywać na licowej powierzchni sklepienia [99]. Naturalna struktura i ubarwienie elementów murowych zwykle umożliwia badanie bez stosowania dodatkowego oznaczania powierzchni.

Przy określaniu zmian ciśnienia za pomocą poduszek ciśnieniowych (por. podrozdz. 4.3.5, wariant z jedną poduszką) bezpośrednio uzyskuje się wielkość odpowiadającą uśrednionemu naprężeniu w części przekroju sklepienia objętego siłownikiem. Przykład takich badań podano w [261].

5.4.3. Kontrola aktywności rys w sklepieniu

W sytuacji występowania rys lub pęknięć w sklepieniu (zwłaszcza tych widocznych na podniebieniu, o różnym przebiegu) ważną informacją jest, czy są to defekty aktywne, często zmieniające się pod wpływem obciążeń ruchomych, czy defekty zmieniające się cyklicznie (dobowo lub sezonowo) na skutek oddziaływań środowiskowych. Wyjaśnienie tej kwestii umożliwia kontrola aktywności rys realizowana za pomocą czujników przemieszczeń. Celem pomiaru jest przede wszystkim określenie, jak zmienia się rozwartość w kierunku prostopadłym do przebiegu rysy oraz ewentualne przemieszczenie poprzeczne w płaszczyźnie zarysowania (prostopadłe lub równoległe do powierzchni elementu) (por. rys. 5.5a). Dokonuje się tego naj-



Rys. 5.5. Kontrola aktywności zarysowania w sklepieniu za pomocą: a) czujników indukcyjnych, b) czujnika laserowego [197], c) światłowodów z siatką Bragga [82]

częściej za pomocą czujników indukcyjnych (LVDT) [151], lecz wykorzystane mogą być wszelkie inne sensory przemieszczeń o rozdzielczości pomiarowej $\leq 0,01$ mm, np. elektrooporowe [155], strunowe, laserowe (rys. 5.5b) [197] czy światłowodowe (rys. 5.5c) [2].

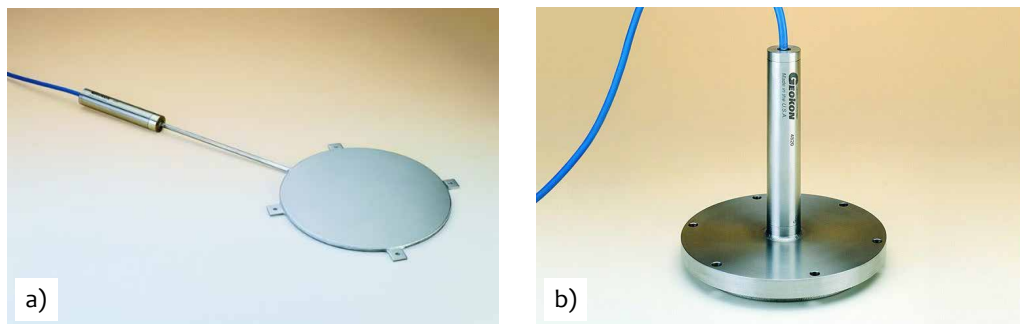
Podobnie jak w przypadku pomiaru odkształceń sklepienia również aktywność jego rys może być kontrolowana za pomocą czujników światłowodowych z siatkami Bragga. Dotyczy to pomiaru składowych przemieszczeń względnych (części rozdzielonych pęknięciem) zarówno na kierunku prostopadłym do płaszczyzny pęknięcia, jak i na kierunkach w płaszczyźnie pęknięcia. W drugiej sytuacji konieczne jest zastosowanie co najmniej dwóch czujników umieszczonych wzdłuż boków trójkąta ustawionego w płaszczyźnie mierzonych przemieszczeń (rys. 5.5c) [82].

5.4.4. Kontrola zmian geometrii i położenia ścian bocznych

Dotyczy przede wszystkim wybrzuszenia lub przesuwu poprzecznego ścian, które stanowią jeden z typowych defektów MMS (por. podrozdz. 2.2.2), a przeprowadzana jest zwłaszcza w ramach monitoringu długoterminowego. Pomiar geometrii może odbywać się głównie za pomocą technik opartych na ocenie wizualnej, w tym na zastosowaniu elementarnych narzędzi pomiarowych. W zakresie sensorycznej kontroli położenia ścian bocznych przydatne mogą być czujniki przemieszczeń kontrolujące położenie tych ścian względem krawędzi sklepienia, analogiczne np. do technik stosowanych przy kontroli aktywności rys (por. podrozdz. 5.4.3). Skutecznym rozwiązaniem może być też pomiar wzajemnej odległości przeciwległych ścian bocznych, np. przez pomiar wydłużenia łączącego je pręta pomiarowego, przepuszczonego przez zasypkę (zalecanego w postaci drutu inwarowego). Bardziej złożonym rozwiązaniem jest pomiar techniką laserową z zastosowaniem czujnika zamontowanego na wysięgniku przyczepionym do jednej ściany bocznej i wystającym powyżej nawierzchni oraz lustra zamocowanego w taki sam sposób do drugiej ściany [197]. Podobnie do pomiaru rozwartości rys względne zmiany położenia ścian bocznych i sklepienia mogą być mierzone za pomocą systemu światłowodowego z siatką Bragga [82].

5.4.5. Kontrola zmian parcia zasypki

W efekcie długotrwałych procesów degradacyjnych, stymulowanych zwłaszcza obecnością i przepływem wody w zasypce MMS, dochodzi do rozpuszczania i wy-



Rys. 5.6. Czujniki do pomiaru parcia gruntu: a) w jednym kierunku, b) w dwóch prostopadłych kierunkach [W14]

mywania jej drobnych cząstek, co z kolei powoduje m.in. obniżenie wartości jej parametrów wytrzymałościowych. W konsekwencji zmienia się sposób rozpraszania obciążenia oraz wielkości parcia bocznego generowanego przez zasypkę. Wpływ na to parcie boczne mogą mieć również zmiany temperatury.

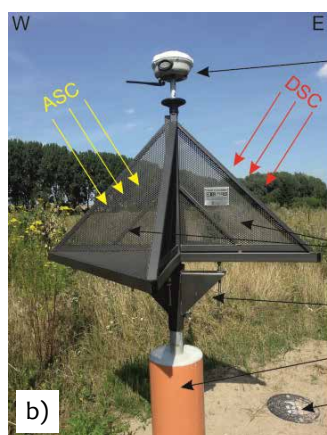
Badanie zmian parcia zasypki jest zatem elementem monitoringu długoterminowego, a jego przeprowadzenie umożliwiają czujniki ciśnienia (typu poduszki ciśnieniowe) umieszczane w zasypce. Stosowanie kilku czujników w różnych miejscach i różnie skierowanych daje podstawę do określania zmienności parcia gruntu na głębokości, działającego w kierunku pionowym i poziomym [234].

Stosowane czujniki mają najczęściej formę płaskich poduszek stalowych wykorzystujących technikę bazującą na pomiarze ciśnienie oleju za pomocą przetworznika strunowego (rys. 5.6). Czujniki te mogą mierzyć parcie gruntu w jednym lub w dwóch prostopadłych kierunkach, w zakresie do ok. 5 MPa i z dokładnością ok. 0,1% danego zakresu.

5.4.6. Kontrola osiadania zasypki i przemieszczeń podpór

Jest realizowana za pomocą przyrządów niwelacyjnych: klasycznych instrumentów geodezyjnych (niwelatora, tachimetru elektronicznego), skanera przestrzennego, systemu hydraulicznego, a nawet systemów satelitarnych [206].

Systemy optyczne są przydatne głównie w ramach badań doraźnych; w przypadku monitoringu długoterminowego ich zastosowanie ma formę cyklicznych sesji pomiarowych wymagających każdorazowo ustawiania aparatury i wykonania pomiaru położenia stałych punktów konstrukcji, ewentualnie z wykorzystaniem elementów



Antena GNSS na trzpieniu reflektora

Zdwojona konstrukcja reflektora

Podstawa umożliwiająca precyzyjną orientację

Fundament reflektora (część naziemna)

Studzienka zabezpieczająca reper do niwelacji precyzyjnej

Rys. 5.7. Pomiar osiadań zasypki i przemieszczeń podpór: a) czujniki systemu hydraulicznego [W10], b) reflektor radarowy systemu satelitarnego PSInSAR [W16]

sytemu, np. luster lub tarcz pomiarowych zwiększających łatwość i dokładność pomiaru, zamontowanych na konstrukcji na stałe.

W długoterminowych badaniach położenia wysokościowego elementów konstrukcji wygodniejsze są jednak zamontowane na stałe systemy hydrauliczne. Bazują one na pomiarze ciśnienia płynu w układzie systemu w analizowanych punktach pomiarowych i wnioskowaniu na tej podstawie o ich pionowym położeniu. Punktami pomiarowymi są naczynia cylindryczne z pływakiem, do których przymocowany jest przetwornik strunowy (rys. 5.7a). Uzyskiwana rozdzielczość pomiaru rzędnej wysokościowej sięga 0,02 mm, a dokładność ok. $\pm 0,1$ mm.

W określaniu zmian położenia wysokościowego obiektów w terenie coraz skuteczniejsze stają się systemy satelitarne pracujące z wykorzystaniem satelitarnej in-

terferometrii radarowej (ang. *Interferometric Synthetic Aperture Radar* – InSAR) [5]. Ich działanie polega na wysyłaniu przez satelitę do obiektu na Ziemi i odbieraniu sygnału elektromagnetycznego o częstotliwości 0,2–40 GHz. Dzięki zjawisku interferencji możliwe jest śledzenie zmian położenia obiektu między kolejnymi pomiarami, między którymi odstęp czasowy odpowiada okresowi przelotu satelity i zwykle nie trwa dłużej niż 1 dzień. Obecnie przy skanowaniu elementów o dużej powierzchni osiągalna jest średnia dokładność oceny położenia pionowego rzędu kilku milimetrów, a biorąc pod uwagę ciągły rozwój tej technologii, wkrótce jej zastosowanie w kontroli osiadania powierzchni zasypki i podpór MMS może być w pełni wystarczające. Wzrost dokładności można też uzyskać, stosując dodatkowe urządzenia w punktach referencyjnych, tj. reflektory radarowe 1-, 2- lub 3-ścienne (rys. 5.7b), podobne do reflektorów stosowanych w pomiarze naziemnym radarem interferencyjnym (por. podrozdz. 5.4.1). Wraz z innymi punktami charakterystycznymi badanego obszaru stanowią one tzw. rozpraszacze stabilne, dzięki którym osiągnięta dokładność pomiarów jest rzędu 1 mm (odmiana metody – PSInSAR).

Przy kontroli ruchów podpór, a zwłaszcza wysokich filarów, wskazane jest wykonywanie pomiaru przemieszczeń poziomych na ich szczytach, tj. na wysokości wezglówi sklepień. Pomiar ten odbywa się głównie na kierunku podłużnym (wzdłuż osi mostu), a przy dodatkowych przesłankach (np. przy symptomach nietypowego zachowania konstrukcji czy występujących uszkodzeniach lub przy badaniu drgań konstrukcji) – również w kierunku poprzecznym. Jest on tożsamy z opisanym w podrozdz. 5.4.4 pomiarem przemieszczeń sklepień przy wezglówiu. Może być prowadzony kontaktowo, za pomocą czujników indukcyjnych (LVDT) lub strunowych, a także bezkontaktowo, za pomocą czujników laserowych, techniką radarową lub metodą cyfrowej korelacji obrazu.

Przy kontroli zarówno osiadania zasypki, jak i przemieszczeń podpór należy zwrócić uwagę, aby stosowany system pomiarowy, tj. sposób zamocowania czujników i ustawienie ich statywów, dawał możliwość odseparowania przemieszczeń badanego elementu od ruchów terenu w jego otoczeniu. Stąd systemy oparte na zdalnym pomiarze uważane są za bardziej niezawodne.

5.4.7. Badanie odpowiedzi dynamicznej konstrukcji

Ma na celu określenie cech modalnych konstrukcji, w związku z czym obejmuje wyznaczenie postaci drgań własnych oraz odpowiadających im częstotliwości i współczynników tłumienia. Typowe wzbudzenia drgań konstrukcji umożliwiające

doświadczalne ustalenie tych cech stanowią obciążenia dynamiczne (przejazdem pojazdów), drganiami otoczenia (ang. *ambient vibrations*) lub wymuszone impulsowe (por. podrozdz. 5.6.2).

Badanie zachowania dynamicznego MMS bazuje na sensorycznych pomiarach w funkcji czasu zmian przyspieszeń (rzadko przemieszczeń) charakterystycznych punktów konstrukcji, głównie w obrębie przęseł na sklepieniu lub na szczycie ścian bocznych (na kierunku pionowym i poprzecznym) oraz na podporach (na kierunku podłużnym i poprzecznym). Realizowane jest najczęściej przy użyciu czujników piezoelektrycznych lub indukcyjnych (akcelerometrów sejsmicznych) czy też systemów laserowych, radarowych [227] lub DIC. Wydajne układy rozmieszczenia punktów pomiaru przyspieszeń na 1- i 2-przęsłowym obiekcie MMS pokazano na widoku z góry i z boku na rys. 5.4. Strzałkami i kółkami czerwonymi oznaczono punkty pomiaru przyspieszeń odpowiednio w widoku od boku i wzdłuż kierunku pomiaru. Dobór rozmieszczenia tych punktów odpowiada największym spodziewanym amplitudom głównych postaci drgań, a ich zdublowanie po obu stronach przekroju każdego przęsła mostu umożliwia identyfikację form skrętnych.

W tym przypadku zadanie jest względnie trudniejsze niż w przypadku badań innych rodzajów konstrukcji mostowych, gdyż drgania MMS charakteryzują małe amplitudy, wyższe częstotliwości (najczęściej powyżej 10 Hz, gdy obiekt jest 1-przęsłowy i o rozpiętości do 12 m) oraz duże tłumienie (zwykle powyżej 3% tłumienia krytycznego). Gięte pionowe postaci drgań są trudno wymuszalne, dlatego w literaturze przedmiotu najczęściej relacjonowane są pomiary drgań obiektów wieloprzęsłowych, zwłaszcza na smukłych filarach, w których dominują postaci drgań poprzecznych [92], [254], [292]. Czujniki przyspieszeń poziomych poprzecznych zaleca się więc rozmieszczać na szczytach ścian bocznych, gdzie efekt ten jest najmocniejszy (por. rys. 5.4).

Najczęściej stosowanym podejściem jest operacyjna analiza modalna (OAM) [24], [92], [227] polegająca na pomiarze drgań konstrukcji w wielu punktach jednocześnie, bez znajomości charakterystyki ich wzbudzenia będącego z założenia zjawiskiem losowym typu biały szum. Do identyfikacji częstotliwości drgań w przypadku konstrukcji z dużym tłumieniem najczęściej stosuje się algorytmy EFDD (ang. *Enhanced Frequency Domain Decomposition*) lub SSI (ang. *Stochastic Subspace Identification*).

Eksperymentalne wyznaczanie charakterystyk dynamicznych i ich porównywanie z wynikami analiz może być wykorzystane z jednej strony do określania cech konstrukcji (por. podrozdz. 4.8.4), a z drugiej w kalibracji modelu numerycznego

(por. podrozdz. 6.7.3). Konsekwentne sprawdzanie, czy w odpowiedzi dynamicznej konstrukcji (np. w toku badań cyklicznych) zachodzą zmiany, stosowane jest w identyfikacji zmian właściwości geometrycznych (np. separacja ścian bocznych [15]) i materiałowych (degradacja [226]) oraz w ocenie wpływu zabiegów naprawczych i wzmacniających [225].

Osobnym badaniem cech dynamicznych MMS jest wyznaczanie współczynnika przewyższenia dynamicznego WPD definiowanego jako stosunek maksymalnej wartości (bezpośrednio zarejestrowanej) wybranego efektu statycznego wywołanego obciążeniem dynamicznym ω_d^{max} (przejazdem pojazdu) do odpowiadającej jej wartości quasi-statycznej ω_s^{max} :

$$WPD = \frac{\omega_d^{max}}{\omega_s^{max}} = \frac{u_d^{max}}{u_s^{max}} \quad (5.1)$$

Efektom ω może być odkształcenie/naprężenie lub przemieszczenie w dowolnym punkcie konstrukcji, jednak w mostach murowanych typowo rozpatrywanym i reprezentatywnym efektem jest maksymalne (dynamiczne/quasi-statyczne) ugięcie pionowe $u_{d/s}^{max}$ w środku rozpiętości sklepienia.

W przypadku krótszych przęseł MMS uzyskuje się zwykle wartości WPD poniżej 1,2 [40], a w przypadku smukłych i dłuższych – wartości do 1,5 [17]. Za wielkość statyczną można uznać efekt powolnego przejazdu pojazdu (z prędkością mniejszą niż 10 km/h), czyli tzw. obciążenia quasi-statycznego. Współczynnik przewyższenia dynamicznego ma praktyczne zastosowanie w ocenie nośności konstrukcji, gdyż bezpośrednio do niego odnosi się współczynnik dynamiczny służący do określania obciążeń pojazdami w większości przepisów normowych dotyczących obciążeń mostowych [N23], [N25], [N31], [N40], [N71].

5.4.8. Badanie emisji akustycznej w sklepieniu

Polega na detekcji fal sprężystych o częstotliwości 50–1000 kHz, których źródła znajdują się w wewnętrznych obszarach materiału. Czynnikiem generującym te fale są naruszenia struktury materiału na poziomie cząsteczkowym, powodowane zmianami naprężeń, temperatury czy innymi przyczynami mikropeęknięć. Badanie emisji akustycznej (EA) bazuje na zastosowaniu specjalnych czujników (głównie piezoelektrycznych) na powierzchni badanego obiektu. W przypadku MMS emisja akustyczna może być przydatna w ocenie wpływu przejeżdżających pojazdów na rozwój degradacji konstrukcji [280] (w tym określeniu miejsc jej koncentracji),



Rys. 5.8. Badanie metodą emisji akustycznej za pomocą czujnika przytwierdzonego do sklepienia [97]

wpływu zmęczenia [204] oraz wpływu osiadania podpór (z możliwą korelacją wielkości osiadania ze skumulowaną liczbą zdarzeń emisji akustycznej) [132]. Głównym elementem, który podlega tym badaniom jest sklepienie (rys. 5.8).

Opisana metoda zastosowana przed wprowadzeniem zabiegów naprawczych konstrukcji oraz po ich zakończeniu umożliwia również ocenę skuteczności podjętych działań [97]. Kluczową kwestią jest właściwe rozmieszczenie czujników, biorąc pod uwagę silny spadek amplitudy sygnału w murze do poziomu poniżej 50 dB na każde 5 warstw cegieł.

Alternatywnym rozwiązaniem do punktowych czujników piezoelektrycznych EA może być czujnik światłowodowy, który zbiera sygnał na całej swojej długości, co umożliwia kontrolowanie większej objętości badanego obiektu. Wykorzystywany jest przy tym efekt zakłócenia przepływu impulsów świetlnych w światłowodzie w efekcie wystąpienia fali sprężystej EA. Wciąż prowadzone badania w tym zakresie, włączając łuki murowane [281], nie dają jednak jeszcze zadowalających rezultatów.

5.4.9. Pomiar temperatury

Dotyczy zarówno kontroli samej konstrukcji, jak i temperatury jej otoczenia. Może być indywidulowanym badaniem wpływów zewnętrznych lub badaniem towarzyszącym innym pomiarom, na które temperatura może mieć istotny wpływ, dostarczającym wówczas informacji uzupełniających.

W pierwszym przypadku pomierzone wartości temperatury mogą być wykorzystane w analizie numerycznej zachowania konstrukcji i w ewentualnym po-

równaniu jej wyników z zachowaniem obserwowanym na rzeczywistym obiekcie. Oddziaływania termiczne zwykle mają jednak niewielki wpływ na wyężenie typowych MMS; ich znaczenie ujawnia się dopiero w przypadku obiektów o przesłach o długości przekraczającej 20 m [151], w przypadku których stwierdzono pewną korelację między temperaturą a wielkością naprężeń w zasypce i parcia zasypki na sklepienie [234].

W drugim przypadku dane temperaturowe stosowane są do korygowania wyników pomiarów innymi technikami badawczymi i monitorującymi, co dotyczy zwłaszcza badań: termograficznego, akustycznego, oporności elektrycznej, kontroli przemieszczeń i odkształceń oraz emisji akustycznej. Jednocześnie należy brać pod uwagę, że w zależności od techniki samego pomiaru temperatury istnieje wpływ wilgotności na jego wynik. W analizie zmian temperatury MMS, a zwłaszcza zasypki gruntowej, istotna jest bardzo duża pojemność i bezwładność termiczna opóźniająca i łagodząca efekty zmian temperatury otoczenia.

Do pomiaru temperatury w obszarze obiektów mostowych i ich otoczenia wykorzystywane są najczęściej czujniki rezystancyjne (z elementem czynnym z czystego metalu), termopary, a także systemy światłowodowe z siatką Bragga. Typowe układy zapewniają dokładność poniżej 0,1°C. Te ostatnie zaś umożliwiają, nawet przy zastosowaniu pojedynczego światłowodu, kompleksowy pomiar temperatury w wielu punktach, dzięki czemu uzyskiwany wynik jest bardziej rozproszony i reprezentatywny dla całego obiektu.

5.5. Charakterystyka pomiarowa w badaniach monitorujących

Parametry pomiarowe (metrologiczne) wymagane przy monitorowaniu (por. tabela 5.5) rozpatrywanych wielkości fizycznych charakteryzujących rozpatrywane składowe zachowania konstrukcji MMS obejmują:

- minimalny zakres pomiarowy – określony spodziewanym zakresem zmienności danego zjawiska charakteryzującego zachowanie konstrukcji typowych MMS;
- dokładność pomiaru – stopień zgodności wartości średniej wyników pomiaru z wartością rzeczywistą oznaczanej wielkości, wyrażony bezwzględną wielkością błędu wyznaczoną w odniesieniu do zakresu pomiarowego (nie więcej niż 5%) i poziomu inżynierskiej istotności;
- częstotliwość próbkowania – związaną ze spodziewaną częstością zmian danego zjawiska charakteryzującego zachowanie MMS.

Tabela 5.5. Składowe zachowania konstrukcji MMS, mierzone wielkości i wymagane parametry ich pomiaru

Badana składowa zachowania konstrukcji	Element konstrukcji	Mierzona wielkość	Wymagany parametr pomiarowy		
			minimalny zakres	dokładność	częstotliwość próbkowania
Zmiana geometrii i położenia / osiadanie	sklepienie	przesunięcie pionowe / poziome	±5 mm	±0,01 mm	≥ 20 Hz
	ściany boczne	przesunięcie poziome	±5 mm	±0,01 mm	≥ 10 Hz
	zasyпка	przesunięcie pionowe	±20 mm	±1 mm	≥ 1/dzień
	podpory	przesunięcie pionowe / poziome	±5 mm	±0,01 mm	≥ 20 Hz
Zmiana rozkładu sił wewnętrznych / parcia	sklepienie	obwodowe / poprzeczne naprężenie normalne	±30 MPa	±0,05 MPa	≥ 20 Hz
		obwodowe / poprzeczne odkształcenie liniowe	200 με	±1 με	≥ 20 Hz
	zasyпка	parcie pionowe / poziome	±0,5 MPa	±0,01 MPa	≥ 1/dzień
	podpory	pionowe naprężenie normalne	±30 MPa	±0,05 MPa	≥ 20 Hz
Kontrola aktywności rys	sklepienie	przesunięcie	±5 mm	±0,01 mm	≥ 20 Hz
Odpowiedź dynamiczna	sklepienie, cały obiekt	przyspieszenie	±10 G	±0,01 G	≥ 50 Hz
Emisja akustyczna	sklepienie	emisja akustyczna	30–150 kHz	–	≥ 2 MHz

5.6. Badania doraźne odpowiedzi konstrukcji na obciążenie

5.6.1. Specyfika i przeznaczenia badań doraźnych

Badania doraźne odpowiedzi konstrukcji na obciążenie stanowią podstawowy i bezpośredni kompleksowy sposób oceny zachowania obiektu w tym sensie, że w mniejszym lub większym stopniu wszystkie aktualne parametry techniczne konstrukcji mają wpływ na jej odpowiedź; w istocie jednak zasadnicze znaczenie ma dosyć ograniczona grupa.

Badania doraźne mają zastosowanie w:

- identyfikacji aktualnych cech geometrycznych i materiałowych konstrukcji przez kalibrację modeli obliczeniowych (por. podrozdz. 4.8) opartą na efektach statycznych [16], [65], [108], [158] lub dynamicznych ([92], [93], [226];
- sprawdzaniu warunków stanu granicznego użytkowalności (ugięcia, rozwarłości rys/zasięgu dekompresji) [16], [99];
- ocenie sztywności konstrukcji [188], [189];
- określaniu charakteryzującej konstrukcję empirycznej linii wpływu wybranego efektu statycznego [157];
- szacowaniu sił wewnętrznych (momentów zginających) na podstawie ugięć [157];
- określaniu cech modalnych konstrukcji (postaci drgań własnych oraz odpowiadających im częstotliwości i tłumienia) [9], [23], [24], [92];
- określaniu przyspieszeń drgań konstrukcji w efekcie obciążeń użytkowych [16], [55], [194];
- określaniu współczynnika przewyższenia dynamicznego [16], [17], [40], [135], [194];
- określaniu wpływu napraw i wzmocnień konstrukcji [56].

5.6.2. Rodzaje wykorzystywanych wpływów

Wśród stosowanych typowych rodzajów obciążeń i związanych z nimi kontrolowanych wielkości charakteryzujących zachowanie konstrukcji znajdują się:

- Obciążenia statyczne – realizowane w sposób zaplanowany, zazwyczaj z wykorzystaniem ciężkich pojazdów o znanej charakterystyce, w tym specjalistycznych pojazdów obciążeniowych [121], [215] lub (rzadko) dodatkowego balastu [124], [194], [293] (rys. 5.9a). Są wprowadzane bardzo wolno i usta-

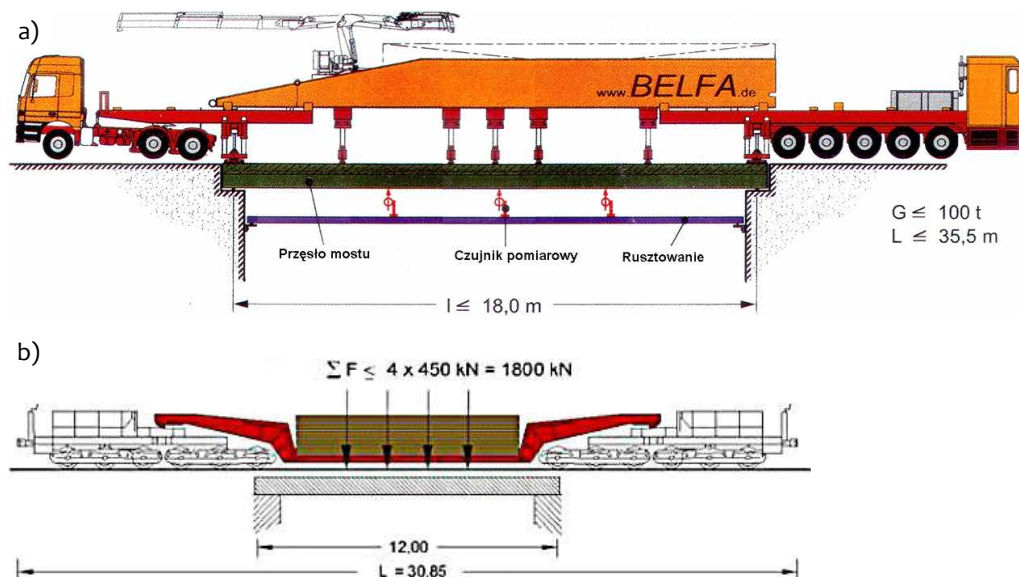
wiane na obiekcie w ustalonych położeniach; służą głównie pomiarowi przemieszczeń, odkształceń i naprężeń/parć.

- Obciążenia quasi-statyczne – realizowane w sposób zaplanowany lub losowo z wykorzystaniem pojazdów o zidentyfikowanej lub szacowanej charakterystyce, przejeżdżających po obiekcie ze względnie małą i najlepiej stałą prędkością (rys. 5.9b). Służą do pomiaru przemieszczeń, odkształceń i naprężeń/parć [16], [53], [108].
- Obciążenia dynamiczne – realizowane w sposób zaplanowany lub losowo z wykorzystaniem pojazdów o rozpoznanej lub nie charakterystyce, przejeżdżających po obiekcie z dowolną prędkością. Służą głównie do pomiaru przyspieszeń drgań i przemieszczeń [17], [40], [153], [194].
- Inne obciążenia wymuszone – realizowane z wykorzystaniem wzbudzeń impulsowych (powodowanych przejazdem pojazdu przez próg [106], upadkiem masy [93], uderzeniem koparki [65], podskokami ludzi [227]) lub wzbudzeń cyklicznych (powodowanych np. wzbudnikiem drgań [301]). Dotyczą głównie pomiaru przyspieszeń drgań.
- Obciążenia drganiami otoczenia – bazujące na losowych, nieokreślonych drganiach otoczenia obiektu (o preferowanej charakterystyce białego szumu), w tym na oddziaływaniu wiatru; wykorzystywane w pomiarze przyspieszenia drgań [19], [24], [56], [86], [92], [253].

Obciążenie statyczne realizowane za pomocą specjalistycznych pojazdów drogowych BELFA i kolejowych BELFA-DB (rys. 5.10), zaopatrzonych w siłowniki symulujące naciski osi różnych pojazdów, w tym o schematach normowych, jest stosowane (głównie w Niemczech) do badania różnych typów mostów, włącznie



Rys. 5.9. Badania MMS pod obciążeniem statycznym balastem (a) [194] i ruchomym pojazdem (b)



Rys. 5.10. Pojazdy specjalistyczne do obciążania mostów drogowych (BELFA) (a) i kolejowych (BELFA-DB) (b)

z konstrukcjami murowanymi [121], [215], [267]. Jego główną zaletą jest możliwość stopniowego i kontrolowanego zwiększania obciążenia.

Obciążenia w badaniach doraźnych, które są działaniami z zakresu monitorowania obiektów eksploatowanych, nie mogą prowadzić do trwałych zmian w konstrukcji, a tym bardziej do jej uszkodzenia. Wywołują jedynie chwilowe i w pełni odwracalne efekty. Nie są zatem brane pod uwagę obciążenia MMS prowadzące do jego zniszczenia, stanowiące odrębną grupę badań, które wprowadzając jeszcze pełniejsze informacje, ale na temat konstrukcji nienadających się już do dalszego użytkowania.

Czas trwania badań doraźnych jest ograniczony (najczęściej do kilku godzin), co umożliwia przyjęcie stałych warunków ich prowadzenia pod względem dodatkowych oddziaływań (np. temperatury, wiatru, osiadania podpór) czy stanu konstrukcji. Odróżnia to badania doraźne od długoterminowych, w których z kolei istotne są właśnie głównie dodatkowe wpływy.

Doraźne badania odpowiedzi konstrukcji MMS zobrazowano na przykładzie autorskich sesji badawczych eksploatowanych obiektów zlokalizowanych na Dolnym Śląsku, tj. mostów we Wrocławiu (Mostu Osobowickiego Północnego), w Miliczu i w Świdnicy (podrozdz. 5.6.3–5.6.5). W zależności od dostępności obiektu i możli-

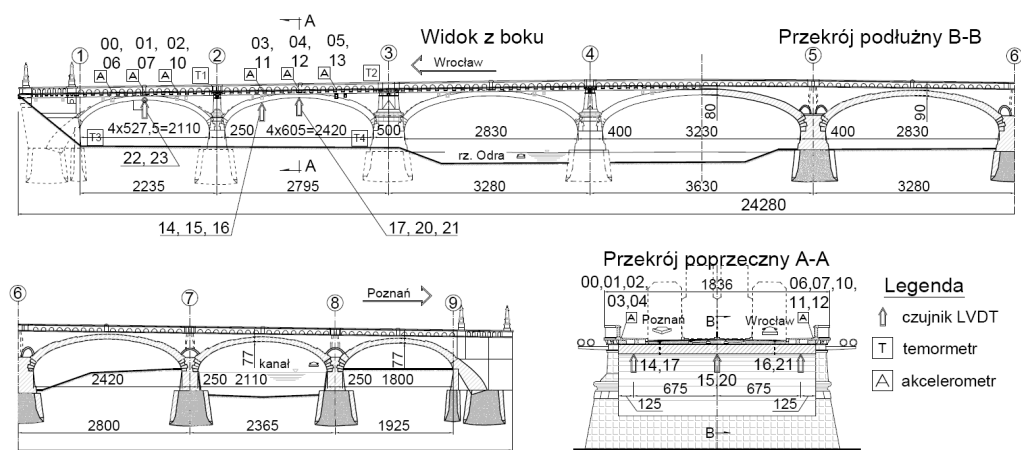
wości ingerencji w odbywający się po nim ruch, badania prowadzono z wykorzystaniem obciążeń statycznych, quasi-statycznych i dynamicznych typowymi dla danego obiektu pojazdami drogowymi lub szynowymi.

5.6.3. Doraźne badanie odpowiedzi Mostu Osobowickiego

Widok ogólny badanego mostu przedstawia rys. 5.11, a jego wymiary geometryczne podano na rys. 5.12.



Rys. 5.11. Most Osobowicki nad rzeką Odrą we Wrocławiu



Rys. 5.12. Ukształtowanie Mostu Osobowickiego w widoku z boku i w przekroju poprzecznym, ze szczegółami dotyczącymi rozmieszczenia czujników pomiarowych

Most Osobowicki Północny jest obiektem 8-przęsłowym o pięciocentrycznych sklepieniach kosзовych o rozpiętości w świetle: 21,10 + 24,20 + 28,30 + 32,30 + 28,30 + 24,20 + 21,10 + 18,00 m. Obsługuje ruch samochodowy (DK nr 5), tramwajowy i pieszy.

Zakres badań przeprowadzonych na obiekcie w dwóch niezależnych sesjach pod obciążeniem naturalnym (niesterowanym) ruchem objął, jak wynika z rys. 5.12, m.in. pomiar:

- pionowych przemieszczeń sklepienia przęsła nr 2–3 (w punktach pomiarowych nr 14, 15, 16, 17, 20 i 21);
- pionowych i poziomych względnych przemieszczeń części sklepienia przęsła nr 1–2 rozdzielonych podłużnym pęknięciem (w punktach pomiarowych 22 i 23);
- pionowych przyspieszeń przęseł nr 1–2 i 2–3 (w punktach 00, 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07, 10, 11, 12 i 13) – pierwsza sesja pomiarowa;
- pionowych przyspieszeń przęsła nr 2–3 (w punktach 03, 04, 05, 11, 12 i 13) – druga sesja pomiarowa;
- temperatury na przęsłach i pod nimi (w punktach T1÷T4).

W badaniach zastosowano system pomiarowy do automatycznej rejestracji wyników w postaci cyfrowej, obejmujący:

- zestaw indukcyjnych czujników (LVDT) do pomiaru przemieszczeń;
- zestaw indukcyjnych czujników bezwładnościowych do pomiaru przyspieszeń;
- zestaw czujników MEMS do pomiaru przyspieszeń (druga sesja);
- zestaw termometrów elektronicznych do pomiaru temperatury;
- wzmacniacze pomiarowe typu Spider8 (pierwsza sesja) lub QuantumX MX840B (druga sesja), połączone z komputerem PC z oprogramowaniem do rejestracji danych.

Szczegóły montażu i usytuowania wybranych czujników pomiarowych pokazano na rys. 5.13. Pomiary prowadzono z częstotliwością próbkowania 50 lub 300 Hz (druga sesja).

Obciążeniem konstrukcji, którego efekty działania mierzono w trakcie opisywanych pomiarów, był standardowy ruch eksploatacyjny na obiekcie, obejmujący głównie tabor samochodowych (osobowy i ciężarowy) oraz tabor tramwajowy. Obciążenia te w trakcie pomiarów pojawiały się w sposób losowy, zgodny z rzeczywistymi obciążeniami użytkowymi.

Pomiary w pierwszej sesji wykonano w kilkudziesięciu cyklach trwających po ok. 180 s. Rejestrowano odpowiedź konstrukcji na losowo przejeżdżające pojazdy, a wyniki wybranych charakterystycznych przejazdów podano poniżej. W tabeli 5.6 przedstawiono wartości pionowych przemieszczeń quasi-statycznych u_s punktów



Rys. 5.13. a) Sposób ustawienia 6 czujników indukcyjnych do pomiaru pionowych przemieszczeń przęsła nr 2–3, b) szczegół zamocowania czujnika indukcyjnego przemieszczeń w $\frac{1}{4}$ rozpiętości przęsła nr 2–3, c) szczegół zamocowania czujnika indukcyjnego przyspieszeń, d) szczegół zamocowania czujnika MEMS przyspieszeń

(14, 15, 16, 17, 20, 21) sklepienia przęsła nr 2–3 w chwili maksymalnego (wyróżnione- go pogrubioną czcionką) ugięcia w danym punkcie pomiarowym w trakcie wybra- nych 12 cykli pomiarowych. Przemieszczenia quasi-statyczne zostały wyznaczone z bezpośrednio zarejestrowanego sygnału metodą lokalnego uśredniania.

Jak wynika z tabeli 5.6, największe wartości przemieszczeń uzyskano m.in. wte- dy, gdy obciążenie pochodziło od wywrotki 5-osiowej (rys. 5.14, pomiary nr 5 i 4), tramwaju z tirem (pomiar nr 6), ciężarówki 2-osiowej (pomiar nr 1) oraz autobusu z innymi pojazdami (pomiar nr 9). Na podstawie tych wyników można zauważyć, że największe sumarycznie obciążenia niekoniecznie generują największe ugięcia; po- równywalne przemieszczenia pionowe uzyskano np. w trakcie przejazdu (pomiar nr 1) ciężarówki 2-osiowej (prawdopodobnie mocno przeciążonej), jak również autobusu wraz z wieloma innymi pojazdami (przejazd nr 9). Globalnie największe zarejestrowane przemieszczenie $u_{s,max} = 0,33$ mm wystąpiło podczas pomiaru nr

Tabela 5.6. Wartości przemieszczeń punktów sklepienia przęsła nr 2–3 w chwili maksymalnego ugięcia w wyróżnionym punkcie pomiarowym

Nr pomiaru	Obciążenie	Przemieszczenie quasi-statyczne u_s^* [mm]					
		nr punktu pomiarowego					
		14	15	16	17	20	21
1	ciężarowy 2 osie (W)	0,03	0,08	0,12	0,05	0,22	0,29
2	tramwaj (P)	0,05	0,11	0,01	0,07	0,13	0,04
3	tir + autobus + tir + osobowy (P)	0,07	0,04	0,02	0,16	0,11	0,01
4	wywrotka 5 osi (P)	0,10	0,08	0,03	0,31	0,20	0,04
5	wywrotka 5 osi (P) + inne	0,12	0,09	0,04	0,33	0,22	0,07
6	tramwaj (W) + tir (P)	0,11	0,08	0,03	0,30	0,19	0,06
7	ciężarowy 3 osie (W)	0,02	0,06	0,09	0,04	0,17	0,24
8	ciężarowy 4 osie (W)	0,02	0,07	0,10	0,04	0,19	0,28
9	autobus + korek (W)	0,02	0,07	0,10	0,04	0,20	0,29
10	ciężarowy (Man) 5 osi (P)	0,08	0,09	0,03	0,20	0,23	0,06
11	osobowe (P)	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,01
12	zator osobowych (P)	0,02	0,01	0,01	0,03	0,04	0,01

Oznaczenia: (P) – przejazd w kierunku Poznania, (W) – przejazd w kierunku centrum Wrocławia.

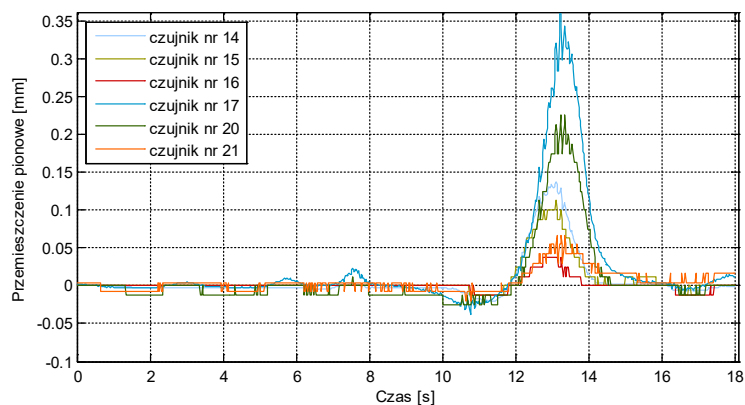
* Wartości dodatnie u_s oznaczają przemieszczenie przęsła do dołu.

5 w czujniku nr 17, a wywołane było przejazdem w kierunku Poznania wywrotki 5-osiowej wraz z towarzyszącymi pojazdami. We wszystkich pomiarach obserwowana jest wyraźna odkształcalność sklepienia w kierunku poprzecznym – rozkłady zmierzonych przemieszczeń w danym przekroju odzwierciedlają położenie pojazdu na szerokości przęsła w trakcie przejazdu. Na przykład, w trakcie pomiarów nr 2 i 10 przejazd odbywał się blisko środka szerokości przęsła (stąd maksymalne ugięcia wystąpiły w punktach pomiarowych nr 15 i 20). Pomiar nr 4 wykonany w trakcie odosobnionego przejazdu wywrotki odzwierciedla zapis przebiegu przemieszczeń na rys. 5.15. Z kolei na rysunku 5.16 pokazano przebieg przyspieszeń drgań w trakcie tego samego pomiaru w punktach pomiarowych (03, 04, 05, 11, 12 i 13) sklepienia przęsła nr 2–3.

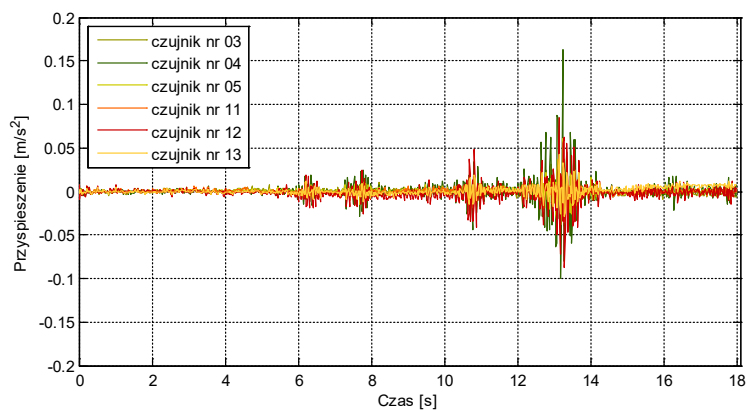
Wyniki pomiaru nr 2 obejmującego przejazd tramwaju przedstawiono na rys. 5.17–5.19.



Rys. 5.14. Pojazdy przejeżdżające przez obiekt w trakcie pomiaru nr 4



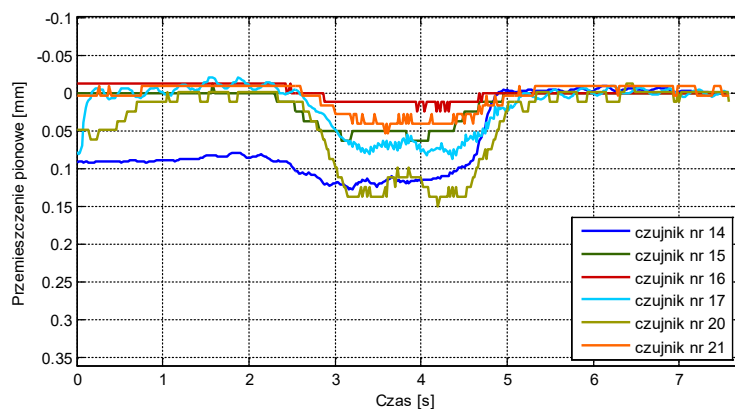
Rys. 5.15. Przebieg przemieszczeń punktów sklepienia nr 2–3 w trakcie pomiaru nr 4



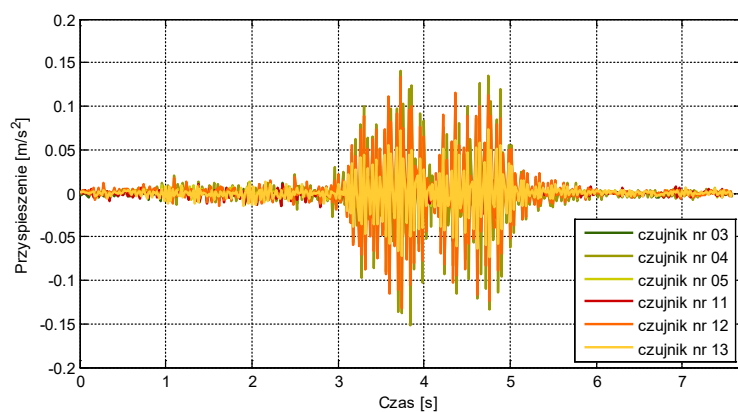
Rys. 5.16. Przebieg przyspieszeń punktów sklepienia nr 2–3 w trakcie pomiaru nr 4



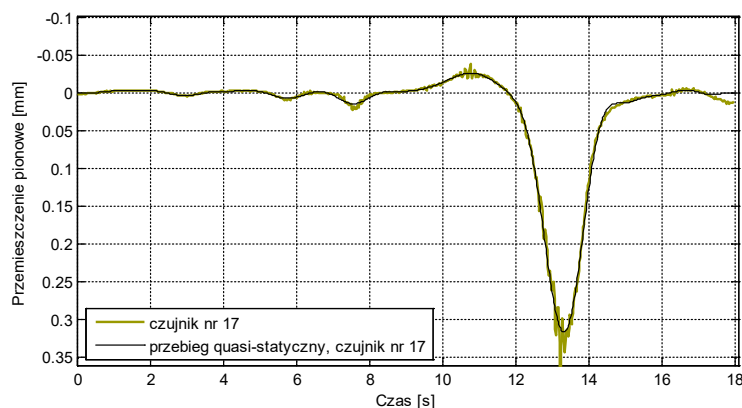
Rys. 5.17. Pojazdy przejeżdżające przez obiekt w trakcie pomiaru nr 2



Rys. 5.18. Przebieg przemieszczeń punktów sklepienia nr 2–3 w trakcie pomiaru nr 2



Rys. 5.19. Przebieg przyspieszeń punktów sklepienia nr 2–3 w trakcie pomiaru nr 2



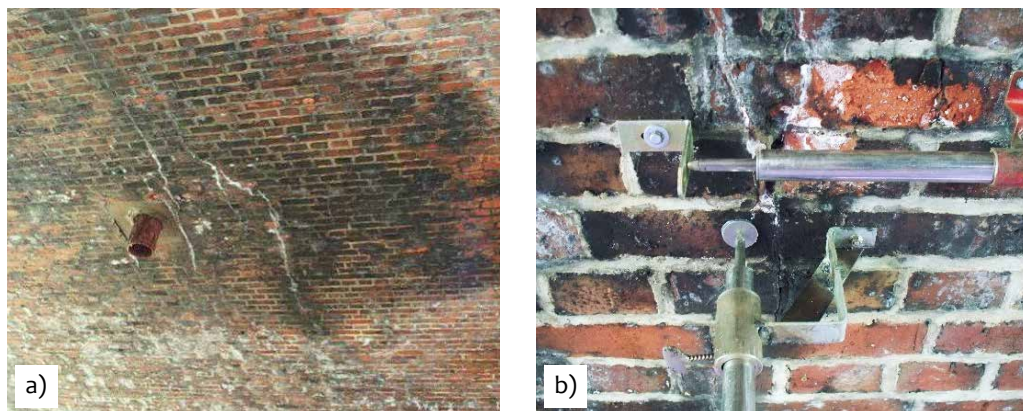
Rys. 5.20. Przemieszczenia statyczne i dynamiczne do wyznaczenia WPD z pomiaru nr 4 (czujnik nr 17)

Analizując wszystkie wyniki pomiaru przyspieszeń drgań, stwierdzono, że zawierały się one w przedziale $-0,2 \div 0,2 \text{ m/s}^2$. Przyspieszenia o największej wartości powodują przejazdy tramwajów, niektórych pojazdów ciężarowych, a także kilku pojazdów jednocześnie.

Na podstawie uzyskanych danych możliwe jest też określenie wartości współczynnika przewyższenia dynamicznego (WPD), obliczanego jako iloraz maksymalnej amplitudy zarejestrowanego przebiegu przemieszczeń pionowych (dynamicznych) $u_d^{\max}$ w czasie do odpowiadającej jej wartości quasi-statycznej $u_s^{\max}$ – zgodnie ze wzorem (5.1).

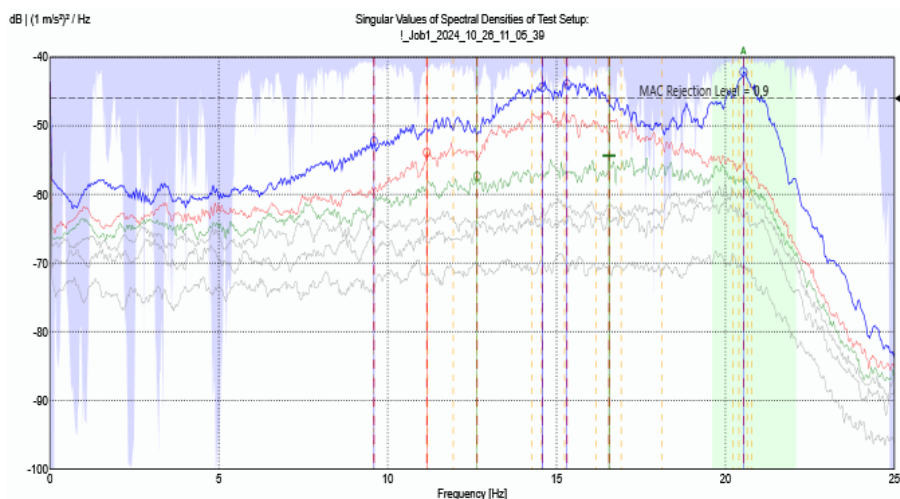
Analizowane bezwzględne przemieszczenia quasi-statyczne punktów sklepienia są małe, co w realnej sytuacji ich dużej względnej zmienności może prowadzić do uzyskania WPD o dużych wartościach – dlatego do obliczenia współczynnika wybrano pomiar nr 4. Przebieg przemieszczeń dynamicznych i quasi-statycznych uzyskanych w trakcie tego pomiaru w czujniku nr 17 przedstawia rys. 5.20. Zgodnie z zapisem sygnału maksymalne przemieszczenie dynamiczne wynosi $u_d^{\max} = 0,363 \text{ mm}$, a odpowiadające mu przemieszczenie quasi-statyczne $u_s^{\max} = 0,310 \text{ mm}$. Stąd w rozpatrywanym przypadku WPD wyniósł 1,17.

Czujniki indukcyjne nr 22 i 23 zamontowano na sklepieniu przęsła nr 1–2 w celu kontroli ewentualnych względnych przemieszczeń części sklepienia, rozdzielonych pęknięciem podłużnym (por. rys. 5.21). We wszystkich zarejestrowanych pomiarach stwierdzono brak mierzalnych względnych przemieszczeń, co świadczyć może o niewielkim zasięgu głębokości pęknięcia. Obie części sklepienia rozdzielone pęk-



Rys. 5.21. Kontrola aktywności zarysowania w sklepieniu przęsła nr 1-2:

a) zarysowanie, b) układ czujników



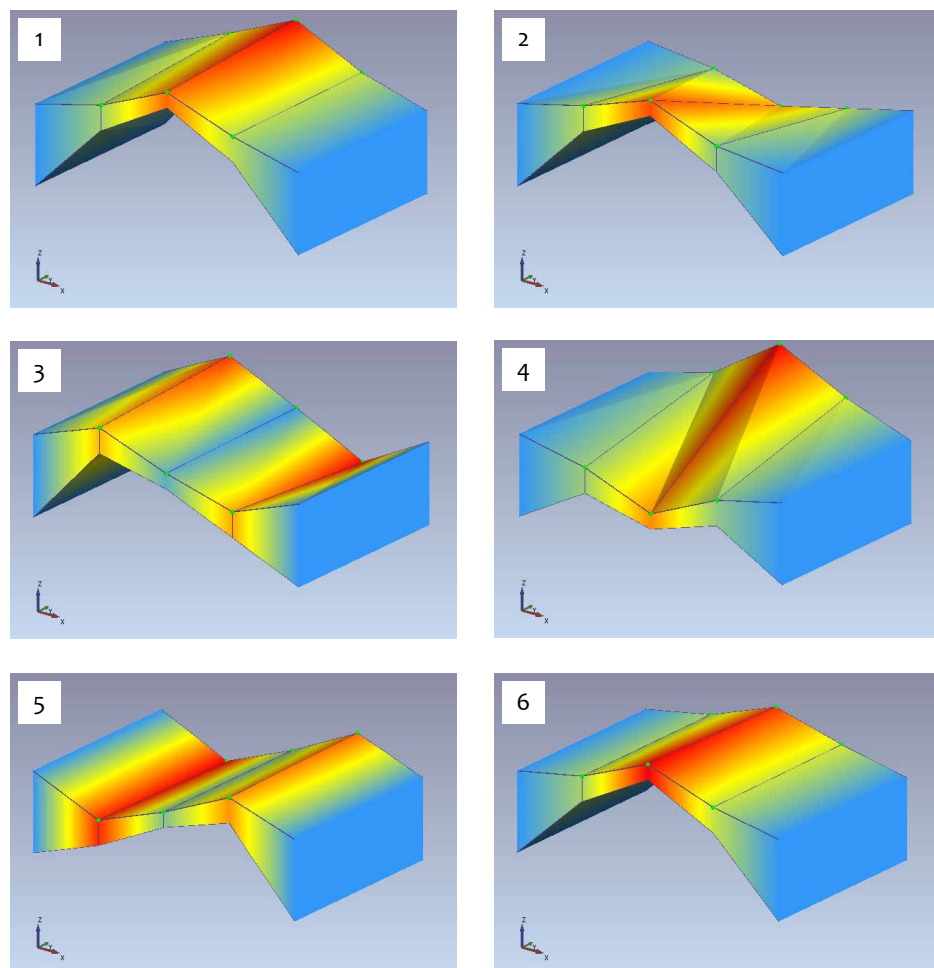
Rys. 5.22. Spektrum rozłożone według wartości osobliwych, z zaznaczonymi potencjalnymi częstotliwościami drgań

nięciem pracują w sposób ciągły, zatem można stwierdzić brak zagrożenia powiększenia pęknięcia pod wpływem ruchu pojazdów po obiekcie.

Analiza modalna konstrukcji Mostu Osobowickiego została przeprowadzona z wykorzystaniem danych zarejestrowanych w trakcie dwóch sesji pomiarowych za pomocą zestawu czujników przyspieszeń (por. rys. 5.13c i d). Na podstawie wyników pierwszej sesji określono ogólny charakter pracy konstrukcji, w tym zakresy

udziału poszczególnych przęseł w podstawowych postaciach drgań. Stwierdzono dużą względną niezależność pracy przęseł, stąd w drugiej sesji przeprowadzonej za pomocą precyzyjniejszej aparatury pomiarem objęto przęsło nr 2–3. Kilkukrotny pomiar (każdy trwający ok. 45 min) był prowadzony z częstotliwością próbkowania 300 Hz. Uzyskane wyniki analizy modalnej prezentowane poniżej dotyczą tej sesji. W celu identyfikacji cech modalnych zapisy drgań konstrukcji zostały przetworzone za pomocą oprogramowania Artemis.

Do wyznaczenia postaci i częstotliwości drgań zastosowano metodę EFDD, w której wykorzystywany jest rozkład macierzy spektrum według wartości osobliwych (ang. *Singular Value Decomposition*) (por. rys. 5.22). Uzyskane spektrum jest



Rys. 5.23. Sześć (1–6) zidentyfikowanych postaci drgań przęseł nr 2–3

mało wyraźne, co charakteryzuje analizę tego typu masywnych obiektów ze względu na wartości przyspieszeń niewiele większe niż szum tła i duże tłumienie.

Wyniki obejmujące częstotliwości sześciu pierwszych postaci drgań i odpowiadające im wartości tłumienia przedstawiono w tabeli 5.7, natomiast na rys. 5.23 pokazano zidentyfikowane kształty postaci drgań przęsła nr 2–3.

Tabela 5.7. Zidentyfikowane parametry modalne Mostu Osobowickiego

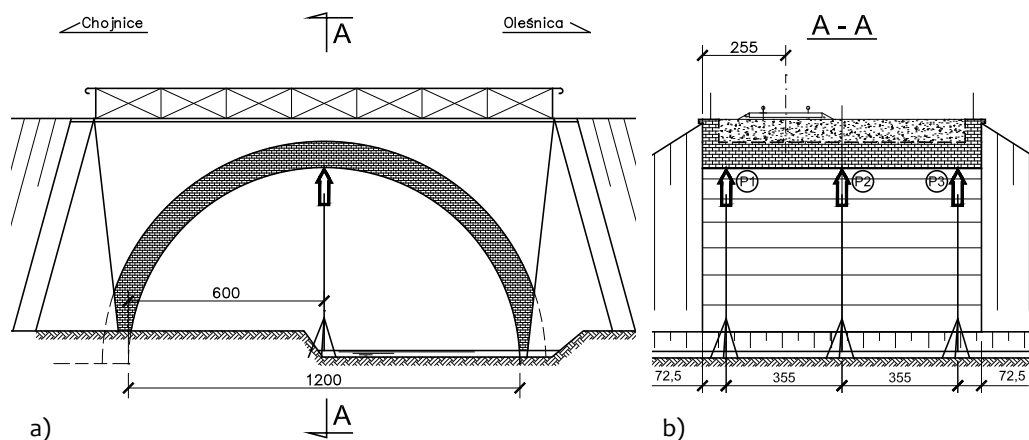
Numer modu	Częstotliwość [Hz]	Tłumienie [%]
1	9,59	1,46
2	11,16	1,76
3	12,60	1,60
4	15,28	1,28
5	16,58	1,52
6	20,21	2,10

5.6.4. Doraźne badanie odpowiedzi mostu nad rzeką Młynówką w Miliczu

Przedmiotowy obiekt to jednoprzęsłowy kolejowy most sklepiony, którego zasadnicze elementy konstrukcyjne wykonane są z cegły (rys. 5.24). Zlokalizowany jest w Miliczu nad rzeką Młynówką, w ciągu linii kolejowej nr 281 na odcinku Oleśnica–Chojnice w km 42+506,60. Konstrukcja została wzniesiona w roku 1875. Widok ogólny mostu przedstawia rys. 5.24, a jego wymiary geometryczne podano na rys. 5.25.



Rys. 5.24. Most nad rzeką Młynówką w Miliczu



Rys. 5.25. Parametry geometryczne konstrukcji i szczegóły rozmieszczenia czujników pomiarowych: a) widok z boku, b) przekrój poprzeczny



Rys. 5.26. Lokalizacja statywów z czujnikami pomiaru przemieszczeń sklepienia

Badania obiektu zostały wykonane w ciągu jednego dnia, bez zakłócania ruchu taboru kolejowego czy ingerowania w jego rodzaj. Miało to na celu m.in. potwierdzenie możliwości realizacji tego typu badań w warunkach dowolnych, niewymagających bezpośredniego zaangażowania zarządcy linii kolejowej.

W trakcie badań prowadzonych zgodnie z metodyką zaproponowaną w podrozdz. 5.4.1 kontroli podlegały pionowe przemieszczenia 3 punktów sklepienia (P1-P3) w środku jego rozpiętości. W trakcie pomiaru korzystano z uniwersalnej aparatury pomiarowej, sprzężonej z komputerem, umożliwiającej ciągłą rejestrację

mierzonych wielkości. Zastosowana częstotliwość próbkowania wynosiła 50 Hz. Do pomiaru przemieszczeń użyto czujników indukcyjnych WA/100 firmy HBM. Układ pomiarowy z lokalizacją statywów z czujnikami pomiaru przemieszczeń sklepienia pokazano również na rys. 5.25 i 5.26.

Badania przeprowadzono w warunkach nieregulowanego, typowego ruchu kolejowego na trasie Chojnice (Ch)–Oleśnica (O). Pomiarami objęto m.in. przejazdy 4 zróżnicowanych towarowych składów kolejowych prowadzonych przez różnego typu lokomotywy identyfikowane na bieżąco:

- 1) Przejazd R1 – kierunek O→Ch, lokomotywa E6ACT002 Dragon.
- 2) Przejazd R2 – kierunek O→Ch, lokomotywa EU07E-082.
- 3) Przejazd R3 – kierunek Ch→O, lokomotywa ET22-877 (rys. 5.27a).
- 4) Przejazd R4 – kierunek O→Ch, lokomotywa E31 – Skoda 181 (rys. 5.27b).

Podstawowe parametry techniczne zidentyfikowanych lokomotyw zestawiono w tabeli 5.8, a wybrane lokomotywy pokazano na rys. 5.27.

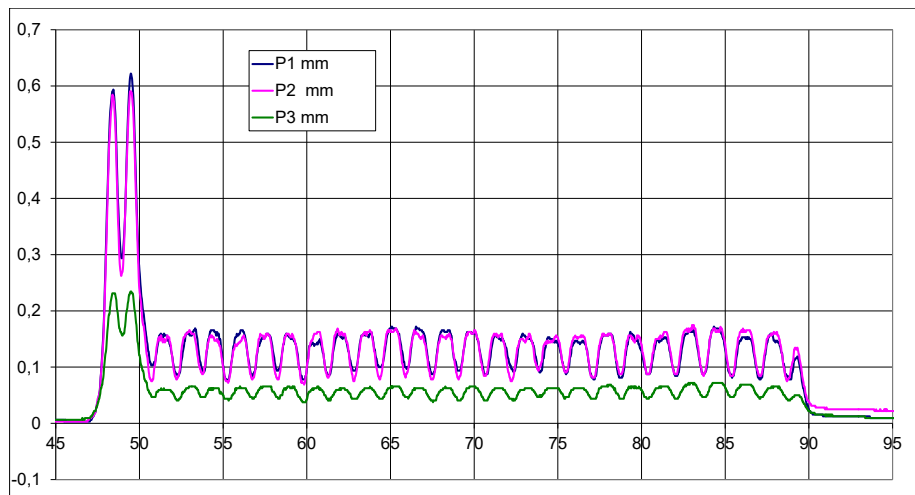
Tabela 5.8. Parametry techniczne lokomotyw obciążających most

Przejazd	Typ lokomotywy	Rodzaj układu osi	Rozstaw czopów skrętu [mm]	Rozstaw osi w wózku [mm]	Nacisk osi [kN]
R1	E6ACT002 Dragon	Co'Co'	10 500	1950	196
R2	EU07E-082	Bo'Bo'	8550	3050	204
R3	ET22-877	Co'Co'	10 300	1750	196
R4	E31 – Skoda 181	Co'Co'	8550	2400	203

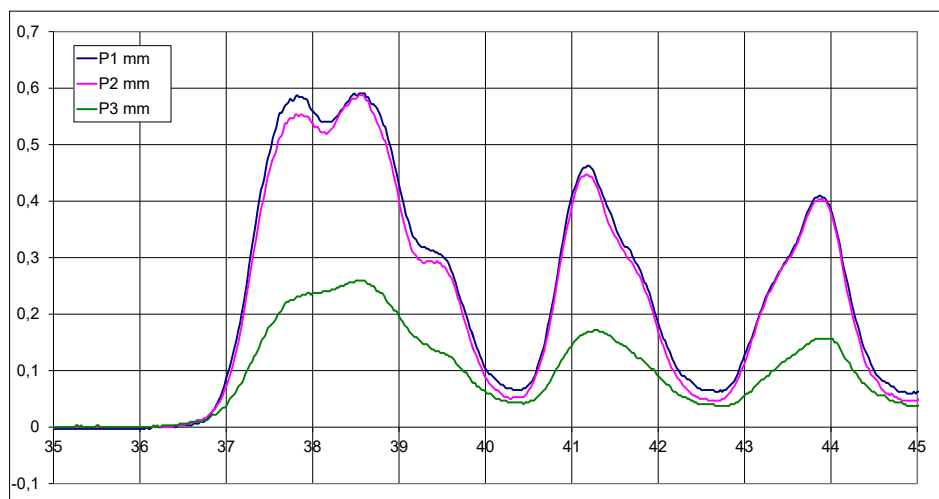


Rys. 5.27. Wybrane lokomotywy w trakcie przejazdu przez most:

a) przejazd R3, b) przejazd R4



Rys. 5.28. Przemieszczenia punktów pomiarowych sklepienia w trakcie przejazdu R3 – cały skład



Rys. 5.29. Przemieszczenia punktów pomiarowych sklepienia w trakcie przejazdu R4 – przejazd lokomotywy

Wyniki pomiarów przedstawiono w postaci przebiegów przemieszczeń zmierzonych za pomocą wszystkich trzech czujników w punktach pomiarowych P1–P3 (rys. 5.25), w trakcie przejazdów R3 i R4. W przypadku pomiaru R3 pokazano zapis przejazdu całego składu (rys. 5.28), a w przypadku pomiaru R4 – szczegółowo

Tabela 5.9. Wartości przemieszczeń pod obciążeniem w trakcie przejazdów R1–R4

Przejazd	Położenie lokomotywy względem przęsła	Przemieszczenia sklepienia w punktach [mm]			Przemieszczenie średnie [mm]
		P1	P2	P3	u_{av}
R1	A	0,60	0,59	0,25	0,509
	S	0,49	0,47	0,22	0,410
R2	A	0,45	0,43	0,19	0,375
	S	0,28	0,30	0,14	0,256
R3	A	0,62	0,59	0,23	0,508
	S	0,30	0,26	0,16	0,245
R4	A	0,59	0,59	0,26	0,504
	S	0,54	0,52	0,24	0,453

Oznaczenia: A – asymetryczne położenie lokomotywy wzgl. przęsła,

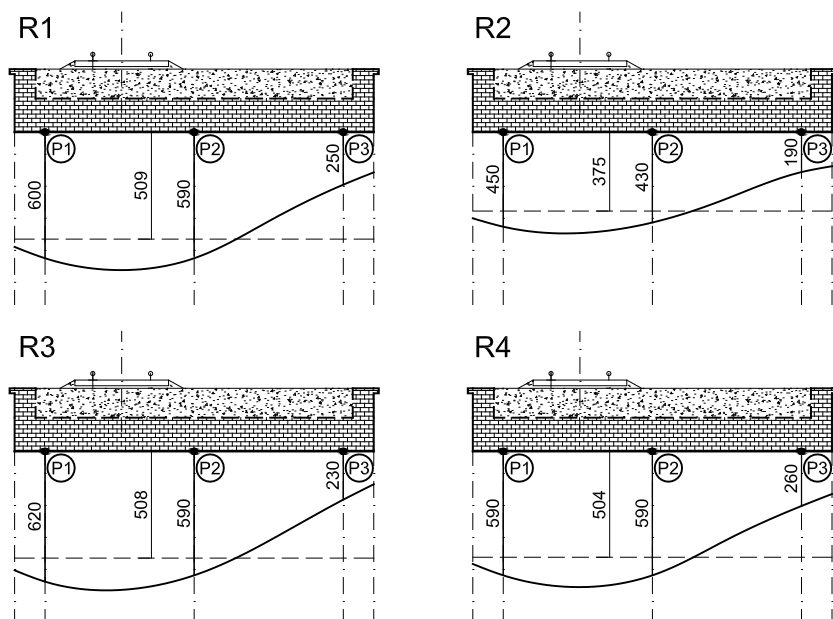
S – symetryczne położenie lokomotywy wzgl. przęsła.

fragment zapisu pokazujący przemieszczenia sklepienia w trakcie przejazdu lokomotywy (rys. 5.29), która powoduje zwykle największe wyężenie i deformację konstrukcji.

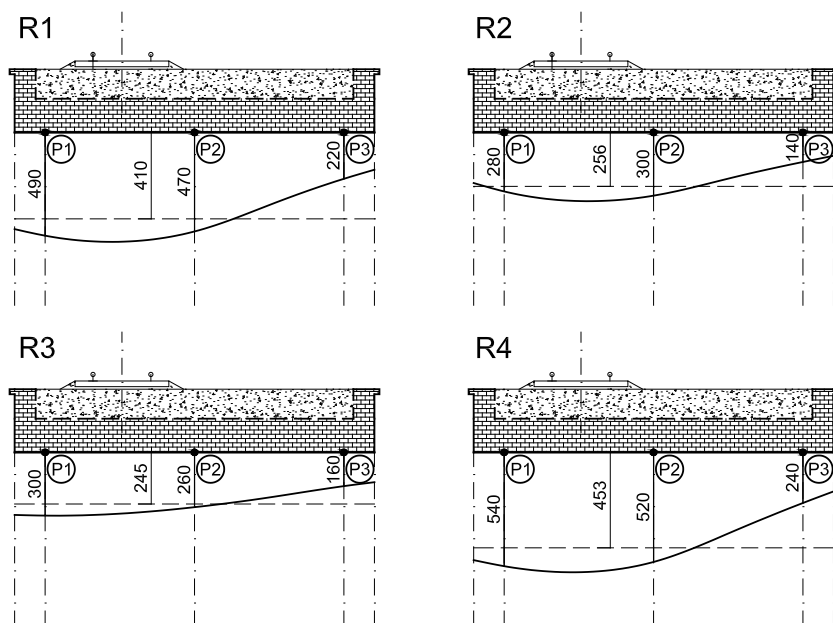
Charakterystyczne wartości przemieszczeń zmierzone w punktach pomiarowych P1–P3 sklepienia zebrano w tabeli 5.9. Odnoszą się one do asymetrycznego (A) i symetrycznego (S) położenia lokomotywy w trakcie przejazdu. Pierwsze położenie (A) odpowiada ustawieniu osi jednego z wózków lokomotywy ponad $\frac{1}{2}$ rozpiętości przęsła, co zwykle generuje największe ugięcie przęsła. Położenie drugie (S) oznacza, że oś symetrii całej lokomotywy znajduje się nad $\frac{1}{2}$ rozpiętości przęsła, na co wskazuje punkt w miejscu zagłębienia „siodła” na początku wykresu przebiegu ugięcia.

Ekstrapolowane postaci deformacji konstrukcji w przekroju poprzecznym w kluczu przęsła spowodowane obciążeniem lokomotywą w ustawieniach asymetrycznych i symetrycznych w trakcie przejazdów R1–R4 pokazano odpowiednio na rys. 5.30 i 5.31. Na obu rysunkach podano wartości dyskretne w mierzonych punktach, jak i wartości uśrednione z całej szerokości przęsła.

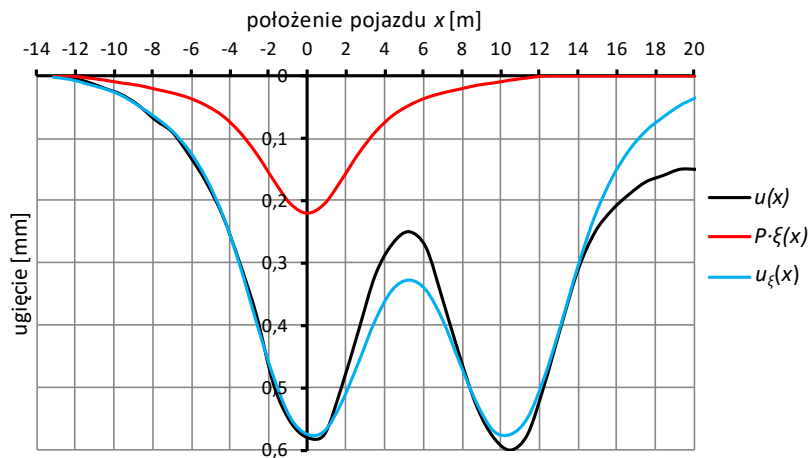
Korzystając z metody opisanej w podrozdz. 4.8.3, z danych uzyskanych w trakcie przejazdów wyznaczono empiryczne funkcje wpływu $\xi(x)$ ugięcia w środku rozpiętości sklepienia, a wykres jednej z nich pokazano na rys. 5.32.



Rys. 5.30. Przeszczenia w mierzonych punktach sklepienia w chwili asymetrycznego położenia lokomotywy względem przęsła w trakcie przejazdów R1–R4 [μm]



Rys. 5.31. Przeszczenia w mierzonych punktach sklepienia w chwili symetrycznego położenia lokomotywy względem przęsła w trakcie przejazdów R1–R4 [μm]



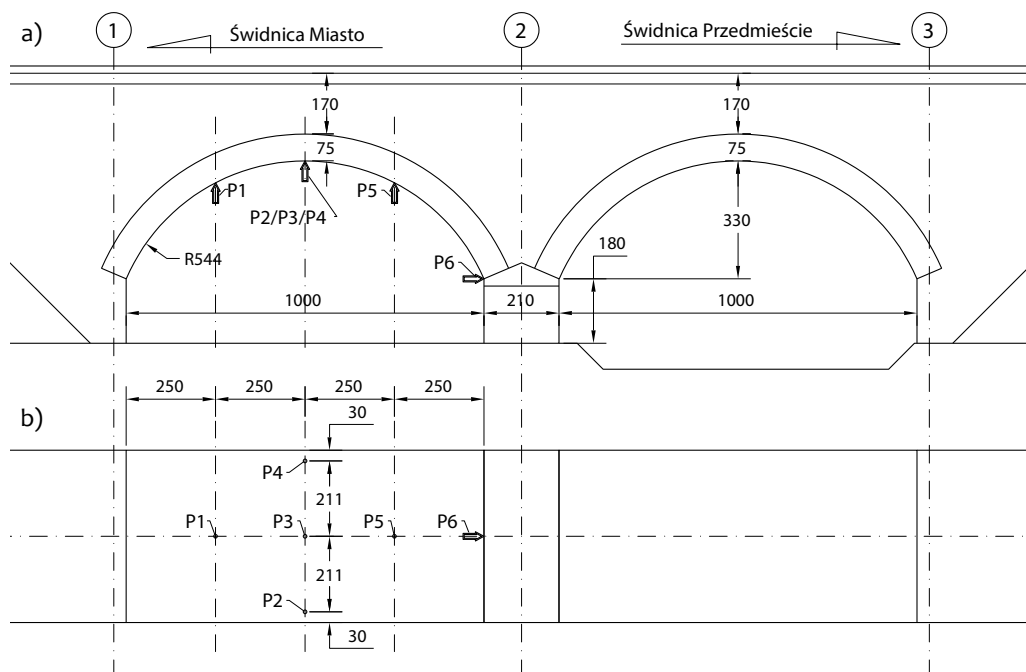
Rys. 5.32. Empiryczna linia wpływu ugięcia w środku rozpiętości sklepienia mostu w Miliczu wraz z przebiegami ugięcia do jej określenia

5.6.5. Doraźne badanie odpowiedzi mostu nad rzeką Witoszówką w Świdnicy

Badany most jest dwuprzęsłowym obiektem kolejowym z roku 1898, którego sklepienia wykonane są z cegły, a ściany boczne, podpory oraz lica sklepień – z kamienia. Zlokalizowany jest w Świdnicy nad rzeką Witoszówką, w ciągu linii kolejowej



Rys. 5.33. Most nad rzeką Witoszówką w Świdnicy (widok po remoncie) (fot. Cz. Machelski)



Rys. 5.34. Parametry geometryczne konstrukcji ze szczegółami rozmieszczenia czujników pomiarowych: a) widok z boku, b) widok z góry



Rys. 5.35. Lokalizacja statywów z czujnikami pomiaru przemieszczeń sklepienia

nr 771 Świdnica Przedmieście–Świdnica Miasto w km 1+601. Widok ogólny mostu przedstawia rys. 5.33, a wymiary geometryczne podano na rys. 5.34.

W trakcie badań prowadzono pomiar przemieszczeń pionowych sklepienia nr 1 w punktach pomiarowych P1–P6 (por. rys. 5.34) za pomocą czujników indukcyjnych, których układ pokazano na rys. 5.34 i 5.35. Rozmieszczenie analizowanych punktów jest zgodne z rozmieszczeniem przyjętym w metodyce badań opisanej w podrozdz. 5.4.1.

Dzięki między innymi zaangażowaniu Zakładu Linii Kolejowych PKP w Wałbrzychu w badania możliwe było unikalne zaaranżowanie ustawień i przejazdów odosobnionej lokomotywy zgodnie z planem autora. Zastosowanym obciążeniem była lokomotywa ST44 o parametrach zastawionych w tabeli 5.10.

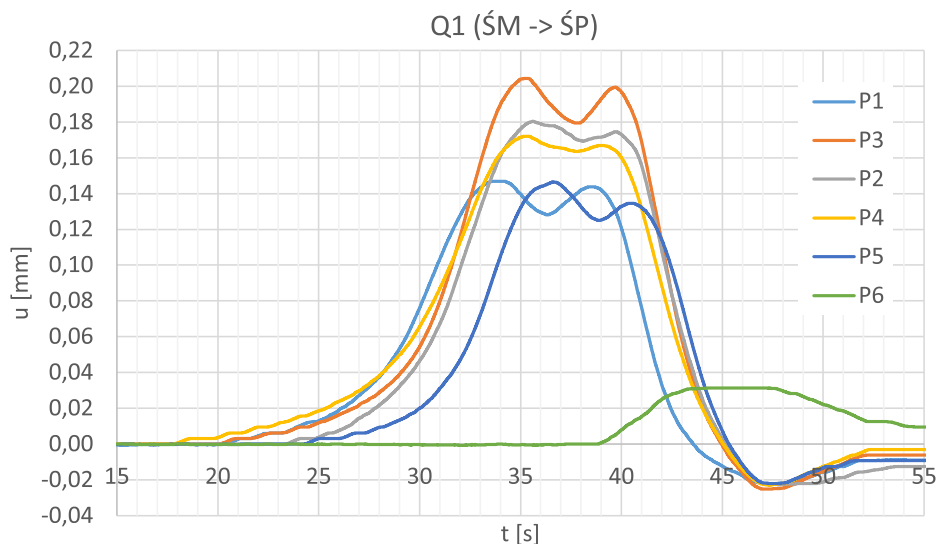
Tabela 5.10. Parametry techniczne lokomotywy ST44 obciążającej most w Świdnicy

Typ lokomotywy	Rodzaj układu osi	Rozstaw czopów skrzętu [mm]	Rozstaw osi w wózku [mm]	Nacisk osiowy [kN]
ST44	Co'Co'	8600	2100	196

Badania doraźne odpowiedzi konstrukcji objęły następujący scenariusz obciążeń (rozpoczynający i kończący się położeniem lokomotywy od strony Świdnicy Miasta):

- Ustawienia statyczne lokomotywy (wózek I – od strony Świdnicy Przedmieścia) kolejno według schematów (między schematem S4 i S5 zjazd lokomotywy z obiektu w stronę Świdnicy Przedmieścia):
 - S1. wózek I nad wezłowiem przęsła nr 1–2 ($x_q = 0$);
 - S2. wózek I nad $\frac{1}{2}L$ przęsła nr 1–2;
 - S3. oś lokomotywy symetrycznie wzgl. $\frac{1}{2}L$ przęsła nr 1–2;
 - S4. wózek II nad $\frac{1}{2}L$ przęsła nr 2–3;
 - S5. wózek I nad $\frac{1}{2}L$ przęsła nr 1–2;
 - S6. wózek I nad $\frac{1}{4}L$ przęsła nr 1–2.
- Przejazdy quasi-statyczne lokomotywy ($V < 10$ km/h) według schematów:
 - Q1. na kierunku Świdnica Miasto→Świdnica Przedmieście;
 - Q2. na kierunku Świdnica Przedmieście→Świdnica Miasto.

Przykładowy zapis przebiegów przemieszczeń punktów sklepienia w trakcie realizacji schematu obciążenia quasi-statycznego Q1 pokazano na rys. 5.36, a zbiorcze wyniki przemieszczeń sklepienia w punktach P1–P5 odpowiadających charak-



Rys. 5.36. Przebiegi $u(t)$ punktów sklepienia w trakcie realizacji schematu obciążenia Q1;
 ŚM – Świdnica Miasto, ŚP – Świdnica Przedmieście

terystycznym ustawieniom lokomotywy we wszystkich rozpatrzonych schematach obciążenia zestawiono w tabeli 5.11.

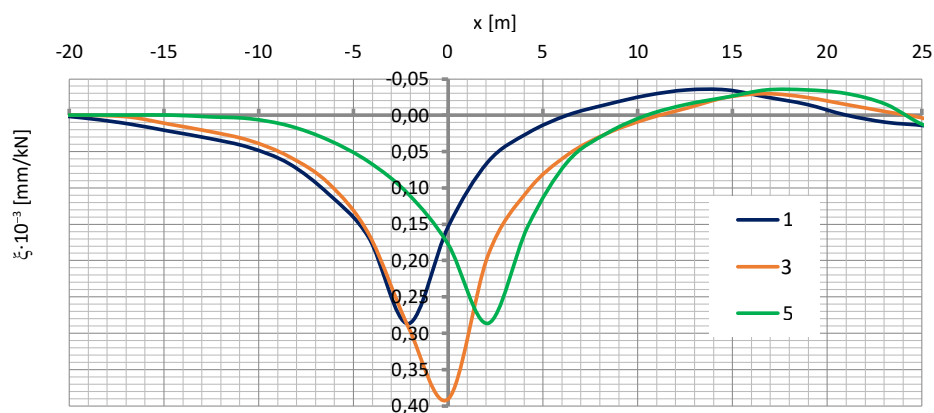
Na podstawie uzyskanych wyników stwierdzono, że:

- Przesunięcia sklepień wywołane obciążeniami statycznymi realizowanymi zgodnie z poszczególnymi schematami są zgodne z przesunięciami występującymi w odpowiadających chwilach w trakcie obciążeń quasi-statycznych; zakładana mała prędkość przejazdu ($V < 10$ km/h) lokomotywy w schematach quasi-statycznych zapewnia pomijalny wpływ efektów dynamicznych.
- Zauważalna jest powtarzalność występujących przesunięć sklepienia przy tych samych schematach obciążenia przy wprowadzaniu lokomotywy z każdej strony mostu, co potwierdzają schematy zarówno statyczne (S2 i S5), jak i quasi-statyczne.

Do wyznaczenia empirycznych funkcji wpływu $\xi_k(x)$ ugięcia w charakterystycznych przekrojach sklepienia k odpowiadających punktom pomiarowym P1, P3 i P5 posłużyły dane z przejazdów oraz metoda opisana w podrozdz. 4.8.3 (rys. 5.37). Biorąc pod uwagę małą prędkość przejazdu lokomotywy, uzyskane empiryczne funkcje wpływu $\xi_k(x)$ można uznać za funkcje $\xi_{0,k}(x)$, czyli odpowiadające teoretycznym liniom wpływu ugięcia $\eta_k(x)$.

Tabela 5.11. Wyniki przemieszczeń sklepienia w punktach P1–P5 przy obciążaniu zgodnie z przyjętymi schematami

Schemat obciążenia	Punkt odniesienia lokomotywy	Położenie punktu odniesienia lokomotywy	Przemieszczenia zmierzone				
			u_{EXP} [mm]				
			P1	P2	P3	P4	P5
			L/4	L/2	L/2	L/2	3L/4
S1	Wózek I	0	0,122	0,087	0,094	0,097	0,037
S2	Wózek I	L/2	0,147	0,200	0,215	0,190	0,156
S3	Oś lokom.	L/2	0,166	0,184	0,194	0,184	0,145
S4	Wózek II	$L_2/2$	-0,018	-0,020	-0,025	-0,020	-0,018
S5	Wózek I	L/2	0,156	0,210	0,231	0,192	0,161
S6	Wózek I	L/4	0,159	0,167	0,175	0,149	0,091
Q1	Wózek I	0	0,124	0,082	0,097	0,101	0,040
	Wózek I	L/4	0,148	0,160	0,185	0,162	0,100
	Wózek I	L/2	0,136	0,178	0,204	0,172	0,136
	Oś lokom.	L/2	0,140	0,170	0,179	0,164	0,136
	Wózek II	$L_2/2$	-0,022	-0,022	-0,026	-0,022	-0,022
Q2	Wózek I	0	0,120	0,085	0,095	0,090	0,031
	Wózek I	L/4	0,148	0,175	0,178	0,150	0,097
	Wózek I	L/2	0,138	0,188	0,201	0,170	0,135
	Oś lokom.	L/2	0,138	0,178	0,182	0,164	0,135
	Wózek II	$L_2/2$	-0,017	-0,015	-0,023	-0,017	-0,020



Rys. 5.37. Empiryczne funkcje wpływu $\xi(x)$ w punktach P1, P3 i P5 sklepienia mostu nad rzeką Witoszówką w Świdnicy, uzyskane w badaniach quasi-statycznych [157]

5.7. Długoterminowy monitoring sensoryczny zachowania konstrukcji w czasie

5.7.1. Specyfika i przeznaczenia badań długoterminowych

Długoterminowy monitoring sensoryczny kontrolujący zachowanie konstrukcji w czasie dotyczy głównie efektów rozwijających się powoli, w okresie dni, miesięcy czy lat, głównie w wyniku zjawisk reologicznych i degradacji materiału. Efekty te są zwykle trwałe i nieodwracalne.

W przypadku MMS celem monitoringu długoterminowego jest:

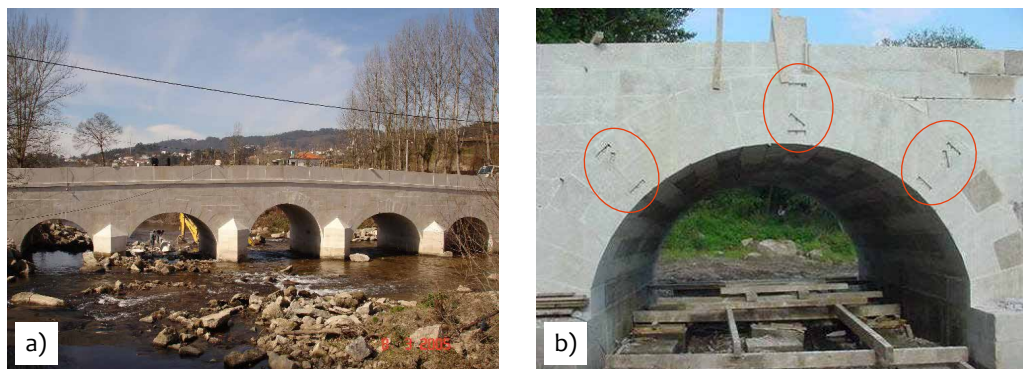
- kontrola stanu technicznego (ang. *Structural Health Monitoring* – SHM) [56];
- wykrywanie uszkodzeń [54];
- śledzenie rozwoju procesów degradacji [280];
- rejestracja efektów oddziaływań użytkowych [83];
- wykrywanie i śledzenie efektów zmęzeniowych [21];
- śledzenie rozwoju zjawisk reologicznych [13];
- rejestracja zmian wpływów środowiskowych (np. zmian temperatury [234]);
- ocena wpływu zabiegów naprawczych i wzmacniających [225].

Z nielicznych przykładów z zakresu literatury przedmiotu wynika, że badanie wyżej przedstawionych złożonych problemów jest realizowane w toku (standardowych lub dodatkowych) pomiarów podstawowych składowych zachowania konstrukcji, które zgodnie z tabelą 5.2 obejmują kontrolę:

- zmian geometrii i położenia sklepień i ścian bocznych [18], [286];
- zmian rozkładu sił wewnętrznych w sklepieniu [83];
- aktywności rys w sklepieniu [82];
- zmian parcia zasyпки [234];
- osiadania zasyпки i podpór [54];
- zmian odpowiedzi dynamicznej konstrukcji [15];
- emisji akustycznej w sklepieniu [204].

5.7.2. Długoterminowy monitoring mostu drogowego w Vila Fria

Ze względu na zwykle małe rozmiary i mniej istotne znaczenie mostów murowanych względem innych, dużych czy strategicznych obiektów mostowych niewiele jest znanych wdrożeń długoterminowego monitoring sensorycznego na MMS. Jeden z takich unikalnych przykładów dotyczy wybudowanego w Portugalii w 2005 roku



Rys. 5.38. Most nad rzeką Vizela w Vila Fria w Portugalii: a) widok ogólny, b) położenie czujników przemieszczeń między blokami środkowego sklepienia [14]

5-przęsłowego kamiennego mostu drogowego nad rzeką Vizela w Vila Fria [90] (rys. 5.38a).

Pomimo że konstrukcja mostu jest nowa, jej monitoring jest rozwiązaniem, które z pewnym utrudnieniem, lecz może być zastosowane również w obiekcie istniejącym. Kontrolowane wielkości i wykorzystane w tym celu techniki zgodnie z [13] objęły najważniejsze składowe zachowania tego typu konstrukcji, tj.:

- globalne pionowe przemieszczenia w kluczach sklepień – realizowane za pomocą kontroli ciśnienia cieczy w układzie hydraulicznym rozpiętym na moście (rozdzielczość pomiaru poniżej 0,1 mm);
- względne przemieszczenia (normalne i styczne) między powierzchniami kontaktu kamiennych bloków w $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ i $\frac{3}{4}$ rozpiętości trzech środkowych sklepień – pomiar za pomocą łącznie 49 czujników światłowodowych z siatką Bragga (rys. 5.38b);
- względne przemieszczenia poziome między przeciwległymi ścianami bocznymi mostu (mierzone prostopadłe do nich) – pomiar w czterech punktach za pomocą czujników światłowodowych z siatką Bragga, połączonych z drutem inwarowym spinającym ściany;
- odkształcenia mierzone podłużnie i poprzecznie wybranych kamiennych bloków w punktach zlokalizowanych na grzbiecie i podniebieniu sklepień – pomiar za pomocą łącznie 48 tensometrów elektrooporowych i światłowodowych;
- naprężenia obwodowe na grzbiecie i podniebieniu jednego sklepienia – mierzone za pomocą czujników ciśnienia zlokalizowanych w kilku przekrojach na długości sklepienia;

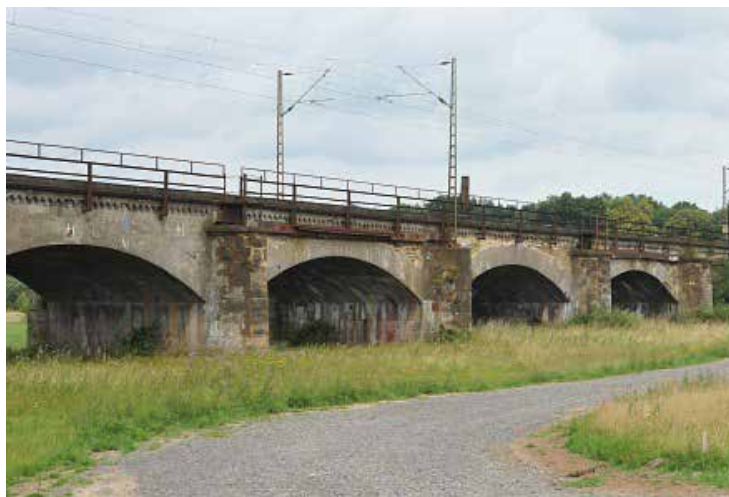
- pionowe parcie gruntu na dwóch głębokościach zasypki nad jednym z filarów – mierzone za pomocą czujników ciśnienia;
- temperaturę konstrukcji w kilku lokalizacjach w pobliżu punktów pomiaru innych wielkości w celu kompensacji wpływu temperatury – pomiar głównie za pomocą czujników światłowodowych lub termistorów.

Zastosowany system zapewnia ciągłą akwizycję i transmisję rejestrowanych danych na serwer połączony z siecią internetową, co umożliwia prowadzenie zdalnie bieżącego monitoringu mostu. Przedstawiony przypadek ma znaczenie demonstracyjne i naukowe, niemniej przynosi praktyczne korzyści również zarządcy obiektu: jest tak wszechstronny, że zapewnia faktyczną i szczegółową kontrolę zachowania tego nowego mostu, wybudowanego w technologii, która jest obecnie coraz rzadziej praktykowana, przez co może rodzić dodatkowe wątpliwości. Ponadto, biorąc pod uwagę efekt długoterminowy, będzie możliwe wykrywanie pojawiającej się degradacji konstrukcji czy istotnych niekorzystnych wpływów zewnętrznych. Jednocześnie informacje uzyskiwane w trakcie eksploatacji mostu, a zwłaszcza dane zarejestrowane podczas obciążenia próbnego obiektu, służyć mogą szczegółowej kalibracji i walidacji modeli numerycznych, które w przypadku MMS są wciąż udoskonalane. Co szczególnie ważne w tym zakresie zgromadzone dane mogą objąć cały okres życia mostu, tj. jego eksploatację od momentu wzniesienia, dostarczając bezpośrednich eksperymentalnych informacji o wpływie procesów degradacyjnych i reologicznych.

5.7.3. Długoterminowy monitoring mostu kolejowego nad rzeką Aller

Inny przykład wdrożenia monitoringu długoterminowego stanowią badania starego mostu ceglanoego nad rzeką Aller koło Verden w Niemczech [247]. Omawiany obiekt to 6-przęsłowa część mostu kolejowego z roku 1862 (rys. 5.39), który w roku 2015 został zastąpiony równoległą konstrukcją. W trakcie budowy nowego mostu (zlokalizowanego tuż przy starym obiekcie) zaistniała potrzeba prowadzenia ciągłej kontroli wpływu prac budowlanych (a zwłaszcza robót gruntowych i fundamentowych) na stary most, na którym nieprzerwanie odbywał się ruch. Zastosowany system monitoringu z automatycznym systemem alarmowania objął:

- globalne pionowe przemieszczenia filarów – realizowane w formie kontroli ciśnienia cieczy w układzie hydraulicznym rozpiętym na moście (dokładność pomiaru ok. $\pm 0,1$ mm);
- względne przemieszczenia poziome między przeciwległymi krawędziami sklepienia (mierzone prostopadle do nich) jako sumaryczna kontrola roz-



Rys. 5.39. Most kolejowy nad rzeką Aller [246]

wartości rys podłużnych sklepienia – pomiar za pomocą laserowego czujnika odległości i reflektora o rozdzielczości pomiaru 0,1 mm (czujnik wyposażony w system ogrzewania zapobiegający zamarzaniu optyki);

- względne przemieszczenia poziome między przeciwległymi ścianami bocznymi mostu (mierzone prostopadle do nich) – pomiar j.w.;
- pomiary drgań mostu za pomocą 3-osiowych czujników prędkości drgań zlokalizowanych na filarach – przy poziomie terenu i na szczycie ścian bocznych.

Istotną funkcjonalność systemu zapewniała ciągła akwizycja i transmisja rejestrowanych danych siecią internetową do centralnego komputera prowadzącego bieżącą i samoczynną obróbkę danych z automatyczną detekcją anomalii oraz systemem alarmowania i informowania o nich zarządcy obiektu i wykonawcy robót. Zastosowany system monitoringu zapewnił możliwość bezpiecznego prowadzenia budowy nowego mostu i potwierdził brak istotnego wpływu na starą konstrukcję i zagrożenia dla niej.

6. Modelowanie numeryczne

6.1. Klasyfikacja modeli i ich zakres przestrzenny

Modelowanie numeryczne MMS jest kompleksowym cyfrowym opisem analizowanego obiektu. Gromadzi wszystkie kluczowe informacje pozyskane metodami scharakteryzowanymi w poprzednich rozdziałach monografii oraz umożliwia symulowanie zachowania konstrukcji w odpowiedzi na dowolne wirtualne oddziaływania, w tym ocenę jej wytrzymałości. Istnieje wiele sposobów modelowania murowanych mostów sklepionych, które różnią się między sobą rodzajami zastosowanych modeli geometrii, użytego materiału czy występujących obciążeń. Wybór odpowiedniego modelu wynika przede wszystkim z zakresu i celu planowanej analizy.

Zakres przestrzenny zadania definiowany jest na podstawie zestawu komponentów rzeczywistej konstrukcji reprezentowanych w modelu obliczeniowym. W tabeli 6.1 podano 9 najczęstszych kombinacji (I–IX) modelowanych komponentów mostów murowanych (od sklepienia aż po wszystkie składowe konstrukcji wraz z otaczającym gruntem). Zgodnie z brytyjskimi wytycznymi CS 454 dotyczącymi oceny nośności mostów drogowych [N18] model obliczeniowy MMS powinien obejmować co najmniej sklepienia i filary. Natomiast w zależności od obszaru oceny zachowania konstrukcji zestaw komponentów konstrukcji uwzględniony w modelu obliczeniowym może być różny.

Modele numeryczne konstrukcji MMS często koncentrują się na komponentach przęsła z pominięciem podpór i otaczającego je gruntu. Podpory wraz z posadowieniem są wtedy rozpatrywane odrębnie jako obiekty obciążone oddziaływaniami przęsła. Niemniej jednak w przypadku konstrukcji sklepionych podpory (zwłaszcza skrajne) zwykle stanowią elementy masywne, które ze względu na znaczne gabaryty (por. np. rys. 3.9) podlegają niewielkim naprężeniom, przez co ich analiza wytrzymałościowa ma znikome znaczenie (lecz może być istotna w przypadku podpór pośrednich). W związku z niskimi naprężeniami występują niewielkie odkształcenia w obrębie podpór, co przekłada się również na pomijalnie małe przemiesz-

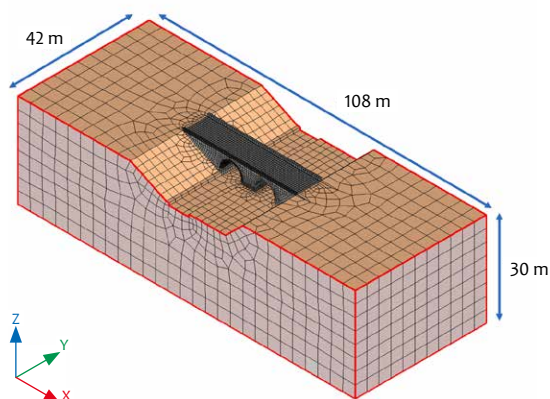
Tabela 6.1. Zakresy zastosowania modeli geometrii w analizach mostów murowanych w zależności od zestawów modelowanych komponentów konstrukcji

Komponenty konstrukcji	Kombinacje modelowanych komponentów konstrukcji								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
sklepienie	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
zasypka		✓		✓	✓		✓	✓	✓
ściany boczne			✓	✓		✓	✓		✓
podpory					✓	✓	✓	✓	✓
grunt wokół podpór								✓	✓
Modele geometrii	Zastosowanie modeli geometrii do danych kombinacji								
(e^1, p^2)	■	■	□		■	□		□	
(e^1+e^2, p^2)		■	□		■	□		■	
(e^2, p^2)	■	■	□		■	□		■	
$(e^2, 2p^2)$				■			■		■
(e^1, p^3)	■	□	■	■	□	■	□	□	□
(e^1+e^2, p^3)		□	□	■	□	□	□	□	□
(e^2, p^3)	■		■			■			
(e^2+e^3, p^3)		□	□	■	□	□	■	□	■
(e^3, p^3)	■	□	■	■	□	■	■	□	■

Oznaczenia: ✓ – występowanie komponentu w kombinacji, ■ – zastosowanie jest możliwe, □ – zastosowanie jest możliwe, ale nie jest zalecane.

czenia wezłowi sklepienia. W takiej sytuacji uzasadnione jest zastępcze definiowanie w modelu przęsła, w miejscu skrajnych podpór (przyczółków), sztywnych warunków brzegowych, często owocujących znaczną redukcją rozmiaru zagadnienia. Smukłe podpory pośrednie (filary), o ile występują, powinny być ujęte bezpośrednio we wspólnym modelu, wraz z częściami przęsłowymi. Przy rozpatrywaniu globalnej równowagi podpór, jak i wpływu ich odkształceń i przemieszczeń na wyłączenie przęsła zasadne może być zastosowanie więzi sprężystych, charakteryzujących interakcję podpór z gruntem, w postaci więzi rozproszonych lub skoncentrowanych – określających np. ruchy punktu referencyjnego całej podstawy podpory [292]. W najszerszym podejściu elementy modelu obliczeniowego bezpośrednio reprezentują również grunt otaczający most (por. np. rys. 6.1).

Niezależnie od zakresu modelu w modelowaniu zasypki mostu wskazane jest uwzględnianie na tyle rozległych części gruntu w obszarach dojazdów do obiektu,



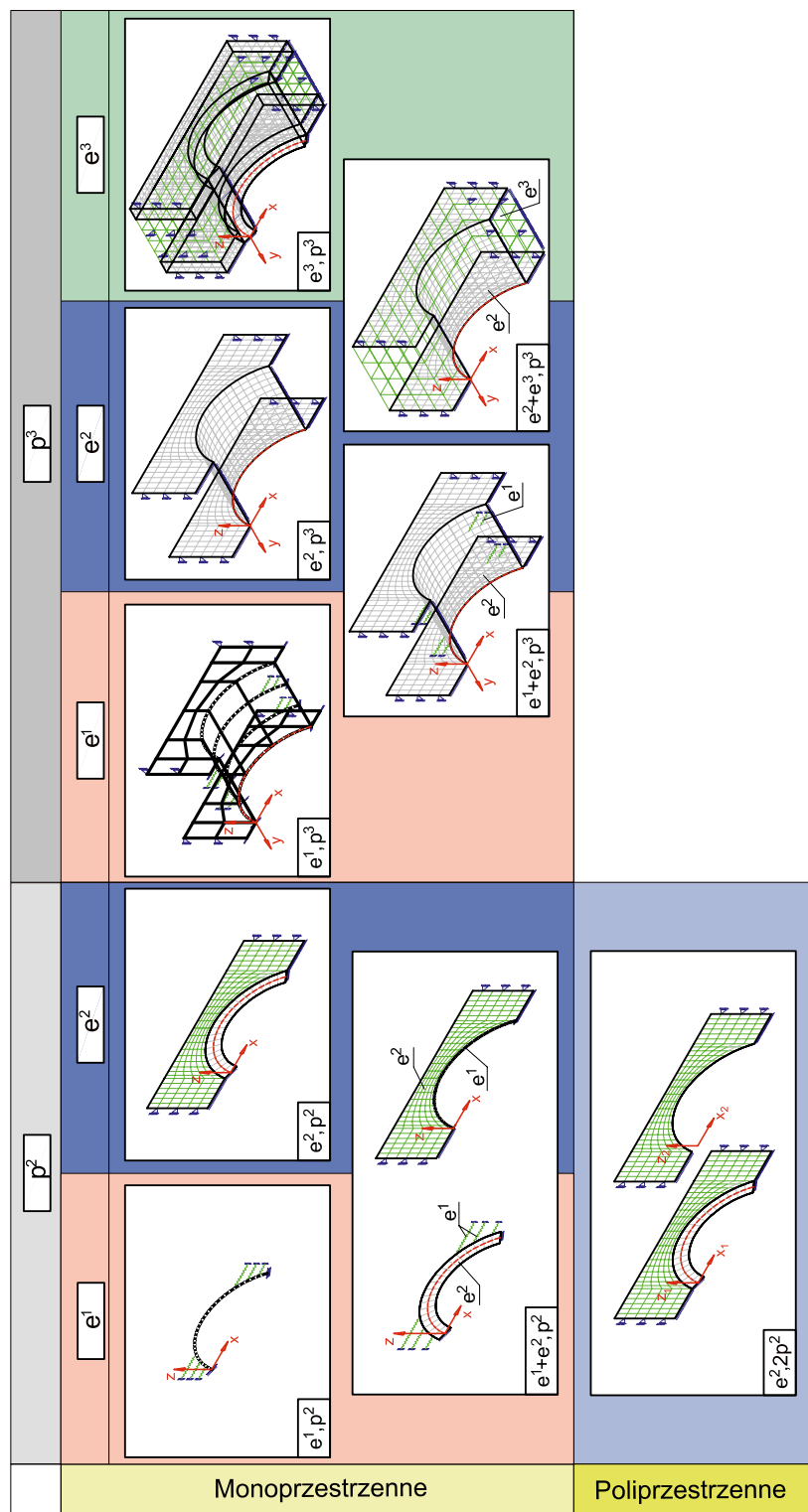
Rys. 6.1. Model MMS wraz z otaczającym go gruntem [253]

aby obejmowały co najmniej całe, wznoszące się z wezłowi strefy aktywne gruntu współpracujące ze sklepieniem. Wynika to z jednej strony z zasięgu strefy gruntu mobilizowanego do współpracy w postaci odporu działającego na sklepienie napierające na zasypkę [118], a z drugiej z zasięgu wpływu na sklepienie obciążeń użytkowych, co autor niniejszej monografii badał doświadczalnie i analizował [158]. Rozwiązaniem jeszcze dokładniej odwzorowującym rzeczywiste warunki pracy są tzw. elementy nieskończone [146], [190], dobrze reprezentujące ciągłe ośrodki nieskończone, za które można uznać grunt poza konstrukcją. Tego typu elementy skutecznie modelują przemieszczenia otaczającego ośrodka malejące wraz z odległością r_0 od umownego centrum modelu, przy założeniu zerowego przemieszczenia w nieskończoności, np. zgodnie z funkcją rzędu $1/r_0$. Umożliwia to znaczną redukcję rozmiaru modelu względem rozwiązania z zastosowaniem elementów skończonych na odpowiednio rozległym obszarze.

6.2. Modele geometrii konstrukcji i ich zastosowanie

6.2.1. Klasyfikacja i dobór modeli

Wśród dostępnych sposobów opisu geometrii konstrukcji można wyszczególnić modele różnych klas, zależnie od wymiaru przestrzeni wymaganej do opisu modelu oraz wymiaru elementów go tworzących. Jako elementy modelu rozumie się głównie elementy skończone MES, lecz powyższej klasyfikacji podlegają także elementy dyskretne innych metod, np. metody elementów dyskretnych (MED) czy metody różnic



Rys. 6.2. Modele geometrii MMS

skończonych (MRS). W ogólnej klasyfikacji geometrii modeli obliczeniowych zaproponowanej w [40] w przypadku konstrukcji mostowych wykorzystywane są oznaczenia kodowe w postaci (e^i, p^j) , gdzie i oznacza wymiar stosowanych elementów, a j – wymiar przestrzeni modelu. W przypadku modeli hybrydowych w miejscu symbolu e^i może występować do trzech składników zawierających elementy o różnych wymiarach. Zgodnie z tą pierwotną koncepcją modele numeryczne są monoprzestrzenne, czyli są zdefiniowane w pojedynczej przestrzeni. W wachlarzu modeli dostępnych w przypadku MMS (rys. 6.2) są rozwiązania bardziej lub mniej użyteczne. Kwestiami decydującymi o wyborze najbardziej odpowiedniej klasy są: przeznaczenie modelu, dostępne nakłady pracy, czasu modelowania i analizy oraz spodziewana dokładność wyników. Przydatność poszczególnych klas modeli w zależności od kombinacji modelowanych komponentów konstrukcji podano w dolnej części tabeli 6.1.

W przypadku mostów murowanych ze sklepieniem łukowym minimalny wymiar przestrzeni modelu to p^2 . We wszystkich modelach tej klasy zdefiniowanych w przestrzeni (x, z) elementy reprezentują pełną szerokość konstrukcji lub jej wybrane pasmo, np. jednostkowej szerokości. W takim podejściu najczęściej pomijane są ściany boczne. Modele przestrzenne klasy p^3 odzwierciedlają całą szerokość obiektu (z uwzględnieniem ścian bocznych) lub jej połowę, o ile konstrukcja i obciążenia są poprzecznie symetryczne.

W największym uproszczeniu przeszło obiektu murowanego może być reprezentowane za pomocą modelu klasy (e^1, p^2) , w którym sklepienie łukowe jest dyskretyzowane ciągiem pojedynczych prętów. Wszelkie próby bezpośredniego modelowania prętami obszaru zasyпки nie mają szans powodzenia, dlatego jej ciężar i wpływ na rozkład obciążeń użytkowych uwzględniany jest pośrednio w postaci obciążeń definiowanych wprost na sklepieniu [N29]. W takim podejściu jedynie sensowne jest modelowanie wpływu odporu zasyпки za pomocą (zwykle poziomych) elementów sprężynowych, np. [58]. W przestrzennym modelu prętowym (e^1, p^3) na szerokości sklepienia jest kilka elementów podłużnych połączonych elementami poprzecznymi, dzięki czemu uwzględniona jest przestrzenna współpraca elementów sklepienia. Wciąż jednak występuje ten sam problem, co w modelu (e^1, p^2) : brak skutecznego prętowego reprezentowania obecności zasyпки.

Modele z elementami klasy (e^1) są wprawdzie proste w definiowaniu i analizie, ale w standardowych algorytmach MES nie dają możliwości pełnego odzwierciedlenia nieliniowej pracy zginanego przekroju murowanego. Wynika to z ograniczenia tych elementów w reprezentowaniu zarysowania czy rozdzielania się materiału w nieściskanej części przekroju, które wiąże się ze zmianą charakterystyk

i położenia środka ciężkości przekroju. Uwzględnienie tego zjawiska wymaga wykorzystania np. procedur iteracyjnych, które stopniowo modyfikowałyby geometrię modelu [63]. Innym, względnie nowym podejściem jest stosowanie tzw. włóknowego elementu belkowego (ang. *fibre beam element*), w przypadku którego związki konstytutywne są formułowane na podstawie łącznego wpływu niezależnych włókien tworzących cały przekrój elementu. Dzięki temu możliwe jest uwzględnianie nieliniowego zachowania (pęknięcia/uplastycznienia przekroju) i formowanie się przegubów plastycznych [95], [96]. Niemniej jednak modele oparte wyłącznie na elementach (e^1) w ogólnodostępnych pakietach MES generalnie nie są odpowiednie do analizy nośności konstrukcji MMS, ewentualnie mogą być wykorzystywane do szacowania zmian wyężenia konstrukcji wskutek nieznacznej modyfikacji jej obciążenia lub, jeszcze mniej skutecznie, do oceny cech modalnych sklepienia.

Model tarczowy (e^2, p^2) zdefiniowany w płaszczyźnie (x, z) – jak na rys. 6.2 – jest bardzo powszechnie stosowany w analizie mostów murowanych, np. [84], [89], [113], [129], [139], [157], [272]. Tworzą go elementy 2-wymiarowe, z których każdy reprezentuje część profilu podłużnego mostu. Grubość elementów (w kierunku osi y) odpowiada szerokości modelowanej części konstrukcji. Najbardziej adekwatnym zastosowaniem modelu tej klasy w ocenie nośności jest reprezentowanie pasma konstrukcji o szerokości współpracującej B_{eff} , które w pewnym uproszczeniu stanowi część konstrukcji bezpośrednio odpowiedzialną za przenoszenie obciążenia zmiennego (por. podrozdz. 6.2.4). Z kolei według wytycznych [N18], [N22] szerokość reprezentowana przez taki model może też być ograniczona w sytuacji występowania podłużnych pęknięć sklepienia, które swoim rozstawem wyznaczają pasmo konstrukcji przenoszące w założeniu całość obciążeń eksploatacyjnych.

Gdy model obejmuje całą szerokość mostu (stosowaną w przypadku np. wąskich konstrukcji), zakłada się zwykle płaski stan naprężenia (PS); natomiast gdy stanowi jego wybrane pasmo (w przypadku szerszych konstrukcji), bardziej odpowiedni staje się płaski stan odkształcenia (PE). W odniesieniu do części murowanych bywa też wykorzystywany uogólniony płaski stan odkształcenia (GPE) [10], z odkształceniami ε_y spoza płaszczyzny $x-z$, o rozkładzie liniowym na całej modelowanej części konstrukcji zgodnie z równaniem:

$$\varepsilon_y = ax + bz + c \quad (6.1)$$

gdzie a , b , c oznaczają stałe.

Stanowi to podejście pośrednie między PS i PE, najbliższe modelowi trójwymiarowemu.

Elementy tarczowe najczęściej reprezentują sklepienie murowane i zasypkę gruntową, co umożliwia najdoskonalsze modelowanie w przestrzeni p^2 kluczowych efektów zachowania tych obszarów konstrukcji, jak i interakcji między nimi. Ze względu na dwuwymiarową przestrzeń modelu standardowo nie ma możliwości bezpośredniego zamodelowania ścian bocznych. Ich wpływ jest ewentualnie uwzględniany poprzez zwiększenie parametrów sztywności zasypki, lecz wówczas zaburza to m.in. sposób rozkładu obciążenia zmiennego. Niemniej zgodnie z zaleceniami niektórych wytycznych do oceny nośności MMS [N18], [N22] płaskie modele obliczeniowe powinny pomijać wpływ ścian bocznych.

Zaleca się, aby modelując sklepienie, stosować co najmniej kilka warstw elementów na wysokości przekroju (co najmniej $5 \div 7$ węzłów na jego wysokości). Dzięki temu będą one mogły skutecznie odzwierciedlać nieliniowy rozkład naprężeń występujących w obszarach konstrukcji murowanej, zarysowanych lub uplastycznionych od mimośrodowego ściskania. Ta cecha stanowi bardzo istotną zaletę i czyni model (e^2, p^2) wydajnym, a jednocześnie względnie łatwym w posługiwaniu się narzędziem do analizy MMS.

Modele (e^2, p^2) umożliwiają skuteczne przeprowadzenie oceny nośności konstrukcji, w tym analizę nieliniowego zakresu jej pracy. Ponadto modele tarczowe pozwalają na dokładniejszą analizę podłużnych form drgań konstrukcji niż modele prętowe, zwłaszcza dzięki szczegółowemu uwzględnieniu masy i sztywności zasypki.

Oprócz podstawowych modeli 2-wymiarowych tworzonych z wykorzystaniem elementów jednej klasy istnieją też modele hybrydowe z elementami różnych typów $(e^1 + e^2, p^2)$, stosowane m.in. w pracach [60], [75]. Ich doboru, będącego kompromisem między wyborem elementów niższej i wyższej klasy, dokonuje się na podstawie rodzaju pożądanych wyników i obszaru konstrukcji, na którym ma się koncentrować prowadzona analiza.

W modelach przestrzennych typu (e^2, p^3) i $(e^2 + e^3, p^3)$, w których sklepienie modelowane jest elementami powłokowymi, pojawia się problem charakterystyczny również dla elementów klasy (e^1) . Zginanie sklepienia odbywa się względem osi bezwładności o ustalonym, stałym położeniu, co uniemożliwia reprezentację rzeczywistego zachowania zarysowującego się przekroju murowego i stanowi poważną wadę takich modeli. Ponadto jedynym zalecanym podejściem do modelowania zasypki w modelach przestrzennych jest zastosowanie elementów objętościowych, jak w modelu $(e^2 + e^3, p^3)$, umożliwiającym realne reprezentowanie wpływu jej cię-

żaru, rozkładu obciążeń użytkowych oraz szczególnie ważnej interakcji ze sklepieniem i innymi częściami konstrukcji. Stanowi to analogię do użycia elementów tarczowych względem zasyпки w modelach 2-wymiarowych. Wśród zalet modeli przestrzennych należy wskazać możliwość bezpośredniego modelowania ścian bocznych (za pomocą pionowych elementów powłokowych) i uwzględnienia przestrzennej współpracy elementów konstrukcji. W związku z tym modele tego typu są niezbędne przy rozpatrywaniu zachowania sklepienia na kierunku poprzecznym, wyężenia ścian bocznych i ich styku ze sklepieniem. Dają również możliwość przeprowadzenia pełniejszej niż modele płaskie analizy dynamicznej całej konstrukcji, w tym dodatkowo rozpatrywania jej drgań poprzecznych i skrętnych.

Model przestrzenny (e^3, p^3) zbudowany w całości z elementów objętościowych jest najbardziej złożonym i zaawansowanym wariantem dyskretyzacji MMS [86], [92], [93], [105], [108], [112], [148], [191], [205], [221], [223], [263], [274], [293], [295], [296]. Pozwala na szczegółową reprezentację każdej części konstrukcji, a geometria jego elementów daje możliwość wiernego odzwierciedlenia zachowania i współpracy wszystkich elementów mostu, w tym uwzględnienia efektów nieliniowości materiałowej i geometrycznej. Tworzenie takiego modelu i posługiwanie się nim wymaga jednak dużego doświadczenia i znacznego nakładu pracy oraz systemów komputerowych o bardzo dużej mocy obliczeniowej [108]. W związku z powyższym zastosowanie modeli (e^3, p^3) może być skuteczne we wszelkich zadaniach, lecz nie zawsze jest praktycznie uzasadnione.

Wszystkie powyżej omówione rozwiązania reprezentują modele monoprzestrzenne. Można natomiast stworzyć również modele poliprzestrzenne, które są zdefiniowane w co najmniej dwóch przestrzeniach częściowo oddziałujących między sobą. Przykładem jest oryginalne autorskie rozwiązanie w postaci płaskiego modelu warstwowego klasy ($e^2, 2p^2$) (por. podrozdz. 6.2.3), stanowiące rozwiązanie pośrednie między standardowymi modelami płaskimi a modelami przestrzennymi i pozwalające na uwzględnianie ścian bocznych.

W celu uproszczenia opisu oraz ze względu na najbardziej zasadne stosowanie względem MMS jedynie trzech klas modeli: (e^2, p^2), ($e^2, 2p^2$) i (e^3, p^3), w dalszej części monografii będą one nazywane modelami odpowiednio: 2D, 2D+ i 3D.

6.2.2. Warunki brzegowe i założenia symetrii

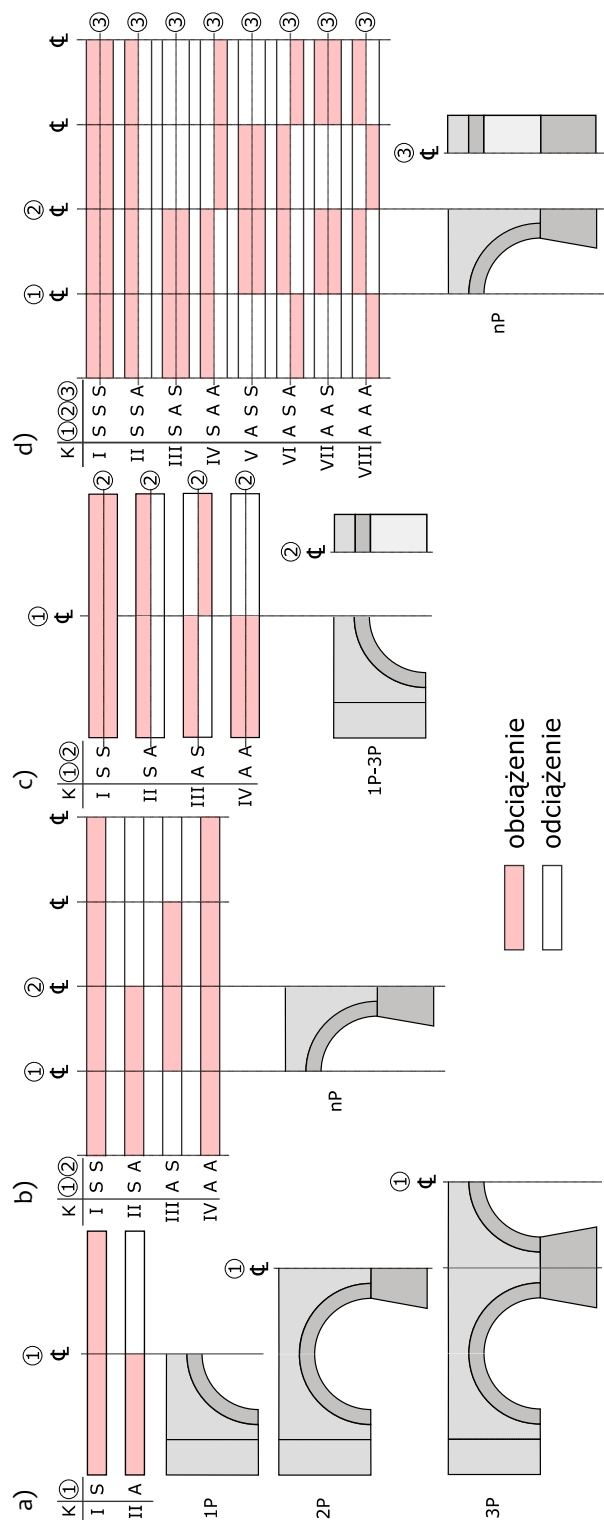
Definiowanie warunków brzegowych w modelowaniu konstrukcji mostów murowanych wymaga obszerniejszego komentarza. Pomińnię modelowania podpór i fun-

damentów oraz podparcie wezglówi sklepień w sposób sztywny (tabela 6.1, kombinacje I-IV) jest powszechnie stosowane, np. [89], co, jak wspomniano, biorąc pod uwagę znaczne gabaryty i sztywność podpór mostów sklepionych, można uznać za dopuszczalne założenie. Schemat podparcia końcowych pionowych krawędzi ścian bocznych zależy od ich połączenia z przyczółkami i skrzydłami w tych obszarach konstrukcji. Zazwyczaj krawędzie te powinny być sztywno utwierdzone lub ewentualnie mieć swobodę przesuwu w kierunku prostopadłym do płaszczyzny skrzydeł. W przestrzeni (p^3) możliwe jest bezpośrednie modelowanie konstrukcji skrzydeł, ale uzyskany wtedy wzrost dokładności rozwiązania względem analizy modelu z proponowanymi warunkami brzegowymi ścian bocznych jest pomijalnie mały.

Skrajne, prostopadłe do osi podłużnej obiektu krawędzie (modele 2D/2D+) lub powierzchnie (modele 3D) gruntu powinny mieć odebraną swobodę przemieszczeń w kierunku normalnym do tych krawędzi/powierzchni, natomiast pozostawioną swobodę przemieszczeń stycznych. Takie same warunki należy określić dla dolnych granic modelowanego obszaru gruntu. Wszystkie warunki brzegowe można precyzyjniej definiować z zastosowaniem więzi sprężystych o sztywności odpowiadającej otaczającemu gruntowi. Alternatywnym i skutecznym podejściem jest też modelowanie półprzestrzeni gruntowej – zwłaszcza po bokach konstrukcji mostu – za pomocą elementów nieskończonych o kierunku nieograniczonych odkształceń, który jest prostopadły do tych krawędzi/powierzchni.

Konstrukcje MMS są zwykle obiektami o dwóch pionowych płaszczyznach symetrii, zatem w zależności od rodzaju analizy i schematu obciążenia możliwe jest stosowanie modeli połówkowych [108] lub ćwiartkowych [112]. Większą swobodę wyboru daje analiza liniowa (w tym analiza modalna), przy której w płaszczyznach symetrii można przyjmować symetryczne lub antysymetryczne warunki brzegowe (użyte np. w [99]) i tym samym uzyskiwać za pomocą modeli cząstkowych (połówkowych lub ćwiartkowych) wiele kombinacji układów konstrukcyjnych i schematów obciążenia. Warunki brzegowe symetryczne polegają na odebraniu możliwości przesuwu w kierunku prostopadłym do płaszczyzny symetrii oraz obrotów wychodzących z tej płaszczyzny, podczas gdy warunki antysymetryczne są dokładnie odwrotne, czyli powyższe stopnie swobody są zwolnione, a pozostałe, tj. przemieszczenia i obroty w płaszczyźnie symetrii, są zablokowane. Przykłady schematów rozwiązań z zastosowaniem modeli cząstkowych z symetrycznymi (S) i antysymetrycznymi (A) warunkami brzegowymi pokazano na rys. 6.3.

Rysunki 6.3a i b dotyczą modeli połówkowych obiektów płaskich (2D/2D+) lub modeli wycinkowych obiektów przestrzennych (3D) poprzecznie niesymetrycz-



Rys. 6.3. Modele częściowe MMS z symetrycznymi (S) i antysymetrycznymi (A) warunkami brzegowymi w płaszczyznach symetrii 1–3 modeli 2D/2D+ i 3D: 1-, 2- i 3-przęsłowych (1P–3P) (a) lub wieloprzęsłowych (nP) (b) obiektów poprzecznie niesymetrycznych, a także modeli 3D: 1-, 2- i 3-przęsłowych (1P-3P) (c) lub wieloprzęsłowych (nP) (d) obiektów poprzecznie symetrycznych

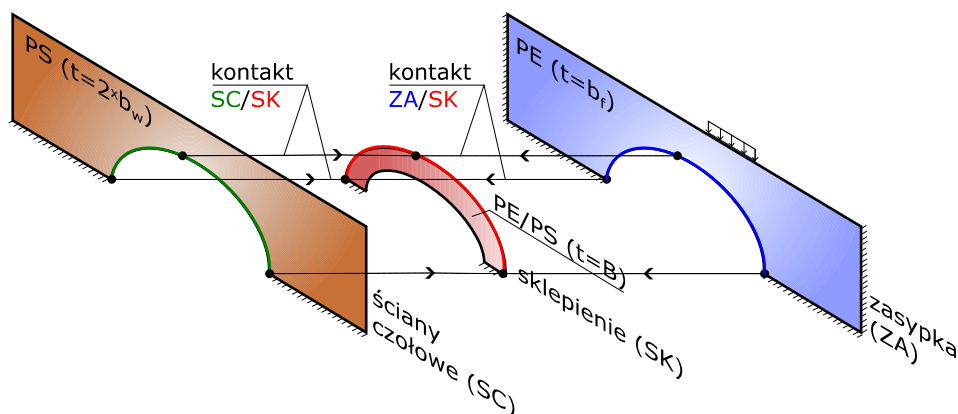
nych, a rys. 6.3c i d odpowiednio przestrzennych modeli ćwiartkowych i wycinkowych obiektów poprzecznie symetrycznych. Podano na nich również kombinacje K warunków brzegowych S i A stosowanych w kolejnych płaszczyznach symetrii 1–3 oraz przedstawiono schematycznie modelowane wycinki konstrukcji wraz z położeniem rozpatrywanych płaszczyzn symetrii. Przy każdej kombinacji K podano w widoku z góry schematy obciążenia będące konsekwencją przyjmowanych warunków brzegowych. Obszary reprezentowanej konstrukcji (rozdzielone płaszczyznami symetrii) wyróżnione kolorem oznaczają powielenie obciążenia zadanego na modelowanym wycinku modelu, a obszary bez koloru – obciążenie o przeciwnym zwrocie (odciążenie). Sumując parami efekty z poszczególnych kombinacji (głównie w połączeniu z kombinacjami I), uzyskuje się ostatecznie efekty obciążenia różnymi schematami niesymetrycznymi.

W przypadku oceny nośności wymagającej analizy nieliniowej model ćwiartkowy jest dopuszczalny tylko w sytuacji obciążenia równomiernego (w tym ciężaru własnego) lub symetrycznego względem osi pionowej przechodzącej przez środek obiektu. Model połówkowy częściej dotyczy wówczas połowy obiektu wydzielonej podłużną płaszczyzną symetrii i może być użyty, gdy obciążenie użytkowe jest symetryczne względem tej płaszczyzny [146], np. w jednotorowych obiektach kolejowych. Pozostałe przypadki spośród tych zobrazowanych na rys. 6.3 zwykle nie są właściwe w odniesieniu do analizy nieliniowej.

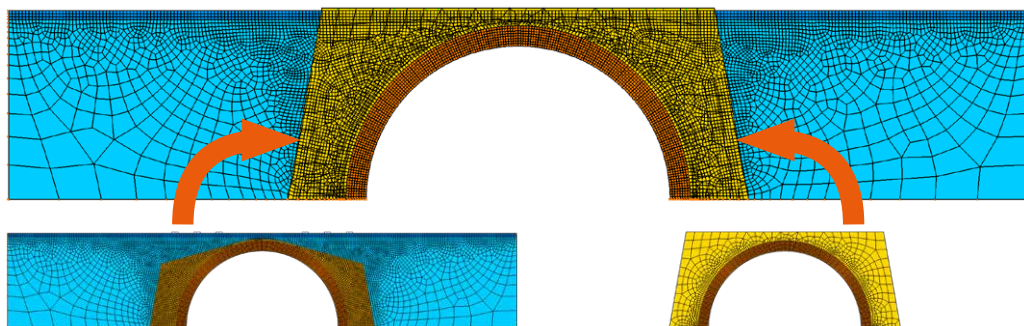
6.2.3. Model warstwowy

Ze względu na specyfikę ukształtowania MMS, które w części powyżej sklepienia na szerokości mostu stanowi układ warstwowy złożony z dwóch ścian bocznych i pasma zasyпки między nimi, zasadna jest dyskretyzacja takich obiektów za pomocą autorskiego rozwiązania prezentowanego poniżej, nazwanego modelem warstwowym klasy ($e^2, 2p^2$), a dalej w tekście modelem 2D+. Podejście to polega na zastosowaniu wyłącznie tarczowych elementów skończonych w dwóch częściowo zależnych przestrzeniach 2-wymiarowych, co tworzy model poliprzestrzenny. Elementy te we wspomnianej części modelu mostu (powyżej sklepienia) mają układ 2-warstwowy, a każda z warstw o niezależnej definicji geometryczno-materiałowej (w osobnej przestrzeni) pozornie zajmuje wspólny obszar modelu. Jedna z warstw reprezentuje obie ściany boczne, a druga – zasypkę i ewentualnie nadbudowę sklepienia. Grubości przypisane definiowanym warstwom odpowiadają faktycznym wymiarom poprzecznym ścian bocznych (łącznie) $2 \times b_w$ i zasyпки gruntowej b_f , zatem

ich sumaryczna wielkość jest równa szerokości całego mostu B . Biorąc pod uwagę warunki pracy poszczególnych części konstrukcji, przyjmuje się płaski stan naprężenia (PS) względem elementów tarczowych ścian bocznych, których poprzeczne odkształcenia można uznać za niemal nieskrępowane, oraz płaski stan odkształcenia (PE) w odniesieniu do elementów zasyпки gruntowej, której poprzeczne odkształcenia o potencjalnie dużej wartości względem przemieszczeń poprzecznych ścian bocznych są ograniczone tymi ścianami. Obie warstwy nie oddziałują na siebie bezpośrednio – na kierunkach w płaszczyźnie i spoza płaszczyzny modelu ich warunki pracy i warunki brzegowe są definiowane niezależnie. Jedynie warunki połączenia każdej z warstw i jej oddziaływanie ze sklepieniem narzucają pewną zależność przemieszczeń w płaszczyźnie obu warstw na tym styku. Między sklepieniem a każdą warstwą definiowana jest krawędź kontaktowa, która powoduje przenosze-



Rys. 6.4. Schemat modelu 2D+ z warunkami oddziaływania między warstwami



Rys. 6.5. Przykład modelu warstwowego (2D+) MMS z wyróżnionymi warstwami

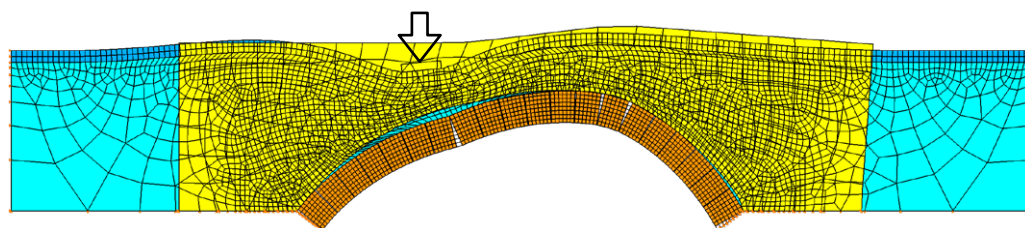
nie sił ściskających i częściowo tnących, a pozostawia pełną swobodę rozdzielania się stykających się obszarów. W zależności od potrzeby istnieje też możliwość zdefiniowania sztywnego powiązania między warstwą ścian bocznych a sklepieniem.

Prezentowaną koncepcję modelu warstwowego 2D+ schematycznie przedstawiono na rys. 6.4, a przykład takiego modelu MES pokazano na rys. 6.5.

Dzięki takiemu sformułowaniu możliwe jest symulowanie złożonego zachowania przestrzennego realnej konstrukcji, które, choć jest uproszczone, uwzględnia wpływ ścian bocznych i zasyпки, a także umożliwia odseparowanie wpływu zadanego obciążenia eksploatacyjnego oddziałującego jedynie na zasypkę. W zwykłym (monoprzestrzennym) płaskim modelu uwzględnienie ścian bocznych (realizowane przez zastąpienie nimi zasyпки lub wprowadzenie dla tego obszaru uśrednionych parametrów zasyпки i ścian bocznych) powoduje, że obciążenie eksploatacyjne może być zadawane tylko poprzez taki obszar, co mocno odbiega od realnych warunków pracy mostu. Zobrazowaniem skuteczności proponowanego podejścia jest przykładowa deformacja modelu pod obciążeniem skupionym (por. rys. 6.6) i wyraźna rozbieżność między odkształceniem zasyпки w strefie obciążenia a odkształceniem pokrywającego się z nią obszaru ścian bocznych.

Rozbieżność ta wynika zarówno z dużej różnicy w odkształcalności obu materiałów, jak i z jednostronnego oddziaływania połączeń kontaktowych między zasypką a sklepieniem oraz między sklepieniem a ścianami bocznymi. Dlatego pod obciążeniem zasyпка przylega ściśle do sklepienie (na które napiera), zaś sklepienie odseparowuje się od ścian bocznych (które przemieszczają się w dół w mniejszym stopniu). Jednocześnie w obrębie drugiej połowy łuku faktyczny odpór ścian bocznych oddziałujących na wznoszącą się tę część sklepienia też jest poprawnie symulowany.

Niezależnie definiowane warunki brzegowe każdej z warstw umożliwiają też precyzyjne uwzględnienie realnego ukształtowania rozpatrywanej konstrukcji, np. połączenia ścian bocznych ze skrzydłami.



Rys. 6.6. Deformacja modelu warstwowego przy zadanym obciążeniu eksploatacyjnym

To nowe rozwiązanie ma zatem funkcjonalność, którą wcześniej zapewniały jedynie modele 3-wymiarowe, a jednocześnie stanowi znaczne ograniczenie rozmiaru zagadnienia numerycznego względem korespondujących modeli 3D, co czyni je wydajnym narzędziem w praktyce inżyniersko-badawczej. Uzyskiwana za pomocą takich modeli deformacja sklepienia stanowi uśredniony efekt jego zachowania przestrzennego.

6.2.4. Szerokość współpracująca

Pojęciem często stosowanym w analizie części konstrukcji modelowanych za pomocą obliczeniowych elementów prętowych lub tarczowych jest szerokość współpracująca B_{eff} . Standardowo polega ona na zastępczym reprezentowaniu analizowanego obszaru rzeczywistego obiektu jego fragmentem w postaci pasma tej szerokości, który w odpowiedzi na obciążenie daje efekt lokalnie reprezentatywny pod względem przenoszonych sił wewnętrznych. Szerokość B_{eff} można wyrazić wzorem:

$$B_{eff} = \frac{M_y}{m_y} \quad (6.2)$$

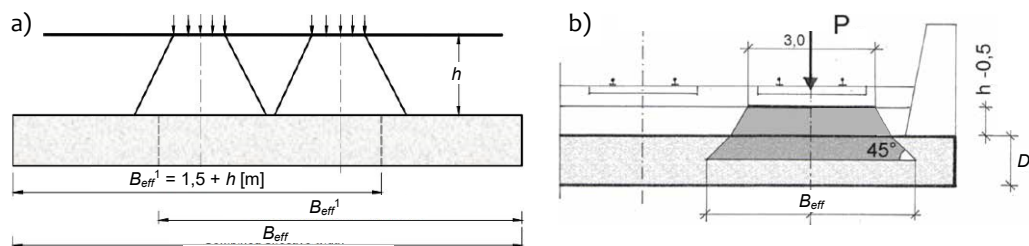
gdzie:

M_y – całkowity moment zginający oddziałujący na rozpatrywany element [kNm],
 m_y – maksymalna wartość lokalna jednostkowego momentu zginającego oddziałującego na rozpatrywany element [kNm/m].

W przypadku sklepień szerokość B_{eff} można określać jednocześnie na podstawie efektu siły osiowej jako $B_{eff} = N_x / n_x$, gdzie N_x to uogólniona siła osiowa w przekroju sklepienia, a n_x – maksymalna wartość lokalna jednostkowej siły osiowej w przekroju sklepienia.

Zagadnienie to dotyczy zwłaszcza dźwigarów powierzchniowych obciążanych na względnie małej szerokości, w których rzeczywisty rozkład naprężeń jest nierównomierny – naprężenia na szerokości przekroju maleją wraz z odległością od obciążenia. W zastępczym elemencie rozpatrywanego typu uzyskiwany z definicji jednorodny rozkład naprężeń na szerokości tego elementu powinien odpowiadać ekstremalnym siłom jednostkowym występującym pod obciążeniem w modelowanym obiekcie.

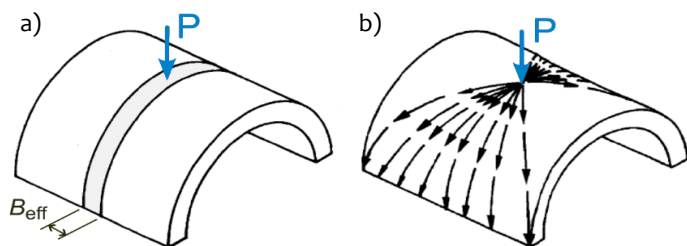
W przypadku sklepienia MMS szerokość B_{eff} wyznacza się w sposób uproszczony, z uwzględnieniem szerokości analizowanego obciążenia rozłożonego przez warstwy zasyпки. Przykładowo, według wytycznych [N18] w ocenie obiektów drogowych



Rys. 6.7. Określanie szerokości współpracującej B_{eff} sklepienia według wytycznych dla obiektów: a) drogowych [N18], b) kolejowych [N25]

przy obciążeniu jednym kołem przyjmować należy $B_{eff}^1 = 1,5 + h$, gdzie h oznacza łączną miąższość warstw zasypki/nawierzchni nad kluczem sklepienia wyrażoną w metrach. W przypadku pary kół (w rozstawie B_1) należy przyjmować kombinowaną szerokość B_{eff} określaną zgodnie z rys. 6.7a, której zasięg wyznaczają zewnętrzne granice szerokości B_{eff}^1 pod każdym kołem, co daje łącznie $B_{eff} = 1,5 + h + B_1$. Natomiast w obiektach kolejowych według Eurokodu 1 [N40] szerokość B_{eff} wynika z rozproszenia obciążenia każdego toru przez warstwy przęsła zgodnie z założeniami, że wyjściowo szerokość obciążenia (na głębokości ok. 0,5 m poniżej wierzchu podsypanki) pod całym torem wynosi 3,0 m (pod jedną szyną 0,6 m), a następnie rozkłada się z nachyleniem 4:1 przez kolejne warstwy zasypki. Podobnie B_{eff} określone jest w zaleceniach UIC [N25]. Analizując sklepienie grubości D , można dodatkowo uwzględnić rozkład obciążenia z nachyleniem 1:1, od jego grzbietu do powierzchni środkowej (rys. 6.7b). Łącznie uzyskuje się dla całego toru: $B_{eff} = 3,0 + 0,5 \cdot (h - 0,5) + D$ [m] i dla jednej szyny: $B_{eff}^1 = 0,6 + 0,5 \cdot (h - 0,5) + D$ [m]. W wytycznych drogowych i kolejowych [N28] zaleca się ponadto ograniczenie szerokości B_{eff} w przypadku występowania podłużnych pęknięć wydzielających pasmo sklepienia pod pasem ruchu.

Należy zauważyć, że modelowanie całego przęsła, a tym bardziej całego mostu, w postaci pasma o szerokości współpracującej, wyznaczonej na podstawie obciążenia ustawionego nad kluczem sklepienia stanowi mocno zachowawcze podejście. Ta nieścisłość wynika przede wszystkim z tego, że przy schematach obciążenia zmiennego ustawionego w każdym innym miejscu na długości przęsła (zwykle ok. $1/4L$) szerokość B_{eff} wyznaczana analogiczną metodą jest większa, a faktyczne lokalne oddziaływanie na sklepienie jest mniejsze. Poza tym każdą rzeczywistą konstrukcję o niezerowej sztywności poprzecznej charakteryzuje naturalna przestrzenna współpraca w zakresie rozkładania obciążeń/naprężeń na większą (szerszą) jej część. Na rysunku 6.8 przeciwstawiono w formie schematu teoretyczną szerokość



Rys. 6.8. Teoretyczna szerokość współpracująca B_{eff} sklepienia (a) i bardziej realistyczny przestrzenny rozdział obciążenia (b)

współpracującą B_{eff} sklepienia, określającą szerokość modelu całego obiektu oraz bardziej realistyczną koncepcję przestrzennego rozdziału obciążenia. W drugim przypadku pasmo sklepienia, jak i całego przęsła, które włącza się do współpracy, staje się coraz szersze wraz ze wzrostem odległości od zadanego obciążenia (rys. 6.8b). Efekt ten może być jeszcze wyraźniejszy w obiekcie wieloprzęsłowym. Przy przekroczeniu pewnej względnej odległości od obciążenia odniesionej do szerokości mostu można uznać, że do współpracy włącza się cały przekrój przęsła. Stanowi to zatem istotną różnicę względem analizy pasma stałej szerokości B_{eff} . W związku z tym do wiernej symulacji rzeczywistej odpowiedzi konstrukcji, porównywanej np. z wynikami pomiarów na obiekcie, konieczne jest uwzględnienie tego zjawiska. Niemniej do sprawdzania nośności obiektu podejście oparte na szerokości współpracującej jest uzasadnione, gdyż zapewnia dodatkowy zapas bezpieczeństwa.

6.3. Dyskretyzacja przestrzenna materiału murowego

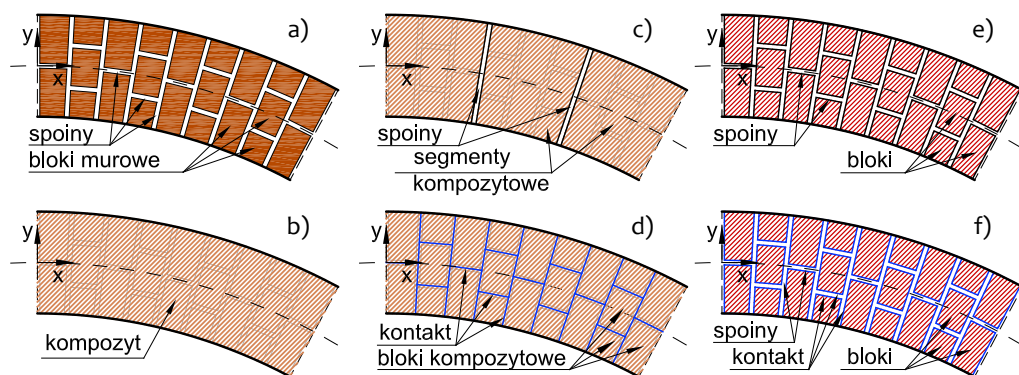
W odniesieniu do murowanych części MMS zastosować można różne techniki dyskretyzacji przestrzennej tej złożonej materiałowo struktury (por. tabela 6.2 i rys. 6.9). Od lat 90. XX w. były one rozwijane w odniesieniu do konstrukcji ścian murowych, a zatem są zgodne z ogólną koncepcją modelowania części murowanych różnych obiektów budowlanych [133], [177], [178], [255]. Pewne ich uzupełnienie i rozwinięcie o tzw. mezomodelowanie w zakresie sklepień murowanych zaproponował autor niniejszej monografii w 2008 r. w ramach pracy doktorskiej [143], które przyjęło się w światowej literaturze przedmiotu dla modeli 2D [275] i modeli 3D [274], [294], [295].

Podstawowym podejściem do dyskretyzacji konstrukcji murowanych jest makromodelowanie [179], które polega na modelowaniu ich jako jednolitej struktury

Tabela 6.2. Stosowane techniki modelowania materiału konstrukcji murowanej

Technika modelowania		Komponenty modelu	Zakres homogenizacji	Możliwy w praktyce zakres zastosowania
makro		kompozyt	cały model	cała konstrukcja lub jej fragment
mezo		segmenty + spoiny	segment	cała konstrukcja
mikro	typ A	bloki + kontakt	brak	cała konstrukcja* lub jej fragment
	typ B	bloki + spoiny		cała konstrukcja* lub jej fragment
	typ C	bloki + spoiny + kontakt		mały fragment konstrukcji

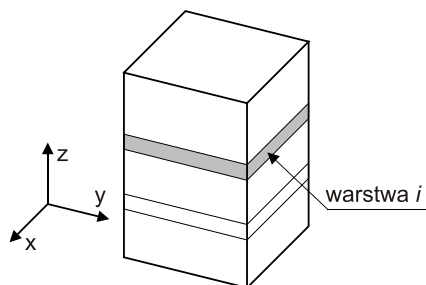
* Dotyczy specyficznych typów konstrukcji (opis w tekście).



Rys. 6.9. Modelowanie materiału sklepienia: a) modelowany fragment, b) makromodel, c) mezomodel oraz mikromodele: d) typu A, e) typu B, f) typu C

ry odtwarzającej współpracę obu materiałów składowych. Zabieg ten nazywa się homogenizacją materiału [180], a poddawany jest mu reprezentatywny fragment modelowanego obszaru konstrukcji. Taki fragment, zwany reprezentatywnym elementem objętości (ang. *representative volume element* – RVE), dobierany jest zwykle jako powtarzalny wycinek modelowanej struktury. W ramach homogenizacji określa się zastępcze uśrednione związki konstytutywne dla tego fragmentu materii.

Popularnym podejściem jest homogenizacja warstwowa, którą można zastosować w modelach 1-, 2- i 3-wymiarowych. Pojedynczy krok homogenizacji przebiega w kierunku prostopadłym do warstw (bloków i spoin) przyjętego reprezentatywnego elementu objętości materiału warstwowego (por. rys. 6.10). W obszarze bardziej złożonym (jak mur) homogenizację przeprowadza się kolejno w warstwach wzdłuż jednego kierunku, a następnie w kolejnych prostopadłych kierunkach, obejmujących



Rys. 6.10. Element reprezentatywnej objętości (RVE) materiału warstwowego

mując w danym kroku warstwy zhomogenizowane indywidualnie w poprzednim kroku.

W pojedynczym kroku dotyczącym jednorodnej warstwy i materiału izotropowego zależność między odkształceniami ε_i a naprężeniami σ_i przedstawia się następująco:

$$\sigma_i = D_i \varepsilon_i \quad (6.3)$$

gdzie D_i oznacza macierz sprężystości materiału izotropowego warstwy i .

W toku homogenizacji wyznaczana jest zhomogenizowana macierz sprężystości D^h , opisująca zależność między uśrednionymi odkształceniami ε a uśrednionymi naprężeniami σ całego elementu RVE według wzoru:

$$\sigma = D^h \varepsilon \quad (6.4)$$

Wobec uwarstwionego elementu jako uśrednione rozumie się wielkości definiowane następująco:

$$\sigma_j = \frac{1}{V} \int_V (\sigma_j)_i dV = \sum_i \int_{V_i} (\sigma_j)_i dV_i = \frac{1}{H} \sum_i h_i (\bar{\sigma}_j)_i \quad (6.5)$$

$$\varepsilon_j = \frac{1}{V} \int_V (\varepsilon_j)_i dV = \sum_i \int_{V_i} (\varepsilon_j)_i dV_i = \frac{1}{H} \sum_i h_i (\bar{\varepsilon}_j)_i \quad (6.6)$$

gdzie j oznacza każdy składnik tensora naprężenia i odkształcenia, V, H – odpowiednio objętość i wysokość RVE, h_i – wysokość warstwy i .

Dodatkowo określa się macierze diagonalne wskazujące dostosowywane w poszczególnych warstwach składniki wektorów naprężeń i odkształceń:

- homogenizacja w kierunku x :

$$\mathbf{P}_s = \text{diag} \{0, 1, 1, 0, 1, 0\} \quad (6.7a)$$

$$\mathbf{P}_e = \text{diag} \{1, 0, 0, 1, 0, 1\} \quad (6.7b)$$

- homogenizacja w kierunku y :

$$\mathbf{P}_s = \text{diag} \{1, 0, 1, 0, 0, 1\} \quad (6.8a)$$

$$\mathbf{P}_e = \text{diag} \{0, 1, 0, 1, 1, 0\} \quad (6.8b)$$

- homogenizacja w kierunku z :

$$\mathbf{P}_s = \text{diag} \{1, 1, 0, 1, 0, 0\} \quad (6.9a)$$

$$\mathbf{P}_e = \text{diag} \{0, 0, 1, 0, 1, 1\} \quad (6.9b)$$

Wówczas zhomogenizowana macierz sprężystości $\mathbf{D}^h$ uzyskuje postać:

$$\mathbf{D}^h = \left[\sum_i h_i (\mathbf{P}_s - \mathbf{D}_i \mathbf{P}_e)^{-1} \right]^{-1} \sum_i h_i (\mathbf{P}_s - \mathbf{D}_i \mathbf{P}_e)^{-1} \mathbf{D}_i \quad (6.7)$$

W uproszczonym podejściu w odniesieniu do elementów prętowych (e^1) reprezentujących słup murowany można zastosować uśrednioną wartość modułu odkształcalności podłużnej E_{Mx} , wyznaczaną ze wzoru (6.11) uwzględniającego tylko jeden kierunek pracy materiału [69]:

$$E_{Mx} = H \left(\frac{n_b b_x A_M}{(E_b A_b + E_m A_m)} + \frac{n_m m_x}{E_m} \right)^{-1} \quad (6.10)$$

gdzie:

A_b – pole powierzchni bloków murowych w przekroju,

A_m – pole powierzchni spoin w przekroju,

A_M – pole powierzchni całego przekroju,

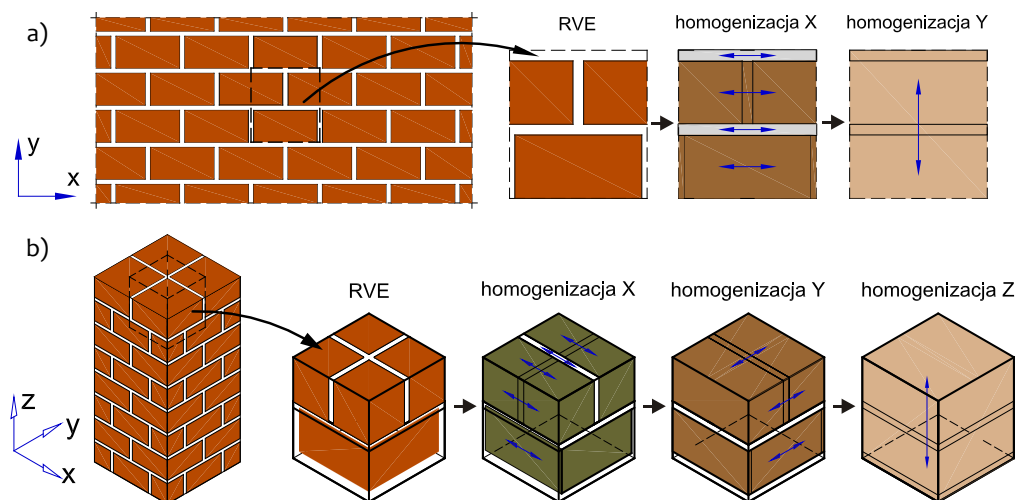
E_b – moduł sprężystości bloków murowych,

E_m – moduł sprężystości zaprawy spoin,

H – wysokość słupa,

b_x, m_x – wymiary odpowiednio bloków murowych i spoin wzdłuż słupa,

n_b, n_m – liczby warstw odpowiednio bloków murowych i spoin na wysokości słupa.



Rys. 6.11. Proces homogenizacji dwustopniowej (2D) (a) i trójstopniowej (3D) (b)

W innych jednostopniowych metodach homogenizacji muru zaproponowanych, np. [161], [175], [300], uwzględniane są warunki równowagi wewnętrznej w RVE przy założonych (głównie płaskich) postaciach wyężenia analizowanego elementu. Jednostopniowe metody homogenizacji zostały zatem rozwinięte dla zagadnień płaskiego stanu naprężenia i dobrze charakteryzują pracę jednowarstwowych ścian murowych, nie są zaś w pełni satysfakcjonujące w zastosowaniu do modelowania przestrzennych konstrukcji sklepień murowanych.

Proces homogenizacji warstwowej dwu- i trójstopniowej stosowany odpowiednio w przypadku konstrukcji murowanej modelowanej w przestrzeni dwuwymiarowej (2D) i trójwymiarowej (3D) przedstawiono na rys. 6.11. Zakłada się, że warstwy RVE pozostają ciągłe i nie przemieszczają się względem siebie po jego deformacji [220], [222]. W zależności od kolejności postępowania w przypadku 2D stosowane są dwa rodzaje dwustopniowej homogenizacji warstwowej: XY i YX. Dla modelu 2D wyznaczane są cztery niezależne stałe materiałowe, tj. dwa moduły sprężystości Younga: E_{Mx} , E_{My} , moduł sprężystości Kirchhoffa G_{Mxy} oraz współczynnik Poissona ν_{Mxy} . W modelu 3D zastosowanie homogenizacji warstwowej jest analogiczne do wyznaczenia charakterystyk modelu 2D, działa się jednak kolejno w trzech prostopadłych kierunkach: X, Y i Z (180), (220). Kolejność postępowania wyznacza sześć różnych typów homogenizacji przestrzennej. Dla modelu 3D wyznaczanych jest dziewięć niezależnych stałych materiałowych, tj. trzy moduły sprężystości Younga: E_{Mx} , E_{My} , E_{Mz} , trzy moduły sprężystości Kirchhoffa: G_{Myz} , G_{Mxz} , G_{Mxy} oraz trzy współ-

czynniki Poissona: ν_{Myz} , ν_{Mxz} i ν_{Mxy} . Obowiązuje przy tym powiązanie między modelami, według którego: $E_{Mx}^{2D} = E_{Mx}^{3D} / (1 - \nu_{Mxy}^2)$.

Określenie charakterystyk mechanicznych muru traktowanego jako materiał jednorodny jest względnie proste jedynie w liniowo-sprężystym zakresie pracy. Natomiast określenie związków konstytutywnych uwzględniających nieliniowość takiego materiału ortotropowego jest bardziej skomplikowane, co nie jest zwykle uwzględniane w standardowych algorytmach MES. Chcąc zamodelować cechy nieliniowe, często przyjmuje się materiał izotropowy o uśrednionych charakterystykach, np. [108], [112].

Odmianą techniką modelowania struktury murowej jest mikromodelowanie, które pozwala m.in. uniknąć wskazanych powyżej ograniczeń. Polega na dyskretnym definiowaniu bloków murowych i spoin przez przypisanie im odmiennych charakterystyk. Rodzaje mikromodelowania wraz z ich podstawowymi cechami i zakresami zastosowania zaprezentowano w tabeli 6.2. Istotą tej techniki jest dyskretyzacja spoin stanowiących obszary najbardziej newralgiczne pod kątem potencjalnego zniszczenia elementu murowanego.

Poszczególne odmiany tej techniki różnią się szczegółami definiowania spoin, które są modelowane jako:

- powierzchnie kontaktu (typ A) – model nieciągły [6], [29], [85], [116], [174], [236];
- dodatkowe elementy skończone między blokami (typ B) – model ciągły [7], [230], [257];
- dodatkowe elementy oddzielone od bloków powierzchniami kontaktu (typ C) – model nieciągły [177].

Techniki te są szczególnie przydatne przy określaniu stanu nośności granicznej ze szczegółową analizą naprężeń lokalnych i postaci zniszczenia konstrukcji. Ściśle definiowanie pojedynczych bloków i spoin konstrukcji murowanej wiąże się ze znacznymi wymaganiami odnośnie do mocy obliczeniowej, a często jest nierealizowalne ze względu na brak informacji o dokładnej konfiguracji tych komponentów, np. w wewnętrznych obszarach konstrukcji. To podejście jest zatem stosowane zwykle w analizie wybranego fragmentu konstrukcji lub ewentualnie całego sklepienia zbudowanego z dużych kłinców.

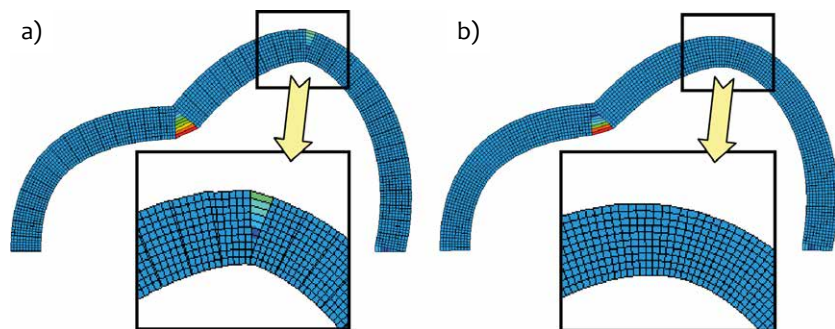
W związku z ograniczeniami i trudnościami obu powyższych technik przez autora niniejszej pracy opracowane zostało podejście pośrednie nazwane mezomodelowaniem, znajdujące zastosowanie zarówno w modelach 2D/2D+ [142], [144], jak i 3D [124], [148]. Polega ono na podziale obszaru sklepienia na segmenty murowe

obejmujące grupy kilku bloków murowych wraz ze spoinami występującymi między nimi oraz na wybrane spoiny wsporne. Wobec wydzielonych segmentów murowanych realizowana jest homogenizacja materiału. Podejście to może być skuteczne w przypadku całej konstrukcji lub np. całego sklepienia. W takich rozwiązaniach liczba segmentów wzdłuż krzywizny łuku zapewniająca zadowalającą precyzję rozwiązania w przypadku mostów sklepionych o typowej konstrukcji i geometrii wynosi ok. 20, co potwierdzają zarówno obliczenia za pomocą MES [144], jak i metody analityczne. Dyskretny podział konstrukcji murowanej na segmenty ma dodatkową przewagę nad modelowaniem materiału jako struktury jednorodnej, ponieważ umożliwia uzyskanie deformacji i postaci zniszczenia bardziej zbliżonych do tych powstających w czasie rzeczywistego zachowania konstrukcji. W przypadku sklepienia lepiej odzwierciedla np. skoncentrowane formowanie się tzw. przegubów plastycznych, rejestrowanych w toku badań obiektów rzeczywistych (por. np. rys. 6.12).

Przykład różnic w deformacjach i lokalizacjach przegubów plastycznych uzyskiwanych przy zastosowaniu mikro- lub mezomodelu względem makromodelu przedstawiono na rys. 6.13 za pomocą rozkładu odkształceń plastycznych na postaci deformacji sklepienia w stanie granicznym. Widoczna jest wyraźna różnica jakościowa w zaznaczonej strefie konstrukcji, związana z koncentracją odkształceń w pojedynczej spoinie (w tzw. powierzchni słabości [148]), która w rzeczywistych konstrukcjach murowanych przekłada się na pękanie/otwieranie się tego przekroju (formowanie przegubu plastycznego). Efekt ten jest poprawnie odwzorowywany



Rys. 6.12. Czteroprzegubowa postać zniszczenia powstałego podczas badań terenowych mostu murowanego – skala naturalna [218]



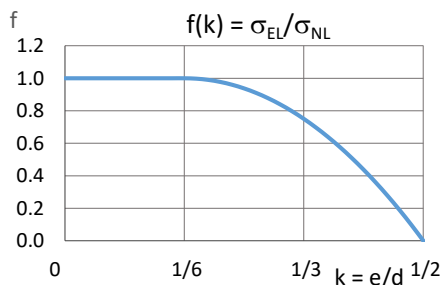
Rys. 6.13. Rozkład odkształceń plastycznych na przeskalowanej postaci deformacji sklepienia murowanego w stanie granicznym otrzymany przy zastosowaniu mikro- lub mezomodelowania (a) i makromodelowania (b)

w mikro- lub mezomodelowaniu. Przy makromodelowaniu uzyskiwane rozkłady deformacji, odkształceń i naprężeń nie są poprawne, gdyż są rozproszone na długości sklepienia (brak ich koncentracji w wybranych przekrojach).

Charakterystyki nieliniowe w przypadku modeli makro wyznaczają uśrednione zachowanie materiału całej konstrukcji murowanej, np. [109], zaś przy mikromodelowaniu są zwykle przypisywane tylko spoinom (lub określają warunki kontaktu między blokami) z zachowaniem liniowo-sprężystych, lecz ewentualnie anizotropowych charakterystyk bloków [105], [113], [119]. Ze względu na brak typowych płaszczyzn zniszczenia w obrębie ścian bocznych MMS wobec tych komponentów konstrukcji stosuje się zwykle technikę makromodelowania.

6.4. Stosowane modele materiałowe elementów murowanych

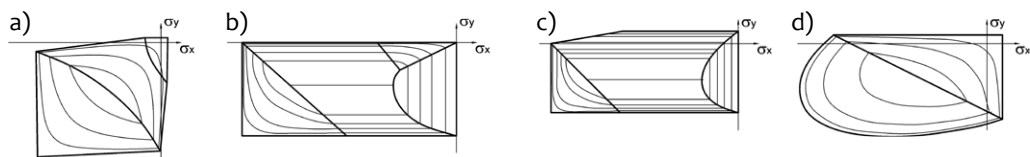
Konstrukcje MMS wyróżniają się na tle innych obiektów mostowych prawdopodobnie największą złożonością modelu materiałowego. Na taki model składają się parametry kilku różnych materiałów konstrukcji murowanej, tj. elementów kamiennych, ceglanych czy betonowych, spoin, jak również parametry gruntu. Wszystkie powyższe materiały charakteryzują nieliniowe związki konstytutywne, co wymaga stosowania zaawansowanych modeli uwzględniających różne fazy pracy konstrukcji oraz kryteria pęknięcia, uplastycznienia czy zniszczenia. Ponadto poszczególne komponenty konstrukcji (zbudowane z różnych materiałów) w złożony sposób oddziałują na siebie nawzajem, co dodatkowo generuje nieliniowość geometryczną w analizie obiektu.



Rys. 6.14. Proporcja ściskających naprężeń krawędziowych σ_{EL}/σ_{NL} w funkcji względnego mimośrod k wypadkowej ściskania w przekroju murowym

Stosowanie nadmiernych uproszeń w opisie zachowania materiału murowego może mieć istotne konsekwencje. Przykładowo, wykorzystanie modelu liniowo-sprężystego i przyjęcie zawyżonej wytrzymałości materiału przy rozciąganiu może być wysoce niezachowawcze. Dowodzi tego analiza ściskających naprężeń krawędziowych w przekroju sklepienia MMS uzyskanych za pomocą modelu liniowo-sprężystego (σ_{EL}) i dokładnego modelu nieliniowego sprężysto-plastycznego bez wytrzymałości przy rozciąganiu (σ_{NL}) [138]. W zależności od względnego mimośrodu k wypadkowej ściskania w przekroju murowym, definiowanego jako iloraz mimośrodu wypadkowej ściskania e i grubości sklepienia D , czyli $k = e/D$, proporcja naprężeń σ_{EL}/σ_{NL} jest mniejsza od 1,0, gdy $k > 1/6$, i spada do 0, gdy $k = 1/2$ (por. rys. 6.14). Wskazuje to na możliwe wyraźne zaniżanie naprężeń przez model liniowo-sprężysty względem realnej nieliniowej odpowiedzi konstrukcji przy typowych zakresach jej wyłączenia.

W przypadku technik makromodelowania warunkiem uwzględnienia anizotropii materiału konstrukcji murowanych jest zastosowanie złożonych, wielopowierzchniowych kryteriów plastyczności opracowanych albo analitycznie z wykorzystaniem geometrycznych i mechanicznych właściwości komponentów muru, albo na podstawie badań doświadczalnych. Przykładowe kształty złożonych powierzchni plastyczności w przestrzeni $(\sigma_x, \sigma_y, \tau)$ w płaskim stanie naprężenia muru opracowane przez różnych badaczy Dhanasekara [98], Ganza i Thürlimanna [114] (bez wytrzymałości na rozciąganie), Seima [249] (z wytrzymałością na rozciąganie wzdłuż spoin wspornych) oraz Lourenço [176] przedstawiono na rys. 6.15. Powierzchnie pokazano w postaci rzutów na płaszczyznę (σ_x, σ_y) z zaznaczonymi warstwicami naprężeń τ . Składowe powierzchnie każdego kryterium plastyczności odpowiadają różnym postaciom zniszczenia muru.



Rys. 6.15. Powierzchnie plastyczności muru w płaskim stanie naprężenia według:
a) Dhanasekara [98], b) Ganza i Thürlimanna [114], c) Seima [249], d) Lourenço [176]

Warto nadmienić, że przedstawione powierzchnie plastyczności są określane w przestrzeni naprężeń o kierunkach osi materiałowych (zgodnych z kierunkami spoin), nie mogą natomiast być sformułowane jako funkcje samych naprężeń głównych czy niezmienników naprężeń, co jest charakterystyczne dla materiałów ortotropowych. Ich implementacja w analizach stanowi zatem dodatkową trudność obliczeniową. Ponadto należy zauważyć, że powyższe kryteria opracowane dla murów wyłożonych tylko w płaszczyźnie nie mogą być bezpośrednio zastosowane w odniesieniu do sklepień mostowych.

W reprezentacji nieliniowych charakterystyk materiałowych elementów murychanych stosowane bywają też modele konstytutywne betonu. Są one w pełni reprezentatywne dla obszarów spoin wydzielonych w modelach mikro lub mezo, lecz często wykorzystywane są też w symulacji całej struktury murowej w makromodelach. W takich modelach dostępne są różne powierzchnie graniczne plastyczności, ale wszystkie mają podobny kształt wyznaczany w trójwymiarowej przestrzeni naprężeń powierzchnią sferyczną dla naprężeń ściskających i bardzo małymi naprężeniami rozciągającymi (zwykle mniejszymi co najmniej o rząd wartości od maksymalnych wartości naprężeń ściskających). Przykładem może być kryterium Willama–Warnkego [283].

Istnieją różne modele pracy kruchego materiału (typu beton) po uplastycznieniu lub pękaniu [127], [244]. Najpopularniejsze wśród nich to:

- model dyskretnego pękania (ang. *discrete crack model* – DCM),
- model rozproszonego pękania (ang. *smeared crack model* – SCM),
- model plastyczno-kruchy, degradacyjny (ang. *concrete damaged plasticity* – CDP).

Pierwszy model oznacza zasadniczo sposób uwzględniania pękania materiału polegający na dyskretnym określeniu wstępnie założonego położenia potencjalnej rysy za pomocą rozdzielonych elementów skończonych, połączonych elementami kohezyjnymi, co ideowo odpowiada technice mikromodelowania typu A i wiąże

się z modelem nieciągłym [263]. Wskazuje się relacje dla wzajemnych normalnych i stycznych przemieszczeń między stykającymi się elementami. Przemieszczenia styczne determinuje zwykle tarcie według modelu Coulomba–Mohra.

Pozostałe dwa rozwiązania stanowią modele ciągłe. Model SCM jest tym względnie najprostszym, zakładającym istnienie równomiernie rozproszonych pęknięć w obrębie modelowanego obszaru, nieodwracalną degradację i stowarzyszone prawo płynięcia, w związku z czym jest wydajny, lecz jego zastosowanie jest ograniczone do analiz obejmujących dosyć niskie wyężenie materiału i monotoniczne obciążenie [263]. W sytuacjach zmiennego obciążenia i dużego wyężenia, jak w analizach obejmujących zniszczenie konstrukcji, skuteczniejszy jest model CDP [169], [181], dlatego na nim skupia się dalszy opis i większość analiz zawartych w tej pracy.

Model konstytutywny CDP uwzględnia skalarne izotropowe zniszczenie materiału przy rozciąganiu i ściskaniu:

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d_g)\bar{\boldsymbol{\sigma}} = (1 - d_g)\mathbf{D}_0^{\text{el}} \cdot (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) = \mathbf{D}^{\text{el}} \cdot (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \quad (6.12)$$

gdzie:

d_g – skalar na zmienna degradacji,

$\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ – wektor naprężeń efektywnych,

$\mathbf{D}_0^{\text{el}}$ – początkowa macierz sprężystości,

$\mathbf{D}^{\text{el}}$ – zdegradowana macierz sprężystości,

$\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$ – odkształcenie uplastyczniające.

Wartość parametru d_g jest funkcją naprężeń efektywnych $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ i zmiennych wzmocnienia (osłabienia) $\boldsymbol{\varepsilon}^{pl}$:

$$d_g = d_g(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \quad (6.13)$$

Parametr ten przyjmuje wartości od 0 (przy braku degradacji materiału) do 1,0 (przy zupełnym zniszczeniu materiału). Wielkość całkowitego wpływu degradacji w trakcie działania obciążenia cyklicznego jest iloczynem wpływu degradacji przy ściskaniu i rozciąganiu zgodnie ze wzorem (6.14), z możliwością uwzględnienia odtworzenia przy ściskaniu sztywności zdegradowanej pęknięciami wywołanymi rozciąganiem:

$$(1 - d_g) = (1 - d_c)(1 - r_c d_t) \quad (6.14)$$

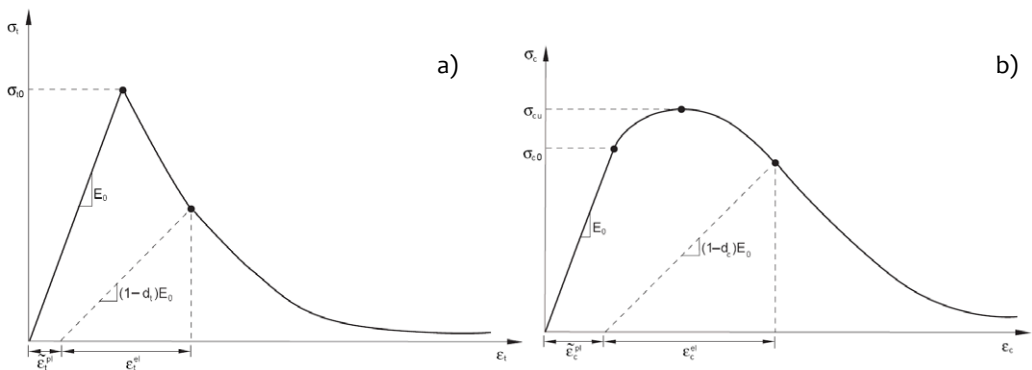
gdzie d_c, d_t oznaczają zmienne degradacji odpowiednio przy ściskaniu i rozciąganiu, r_c oznacza parametr odtworzenia sztywności równy 0 przy trójosiowym ściskaniu i 1,0 przy trójosiowym rozciąganiu.

Niesprężysty zakres pracy materiału przy rozciąganiu i ściskaniu określony jest niezależnie za pomocą zmiennych wzmocnienia/osłabienia, będących ekwiwalentnymi odkształceniami plastycznymi odpowiednio $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ i $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$. Ewolucję tych zmiennych można zapisać następująco:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}; \quad \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = \mathbf{h}(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (6.15)$$

Praktyczna implementacja wzmocnienia (osłabienia) materiału realizowana jest precyzyjnie przez zdefiniowanie punktów relacji naprężenie–odkształcenie przy jednoosiowym rozciąganiu (σ_t – ε_t) i ściskaniu (σ_c – ε_c) zgodnie z rys. 6.16. Charakterystycznymi punktami określającymi inicjację zniszczenia materiału jest wytrzymałość zaprawy przy jednoosiowym rozciąganiu $\sigma_{t0} = f_{tm}$ i jednoosiowym ściskaniu $\sigma_{c0} = f_c$.

W prezentowanych analizach zakłada się znaczne ograniczenie wytrzymałości spoin przy rozciąganiu, przyjmując f_{tm} z zakresu 0,05÷0,10 MPa. Tak mała wartość jest znacznie mniejsza od granicznej wartości wytrzymałości zapraw świeżych i starannie wypełnionych spoin [8], ale w przypadku eksploatowanych konstrukcji mostowych stanowi bardziej prawdopodobną reprezentację rzeczywistości. Ponadto jest ona zbliżona do rezydualnych naprężeń rozciągających występujących przy dużych odkształceniach zaprawy [8], [276], które pojawiają się w przegubach



Rys. 6.16. Wykresy zależności naprężenie–odkształcenie (σ – ε) zaprawy spoin w jednoosiowym rozciąganiu (a) i ściskaniu (b)

plastycznych sklepień mostów murowanych w stanie nośności granicznej. Pominięcie ewentualnie wyższej wytrzymałości zaprawy w zakresie jej małych odkształceń plastycznych nie powoduje jednak zaniżenia nośności całej konstrukcji – wpływa jedynie na zmniejszenie energii potrzebnej do zarysowania pojedynczych przekrojów sklepienia. Uwzględnienie początkowej wytrzymałości zaprawy skutkowałoby większą energią tworzenia się przegubów plastycznych, które jednak występowałyby przy obciążeniach wciąż niższych od nośności granicznej całego obiektu. Tak zdefiniowany model konstytutywny materiału odpowiadać może sklepieniu ze spękanymi spoinami, co w istocie stanowi rzeczywistą sytuację w przypadku większości mostów murowanych. Wybór takiego podejścia jest ponadto uzasadniony zyskiem w postaci większej stabilności rozwiązania numerycznego związanej z redukcją dyssypacji dużej energii w początkowej fazie pęknięcia materiału spoin.

W monografii pominięto opisywanie krzywych wzmocnienia/osłabienia w funkcji przemieszczeń plastycznych u_{pl} określających wielkość rozwarcia rysy w zarysowanym przekroju. Takie podejście wprowadzie niezależnia uzyskiwane wyniki od rozmiarów elementów skończonych, ale w rozpatrywanych przypadkach jest zbyt duże ze względu na odpowiadającą obszarowi spoin ograniczoną strefę stałej szerokości (wynoszącej we wszystkich modelach ok. 1 cm), w której może nastąpić uplastycznienie materiału. W ten sposób unika się problemu lokalizacji odkształceń przy symulowaniu pęknięcia materiału, a zyskuje możliwość kontynuacji analizy w zakresie znacznych odkształceń plastycznych. Możliwość ta zapewnia symulację rozwoju pełnego mechanizmu zniszczenia i postępującej awarii całej konstrukcji (obejmującej redystrybucję sił, pękanie kolejnych przekrojów, niszczenie różnych części składowych konstrukcji).

Powierzchnię plastyczności modelu CDP przedstawioną w płaskim stanie naprężenia oraz w przekroju dewiatorowym na rys. 6.17 określa poniższe równanie:

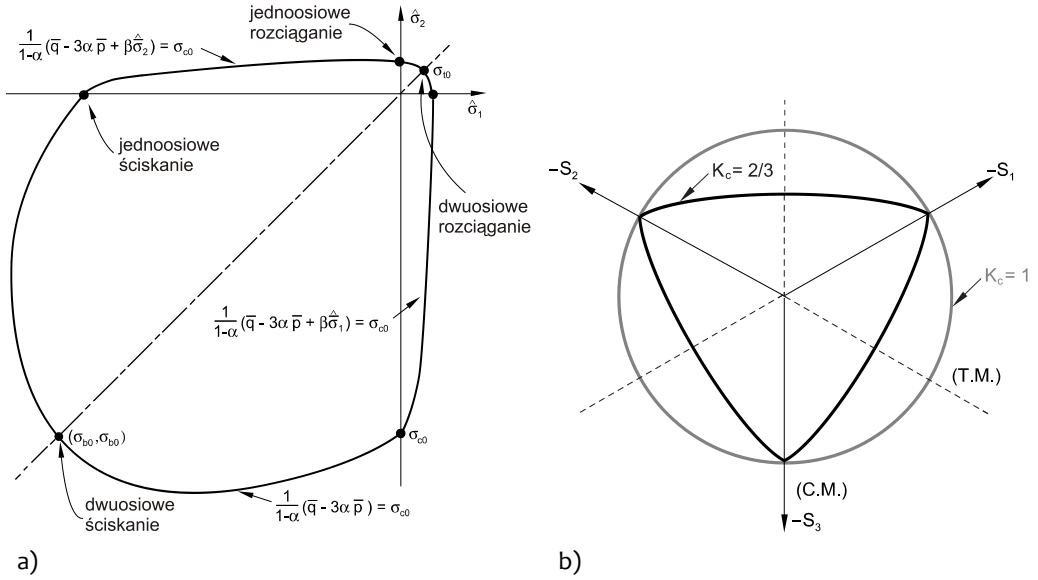
$$F_m = \frac{1}{1-\alpha} [\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\bar{\varepsilon}^{pl})\langle\bar{\sigma}_{\max}\rangle - \gamma\langle-\bar{\sigma}_{\max}\rangle] - \bar{\sigma}_c(\bar{\varepsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (6.16)$$

gdzie:

$$\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} \cdot \mathbf{I} - \text{efektywne naprężenie hydrostatyczne,}$$

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{\mathbf{S}} \cdot \bar{\mathbf{S}}} - \text{ekwiwalentne efektywne naprężenie dewiatorowe Misesa,}$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \bar{p}\mathbf{I} + \bar{\sigma} - \text{dewiator tensora efektywnego naprężenia } \bar{\sigma},$$



Rys. 6.17. Powierzchnia plastyczności betonu: a) w płaskim stanie naprężenia, b) w przekroju dewiatorowym

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})}(1 - \alpha) - (1 + \alpha), \text{ gdzie } \bar{\sigma}_c \text{ i } \bar{\sigma}_t \text{ są odpowiednio efektywnymi}$$

naprężeniami kohezji przy ściskaniu i rozciąganiu,

$$\alpha = \frac{f_{c2}/f_{c1} - 1}{2f_{c2}/f_{c1} - 1}, \quad \gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} - \text{bezwymiarowe stałe materiałowe, gdzie}$$

f_{c2}/f_{c1} oznacza iloraz wartości wytrzymałości przy dwu- i jednoosiowym ściskaniu (przyjęto typową wartość tego ilorazu równą 1,16),

K_c – stosunek długości rozciąganego do długości ściskanego południka, co graficznie zinterpretowano na rys. 6.17b (przyjęto typową wartość równą 2/3),

$\hat{\sigma}_{\max}$ – algebraicznie maksymalna wartość własna tensora $\bar{\sigma}$,

$\langle . \rangle$ – nawias Macauleya zdefiniowany zgodnie z równaniem: $\langle x \rangle = (|x| + x)/2$.

Obowiązuje niestowarzyszone prawo płynięcia:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G_c(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (6.17)$$

gdzie $\dot{\lambda}$ oznacza bezwymiarowy mnożnik, G_c – funkcję potencjału plastycznego, stanowiącą hiperboliczną powierzchnię Druckera-Pragera określoną wzorem:

$$G_c = \sqrt{(\varepsilon_h \sigma_{t0} \operatorname{tg} \psi_c)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \operatorname{tg} \psi_c \quad (6.18)$$

gdzie ψ_c oznacza kąt dylatacji, σ_{t0} – naprężenie graniczne przy rozciąganiu, ε_h – mimośród hiperboli.

6.5. Stosowane modele materiałowe zasypki

Powszechne w modelowaniu zasypki gruntowej jest traktowanie jej jako materiału granularnego z właściwościami spoistymi. Najczęściej przyjmuje się materiał izotropowy sprężysto-plastyczny z powierzchnią plastyczności Coulomba-Mohra lub Druckera-Pragera. Biorąc pod uwagę skuteczność w rozwiązaniach numerycznych, w dalszym opisie skupiono się na modelu ze zmodyfikowaną powierzchnią plastyczności Druckera-Pragera [127] o liniowym kształcie jej przekroju w płaszczyźnie południkowej (rys. 6.19) opisaną równaniem:

$$F_f = t_s - p \operatorname{tg} \varphi - c = 0 \quad (6.19)$$

gdzie:

$$t_s = \frac{q}{2} \left[1 + \frac{1}{K_s} - \left(1 - \frac{1}{K_s} \right) \left(\frac{r}{q} \right)^3 \right] - \text{miara naprężeń dewiatorowych,}$$

K_s – parametr decydujący o kształcie powierzchni plastyczności w przekroju dewiatorowym (por. rys. 6.18b),

$$p = -\frac{1}{3} \boldsymbol{\sigma} \cdot \mathbf{I} - \text{ekwiwalentne naprężenie hydrostatyczne,}$$

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}} - \text{ekwiwalentne naprężenie Misesa,}$$

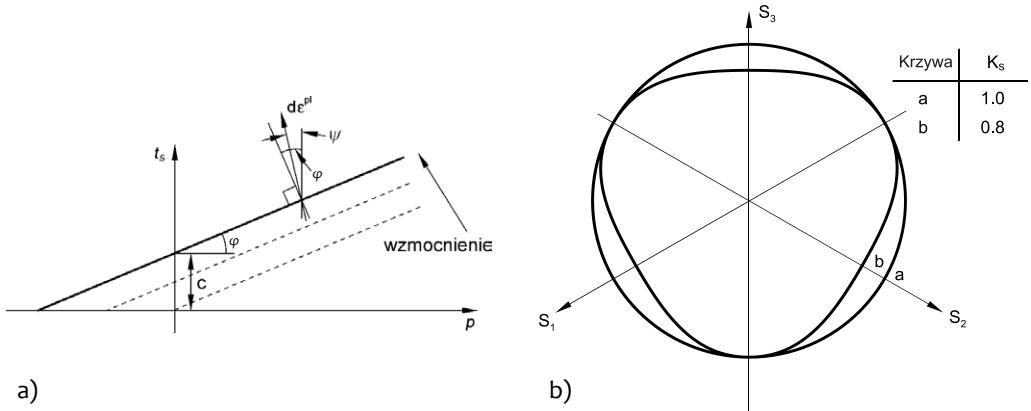
$$r = \sqrt[3]{\frac{9}{2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}} - \text{trzeci niezmiennik dewiatora tensora naprężenia,}$$

$\mathbf{S} = \boldsymbol{\sigma} + p\mathbf{I}$ – dewiator tensora naprężenia $\boldsymbol{\sigma}$,

φ – kąt tarcia wewnętrznego,

c – spójność.

Sprężyste charakterystyki mechaniczne zasypki określane są jak dla materiału izotropowego za pomocą modułu sprężystości E_f i współczynnika Poissona ν_f . W zakresie plastycznym najbardziej realistyczne jest niestowarzyszone prawo płynięcia o kącie dylatacji $\psi \neq 0$. Funkcja potencjału plastycznego G_f określona jest wzorem:



Rys. 6.18. Zmodyfikowane kryterium plastyczności Druckera–Pragera: a) w płaszczyźnie południkowej (z oznaczonym kierunkiem płynięcia), b) w przekroju dewiatorowym

$$G_f = t_s - p \operatorname{tg} \psi \quad (6.20)$$

Wartości kąta dyatacji można uzyskać w testach laboratoryjnych gruntów (por. np. podrozdz. 4.6.3), a przykłady ich wartości podano np. w pracach [79], [170]. W wyznaczaniu charakterystyk wytrzymałościowych w modelu Druckera–Pragera na podstawie parametrów zdefiniowanych według hipotezy wytrzymałościowej Coulomba–Mohra należy zastosować przeliczenia uwzględniające inny kształt powierzchni plastyczności w przekroju dewiatorowym. W modelu 2D w płaskim stanie odkształcenia zastąpieniu podlegają wartości kąta tarcia wewnętrznego φ i kohezji c według następujących wzorów:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{9 \sin \varphi_{CM}}{\sqrt{3(9 - \operatorname{tg}^2 \psi)} + \sin \varphi_{CM} \operatorname{tg} \psi} \quad (6.21a)$$

$$c = \frac{9 \cos \varphi_{CM}}{\sqrt{3(9 - \operatorname{tg}^2 \psi)} + \sin \varphi_{CM} \operatorname{tg} \psi} c_{CM} \quad (6.21b)$$

gdzie φ_{CM} , c_{CM} , ψ oznacza odpowiednio kąt tarcia wewnętrznego, kohezję i dyatację wyznaczone według modelu Coulomba–Mohra.

W modelu przestrzennym (3D) modyfikacji podlegają również wartości φ i c oraz dodatkowo parametr K_s według wzorów:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{6 \sin \varphi_{CM}}{3 - \sin \varphi_{CM}} \quad (6.22a)$$

$$c = \frac{6 \cos \varphi_{CM}}{3 - \sin \varphi_{CM}} c_{CM} \quad (6.22b)$$

$$K_s = \frac{3 - \sin \varphi_{CM}}{3 + \sin \varphi_{CM}} \quad (6.22c)$$

Modyfikując wymienione wartości, należy dodatkowo uwzględnić warunek $K_s \geq 0,778$ zapewniający wypukłość powierzchni plastyczności, co z kolei narzuca $\varphi \leq 22^\circ$. Ponieważ w przypadku typowych materiałów tworzących zasypkę sklepienia ostatni warunek nie jest spełniany, proponowanym podejściem jest przyjęcie minimalnego K_s , tj. równego 0,778 i obliczenie φ i c zgodnie z wzorami (6.22a i b).

Między zasypką a przylegającymi do niej częściami murowanymi konstrukcji (sklepieniem i ewentualnymi ścianami bocznymi) przyjmuje się powierzchnie kontaktowe umożliwiające swobodne przemieszczanie się poszczególnych obszarów z wyłączeniem ich wzajemnego przenikania. Zakłada się sztywne przekazywanie przez powierzchnie styku sił ściskających oraz częściowe, ograniczone wielkością tarcia (według modelu Coulomba–Mohra) przenoszenie sił stycznych, a zupełne wyeliminowanie przekazywania sił rozciągających.

Wartość tarcia wyrażona współczynnikiem tarcia μ_f (najczęściej z zakresu $0,5 \div 0,8$) jest zależna od właściwości modelowanych materiałów (co opisano w podrozdz. 4.6.5) [163].

6.6. Podstawowe parametry definiujące model numeryczny

Do kluczowych parametrów geometrycznych modelu numerycznego należą:

- kształt i grubość sklepienia D ,
- miąższość zasypki h ,
- geometria nadbudowy, w tym h_1 ,
- szerokość współpracująca B_{eff}
- geometria podpór,
- warunki brzegowe.

Najważniejsze parametry materiałowe części murowanych definiowane w modelu to:

- moduły sprężystości elementów murowych i spoin E_b , E_m lub muru E_M ,
- wytrzymałości przy ściskaniu elementów murowych i spoin f_{cb} , f_{cm} lub muru f_{cM} ,
- ciężar objętościowy muru g_M .

Z kolei kluczowe charakterystyki zasypki to:

- moduł sprężystości E_f ;
- parametry wytrzymałościowe: kąt tarcia wewnętrznego φ , kąt dylatacji ψ i spójność c .

Szczególna wrażliwość modelu wynika też z określania powierzchni kontaktowej między elementami murowanymi a zasypką za pomocą współczynnika tarcia μ_f .

6.7. Kalibracja i walidacja modelu

6.7.1. Założenia

Kalibracja polega na doborze właściwości materiałowych i geometrycznych modelu, zapewniających najlepszą zgodność obliczeń z pomiarami, co jest z kolei oceniane w toku walidacji. Na relację między wielkościami zmierzonymi a obliczonymi główny wpływ ma dopasowanie w zakresie:

- modułów sprężystości elementów murowanych i zasypki;
- ciężaru objętościowego;
- wytrzymałości;
- warunków brzegowych;
- warunków interakcji elementów murowanych i zasypki;
- uwzględniania i sposobu modelowania elementów wyposażenia (balustrad, nawierzchni);
- sposobu dyskretyzacji elementów murowanych;
- geometrii niewidocznych elementów (nadbudowy, ścian bocznych, żeber podłużnych);
- uwzględniania przyczółków/filarów.

Proponowana metodyka kalibracji i walidacji modelu obliczeniowego MMS bazuje na kilku podstawowych założeniach:

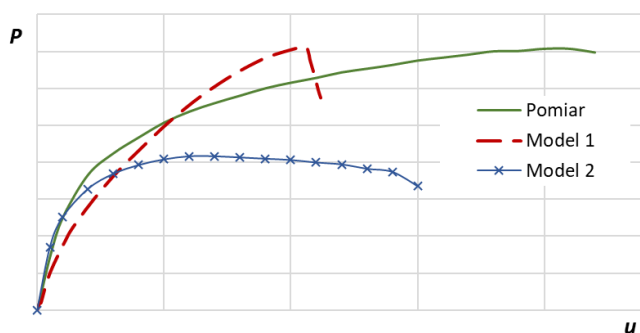
- Jest prowadzona metodą statyczną i/lub dynamiczną.
- Jest prowadzona stopniowo, z zastosowaniem rozwiązań o rosnącym stopniu złożoności i trudności w realizacji.
- Ma indywidualny przebieg, tj. zależny od klasy modelu obliczeniowego.
- Podstawą są wyniki pomiarów terenowych pod niekontrolowanym obciążeniem naturalnym ruchem taboru, z zastosowaniem zaaranżowanych schematów obciążenia lub z uwzględnieniem drgań otoczenia.

- Jest oparta na wartościach przemieszczeń lub przyspieszeń wybranych punktów konstrukcji.
- Wykorzystywane są empiryczne funkcje wpływu odpowiadające ruchowi indywidulanych pojazdów wzdłuż tras o przebiegu równoległym do osi mostu.

6.7.2. Wykorzystanie efektów statycznych

Typowe porównanie wyników pomiarów i analiz bazuje na wielkościach odpowiadających sprężystej fazie pracy konstrukcji, pochodzących od stałej wartości obciążenia. Dokładniejszą walidację umożliwia porównanie kształtu wykresów $P-u$, tj. równowagi między zadaną siłą obciążającą P przyłożoną na nawierzchni mostu a przemieszczeniem u punktu sklepienia zlokalizowanego zwykle pod zadaną siłą. Wykresy te obejmują również fazę pozasprężystą. Przykładowe realne wykresy tego typu przedstawiono na rys. 6.19, na którym zestawiono ścieżki równowagi uzyskane w toku numerycznej symulacji za pomocą dwóch modeli z wynikiem pomiaru otrzymanym w trakcie badania konstrukcji obciążanej aż do zniszczenia.

Na podstawie porównania ścieżek równowagi można wnioskować o poprawności przyjętych wartości parametrów modelu i ich relacji względem rzeczywistych wielkości. Za pomocą Modelu 1 uzyskuje się nadmierne przemieszczenia w początkowej (sprężystej) fazie obciążenia, a z kolei w dalszym etapie model nie odzwierciedla nagłego osłabienia konstrukcji i zniszczenie przewiduje przy znacznie zaniżonej wartości przemieszczenia. Niemniej wartość maksymalnego obciążenia (niszczącego) jest bardzo bliska wartości doświadczalnej. Świadczy to o zaniżonej sztywności mostu w Modelu 1 (spowodowanej np. zbyt niskim modułem sprężysto-



Rys. 6.19. Przykładowe ścieżki równowagi ($P-u$) konstrukcji obciążanej do zniszczenia uzyskane za pomocą modeli i na podstawie pomiaru

ści elementów czy niewystarczająco ograniczającymi ruchy warunkami brzegowymi) oraz o zawyżonych parametrach wytrzymałościowych elementów murowych i/lub zasypki. Z kolei Model 2 daje lepsze odwzorowanie zachowania konstrukcji w fazie sprężystej, lecz przewiduje zniszczenie mostu przy znacznie niższej sile P . Dokonane porównanie ukazuje trudność kalibracji modelu tak złożonego układu, jakim jest MMS, związaną ze zróżnicowanym i nieliniowym wpływem wielu jego parametrów. Część z nich może mieć wpływ globalny i proporcjonalnie przeskalowywać relację P - u , zaś wpływ innych parametrów ujawnia się jedynie przy wybranych zakresach naprężeń/odkształceń konkretnych obszarów konstrukcji.

Wykorzystanie do kalibracji efektów statycznych oddziaływań rzeczywistych pojazdów dotyczy zwykle analizy sprężystej fazy pracy konstrukcji. W takim podejściu racjonalne jest prowadzenie kalibracji stopniowo, w krokach o rosnącym stopniu złożoności, czyli coraz większych wymaganych nakładach pracy i kosztach. Rozpatruje się przy tym zastosowanie odmiennych oddziaływań (pojedynczych osi P_0 i całych pojazdów ustawionych statycznie Q lub jadących z minimalną prędkością Q_{vm}) o różnym położeniu x_q, y_q oraz zróżnicowanej lokalizacji punktów kontrolnych x_k, y_k . Oznaczenia lokalizacji punktów x_k i x_q określają indeksy k i q , gdzie $k \in S_k$ i $q \in S_q$, które zgodnie z rys. 5.4 wyrażają symbole 1, 2, 3, 6 odpowiadające położeniu punktów w przekrojach w $1/4L$, $2/4L$, $3/4L$ i $1/2L_2$ w środku szerokości przęsła ($y_k = 0$ lub $y_q = 0$) oraz symbole 2+, 2- dla położenia punktów odpowiednio przy jednej i drugiej krawędzi przekroju (czyli $y_k, y_q \in \{y+, y-\}$) w środku rozpiętości przęsła. Współrzędna x_q wskazuje położenie pojazdu określone jego punktem charakterystycznym (zwykle położenie pierwszej osi).

W każdym kroku kalibracji następuje dopasowywanie parametrów $\mathbf{p}$ modelu mające zapewnić jak najlepszą zgodność pomierzonych i obliczonych przemieszczeń pionowych, oznaczonych odpowiednio $u_{k,q}^{EXP}$ i $u_{k,q}^{NUM}(p)$, w n_k punktach o współrzędnych x_k, y_k wywołanych obciążeniem w n_q punktach o współrzędnych x_q, y_q . Podstawę oceny tej zgodności stanowi funkcja celu $f^s(\Delta_{k,q})$ o pożądanej wartości równej 0, bazująca na błędzie względnym $\Delta_{k,q}$ między powyższymi przemieszczeniami w każdym punkcie wyrażonym wzorem:

$$\Delta_{k,q} = \frac{u_{k,q}^{NUM}(p) - u_{k,q}^{EXP}}{u_{k,q}^{EXP}} \quad (6.23)$$

Funkcję f^s stanowi wartość średnia z wartości bezwzględnych błędów $\Delta_{k,q}$ spośród przypadków rozpatrywanych w danym kroku (zgodnie z ostatnią kolumną tabel 6.3–6.5). W każdym kroku optymalizowany jest zestaw parametrów $\mathbf{p}$ mode-

Tabela 6.3. Kalibracja modelu 2D z wykorzystaniem statycznych efektów obciążeń ruchomych

Krok	Obciążenie	$x_q: q \in S_q$	$x_k: k \in S_k$	$u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{NUM}$	$f^s(\Delta_{k,q})$
1	Q_{vm}	$L/4; L/2;$ $L/2^*; L_j/2^{**}$	$L/2$	$u_{2,q}$	$u_{2,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{2,q} $
2	P_0	$L/2$	$L/2$	$P_0 \cdot \xi_2(L/2)$	$u_{2,2}$	$\Delta_{2,2}$
3	P_0	$L/4; L_j/2$	$L/2$	$P_0 \cdot \xi_2(x_q)$	$u_{2,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{2,q} $
4	Q_{vm}	$L/4; L/2;$ $L/2^*; L_j/2^{**}$	$L/4$	$u_{1,q}$	$u_{1,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{1,q} $
5	P_0	$L/4; L/2;$ $3/4L; L_j/2$	$L/4$	$P_0 \cdot \xi_1(x_q)$	$u_{1,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{1,q} $
6	Q	$L/2; L/2^*;$ $L_j/2^{**}$	$L/4; L/2$	$\sum_i P_{0i} \cdot \xi_k(x_q)_i$	$u_{k,q}$	$\frac{1}{n_k n_q} \sum_{k \in S_k} \sum_{q \in S_q} \Delta_{k,q} $

* Położenie środka pojazdu (między osiami).

** Częściej położenie drugiej osi/wózka pojazdu.

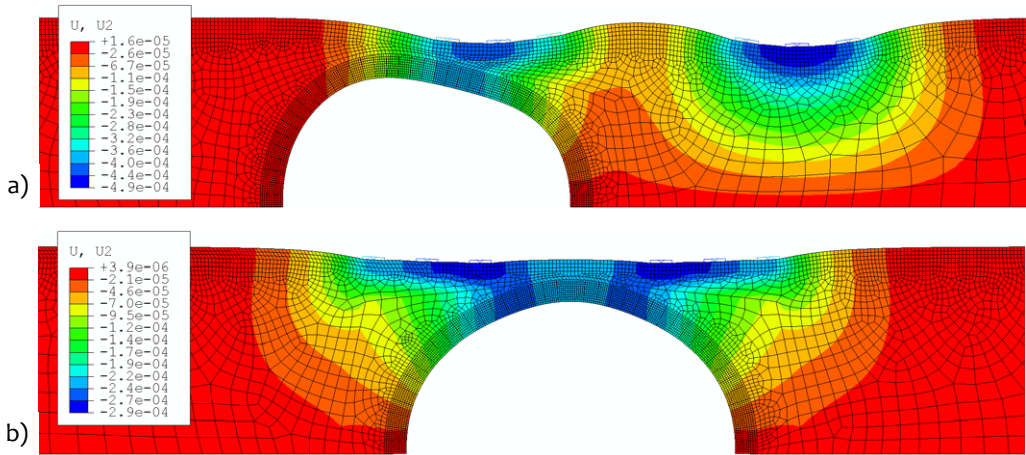
lu, aby uzyskać minimalną wartość funkcji f^s . Efekt optymalizacji w danym kroku sprawdzany jest jednocześnie dla kroków wcześniejszych.

Stopniowa kalibracja za pomocą efektów statycznych każdej z trzech klas geometrii modelu: 2D, 2D+ i 3D oddzielnie jest opisana poniżej.

Przebieg kalibracji modelu 2D z wykorzystaniem statycznych efektów obciążeń ruchomych przedstawiono w sześciu krokach w tabeli 6.3.

Na potrzeby kalibracji związanej z zastosowaniem modelu 2D przyjmowana szerokość B^* powinna reprezentować pasmo mostu objęte pomiarami – preferencyjnie rozmieszczenie punktów kontrolnych obejmuje całą szerokość mostu (por. podrozdz. 5.4.1).

W kroku 1 wykorzystywane są najłatwiejsze do zrealizowania założenia, tj. realne obciążenie Q_{vm} dowolnymi pojazdami o znanych parametrach, ustawionymi statycznie w $n_q = 4$ punktach o współrzędnych x_q (lub jadącymi z małą prędkością $V_m \leq 10$ km/h) oraz jeden punkt pomiarowy w środku rozpiętości przęsła ($x_k = x_2 = L/2$). W przypadku przejazdu rozpatrywane momenty są łatwe do zidentyfikowania w zarejestrowanym sygnale $u(x)$ – jak na rys. 4.37. Zwiększenie dokładności w tym etapie można uzyskać, powtarzając krok 1 z wykorzystaniem różnych pojazdów. W kroku tym na-



Rys. 6.20. Przykłady deformacji modelu 2D otrzymanych w toku kalibracji w kroku 6, przy ustawieniu obciążenia w $L/4$ (a) i $L/2^*$ (b)

stępuje wstępna weryfikacja przyjętej geometrii oraz modułów sprężystości sklepienia i zasypki. Jednocześnie dane pomiarowe uzyskane z tych przejazdów mogą być wykorzystane, zgodnie z metodyką przedstawioną w podrozdz. 4.8.3, do stworzenia empirycznej funkcji wpływu ξ_2 , która służy do dalszego symulowania efektów obciążenia o dowolnym schemacie. W kroku 2 rozpatruje się ugięcie w kluczu pochodzące od obciążenia pojedynczą osią ustawioną nad tym przekrojem, a w kroku 3 – dodatkowo wpływ obciążenia w $L/4$ i $L_j/2$, gdzie j oznacza numery ewentualnych innych przęseł. Dodatkowymi parametrami modelu, które mogą mieć w tym przypadku istotny wpływ na wyniki, są warunki brzegowe oraz warunki interakcji sklepienia z zasypką. Krok 4 przewiduje zastosowanie dodatkowego punktu pomiarowego w $x_k = x_1 = L/4$, co umożliwia kalibrację modelu przy różnych chwilowych położeniach obciążenia pojazdami Q_{vm} oraz stworzenie empirycznej funkcji wpływu ξ_1 . W celu dalszej kontroli poprawności modelu w kroku 5 analizuje się wpływ obciążenia skupionego w $x_q \in \{L/4, L/2, 3/4L, L_j/2\}$ na przekrój w $x_k = L/4$. Walidację modelu o największej złożoności realizuje się w kroku 6 (co przykładowo pokazano na rys. 6.20), w którym uwzględniane są kompletne pojazdy z liczbą osi i o naciskach P_{0i} . Wpływ ustawienia pojazdów we wszystkich rozpatrywanych wcześniej punktach x_q rejestrowany jest w obu punktach x_k ($L/4$ i $L/2$). Jeżeli możliwe jest realne przeprowadzenie obciążenia mostu pojazdami w postaci wskazanych ustawień statycznych, wyniki eksperymentalne $u_{k,q}^{EXP}$ w kroku 6 mogą stanowić wprost, bez przeliczania ich za pomocą empirycznych funkcji wpływu $\xi_k(x_q)$, wartości ugięć zmierzonych na konstrukcji.

Przebieg kalibracji modelu 2D+ (o łącznej grubości odpowiadającej całkowitej szerokości przęsła B) z wykorzystaniem statycznych efektów obciążeń ruchomych przedstawiono w tabeli 6.4.

Tabela 6.4. Kalibracja modelu 2D+ z wykorzystaniem statycznych efektów obciążeń ruchomych

Krok	Obciążenie	$x_q: q \in S_q$	$x_k: k \in S_k$	$u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{NUM}$	$f^s(\Delta_{k,q})$
1	Q_{vm}	$L/4; L/2;$ $L/2^*; L_j/2^{**}$	$L/2$	$\bar{u}_{2,q}$	$u_{2,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{2,q} $
2	P_0	$L/2$	$L/2$	$P_0 \cdot \xi_{\bar{2}}(L/2)$	$u_{2,2}$	$\Delta_{2,2}$
3	P_0	$L/4; L_j/2$	$L/2$	$P_0 \cdot \xi_{\bar{2}}(x_q)$	$u_{2,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{2,q} $
4	Q_{vm}	$L/4; L/2;$ $L/2^*; L_j/2^{**}$	$L/4$	$\bar{u}_{1,q}$	$u_{1,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{1,q} $
5	P_0	$L/4; L/2;$ $3/4L; L_j/2$	$L/4$	$P_0 \cdot \xi_{\bar{1}}(x_q)$	$u_{1,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{1,q} $
6	Q	$L/2; L/2^*;$ $L_j/2^{**}$	$L/4; L/2$	$\sum_i P_{0i} \cdot \xi_{\bar{k}}(x_q)_i$	$u_{k,q}$	$\frac{1}{n_k n_q} \sum_{k \in S_k} \sum_{q \in S_q} \Delta_{k,q} $

* Położenie środka pojazdu (między osiami).

** Częściej położenie drugiej osi/wózka pojazdu.

Zasadniczo tok postępowania obejmuje również 6 kroków i jest analogiczny do kalibracji modelu 2D. Różnicę stanowi możliwość, jaką daje model 2D+, analizowania przemieszczenia odpowiadającego eksperymentalnemu średniemu przemieszczeniu $\bar{u}_{k,q}$ wyznaczanemu z wartości we wszystkich ($n_p = 3$) punktach kontrolnych danego przekroju x_k wywołanych obciążeniem w przekroju x_q i równemu:

$$\bar{u}_{k,q} = \frac{u_{k-,q} + u_{k,q} + u_{k+,q}}{n_p} \quad (6.24)$$

gdzie indeksy $k-$ i $k+$ odnoszą się do punktów w przekroju k o współrzędnych y_k równych odpowiednio $y-$ i $y+$.

Dodatkowe parametry modelu, poza wskazanymi przy kalibracji modelu 2D, które mają istotny wpływ na wyniki poczynając od kroku 1, są związane ze sztywnością ścian bocznych definiowaną ich grubością i modułem sprężystości.

Traktując mierzone przemieszczenia jako ugięcia n_p umownych pasm sklepienia o jednakowej szerokości oraz przyjmując, jak zauważono np. w [137], że całka z funkcji wpływu rozdziału poprzecznego $\eta_{k,q}(y)$ podzielona przez B (w przypadku dźwigara powłokowego) lub suma rzędnych funkcji wpływu rozdziału poprzecznego $\eta_{k,q}$ (w przypadku dyskretnego układu pasmowego) jest równa 1, można napisać:

$$\frac{1}{B} \int \eta_{q,k}(y) dy \cong \sum_k^{n_p} \eta_{q,k} = \sum_k^{n_p} \frac{u_{q,k}}{u_{k0}} = \sum_k^{n_p} \frac{u_{k,q}}{u_{k0}} = \frac{u_{k-,q} + u_{k,q} + u_{k+,q}}{u_{k0}} = 1 \quad (6.25)$$

gdzie u_{k0} oznacza przemieszczenie odseparowanego pasma umownego obciążonego zadaniem obciążeniem.

Stąd wynika przydatny wniosek, że średnie przemieszczenie nie zależy od współrzędnej y_q położenia trasy obciążenia:

$$\bar{u}_{k,q} = \frac{u_{k0}}{n_p} \quad (6.26)$$

Umożliwia to zatem tworzenie empirycznej funkcji wpływu $\xi_{\bar{k}}(x_q)$ średniego przemieszczenia $\bar{u}_{k,q}$ na podstawie przejazdu pojazdów po obiekcie trasą dowolnie zlokalizowaną na jego szerokości.

W krokach 4 i 5, przy rozpatrywaniu przemieszczenia w punkcie kontrolnym w $x_1 = L/4$, jeżeli brak jest pomiaru w punktach x_{1+} i x_{1-} , (por. rys. 5.4), wyznaczanie ugięcia średniego $\bar{u}_{1,q}$, jak i tworzenie funkcji wpływu $\xi_{\bar{1}}(x_q)$ odbywa się przy tradycyjnym założeniu rozdziału poprzecznego obciążenia w przekroju w x_1 takiego jak w x_2 , co prowadzi do równości:

$$\bar{u}_{1,q} = \kappa_{\bar{1}} u_{1,q} = \kappa_{\bar{2}} u_{1,q} \quad (6.27)$$

gdzie empiryczny współczynnik $\kappa_{\bar{2}}$ wyznacza się doświadczalnie jako wartość uśrednioną (np. z całego analizowanego zakresu x_q):

$$\kappa_{\bar{2}} = \frac{1}{L} \int_0^L \frac{\bar{u}_{2,q}^{EXP}(x_q)}{u_{2,q}^{EXP}(x_q)} dx_q \quad (6.28)$$

Rozpatrując tylko n_q punktów położenia obciążenia x_q (np. w $L/4$ i $L/2$), otrzymuje się:

$$\kappa_{\bar{2}} = \frac{1}{3n_q} \sum_{q=1}^{n_q} \frac{u_{2-,q}^{EXP} + u_{2,q}^{EXP} + u_{2+,q}^{EXP}}{u_{2,q}^{EXP}} \quad (6.29)$$

Zatem funkcja ξ_1 wyznaczana bezpośrednio w toku procedury kroczącej przedstawionej w podrozdz. 8.4.3, jedynie na podstawie pomiaru przemieszczeń $u_{1,q}$, po przeskalowaniu o współczynnik κ_2^- daje poszukiwaną funkcję wpływu ξ_1^- o wzorze:

$$\xi_1^-(x_q) = \kappa_2^- \xi_1(x_q) \quad (6.30)$$

Przy tworzeniu empirycznych funkcji wpływu ξ_k^- na podstawie analizy wielu przejazdów trasami o różnych współrzędnych y_q w przypadku każdego przejazdu otrzymuje się inną funkcję ξ_k , jak również inny współczynnik κ_2^- ze względu na różną wartość $u_{2,q}^{EXP}$ w mianowniku wzoru (6.29). Ostatecznie powinno się jednak używać tę samą funkcję ξ_k^- .

Analogiczny jest tok postępowania w kroku 6 kalibracji, tj. naciski P_{0i} rozpatrywanego pojazdu Q przemnażane są przez odpowiadające rzędne funkcji wpływu $\xi_k^-(x_q)$ uzyskanej zgodnie z wyżej opisaną procedurą:

$$\xi_k^-(x_q) = \kappa_2^- \xi_k(x_q) \quad (6.31)$$

Przebieg kalibracji modelu 3D (o faktycznych wymiarach obiektu) z wykorzystaniem statycznych efektów obciążeń ruchomych przedstawiono w dziewięciu krokach w tabeli 6.5.

Zasadniczą różnicą między kalibracją modeli przestrzennych a kalibracją modeli płaskich jest uwzględnianie różnych współrzędnych położenia punktów obciążenia y_q i punktów pomiarowych y_k w poprzek mostu. W pierwszych pięciu krokach obie współrzędne przyjmuje się jako równe 0, a w celach porównawczych wykorzystuje się jedynie ugięcia zmierzone w centralnych punktach sklepienia $u_{k,q}^{EXP}$. Kroki te są zatem w pełni zgodne z odpowiadającymi im krokami kalibracji modeli 2D. Empiryczne funkcje wpływu ξ_1 i ξ_2 muszą być wyznaczone na podstawie przejazdu pojazdów wzdłuż trasy zlokalizowanej centralnie ($y_q = 0$). Począwszy od kroku 6 bierze się pod uwagę poprzeczną odkształcalność konstrukcji. W kroku 6 rozpatruje się wpływ obciążenia P_0 ustawionego w środku szerokości przęsła na przemieszczenia przy jego krawędzi. Szczególnie istotnym parametrem modelu, przy rozpatrywaniu tego efektu, jest moduł Younga materiału sklepienia w kierunku poprzecznym E_{My} . Wykorzystuje się ponadto empiryczną funkcję wpływu ξ_2 , przeskalowaną o współczynnik κ_{2+} , wyznaczany doświadczalnie według wzoru w wersji dokładniejszej:

Tabela 6.5. Kalibracja modelu 3D z wykorzystaniem statystycznych efektów obciążeń ruchomych

Krok	Obciążenie	$x_q; q \in S_q$	y_q	$x_k; k \in S_k$	y_k	$u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{NUM}$	$f^S(\Delta_{k,q})$
1	Q_{vm}	$L/4; L/2; L/2^*; L_l/2^\#$	0	$L/2$	0	$u_{2,q}$	$u_{2,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{2,q} $
2	P_0	$L/2$	0	$L/2$	0	$P_0 \cdot \xi_2(L/2)$	$u_{2,2}$	$\Delta_{2,2}$
3	P_0	$L/4; L_l/2$	0	$L/2$	0	$P_0 \cdot \xi_2(x_q)$	$u_{2,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{2,q} $
4	Q_{vm}	$L/4; L/2; L/2^*; L_l/2^\#$	0	$L/4$	0	$u_{1,q}$	$u_{1,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{1,q} $
5	P_0	$L/4; L/2; 3/4L; L_l/2$	0	$L/4$	0	$P_0 \cdot \xi_1(x_q)$	$u_{1,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{1,q} $
6	P_0	$L/4; L/2; L_l/2$	0	$L/2$	y^+	$P_0 \cdot \kappa_{2+} \cdot \xi_2(x_q)$	$u_{2+,q}$	$\frac{1}{n_q} \sum_{q \in S_q} \Delta_{2+,q} $
7	Q	$L/2; L/2^*; L_l/2^\#$	0	$L/2$	$0; y^+$	$\sum_i P_{0_i} \cdot \kappa_k \cdot \xi_2(x_q)_i$	$u_{2+,q}$	$\frac{1}{n_k n_q} \sum_{k \in S_k} \sum_{q \in S_q} \Delta_{k,q} $
8	P_0	$L/4; L/2; L_l/2$	y^+	$L/2$	0	$P_0 \cdot \kappa_{2+} \cdot \xi_2(x_q)$	$u_{2,q+}$	$\frac{1}{n_{q^+}} \sum_{q \in S_{q^+}} \Delta_{2,q} $
9	Q_{vm}	$L/4; L/2; L/2^*; L_l/2^\#$	y^+	$L/2$	$y^+; y^-$	$u_{k,q+}$	$u_{k,q+}$	$\frac{1}{n_k n_{q^+}} \sum_{k \in S_k} \sum_{q \in S_{q^+}} \Delta_{k,q} $

* Położenie środka pojazdu (między osiami).

** Częściej położenie drugiej osi/wózka pojazdu.

$$\kappa_{2+} = \frac{1}{L} \int_0^L \frac{u_{2+,q}^{EXP}(x_q)}{u_{2,q}^{EXP}(x_q)} dx_q \quad (6.32)$$

lub wzoru w wersji dyskretnej:

$$\kappa_{2+} = \frac{1}{n_q} \sum_{q=1}^{n_q} \frac{u_{2+,q}^{EXP}}{u_{2,q}^{EXP}} \quad (6.33)$$

W kroku 7 przyjmuje się sposób postępowania analogiczny do tych z kroków 2, 3 i 6, tj. sprawdza się zachowanie konstrukcji, czyli wpływ obciążeń ustawionych wzdłuż trasy centralnej ($y_q = 0$) na przemieszczenia na środku lub przy krawędzi przekroju w środku rozpiętości. Tym razem stosuje się jednak obciążenia w postaci kompletnego pojazdu Q . W zależności od kontrolowanego przekroju $y_k = (0 \vee y+)$ zastosowanie ma tu ogólniejsza postać współczynnika κ_k definiowanego wzorem:

$$\kappa_k = \frac{1}{L} \int_0^L \frac{u_{k,q}^{EXP}(x_q)}{u_{2,q}^{EXP}(x_q)} dx_q, k \in \{2, 2+\} \quad (6.34)$$

lub wzorem w wersji uproszczonej:

$$\kappa_k = \frac{1}{n_q} \sum_{q=1}^{n_q} \frac{u_{k,q}^{EXP}}{u_{2,q}^{EXP}}, k \in \{2, 2+\} \quad (6.35)$$

Z kolei schemat przyjęty w kroku 8 jest odwrotny względem schematu w kroku 6, czyli obejmuje analizę wpływu ustawień obciążenia P_0 przy krawędzi przęsła $y_q = y+$ na przemieszczenia w punkcie centralnym. Do określania przemieszczenia bazującego na pomiarach wykorzystywana jest empiryczna funkcja wpływu ξ_2 przemnożona przez ten sam współczynnik κ_{2+} , co wynika z zasady wzajemności prac Bettiego:

$$u_{2,q+} P_{0,2+,q} = u_{2+,q} P_{0,2,q+} \rightarrow u_{2+,q} = u_{2,q+} \quad (6.36)$$

oraz z zależności między funkcjami wpływu ξ_2 i ξ_{2+} (wzdłuż trasy centralnej i przy krawędzi przęsła):

$$\xi_{2+}(x_q) = \frac{u_{2+,q+}}{u_{2,q}} \xi_2(x_q) \quad (6.37)$$

Indeks $q+$ odnosi się do punktu w przekroju q o współrzędnej $y_q = y+$.

Poszukiwana funkcja przemieszczenia $u_{2,q+}(x_q)$ w funkcji efektów uzyskiwanych przy krawędzi mostu ma postać:

$$u_{2,q+}(x_q) = \frac{u_{2,q+}}{u_{2+,q+}} P_0 \xi_{2+}(x_q) = \frac{u_{2,q+}}{u_{2+,q+}} \frac{u_{2+,q+}}{u_{2,q}} P_0 \xi_2(x_q) \quad (6.38)$$

co można zapisać jako:

$$u_{2,q+}(x_q) = \frac{u_{2,q+}}{u_{2,q}} P_0 \xi_2(x_q) = \frac{u_{2+,q}}{u_{2,q}} P_0 \xi_2(x_q) = P_0 \kappa_{2+} \xi_2(x_q) \quad (6.39)$$

Zwieńczeniem kalibracji jest analiza przemieszczeń w skrajnych punktach $y_k = (y+ \vee y-)$ przekroju w kluczu, wywołanych przez pojazd Q_{vm} jadący z minimalną prędkością wzdłuż trasy innej niż centralna $y_q = y+$.

Należy dodać, że centralna trasa obciążenia $y_q = 0$ nie musi być ustalana na środku szerokości obiektu i np. może być przyjęta wzdłuż toru usytuowanego mimośrodowo. Ponadto w zależności od dostępności danych pomiarowych w krokach 1÷5 zamiast przemieszczeń w punkcie centralnym $y_k = 0$ można rozpatrywać przemieszczenia średnie $\bar{u}_{k,q}$ jak w przypadku modelu 2D+.

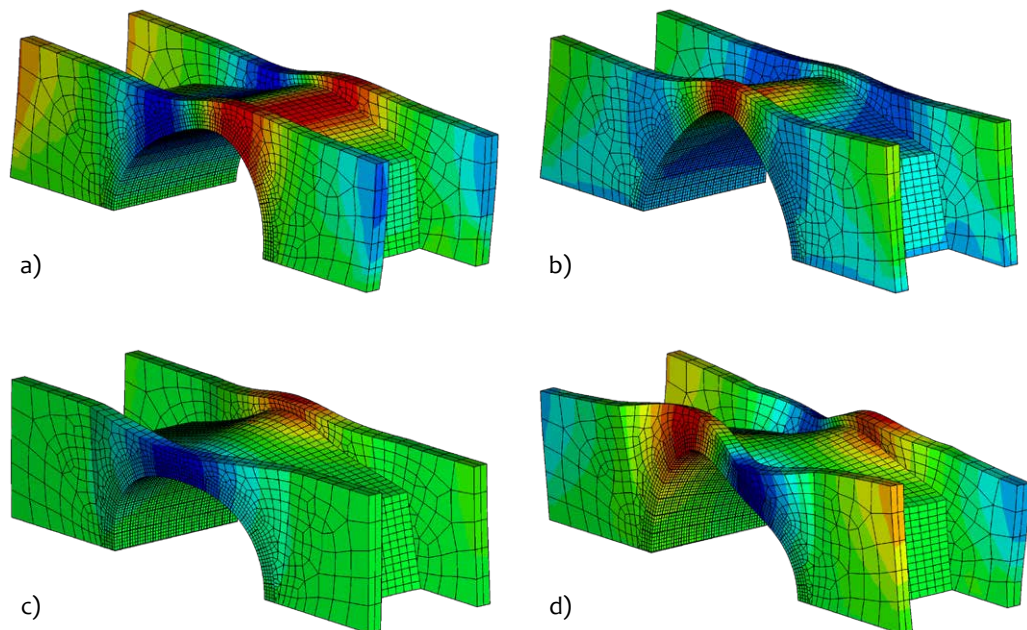
Zaproponowane kroki prezentują racjonalny zakres pełnej kalibracji statycznej, a ich zastosowanie może w praktyce być ograniczone tylko do wybranych z nich, zapewniających zadowalającą zgodność wyrażoną funkcją f^s . Zachowanie podanej kolejności nie jest konieczne, lecz realizując wyższy krok, zwykle wykorzystuje się elementy algorytmu kroków niższych, co symbolicznie zobrazowano w tabelach 6.3÷6.5 przy numeracji kroków.

6.7.3. Wykorzystanie efektów dynamicznych

Kalibracja na podstawie efektów dynamicznych również jest opisana indywidualnie, w zależności od klasy geometrii modelu. Zasadne jest prowadzenie jej stopniowo, w krokach o rosnącym stopniu złożoności.

Podstawą kalibracji w tym przypadku jest analiza modalna zastosowana w celu porównywania zmierzonych i obliczonych postaci i częstotliwości drgań własnych. Zastosowanie mają głównie przyspieszenia drgań mierzone w punktach konstrukcji o spodziewanej największej wydajności, tj. tam, gdzie ich wartości w dominujących (najniższych) postaciach drgań są największe.

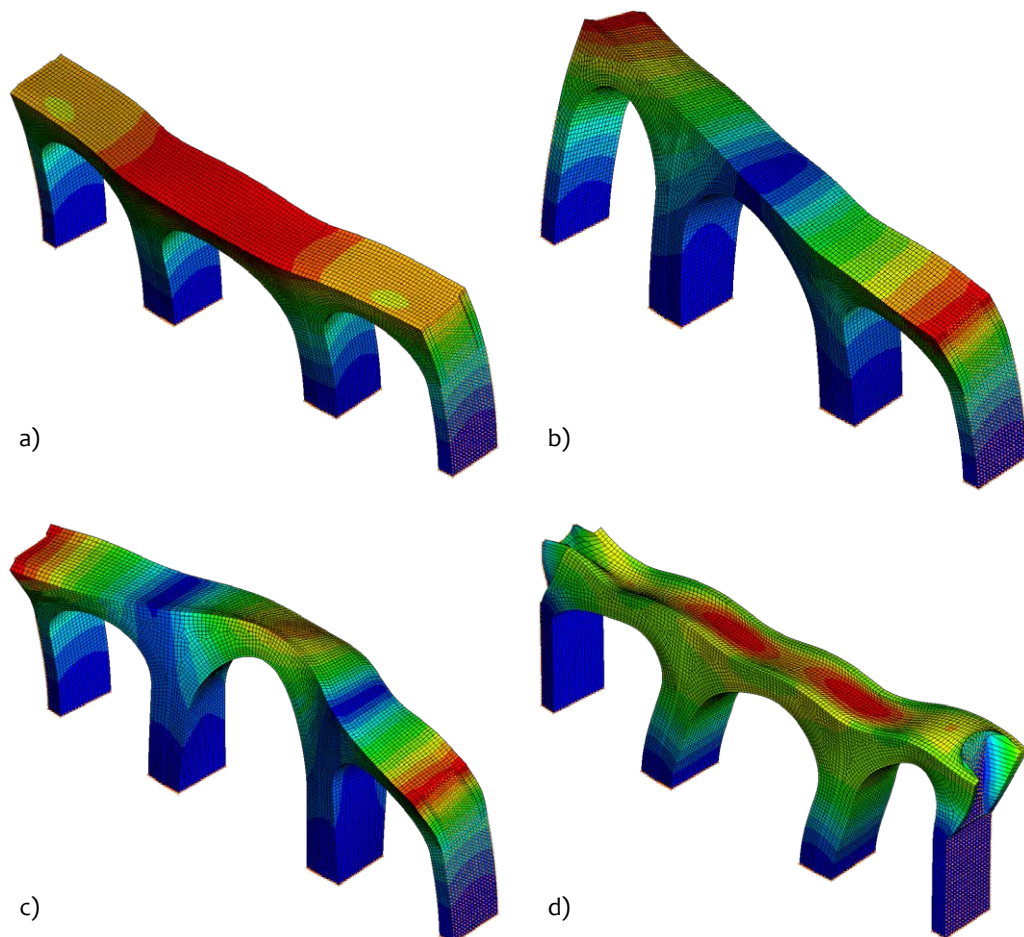
W ogólnym podejściu do pomiaru cech dynamicznych konstrukcji punktem wyjścia do rozmieszczania czujników na badanym obiekcie są analizy typu OSP (ang. *optimal sensor placement*), umożliwiające optymalizację wykorzystania stosowanych czujników oraz ograniczenie ich liczby. Obejmują szereg metod [216], [252] bazujących na przypisywaniu metryk poszczególnym stopniom swobody (na



Rys. 6.21. Postaci drgań jednoprzęsłowych MMS: a) I giętą pionową, b) II giętą pionową, c) I skrętną, d) I giętą poziomą (zasypka ukryta ze względu na czytelność rysunku)

podstawie znormalizowanych ważonych modalnych przemieszczeń lub energii kinetycznej) lub na metodach eliminacji. Wykorzystuje się zatem wstępny model MES konstrukcji, który pozwala na przeprowadzenie analizy modalnej, a podstawę oceny stanowi wskaźnik MAC. W toku iteracyjnej procedury, zaczynając od wstępnie założonego arbitralnie położenia i kierunków kontrolowanych stopni swobody, dochodzi się do optymalnej konfiguracji czujników.

Na podstawie doświadczeń z badań i wyników analiz MMS w eksperymentalnej ocenie cech modalnych konstrukcji skuteczne jest typowe rozmieszczenie czujników w obrębie głównego/analizowanego przęsła i ich powtarzalny układ w ewentualnych innych przęsłach. Stosuje się zatem pomiar przyspieszeń pionowych na sklepieniu w punktach x_k definiowanych indeksami k , które zgodnie z rys. 5.4 wyrażają symbole 1- i 3- położenia punktów w przekrojach w odpowiednio $1/4L$ i $3/4L$ przy jednej krawędzi mostu ($y_k = y-$) oraz symbol 3+ położenie przy drugiej krawędzi ($y_k = y+$) w przekroju w $3/4L$. Ponadto przydatny może być pomiar przyspieszeń pionowych na obu krawędziach w połowie rozpiętości drugiego przęsła w punktach 6+ i 6- i ewentualnych kolejnych przęsła. Dodatkowo istotne znaczenia ma pomiar przyspieszeń poziomych na kierunku poprzecznym do osi mostu,



Rys. 6.22. Postaci drgań wieloprzęsłowych MMS: a) I giętą poziomą, b) I giętno-skrętną, c) II giętno-skrętną, d) I giętą pionową

rozmieszczanych na szczycie ścian bocznych przy jednej krawędzi mostu: w połowach rozpiętości przęseł oznaczonych odpowiednio $2H$, $6H$, ... i nad filarami – $4H$, $8H$,

Wyżej opisana konfiguracja czujników przyspieszeń umożliwia wykrywanie nie tylko giętnych pionowych postaci drgań, ale również giętnych poziomych oraz form skrętnych.

Ze względu na zastosowanie metody OAM do identyfikacji cech modalnych, w odróżnieniu od podejścia statycznego nie rozpatruje się w tym przypadku położenia miejsc wymuszenia na konstrukcji.

Typowe postaci drgań MMS pokazano na rys. 6.21 i 6.22. W przypadku szerokich konstrukcji jednoprzęsłowych do podstawowych postaci drgań należą formy giętne pionowe (zwłaszcza z węzłem fali drgań w środku rozpiętości) oraz skrętne, a w mostach wieloprzęsłowych (lub wąskich jednoprzęsłowych) – głównie giętne poziome i skrętne. Takie powtarzalne spostrzeżenia potwierdza wiele badań raportowanych w literaturze przedmiotu, np. [93], [106], [227], [251], [292].

Kalibracja za pomocą efektów dynamicznych płaskiego modelu 2D nie jest rekomendowana, gdyż model ten reprezentuje wirtualnie odseparowane pasmo konstrukcji, przez co wykrycie w trakcie badań adekwatnych efektów jego zachowania nie jest spodziewane.

Minimalną klasą mającą racjonalne zastosowanie w kalibracji dynamicznej jest model 2D+. Jednakże, taka analiza obejmuje wyłącznie giętne pionowe podłużne postaci drgań, dla których obliczone pionowe przemieszczenia modalne w danym przekroju modelu, np. w $3/4L$, są porównywane z eksperymentalnymi pionowymi przemieszczeniami modalnymi w punktach pomiarowych o korespondujących numerach, tj. $3+$ i $3-$, spodziewanymi jako jednakowe. W takim podejściu realizowana jest wstępna weryfikacja przyjętej geometrii oraz modułów sprężystości sklepienia, zasypki i ścian bocznych. Tak w tym, jak i w każdym innym modelu istotne jest też realistyczne zamodelowanie połączenia mostu z nasypem dojazdowym określające możliwości przemieszczeń wzdłuż osi mostu.

Wszystkie postaci drgań, tj. giętne pionowe i poziome oraz skrętne, mogą być wykorzystane do kalibracji modeli 3D. W tym przypadku na zgodność wyników analizy modalnej i pomiarów, poza wymienionymi powyżej parametrami modelu, istotny wpływ ma dodatkowo sposób zamodelowania połączenia mostu z nasypem dojazdowym, tudzież zdefiniowane w tym miejscu warunki brzegowe w zakresie możliwości przemieszczeń poprzecznych do osi mostu.

W kalibracji każdego modelu porównywanie postaci drgań prowadzone jest z wykorzystaniem wskaźnika MAC. Bezpośrednio porównywane są parami częstości poszczególnych postaci drgań. Zalecany przebieg kalibracji modelu na podstawie efektów dynamicznych jest następujący:

1) Początkowa definicja modelu 2D+/3D:

- przyjęta widoczna geometria L, r, h, B , bez nadbudowy $h_1 = 0$, z minimalną grubością sklepienia $D_{\min}$, i minimalną (stałą) grubością $b_{w,\min}$ ścian bocznych;
- wykorzystane typowe wartości parametrów materiałowych: średnie wartości ciężaru objętościowego muru i zasypki g_M i g_f oraz modułów sprężystości E_M i E_f ;

- 2) Dopasowywanie w zakresie obliczonych i pomierzonych drgań pionowych:
- wstępne wyznaczenie postaci i częstotliwości drgań za pomocą modelu MES i porównanie ich z wynikami pomiarów;
 - cykliczna modyfikacja geometrii modelu ($h_1, D(x), b_w(z)$) z analizą zgodności obliczeń i pomiarów w zakresie postaci drgań;
 - po uzyskaniu zadawalającej zgodności w zakresie postaci drgań cykliczna modyfikacja parametrów materiałowych modelu z analizą zgodności obliczeń i pomiarów w zakresie częstotliwości drgań.
- 3) Dopasowanie w zakresie obliczonych i pomierzonych drgań poziomych i skrętnych (dotyczy tylko modelu 3D):
- wstępne wyznaczenie postaci i częstotliwości drgań za pomocą modelu MES i porównanie ich z wynikami pomiarów;
 - dalsza cykliczna modyfikacja geometrii i warunków brzegowych z analizą zgodności obliczeń i pomiarów w zakresie postaci drgań;
 - po uzyskaniu zadawalającej zgodności w zakresie postaci drgań dalsza cykliczna modyfikacja parametrów materiałowych modelu z analizą zgodności obliczeń i pomiarów w zakresie częstotliwości drgań.
- 4) Zakończenie kalibracji po osiągnięciu akceptowalnej walidacji, tj. zgodności obliczeń i pomiarów w zakresie kształtu i częstotliwości wszystkich postaci drgań.

6.7.4. Kalibracja modelu Mostu Osobowickiego

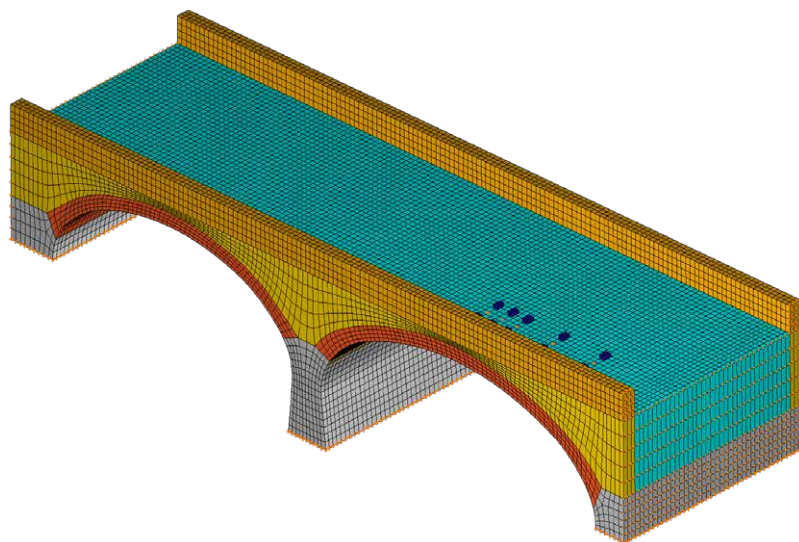
Most opisany w podrozdz. 5.6.3 został odzwierciedlony w MES za pomocą modelu 2D reprezentującego wszystkie przęsła (rys. 6.23) oraz modelu 3D reprezentującego dwa newralgiczne przęsła mostu (rys. 6.24).

Model 2D odwzorowuje pasmo mostu o szerokości $B^* = 16,0$ m. Zbudowany jest z 9655 węzłów i 9094 trzy- lub czterowęzłowych powłokowych elementów skończonych (o liniowych funkcja kształtu).

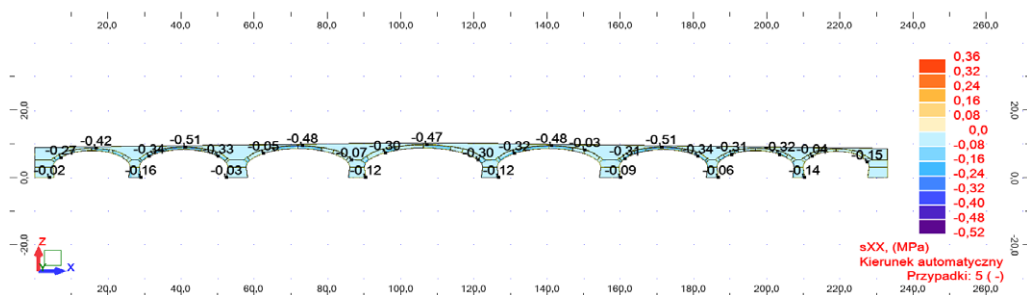
Z kolei model 3D w celu redukcji rozmiaru zagadnienia obejmuje dwa pierwsze przęsła mostu. Wybór tego, a nie innego fragmentu całej konstrukcji podyktowany



Rys. 6.23. Model 2D Mostu Osobowickiego

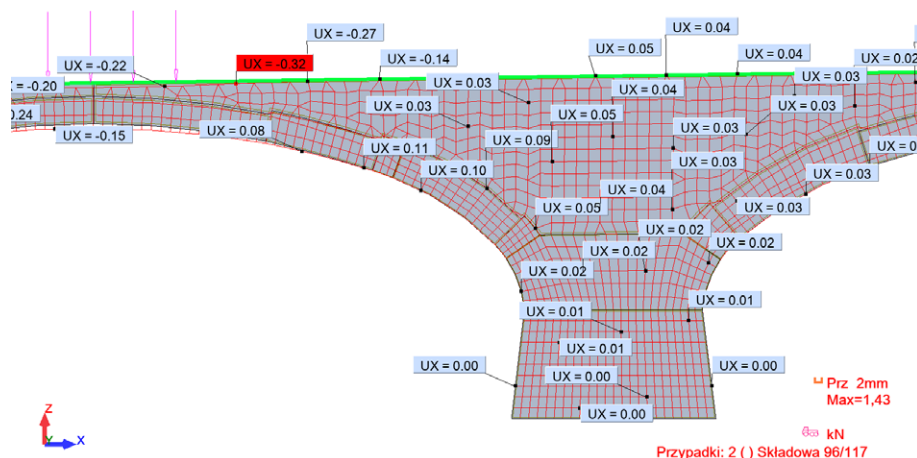


Rys. 6.24. Model 3D dwóch przęseł Mostu Osobowickiego



Rys. 6.25. Rozkład naprężeń minimalnych wywołanych przejazdem pojazdu normowego wzdłuż całego mostu

był wstępną analizą wyłączenia wszystkich przęseł obciążonych przemieszczającym się pojazdem normowym, z której wynika, że ekstremalne naprężenia ściskające (równe $-0,51$ MPa) występują w środku sklepienia nr 2–3 (por. rys. 6.25). Ponadto te dwa przęsła stanowią jedną spośród trzech sekcji mostu rozdzielonych masywniejszymi filarami. Jak pokazano na rys. 6.26, przemieszczenia poziome uzyskane za pomocą modelu płaskiego w obrębie filara nr 3, wywołane przejazdem pojazdu normowego są bardzo małe ($u_x \leq 0,05$ mm). W związku z tym powyższy wybór modelowanej sekcji konstrukcji i ograniczenie zakresu modelu w osi filara nr 3 ma swoje uzasadnienie. W płaszczyźnie poprzecznej w osi tego filara zadano w modelu



Rys. 6.26. Rozkład przemieszczeń poziomych w obrębie filara nr 3, wywołanych przejazdem pojazdu normowego i uzyskanych za pomocą modelu 2D

jedynie więzi poziome na kierunku osi podłużnej x , pozostawiając swobodę przemieszczeń w pozostałych kierunkach. Jednocześnie właśnie ta sekcja konstrukcji podlegała doraźnym badaniom odpowiedzi opisanym w podrozdz. 5.6.3. Model 3D tworzy 69787 węzłów i 59148 ośmiowęzłowych bryłowych elementów skończonych (o liniowych funkcjach kształtu).

W opracowanych modelach wykorzystano rozwiązania omówione we wcześniejszych podrozdziałach, obejmujące m.in.:

- pominięcie bezpośredniego reprezentowania fundamentów – przyjęcie sztywnych warunków brzegowych na ich poziomie;
- technikę makromodelowania elementów murowanych: sklepienia, ścian bocznych i podpór.

Przyjęte podstawowe charakterystyki geometryczne analizowanej konstrukcji podano w tabeli 6.6, a parametry materiałowe użyte w modelach 2D i 3D odpowiednio w tabeli 6.7 i 6.8. W tabelach tych wskazano również ewentualne modyfikacje parametrów w wybranych krokach procedury kalibracji. Wymiary geometryczne konstrukcji zostały zdefiniowane na podstawie dostępnej dokumentacji archiwalnej. Parametry materiałowe w sposób uśredniony uwzględniają zaobserwowane uszkodzenia konstrukcji. Wyjaśnienie oznaczeń użytych do opisu parametrów zamieszczono na początku opracowania.

Kalibracja modelu z wykorzystaniem efektów statycznych została przeprowadzona na podstawie wyników badań terenowych opisanych w podrozdz. 5.6.3,

Tabela 6.6. Parametry geometryczne zastosowane w modelach Mostu Osobowickiego

Kroki	L_{0i} [m]	r_i [m]	D_i [m]	B [m]	h [m]	b_w [m]	h_b [m]
1	$(21,10 + 24,20)^* + 28,30 + 32,30 +$	4,8–6,0	0,77–0,90	16,0	0,70	1,0	0,0
4, 9	$+ 28,30 + 24,20 + 21,10 + 18,00$						1,0

* W modelu 3D.

Tabela 6.7. Podstawowe parametry materiałowe zastosowane w modelu 2D Mostu Osobowickiego

Kroki	E_M [GPa]	E_w [GPa]	E_p [GPa]	E_f [GPa]	ν_b [-]	ν_m [-]	ν_f [-]	g_M [kN/m ³]	g_f [kN/m ³]
1	5,0	5,0	8,0	0,3	0,2	0,16	0,30	20	19,5
4	10,0	8,0	5,0	2,0					

Tabela 6.8. Podstawowe parametry materiałowe zastosowane w modelu 3D Mostu Osobowickiego

Kroki	E_M [GPa]	E_w [GPa]	E_p [GPa]	E_f [GPa]	E_n [GPa]	ν_b [-]	ν_m [-]	ν_f [-]	g_M [kN/m ³]	g_f [kN/m ³]
1	10,0	8,0	5,0	2,0	2,0	0,2	0,16	0,30	20	19,5
4, 9	10/10/15*									

* Charakterystyki ortotropowe ($E_1/E_2/E_3$).

a dokładnie pomiarów przemieszczeń pionowych sklepienia w sześciu punktach, tj. 14÷17, 20 i 21, wskazanych na rys. 5.12.

W trakcie kalibracji modeli przyjęto następujące założenia:

- Współrzedną położenia trasy pojazdów obciążających jest $y_q = 0$.
- W modelu 2D rozpatrywane są przemieszczenia średnie $\bar{u}_{k,q}$.
- W modelu 3D rozpatrywane są przemieszczenia średnie $\bar{u}_{k,q}$ i lokalne $u_{k,q}$.

W związku z dostępnością wyników pomiarów przemieszczeń sklepienia przęsła nr 2 w $L/2$ i $L/4$ jego rozpiętości (o przyjętej współrzednej $y_q = 0$) kalibracja modelu 2D, zgodnie z koncepcją przedstawioną w podrozdz. 6.7.2, objęła kroki 1 i 4, a modelu 3D – 1, 4 i 9, które przedstawiono w tabelach 6.9 i 6.10. W obu modelach we wszystkich krokach analizę porównawczą przeprowadzono z uwzględnieniem różnych pojazdów.

Tabela 6.9. Kalibracja modelu 2D Mostu Osobowickiego

Krok	Obciążenie	x_q	x_k	def $u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{NUM}$	$\Delta_{k,q}$	$f^s(\Delta_{k,q})$	Komentarz	Kalibrowane cechy
					[mm]	[mm]	[-]	[-]		
1	Q_{vm} (wywrotka 5-osiowa)	L/4	L/2	$\bar{u}_{2,q}$	0,164	0,189	15%	12%	przemieszczenia średnie z interpolacją w przekroju	dane wyjściowe (przyjęte na podstawie literatury przedmiotu), E_M, E_{wp}, E_{fp}, E_p (izotropia)
		L/2	L/2		0,213	0,249	17%			
		L ₁ /2	L/2		-0,024	-0,019	-21%			
	Q_{vm} (tramwaj)	L/4	L/2		0,064	0,069	8%			
		L/2	L/2		0,089	0,102	15%			
		L ₁ /2	L/2		-0,007	-0,007	0%			
4	Q_{vm} (wywrotka 5 osi)	L/4	L/4	$\bar{u}_{1,q}$	0,092	0,114	24%	11%		warunki brzegowe, interakcja sklepienia z zasypką
		L/2	L/4		0,071	0,056	-21%			
		L ₁ /2	L/4		-0,018	-0,018	0%			
	Q_{vm} (tramwaj)	L/4	L/4		0,043	0,045	5%			
		L/2	L/4		0,043	0,045	5%			
		L ₁ /2	L/4		-0,009	-0,010	11%			

Tabela 6.10. Kalibracja modelu 3D Mostu Osobowickiego

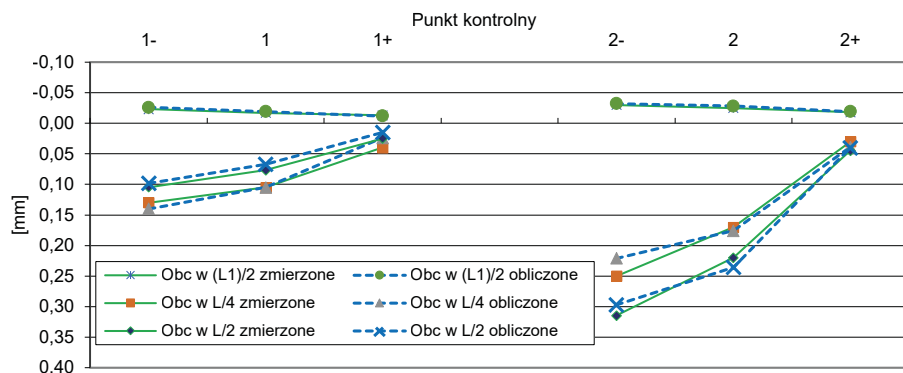
Krok	Obciążenie	x_q	x_k	def $u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{EXP}$		$\Delta_{k,q}$	$f^s(\Delta_{k,q})$		Komentarz	Kalibrowane cechy
					[mm]			[-]	[-]		
1	Q_{vm} (wywrotka 5 osi)	L/4	L/2	$\bar{u}_{2,q}$	0,164	0,154	-6%	12%	przemieszczenia średnie z interpolacją w przekroju	$E_M, E_{mp}, E_w, E_k, E_f, E_p$ (izotropia)	
		L/2	L/2		0,213	0,209	-2%				
		L ₁ /2	L/2		-0,024	-0,026	8%				
	Q_{vm} (tramwaj)	L/4	L/2		0,064	0,060	-6%				
		L/2	L/2		0,089	0,087	-2%				
		L ₁ /2	L/2		-0,007	-0,010	48%				
4	Q_{vm} (wywrotka 5 osi)	L/4	L/4	$\bar{u}_{1,q}$	0,092	0,094	2%	7%	E_M, E_w (ortotropia)		
		L/2	L/4		0,071	0,062	-13%				
		L ₁ /2	L/4		-0,018	-0,019	8%				
	Q_{vm} (tramwaj)	L/4	L/4		0,043	0,045	4%				
		L/2	L/4		0,043	0,042	-3%				
		L ₁ /2	L/4		-0,009	-0,008	-11%				

Tab. 6.10. ciąg dalszy

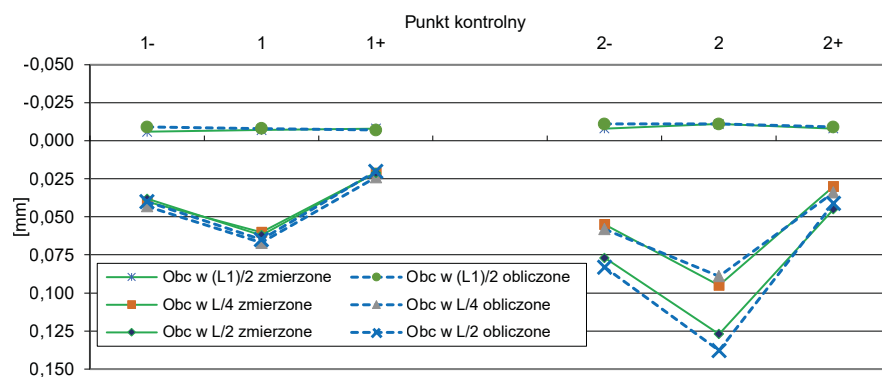
Krok	Obciążenie	x_q	x_k	def $u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{EXP}$ [mm]		$\Delta_{k,q}$ [-]	$f^s(\Delta_{k,q})$ [-]		Komentarz	Kalibrowane cechy
9	Q_{vm} (wywrotka 5 osi)	L/4	L/2	u_{2-q}	0,250	0,221	-12%	11%	rozkład ugięć w przekroju	obecność balustrad, warunki brzegowe, interakcja zasyпки ze sklepieniem i ścianami bocznymi	
		L/4	L/2	$u_{2,q}$	0,170	0,176	4%				
		L/4	L/2	u_{2+q}	0,030	0,039	30%				
		L/2	L/2	u_{2-q}	0,315	0,297	-6%				
		L/2	L/2	$u_{2,q}$	0,220	0,236	7%				
		L/2	L/2	u_{2+q}	0,045	0,040	-11%				
		L/4	L/4	u_{2-q}	0,130	0,140	8%				
		L/4	L/4	$u_{2,q}$	0,105	0,105	0%				
		L/4	L/4	u_{2+q}	0,040	0,024	-40%				
		L/2	L/4	u_{2-q}	0,104	0,098	-6%				
		L/2	L/4	$u_{2,q}$	0,077	0,067	-12%				
		L/2	L/4	u_{2+q}	0,025	0,015	-40%				

Tab. 6.10. ciąg dalszy

Krok	Obciążenie	x_q	x_k	def $u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{EXP}$		$\Delta_{k,q}$	$f^s(\Delta_{k,q})$		Komentarz	Kalibrowane cechy
					[mm]			[-]			
9	Q_{vm} (tramwai)	L/4	L/2	u_{2-q}	0,055	0,058	5%	11%		rozkład ugięć w przekroju	obecność balustrad, warunki brzegowe, interakcja zasypki ze sklepieniem i ścianami bocznymi
		L/4	L/2	$u_{2,q}$	0,095	0,089	-6%				
		L/4	L/2	u_{2+q}	0,030	0,034	13%				
		L/2	L/2	u_{2-q}	0,077	0,083	8%				
		L/2	L/2	$u_{2,q}$	0,127	0,138	9%				
		L/2	L/2	u_{2+q}	0,045	0,041	-9%				
		L/4	L/4	u_{1-q}	0,040	0,043	7%				
		L/4	L/4	$u_{1,q}$	0,060	0,067	12%				
		L/4	L/4	u_{1+q}	0,021	0,024	14%				
		L/2	L/4	u_{1-q}	0,038	0,040	5%				
		L/2	L/4	$u_{1,q}$	0,062	0,065	5%				
		L/2	L/4	u_{1+q}	0,021	0,020	-5%				



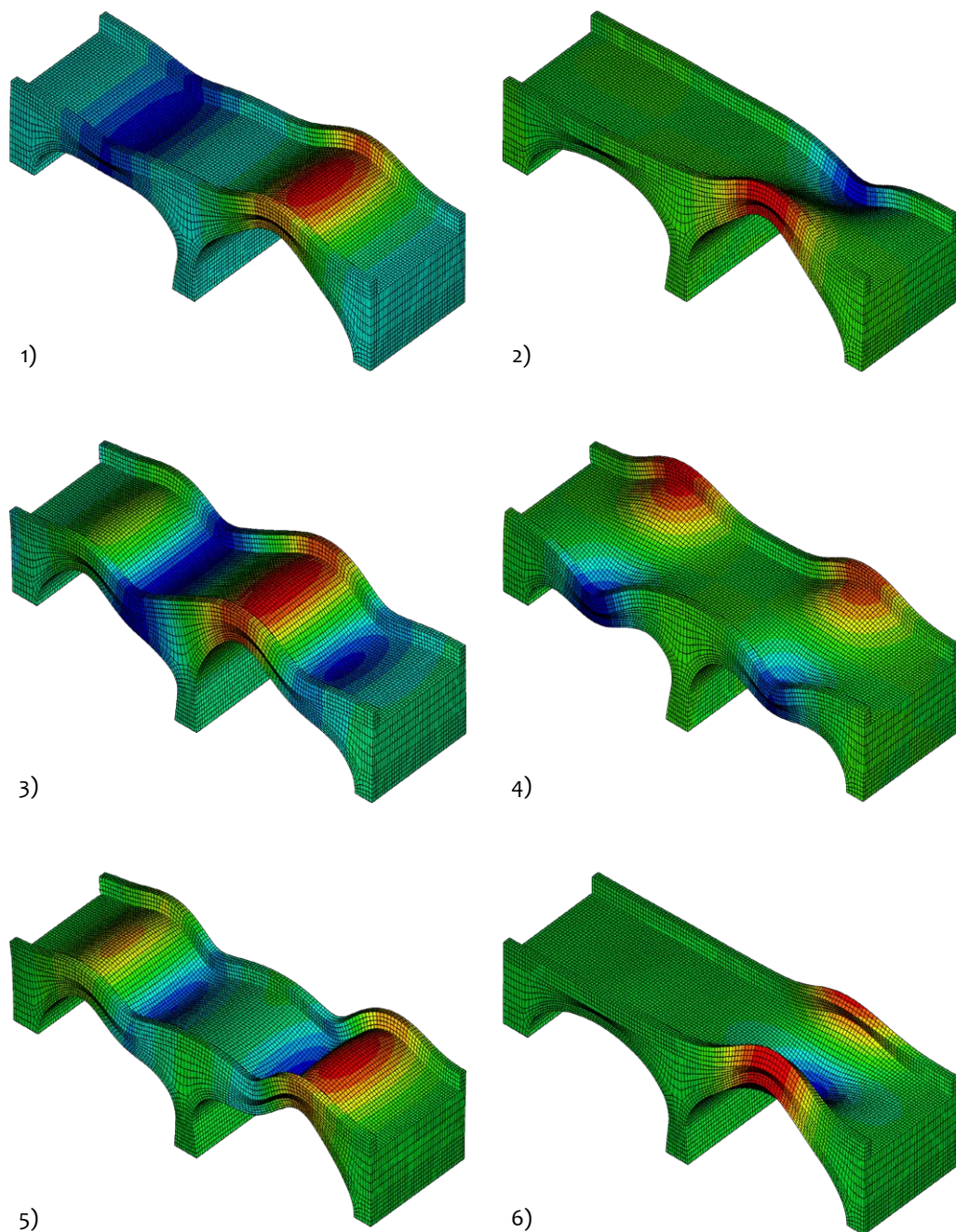
Rys. 6.27. Zmierzone i obliczone (za pomocą wykalibrowanego modelu 3D) przemieszczenia sklepienia nr 2-3 spowodowane obciążeniem wywrotką 5-osową



Rys. 6.28. Zmierzone i obliczone (za pomocą wykalibrowanego modelu 3D) przemieszczenia sklepienia nr 2-3 spowodowane obciążeniem tramwajem

Przyjęto schemat obciążenia konstrukcji reprezentatywny dla przejazdu nr 4 i nr 2 (według podrozdz. 5.6.3), tj. wywrotki 5-osowej oraz tramwaju. Przeprowadzono obliczenia symulacyjne z wykorzystaniem różnych wartości poszczególnych charakterystyk materiałowych i geometrycznych sklepienia oraz pozostałych elementów konstrukcyjnych obiektu. Na podstawie zgodności zmierzonych i obliczonych przemieszczeń sklepienia dobrano optymalne (wykalibrowane) wartości tych charakterystyk.

Porównywane wartości pionowych przemieszczeń wybranych punktów sklepienia nr 2–3, spowodowanych obciążeniem wywrotką 5-osową oraz obciążeniem tramwajem uzyskane w toku obliczeń za pomocą wykalibrowanego modelu 3D oraz w trakcie badań przedstawiono graficznie odpowiednio na wykresach na rys. 6.27 i 6.28.



Rys. 6.29. Obliczone postaci i częstotliwości drgań przęseł 1-2 i 2-3 Mostu Osobowickiego:

1) I giętna pionowa podłużna, 2) I skrętna, 3) II giętna pionowa podłużna, 4) II skrętna,
5) III giętna pionowa podłużna, 6) I giętna pionowa poprzeczna

Uzyskana zgodność wyników wskazuje na zadawalający efekt kalibracji modeli. W obu podejściach (w modelu 2D i 3D) błąd uzyskany w końcowych krokach procedury i wyrażony funkcją f^s nieznacznie przekracza 10%. Pozostała rozbieżność wynikać może z nieznanej w pełni masy pojazdów oraz pominięcia wpływu prędkości ich przejazdu.

Ponadto kontrolę powyższej kalibracji statycznej przeprowadzono, wykorzystując efekty dynamiczne opisane w podrozdz. 5.6.3, tj. uzyskane w ramach przeprowadzonej operacyjnej analizy modalnej postaci i częstotliwości drgań. Porównano je z postaciami drgań obliczonymi za pomocą modelu MES i pokazanymi na rys. 6.29 oraz z częstotliwościami podanymi w tabeli 6.11.

Tabela 6.11. Porównanie obliczonych i zmierzonych parametrów modalnych Mostu Osobowickiego

Numer modu	Częstotliwość drgań [Hz]		Rozbieżność [-]	Postać drgań
	obliczona	zmierzona		
1	9,48	9,59	-1%	pierwsza giętą pionowa podłużna
2	11,22	11,16	1%	pierwsza skrętna
3	11,55	12,60	22%	druga giętą pionowa podłużna
4	15,28	15,30	0	druga skrętna
5	16,35	16,58	-1%	trzecia giętą pionowa podłużna
6	19,64	20,21	-3%	pierwsza giętą pionowa poprzeczna

Otrzymane wyniki wskazują na bardzo dobrą zgodność obliczonych i pomierzonych charakterystyk modalnych, co potwierdza poprawność przyjętych parametrów modelu. Komentarza wymagać może ostatnia z przedstawionych postaci drgań (giętą pionowa poprzeczna). Jej właściwy kształt ujawnił szczegółowy model MES, nie został on natomiast dokładnie zidentyfikowany bezpośrednio w efekcie pomiarów przedstawionych w podrozdz. 5.6.3 (por. rys. 5.23f) ze względu na brak punktów pomiarowych w środkowej części na szerokość przęsła.

Na podstawie przeprowadzonej analizy można sformułować następujące wnioski dotyczące zidentyfikowanych cech konstrukcji Mostu Osobowickiego, sposobu jej modelowania i całego procesu kalibracji:

- Konstrukcję mostu charakteryzuje duża sztywność zasypki ($E_f = 2$ GPa) – prawdopodobnie wykonana (ze względu na małą wysokość konstrukcyjną w kluczu) z gruntu stabilizowanego cementem lub chudego betonu.

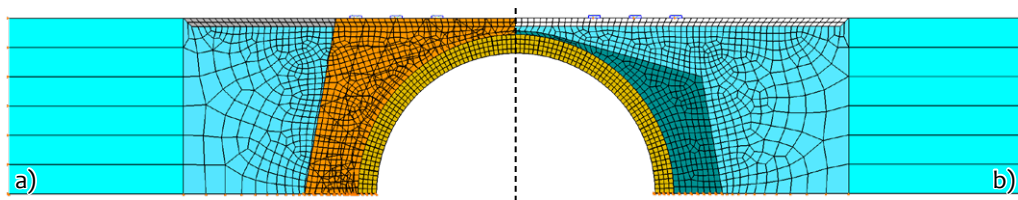
- Relatywnie duża jest sztywność samego sklepienia ($E_M = 10$ GPa), co świadczy jednocześnie o użyciu do jego wykonania cegieł wysokiej jakości i dużej wytrzymałości oraz zaprawy o dużej sztywności.
- W toku kalibracji ujawniła się konieczność uwzględnienia balustrad murowanych na moście.
- Pominięcie pozostałych przęseł w modelu 3D nie ogranicza możliwości skutecznego zamodelowania badanej sekcji mostu.
- Duże natężenie ruchu na moście daje możliwość uzyskania we względnie krótkim czasie wyników z wielu schematów obciążenia, w tym o powtarzalnych i łatwo identyfikowalnych schematach, np. z przejazdu tramwaju o ustalonej charakterystyce (geometrii, naciskach) i położeniu, co zwiększa pewność procesu.
- Zmiany warunków brzegowych w obrębie osi podpory nr 3 stosowane w toku kalibracji (wprowadzenie jedynie więzi na kierunku osi x lub więzi na wszystkich kierunkach) ma umiarkowany wpływ na zachowanie konstrukcji przy rozpatrywanych schematach statycznych, jak i w zakresie analizy modalnej.

6.7.5. Kalibracja modelu mostu nad rzeką Młynówką w Miliczu

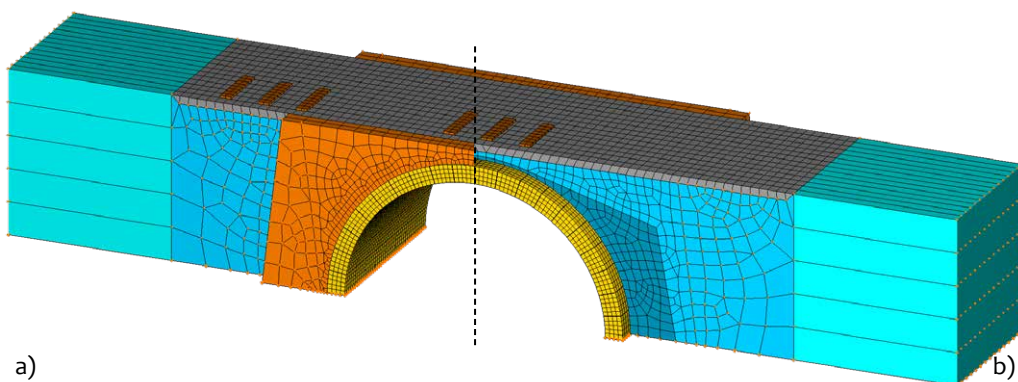
Most opisany w podrozdz. 5.6.4 jest obiektem kolejowym o średniej szerokości, obciążanym niesymetrycznie w przekroju poprzecznym ze względu na pojedynczy tor przy jednej z krawędzi konstrukcji. W związku z tym odpowiednim sposobem jego numerycznego odwzorowania było zastosowanie modelu 2D+ i modelu 3D, które uwzględnią wszystkie elementy konstrukcji. Takie modele MES zostały zatem stworzone w środowisku ABAQUS w celu analizy konstrukcji rozpatrywanego mostu. Model 2D+ przedstawiono na rys. 6.30, a model 3D – na rys. 6.31. Na obu rysunkach po lewej stronie pokazano model w widoku kompletnym, a po prawej stronie – z ukrytą (dla czytelności zobrazowania szczegółów dyskretyzacji) ścianą boczną.

W zastosowanych modelach wykorzystano zalecane rozwiązania, omówione we wcześniejszych podrozdziałach, obejmujące:

- pominięcie bezpośredniego reprezentowania fundamentów – przyjęcie sztywnych warunków brzegowych na ich poziomie;
- poziome elementy nieskończone reprezentujące grunt na przedłużeniu obiektu;
- krawędzie/powierzchnie kontaktu między zasypką gruntową/ścianami bocznymi a sklepieniem oraz między zasypką gruntową a ścianami bocznymi (model 3D);



Rys. 6.30. Model 2D+ mostu w Miliczu: a) kompletna geometria, b) model z ukrytą ścianą boczną



Rys. 6.31. Model 3D mostu w Miliczu: a) kompletna geometria, b) model z ukrytą ścianą boczną

- technikę mezomodelowania w odniesieniu do sklepienia murowanego;
- pominięcie bezpośredniego modelowania skrzydeł; zastępcze zastosowanie (w modelu 3D) warunków brzegowych na krańcach ścian bocznych, ograniczających ich poprzeczne (do osi mostu) przemieszczenia.

Przyjęte podstawowe charakterystyki geometryczne analizowanej konstrukcji podano w tabeli 6.12, a parametry materiałowe użyte w modelach 2D+ i 3D odpowiednio w tabelach 6.13 i 6.14. W tabelach wskazano również ewentualne modyfikacje parametrów w poszczególnych krokach procesu kalibracji. Dostępne wymiary geometryczne konstrukcji zostały zmierzone bezpośrednio, zaś niewidoczne szczegóły geometrii przyjęto zgodnie z rozwiązaniami charakteryzującymi konstrukcje analizowanego typu. Parametry materiałowe w sposób uśredniony uwzględniają występujące uszkodzenia konstrukcji. Oznaczenia użyte do opisu parametrów zamieszczono na początku opracowania.

Kalibracja modelu została przeprowadzona na podstawie wyników badań terenowych opisanych w podrozdz. 5.6.4, a dokładnie pomiarów przemieszczeń pionowych sklepienia w trzech punktach (P1–P3) wskazanych na rys. 5.25. Proces kali-

Tabela 6.12. Parametry geometryczne zastosowane w modelach mostu w Miliczu

Krok	L_0	r	D	B	b_w	h	h_w	h_f	N^x	N^y
	[m]								[-]	
1	12,0	6,0	0,80	8,55	0,70	0,70	0,70	0,15	20	8
2÷7					0,80					

Tabela 6.13. Podstawowe parametry materiałowe zastosowane w modelu 2D+ mostu w Miliczu

Krok	E_M	E_m	E_w	E_k	E_f	E_n	ν_M	ν_m	ν_f	μ_f	g_M	g_f
	[GPa]				[MPa]		[-]				[kN/m ³]	
1	3,0	1,0	3,0	3,0	50	500	0,2	0,16	0,30	0,5	18,5	20
2÷6	1,6	0,5	2,0	1,0								

Tabela 6.14. Podstawowe parametry materiałowe zastosowane w modelu 3D mostu w Miliczu

Krok	E_M	E_m	E_w	E_k	E_f	E_n	ν_M	ν_m	ν_f	μ_f	g_M	f_s
	[GPa]				[MPa]		[-]				[kN/m ³]	
1	1,6	0,5	2,0	1,0	50	500	0,2	0,16	0,30	0,5	18,5	20
2÷7	4/1,6/4*		2/4/4*									

* Charakterystyki ortotropowe ($E_1/E_2/E_3$).

bracji oparty jest na uzyskanych empirycznych funkcjach wpływu $\xi(x)$, powstałych zgodnie z koncepcją ekstrapolacji rzędnych funkcji $\xi_v(x)$ do wartości odpowiadających prędkości $V = 0$ (por. podrozdz. 4.8.3).

W trakcie kalibracji modeli przyjęto następujące założenia:

- Podstawą kalibracji są efekty statyczne.
- Współrzedną położenia trasy obciążenia (toru) jest $y_q = 0$.
- W modelu 2D+ rozpatrywane są przemieszczenia średnie $\bar{u}_{k,q}$.
- W modelu 3D rozpatrywane są przemieszczenia średnie $\bar{u}_{k,q}$ i lokalne $u_{k,q}$.

Ze względu na przeprowadzone w trakcie badań pomiary przemieszczeń sklepienia jedynie w punktach w środku jego rozpiętości oraz na występowanie jednego toru na obiekcie (o przyjętej współrzędnej $y_q = 0$), zgodnie z koncepcją przedstawioną w podrozdz. 6.7.2, kalibracja modelu 2D+ objęła kroki 1, 2, 3 i 6, a modelu 3D – kroki 1, 2, 3, 6 i 7 (por. tabele 6.15 i 6.16).

Tabela 6.15. Kalibracja modelu 2D+ mostu w Miliczu

Krok	Obciążenie	x_q	def $u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{NUM}$	$\Delta_{k,q}$	$f^s(\Delta_{k,q})$	Komentarz	Kalibrowane cechy
				[mm]		[-]	[-]		
1	Q_v (ET-22)	L/2	$\bar{u}_{2,q}$	0,508	0,604	19%	15%	bezpośrednio zmierzone (v_{real})	dane wyjściowe (przyjęte na podstawie literatury przedmiotu), $E_M, E_m, E_w, E_k, E_f, E_p$ (izotropia), geometria nadbudowy
		L/2*		0,245	0,220	-10%			
		L/2	$\sum_i P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	0,595	0,604	2%	4%	z ekstrapolacją $\xi(x) = \xi_0(x)$	
		L/2*		0,236	0,220	-7%			
2	P_0	L/2	$P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)$	0,245	0,262	7%	7%	z ekstrapolacją $\xi(x) = \xi_0(x)$	E_M, E_m, E_w, E_k, b_w
3	P_0	L/4		0,095	0,101	6%	6%		
6	Q (ET-22)	L/2	$\sum_i P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	0,595	0,576	-3%	3%		
		L/2*		0,236	0,242	3%			

Tabela 6.16. Przebieg kalibracji modelu 3D mostu w Miliczu

Krok	Obciążenie	x_q	def $u_{k,q}^{EXP}$	def $u_{k,q}^{NUM}$	$u_{k,q}^{EXP}$		$\Delta_{k,q}$	$f^s(\Delta_{k,q})$	Komentarz	Kalibrowane cechy
					[mm]					
1	Q_v (ET-22)	L/2	$\sum_i P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	$\bar{u}_{2,q}$	0,595	0,558	-6%	5%	z ekstrapolacją $\xi(x) = \xi_0(x)$	$E_M, E_m, E_w, E_k, E_f, E_p$ (izotropia)
		L/2*	$\sum_i P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$		0,236	0,247	5%			
2	P_0	L/2	$P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)$	$\bar{u}_{2,q}$	0,245	0,246	0%	0%	ugięcia średnie i centralne	E_M, E_w (ortotropia)
		L/2	$P_0 \kappa_2 \xi_{\bar{z}}(x_q)$	$u_{2,q}$	0,285	0,318	12%	12%		
3	P_0	L/4	$P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)$	$\bar{u}_{2,q}$	0,095	0,094	-1%	1%		
		L/4	$P_0 \kappa_1 \xi_{\bar{z}}(x_q)$	$u_{2,q}$	0,101	0,110	9%	9%		
6	P_0	L/2	$P_0 \kappa_2 \xi_{\bar{z}}(x_q)$	u_{2-q}	0,299	0,370	24%	25%	ugięcia skrajne	
		L/4	$P_0 \kappa_2 - \xi_{\bar{z}}(x_q)$		0,118	0,148	25%			
7	Q (ET-22)	L/2	$\sum_i P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	u_{2-q}	0,726	0,805	11%	17%	rozkład ugięć w przekroju	warunki brzegowe, interakcja zasympki ze sklepieniem i ścianami bocznymi
		L/2	$\sum_i P_0 \kappa_2 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	$u_{2,q}$	0,691	0,710	3%			
		L/2	$\sum_i P_0 \kappa_2 + \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	u_{2+q}	0,269	0,230	-15%			
		L/2*	$\sum_i P_0 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	u_{2-q}	0,294	0,385	31%			
		L/2*	$\sum_i P_0 \kappa_2 \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	$u_{2,q}$	0,250	0,272	9%			
		L/2*	$\sum_i P_0 \kappa_2 + \xi_{\bar{z}}(x_q)_i$	u_{2+q}	0,154	0,097	-37%			

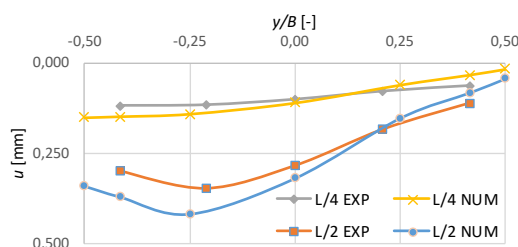
Dodatkowo porównanie przemieszczeń sklepienia uzyskanych w efekcie pomiarów i analiz numerycznych, które zostały wywołane naciskiem pojedynczej osi $P_0 = 200$ kN oraz przez lokomotywę ET22, pokazano na rys. 6.32 i 6.33.

Na podstawie uzyskanych wyników można stwierdzić zadawalający efekt kalibracji modeli. W przypadku modelu 2D+ błąd uzyskany w końcowych krokach procedury wyrażony funkcją f^s nie przekracza kilku procent, w przypadku modelu 3D oscyluje wokół kilkunastu procent.

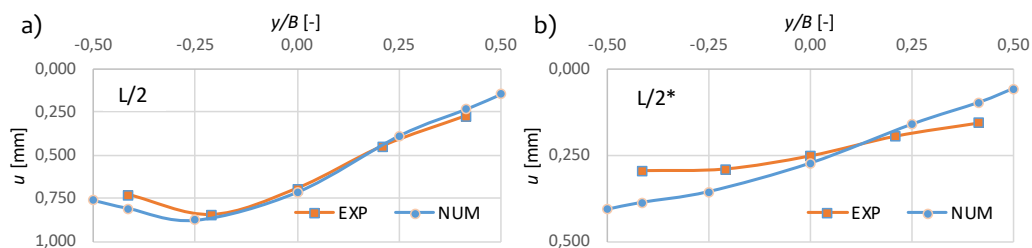
Należy uznać, że wraz ze zwiększaniem zakresu i podnoszeniem poziomu złożoności kalibracji bezwzględny cel nie jest redukcja wielkości błędu w kolejnych krokach walidacji, ale raczej utrzymanie akceptowalnego błędu w toku całej procedury.

Na podstawie przeprowadzonej analizy można sformułować następujące wnioski dotyczące zidentyfikowanych cech konstrukcji mostu w Miliczu, sposobu jej modelowania i całego procesu kalibracji:

- Konstrukcję mostu charakteryzuje duża sztywność skrętna, którą nie do końca udało się odzwierciedlić w modelu 3D przy założonej geometrii.



Rys. 6.32. Zmierzone (EXP) i obliczone (NUM) przemieszczenia w kluczu sklepienia, wywołane naciskiem pojedynczej osi P_0 ustawionej w $L/4$ lub $L/2$



Rys. 6.33. Zmierzone (EXP) i obliczone (NUM) przemieszczenia w kluczu sklepienia przy asymetrycznym ($L/2$) (a) i symetrycznym ($L/2^*$) (b) położeniu lokomotywy ET22

- Względnie mała jest sztywność materiału sklepienia, tj. zarówno segmentów murowych ($E_M = 1,6$ GPa), jak i zaprawy spoin ($E_m = 0,5$ GPa).
- Pominięcie w modelu 3D bezpośredniego modelowania skrzydeł nie wpłynęło istotnie na pracę statyczną konstrukcji.
- Uwzględnienie wpływu różnych i względnie dużych prędkości przejazdu taboru kolejowego poprzez ekstrapolację funkcji wpływu przemieszczenia było konieczne w celu uzyskania zgodności wyników analiz numerycznych z wynikami badań terenowych.

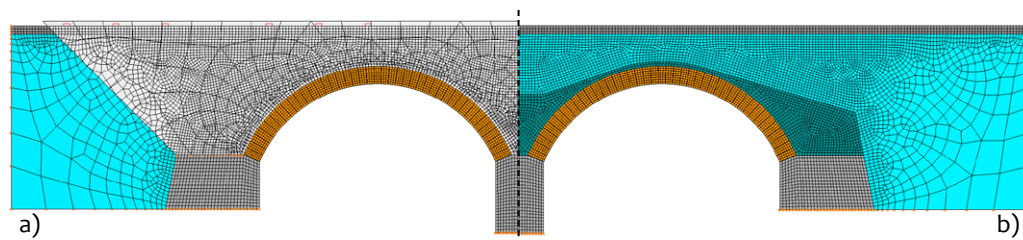
6.7.6. Kalibracja modelu mostu nad rzeką Witoszówką w Świdnicy

Most opisany w podrozdz. 5.6.5 jest wąskim, jednotorowym obiektem kolejowym, który, jak wyjaśniono w podrozdz. 6.2.3, skutecznie i wystarczająco dokładnie może być zamodelowany za pomocą warstwowego modelu 2D+. Takie jego odwzorowanie MES pokazano na rys. 6.34.

W zastosowanym modelu wykorzystano rozwiązania omówione we wcześniejszych podrozdziałach, tj.:

- sztywne warunki brzegowe na poziomie podstaw korpusów podpór zamiast bezpośredniego reprezentowania fundamentów;
- krawędzie kontaktu między zasypką gruntową a sklepieniem oraz między ścianami bocznymi a sklepieniem;
- technikę mezomodelowania w odniesieniu do sklepień murowanych.

Przyjęte podstawowe charakterystyki geometryczne i parametry materiałowe analizowanej konstrukcji zestawiono w tabelach 6.17 i 6.18. Podobnie jak w przykładach kalibracji pozostałych badanych mostów w wymienionych tabelach podano też parametry ewentualnie modyfikowane w poszczególnych krokach procedury. Widoczne wymiary geometryczne konstrukcji zostały zmierzone bez-



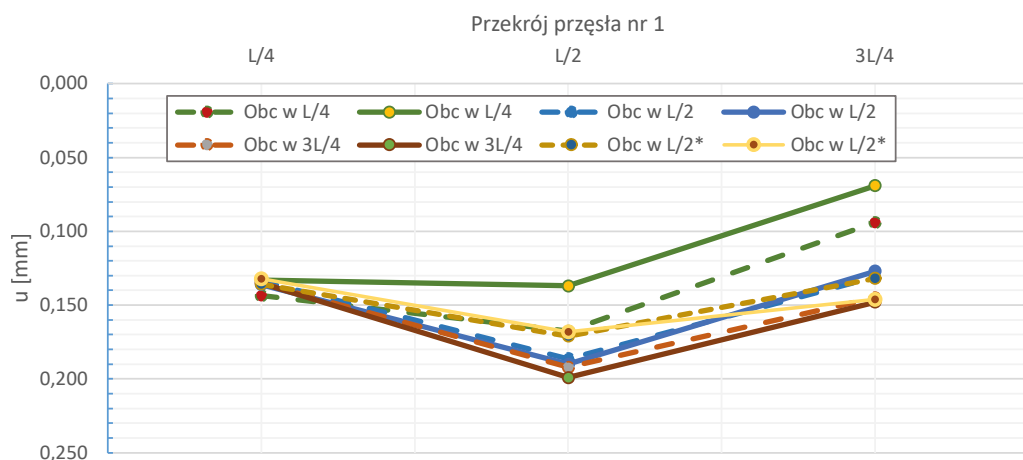
Rys. 6.34. Model 2D+ mostu w Świdnicy: a) kompletna geometria, b) z ukrytą ścianą boczną

Tabela 6.17. Podstawowe parametry geometryczne zastosowane w modelu 2D+ mostu w Świdnicy

Kroki	L_{0i}	r	D	B	b_w	h	h_w	h_l	S	S_p	N^x [-]
	[m]										
1÷3	10,0 + 10,0	3,3	0,75	4,82	0,70	1,70	1,90	0,20	2,70	2,10	43
4÷6					0,80				4,00		

Tabela 6.18. Podstawowe parametry materiałowe zastosowane w modelu 2D+ mostu w Świdnicy

Kroki	E_M	E_m	E_w	E_k	E_a	E_p	E_f	E_n	ν_M	ν_m	ν_f	μ_f	g_M	g_f
	[GPa]						[MPa]		[-]				[kN/m ³]	
1÷3	5,0	1,0	5,0	2,0	5,0	5,0	200	200	0,2	0,16	0,30	0,5	19,0	18,5
4÷6	4,0		7,0	4,0	10,0	4,0	100	500						

**Rys. 6.35.** Przemieszczenia zmierzone (linia ciągła) i obliczone (linia przerywana) w trzech przekrojach sklepienia: L/4, L/2 i 3/4L wywołanych naciskiem lokomotywy ST44 ustawionej w L/4, L/2, 3/4L lub L/2*

pośrednio, zaś wymiary niedostępne zostały przyjęte zgodnie z typowymi rozwiązaniami charakteryzującymi konstrukcje analizowanego typu. Parametry materiałowe w sposób uśredniony uwzględniają zaobserwowane uszkodzenia konstrukcji. Wyjaśnienie oznaczeń użytych do opisu parametrów podano na początku opracowania.

Kalibracja modelu została przeprowadzona na podstawie wyników badań terenowych opisanych w podrozdz. 5.6.5, a dokładnie pomiarów przemieszczeń piono-

Tabela 6.19. Przebieg kalibracji modelu 2D+ mostu w Świdnicy

Krok	Obciążenie	x_q	x_k	def $u_{k,q}^{EXP}$	$u_{k,q}^{EXP}$ [mm]	$u_{k,q}^{NUM}$ [mm]	$\Delta_{k,q}$ [-]	$f^s(\Delta_{k,q})$ [-]	Komentarz	Kalibrowane cechy	
1	Q_{vm} (ST44)	L/2	L/2	$\overline{u}_{2,q}$	0,186	0,202	9%	11%	bezpośrednio zmierzone v_{real}	dane wyjściowe (przyjęte na podstawie literatury przedmiotu): $E_M, E_{mp}, E_{wp}, E_k, E_p, E_a,$ E_{pr}, E_{nr} , geometria nadbudowy	
		L/2*	L/2		0,171	0,174	2%				
		L ₂ /2	L/2		-0,026	-0,032	23%				
2	P_0	L/2	L/2	$P_0 \xi_{\overline{2}}(x_q)$	0,078	0,078	0%	0%	$\xi(x)$ bez ekstrapolacji		
3	P_0	L/4	L/2	$P_0 \xi_{\overline{2}}(x_q)$	0,052	0,051	-2%				2%
		L ₂ /2	L/2		0,010	0,010	3%				
4	Q_{vm} (ST44)	L/2	L/4	$\overline{u}_{1,q}$	0,134	0,147	10%	7%	bezpośrednio zmierzone v_{real}		
		L/2*	L/4		0,136	0,142	4%				
5	P_0	L/4	L/4	$P_0 \xi_{\overline{1}}(x_q)$	0,057	0,055	-4%	9%		skorygowane: E_b, E_{mp}, E_{wp} $E_k, E_p, E_{pr}, b_{wp}, S$, interakcja sklepienia z zasypką	
		L/2	L/4		0,036	0,041	14%				
		3/4L	L/4		0,016	0,018	10%				
6	Q (ST44)	L/2	L/4	$\sum_i P_0 \xi_{\overline{1}}(x_q)_i$	0,156	0,147	-6%	6%	$\xi(x)$ bez ekstrapolacji		
		L/2*	L/4		0,150	0,142	-5%				
		L/2	L/2	$\sum_i P_0 \xi_{\overline{2}}(x_q)_i$	0,217	0,202	-7%				
		L/2*	L/2		0,182	0,174	-4%				

wych sklepienia w pięciu punktach P1-P5 wskazanych na rys. 5.34. Proces kalibracji oparty jest na uzyskanych empirycznych funkcjach wpływu $\xi(x)$.

W trakcie kalibracji modelu przyjęto następujące założenia:

- Podstawą kalibracji są efekty statyczne.
- Współrzedną położenia trasy obciążenia (toru) jest $y_q = 0$.
- We wszystkich przekrojach rozpatrywane są przemieszczenia średnie $\bar{u}_{k,q}$.

Porównanie przemieszczeń zmierzonych i obliczonych (za pomocą wykalibrowanego modelu) w trzech przekrojach sklepienia: $L/4$, $L/2$ i $3/4L$ wywołanych naciskiem lokomotywy ST44 ustawionej w różnych położeniach wzdłuż przęsła pokazano na rys. 6.35.

Ze względu na przeprowadzone w trakcie badań (opisanych w podrozdz. 5.6.5) pomiary przemieszczeń sklepienia w pięciu punktach (por. rys. 5.4) oraz istnienie na obiekcie jednego toru położonego symetrycznie (o przyjętej współrzednej $y_q = 0$), zgodnie z koncepcją przedstawioną w podrozdz. 6.7.2 kalibracja modelu objęła wszystkie przewidywane kroki, tj. 1–6 (por. tabela 6.19).

Błąd w końcowych krokach procedury wyrażony funkcją f^s wynosi kilka procent. Zgodność wyników wskazuje zatem na zadawalający efekt kalibracji modelu.

Na podstawie przeprowadzonej analizy można sformułować następujące wnioski dotyczące zidentyfikowanych cech konstrukcji mostu w Świdnicy, sposobu jego modelowania i całego procesu kalibracji:

- Konstrukcję mostu charakteryzuje względnie duża sztywność ścian bocznych ($E_w = 7$ GPa), co wynika zapewne z wykonania ich z ciosów granitowych.
- W toku kalibracji wstępnie przyjęta (zgodnie ze standardowymi rozwiązaniami) szerokość przyczółka $S = 2,7$ m okazała się zdecydowanie zaniżona. Lepszą zgodność uzyskano przy zamodelowanej szerokości równej $4,0$ m.
- Wyraźne jest zróżnicowanie sztywności podpór, tj. sztywność przyczółków ($E_a = 10$ GPa) jest zdecydowanie większa od sztywności filara ($E_p = 4$ GPa), co może wynikać ze zbudowania ich korpusów z różnych materiałów.

7. Kompleksowa procedura oceny kondycji technicznej

7.1. Strategie i zadania badawcze

Potrzeba oceny kondycji technicznej MMS pojawia się w różnych okolicznościach determinujących warunki i możliwości działań, obejmując różne strategie postępowania. Ich dobór w głównej mierze zależy od tego, czy są to sytuacje pilne czy mniej naglące. W sprzyjających warunkach działania te mogą ograniczać się do przeprowadzenia uproszczonej analizy bazującej na zachowawczych danych i założeniach. Z reguły jednak ze względu na okoliczności takie podejście nie jest wystarczające i konieczne okazuje się sięgnięcie po bardziej zaawansowane modele analityczne, do których dane trzeba zdobyć na drodze badań terenowych i laboratoryjnych. Biorąc pod uwagę zwykle ograniczone zasoby czasu i środków, dokonanie optymalnego wyboru jest sprawą kluczową, choć trudną. Właściwym podejściem może być zatem stopniowa procedura, której zakres jest na bieżąco modyfikowany zależnie od osiąganych efektów. W literaturze przedmiotu proceduralne podejście do opisywanego problemu przedstawiane było kilkakrotnie, lecz na zbyt ogólnym poziomie albo w sposób skoncentrowany na specyficznych zagadnieniach i metodach, np. [124], [193], [215], [226].

W najszerszym ujęciu na różne strategie oceny kondycji MMS składać się mogą niżej wymienione grupy zadań badawczych:

- Z1: terenowe badania parametrów konstrukcji (por. podrozdz. 4.2–4.4);
 - Z2: laboratoryjne badania materiałowe (por. podrozdz. 4.5–4.7);
 - Z3: badania empiryczno-symulacyjne (por. podrozdz. 4.8);
 - Z4: doraźne badania monitorujące (por. podrozdz. 5.6);
 - Z5: długoterminowy monitoring sensoryczny (por. podrozdz. 5.7);
 - Z6: opracowanie modelu numerycznego (por. podrozdz. 6.1–6.5);
 - Z7: kalibracja modelu numerycznego (por. podrozdz. 6.7);
 - Z8: adaptacyjna procedura oceny kondycji (por. podrozdz. 7.2).
-

Tabela 7.1. Zakresy wykorzystania zadań badawczych w ramach strategii oceny kondycji technicznej MMS

Grupy zadań badawczych	Strategia			
	podstawowa	umiarkowana	rozszerzona	perspektywiczna
Z1: terenowe badania parametrów konstrukcji	✓	✓	✓*	✓*
Z2: laboratoryjne badania materiałowe		✓	✓	✓
Z3: badania empiryczno-symulacyjne			✓*	✓*
Z4: doraźne badania monitorujące			✓	✓
Z5: długoterminowy monitoring sensoryczny				✓
Z6: opracowanie modelu numerycznego	✓	✓	✓	✓
Z7: kalibracja modelu numerycznego			✓	✓
Z8: adaptacyjna procedura oceny kondycji	✓	✓	✓	✓

* W zależności od wyboru trybu badań (por. rys. 7.1).

Oznaczenie: ✓ – możliwa do zastosowania.

Proponuje się rozróżnić, zależnie od dostępnych środków i spodziewanego efektu, strategie oceny kondycji technicznej MMS takie jak:

- Strategia podstawowa:
 - obejmuje grupy zadań: Z1, Z6, Z8;
 - stosowana jest wtedy, gdy dostępna ilość środków jest minimalna, a czas realizacji krótki (nie dłuższy niż tydzień);
 - spodziewane jest pilne oszacowanie minimalnej nośności i dopuszczalnego sposobu doraźnej eksploatacji obiektu spełniającego minimalne wymagania użytkowe.

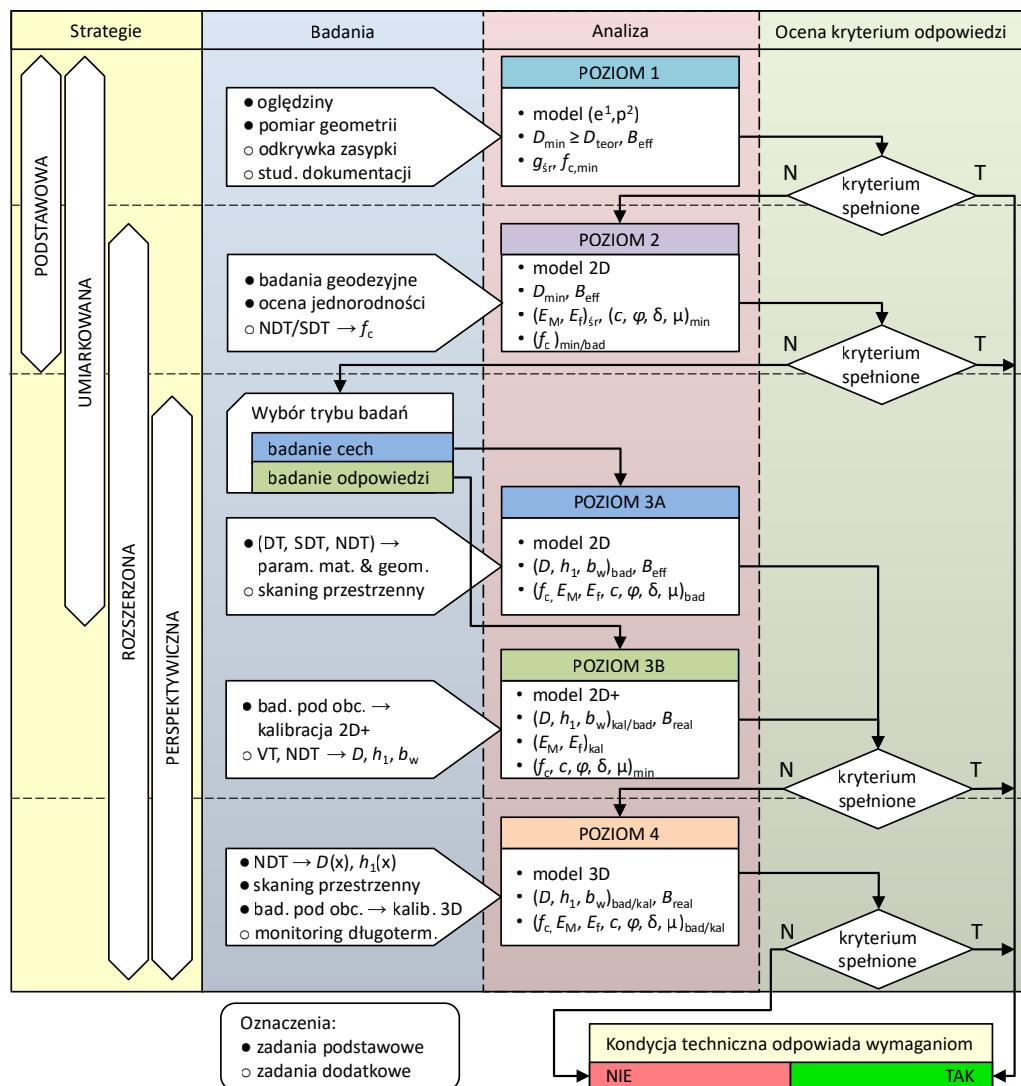
- Strategia umiarkowana:
 - obejmuje grupy zadań: Z1, Z2, Z6, Z8;
 - stosowana jest wtedy, gdy ilość dostępnych środków jest umiarkowana, a czas realizacji wynosi co najmniej kilka tygodni;
 - spodziewane jest potwierdzenie wymaganej nośności i dopuszczalnego sposobu eksploatacji obiektu.
- Strategia rozszerzona:
 - obejmuje grupy zadań: Z1/Z3, Z2, Z4, Z6, Z7, Z8;
 - stosowana jest wtedy, gdy ilość dostępnych środków jest duża, a czas realizacji nie krótszy niż miesiąc;
 - spodziewane jest dokładne określenie maksymalnej nośności (w tym nośności granicznej) i dopuszczalnego sposobu eksploatacji obiektu.
- Strategia perspektywiczna:
 - obejmuje wszystkie grupy zadań: Z1/Z3, Z2, Z4, Z5, Z6, Z7, Z8;
 - stosowana przy dostępnych najszerzych środkach i o wielomiesięcznym czasie realizacji;
 - spodziewane dokładne określenie aktualnej nośności i dopuszczalnego sposobu eksploatacji obiektu oraz prognoza zmian tych parametrów.

Wyżej opisane strategie przedstawiono w tabeli 7.1.

7.2. Wielopoziomowa adaptacyjna procedura oceny kondycji technicznej MMS

Proponowana procedura polega na wielopoziomowej analizie obejmującej, w zależności od jej skuteczności i akceptowalności wyników, stopniową adaptację modelu obliczeniowego na drodze uszczegóławiania definiujących go danych oraz dobór jego klasy. Zakłada się w niej przede wszystkim optymalne wykorzystanie zasobów badawczo-analitycznych precyzyjnie dostosowanych do celu zadania. Na początkowych poziomach analizy przyjmuje się uproszczone, ale bezpieczne założenia bazujące na dostępnych danych, co w skrajnie korzystnych sytuacjach może być wystarczające. W przypadku nieuzyskania zadowalających wyników procedura jest rozszerzana na mniej zachowawcze poziomy o większym zakresie i dokładności wykorzystywanych danych.

Ogólny tok postępowania przedstawiono na rys. 7.1 w formie schematu blokowego, na którym przyjęto cztery poziomy analizy oraz zakresy uzyskiwanych w wyniku badań informacji je wspierających. Na każdym poziomie sprawdzane jest kry-



Rys. 7.1. Wielopoziomowa adaptacyjna procedura oceny kondycji technicznej MMS

terium dotyczące rozpatrywanego obszaru oceny zachowania konstrukcji. Jeżeli nie jest ono spełnione, realizowane są kolejne poziomy procedury. Dotyczyć to może przykładowo kryterium nośności w postaci $P_{\text{dop}} \geq P_{\text{wym}}$, gdzie P_{dop} i P_{wym} oznaczają odpowiednio dopuszczalną i wymaganą wartość nacisku na oś. Jeżeli natomiast kryterium jest spełnione, procedura oceny kondycji technicznej kończy się pozytywnie (kondycja techniczna odpowiada wymaganiom). Na schemacie podano również zakresy postępowania przyjęte w przypadku poszczególnych strategii. Jeżeli

w ramach danej strategii nie udaje się potwierdzić wymaganej kondycji technicznej MMS, oznacza to konieczność zmiany na inną. Zakresy części z nich rozpoczynają się na wyższych poziomach, co wynikać może ze wstępnie narzuconej potrzeby wykazania spodziewanej kondycji za pomocą bardziej zaawansowanych metod, pojawiającej się np. w przypadku konstrukcji bardzo zdegradowanych czy intensywnie eksploatowanych o budzącej wątpliwości kondycji technicznej.

Na poziomie 1 procedury zakłada się elementarną analizę z wykorzystaniem najprostszego liniowego modelu klasy (e^1, p^2) , bazującą na podstawowych danych. Dane te obejmują wymiary geometryczne widocznych komponentów konstrukcji: L, r, h, B , które można określić bezpośrednio, minimalną (widoczną z boku) grubość sklepienia $D_{\min}$, której wartość nie powinna być mniejsza niż wartość teoretyczna D_{teor} (por. podrozdz. 3.3.4) oraz założone bezpieczne wartości parametrów materiałowych: minimalna wytrzymałość przy ściskaniu $f_{c, \min}$, zerowa wytrzymałość przy rozciąganiu f_t materiału sklepienia oraz średnie wartości ciężaru objętościowego g_M i g_F . Dodatkowo wykorzystywanym źródłem informacji bywa dokumentacja techniczna obiektu, choć w przypadku tak starych obiektów, jakimi najczęściej są MMS, zazwyczaj nie jest ona dostępna. Pozyskane w ten sposób dane mogą być jednak wykorzystane jako wskazówka i punkt wyjścia do ich ustalenia. Ponadto przydatna i względnie łatwa do wykonania może być odkrywka z poziomu nawierzchni w kluczu, jednoznacznie potwierdzająca wartości D, h i h_t .

Na poziomie 2 zakłada się stosowanie nieliniowego modelu 2D, którego podstawą są wprowadzone w głównej mierze te same dane, co w przypadku modelu stosowanego na poziomie 1, lecz jest on znacznie wydajniejszy i zdecydowanie częściej może dać zadowalające rezultaty. Jego sformułowanie wymaga większej liczby parametrów, którym jako niezbadanym przypisywane są wartości minimalne (leżące po stronie bezpiecznej), co dotyczy zwłaszcza parametrów wytrzymałościowych zasypek gruntowej, lub wartości uśrednione względem modułu sprężystości E_M i E_F (sklepienia i zasypek), przy czym jedno i drugie wyznaczane są z wykorzystaniem np. danych podanych w podrozdz. 3.4.

Wyjatek stanowi kluczowy parametr wytrzymałościowy konstrukcji f_c , którego dokładniejsze wyznaczenie jest zalecane nieniszczącymi (NDT) lub półniszczącymi (SDT) metodami badań terenowych. Wykonywane są głównie badania sklerometryczne i penetracyjne, które mogą względnie szybko i łatwo dostarczyć informacji zarówno o wytrzymałości, jak i o jednorodności materiału na całym obszarze konstrukcji. W przypadku braku możliwości zbadania f_c należy ją przyjąć jako $f_{c, \min}$.

Na poziomie 3 ze względu na rosnącą złożoność zagadnienia zasadny staje się wybór jednego z dwóch trybów badań, z których każdy docelowo może dostarczyć informacji o większej liczbie parametrów konstrukcji. Do wyboru są badania skoncentrowane na bezpośrednim określaniu cech konstrukcji metodami DT, SDT lub NDT (poziom 3A) i badania pośrednie empiryczno-symulacyjne prowadzone z zastosowaniem doraźnego monitorowania odpowiedzi konstrukcji (poziom 3B). Podstawą wyboru są dostępne w danej sytuacji środki realizacji badań i dodatkowe warunki, np. dostęp do poszczególnych obszarów obiektu czy możliwość obciążania mostu znanymi pojazdami. W zależności od wybranego podejścia w analizie może być wykorzystywany model 2D (przy badaniu cech) albo konieczne może być zastosowanie modelu warstwowego 2D+ (zaproponowanego w podrozdz. 6.2.3) (w przypadku badania odpowiedzi konstrukcji). Powodem takiego rozróżnienia jest ograniczenie płaskiego modelu 2D w zakresie możliwości odtwarzania zachowania realnej konstrukcji pod względem współpracy ze ścianami bocznymi, a także oddziaływania obciążenia eksploatacyjnego jedynie poprzez zasypkę. Oba wymienione efekty w modelu 2D+ mogą być rozdzielone i jednocześnie uwzględnione w jednej analizie. Na poziomie 3A badanie cech konstrukcji obejmuje grubość sklepienia D i ścian bocznych b_w oraz ewentualnej nadbudowy h_1 sklepienia, a także parametry materiałowe związane z elementami murowanymi (f_c, E_M) i zasypką ($E_f, c, \varphi, \delta, \mu_f$). Na poziomie 3B metodą kalibracji mogą być potwierdzone powyższe parametry geometryczne (D, b_w, h_1), a dodatkowo są ustalane sprężyste charakterystyki materiałowe (E_M, E_f). Pozostałe parametry wytrzymałościowe ($f_c, c, \varphi, \delta, \mu_f$) są wyznaczane na podstawie założeń z niższego poziomu. W przypadku zastosowania dodatkowo bardziej zaawansowanych technik badania cech konstrukcji można wykonać skanিং przestrzenny. W podejściu empiryczno-symulacyjnym ewentualnym cennym wsparciem może być jednoznaczne potwierdzenie geometrii (D, b_w, h_1) metodami VT (odkrywką z poziomu nawierzchni, odwiertami w murze) lub NDT (badaniami georadarowymi czy akustycznymi).

Na najwyższym poziomie 4 realizowanym przy zaangażowaniu bardzo obszer-nych nakładów przewidywane jest użycie modelu 3D stanowiącego najdoskonalszą reprezentację obiektu przestrzennego. Dane wejściowe definiujące ten model pochodzą ze wszelkich dostępnych źródeł obejmujących badanie zarówno cech konstrukcji, jak i jej odpowiedzi. Przy opracowywaniu geometrii modelu przestrzennego, zwłaszcza geometrii bardziej złożonych i wieloprzęślowych obiektów, zastosowanie ma skanিং przestrzenny. W odniesieniu do badań pod obciążeniem bazą porównawczą dla prac empiryczno-symulacyjnych jest bezpośrednia kontro-

la przestrzennego zachowania konstrukcji, eliminująca konieczność stosowania wszelkich uśrednień czy dodatkowych założeń przyjmowanych na niższych poziomach procedury. W przypadku spodziewanej prognozy zmian cech i zachowania konstrukcji w czasie, pożądane jest monitorowanie długoterminowe odpowiedzi konstrukcji na wpływ oddziaływań zarówno eksploatacyjnych, jak i środowiskowych oraz odpowiednie modyfikowanie modelu numerycznego. Przy określaniu wymaganej kondycji technicznej, związanej np. z oczekiwanym poziomem nośności P_{wym} , uzasadnione może być zakładanie spodziewanej wielkości oddziaływań w przyszłości.

Z założenia informacje zgromadzone w danym kroku procedury są naturalnie dostępne na kolejnych poziomach. Rozpatrywać można też wykorzystanie kombinacji modeli różnych poziomów. Jeżeli na podstawie obliczeń opartych na oszacowaniu górnym zostanie stwierdzona niewystarczająca nośność sklepienia, to dalsza analiza statyczno-wytrzymałościowa, nawet za pomocą bardziej zaawansowanych modeli, nie rokuje powodzenia [N18].

7.3. Rodzaje analiz numerycznych

W procedurach oceny zachowania MMS wykorzystywane są następujące rodzaje analiz realizowanych głównie za pomocą MES:

- liniowa analiza statyczna,
- nieliniowa analiza statyczna,
- liniowa analiza modalna,
- analiza wyboczeniowa,
- analiza czasowa drgań wymuszonych,
- analiza pushover.

Krótką charakterystykę każdej z analiz, obejmującą zasadę jej formułowania, rodzaje rozpatrywanych oddziaływań, dostępne rodzaje wyników i zakresy zastosowania przedstawiono poniżej.

Liniowa analiza statyczna

Analiza stanu równowagi umożliwiającą rozpatrywanie obciążeń statycznych w jednym kroku. Wyniki są w postaci przemieszczeń, odkształceń i naprężeń/parć, reakcji. Zastosowanie tej analizy w badaniach konstrukcji MMS jest ograniczone do przypadków konieczności oceny niewielkiego wyężenia (wywoływanego obciąże-

niem niepowodującym nieliniowej odpowiedzi konstrukcji), np. przy rozpatrywaniu wpływu nieznacznej modyfikacji obciążenia.

Nieliniowa analiza statyczna

Przyrostowa analiza stanu równowagi kolejnych poziomów obciążenia statycznego. Kluczowe wyniki są w postaci przemieszczeń, odkształceń (sprężystych i plastycznych), naprężeń/parć, tarcia w płaszczyznach kontaktu, reakcji, energii układu. Jest to podstawowy rodzaj analizy w ocenie nośności MMS, w tym nośności granicznej, która może być prowadzona w zakresie obejmującym fazę liniową i nieliniową, w tym osiąganie postaci zniszczenia uwzględniającego pękanie, poślizg, uplastycznienie, spadek sztywności czy utratę stateczności. Źródłami nieliniowości analizy MMS są nieliniowości materiałowe i geometryczne (otwieranie się przekrojów sklepienia, obszary kontaktowe, duże przemieszczenia).

Zgodnie z wytycznymi CS 454 [N18], gdy taka analiza jest wykorzystywana do oceny nośności istniejącej konstrukcji, powinno być w niej uwzględnione co najmniej nieliniowe zachowanie sklepienia wraz ze współpracującą zasypką.

Liniowa analiza modalna

Jest rozwiązaniem zagadnienia własnego zależnym jedynie od sztywności i masy układu (oraz tłumienia – w przypadku drgań swobodnych). W typowych systemach MES dodatkowo może być uwzględniane obciążenie statyczne, które jest automatycznie uwzględniane (dodawane) w macierzy mas. Otrzymywane jako wynik analizy formy i częstotliwości drgań własnych (oraz wielkości pochodne, np. współczynniki udziału i masy uczestniczące) umożliwiają sprawdzenie wrażliwości konstrukcji na obciążenia dynamiczne, a także porównywanie zachowania modelu z wynikami badań doświadczalnych. Pomimo zakładanej liniowości modelu taka analiza jest przydatna przy określaniu drgań MMS ze względu na występujące typowo względnie wysokie częstotliwości i amplitudy drgań niewykraczające poza liniowy zakres pracy konstrukcji.

Analiza wyboczeniowa

Jest oparta na rozwiązaniu zagadnienia własnego, w tym przypadku zależnego od sztywności układu i jego obciążeń. Wyniki analizy stanowią formy wyboczenia i od-

powiadające im mnożniki obciążenia krytycznego. W analizie MMS ma ograniczone zastosowanie ze względu na niewystępowanie w tych obiektach wiotkich elementów, dla których istniałoby potencjalne zagrożenie wyboczeniem.

Analiza czasowa drgań wymuszonych

Jest przyrostową analizą numerycznego całkowania równań ruchu w kolejnych chwilach czasowych, w której wykorzystywane są obciążenia dynamiczne. Wyniki otrzymywane są dla każdego kroku czasowego w postaci przemieszczeń, odkształceń, naprężeń/parć, reakcji, energii. Rzadko stosowana w odniesieniu do MMS ze względu na wymagane bardzo duży nakład mocy obliczeniowej i czasu oraz trudne do porównania i kontroli wyniki.

Analiza pushover

Jest nieliniową analizą statyczną z wykorzystaniem obciążenia grawitacyjnego oraz przyrostowo zwiększanych sił poziomych proporcjonalnych do masy obciążanych elementów, reprezentujących efekty sejsmiczne [86], [94]. Podstawowy wynik analizy jest w postaci krzywej zależności między przemieszczeniem poziomym wyróżnionego punktu konstrukcji (o zalecanym położeniu w środku przęsła [N48] lub ustalonym za pomocą analizy modalnej) a korespondującą siłą poziomą generowaną na podporach. Analiza ta pozwala na sprawdzanie zagrożenia wpływami sejsmicznymi, w związku z czym ma umiarkowane znaczenia w przypadku obiektów MMS zlokalizowanych w Polsce.

7.4. Obszary oceny zachowania konstrukcji

7.4.1. Kluczowe wskaźniki zachowania konstrukcji (KPI)

Stanowiące najczęściej cel analizy konstrukcji określanie nośności jest jedną z wielu składowych oceny szeroko rozumianego zachowania mechanicznego obiektu mostowego i jego konsekwencji. Przykładowo: w ramach międzynarodowego projektu badawczego *COST Action TU1406 – Quality specifications for roadway bridges, standardization at a European level (BridgeSpec)* [W7], w którego realizacji brał udział również autor niniejszej publikacji, na podstawie doświadczeń z kilkudziesięciu krajów europejskich z zakresu eksploatacji różnego rodzaju obiektów mostowych wytypo-

wane zostały tzw. kluczowe wskaźniki zachowania konstrukcji (ang. *key performance indicators* – KPI). Do grupy tej zaliczone zostały m.in. takie KPI jak: niezawodność, dostępność, bezpieczeństwo użytkowników, wpływ na środowisko i koszty utrzymania.

W niniejszej pracy wśród analizowanych KPI skupiono się na ocenie wyężenia mechanicznego MMS, biorąc pod uwagę następujące jej obszary:

- stany graniczne nośności – SGN (ang. *ultimate limit states* – ULS),
- nośność graniczna – NG (ang. *limit analysis* – LA),
- stany graniczne użytkowalności – SGU (ang. *serviceability limit states* – SLS),
- trwałość zmęczeniowa (ang. *permissible limit state* – PLS),
- odporność awaryjna (ang. *robustness*).

7.4.2. Rodzaje analiz stosowane w ocenie KPI

Ocena wymienionych KPI odbywać się może na drodze analiz numerycznych opisanych w podrozdz. 7.2. Zależność między KPI a rodzajami analiz służącymi ich ocenie podano w tabeli 7.2.

Tabela 7.2. Rodzaje analiz stosowane w ocenie KPI

Rodzaj analizy	Kluczowe wskaźniki zachowania konstrukcji				
	SGN	NG	SGU	trwałość zmęczeniowa	odporność awaryjna
Liniowa analiza statyczna	□		□	□	
Nieliniowa analiza statyczna	■	■	■	■	■
Liniowa analiza modalna			□		□
Analiza wyboczeniowa		□	□		■
Analiza czasowa drgań wymuszonych			□		
Analiza pushover		■			■

Oznaczenia: ■ – zastosowanie podstawowe, □ – zastosowanie ograniczone.

7.5. Stany graniczne nośności

7.5.1. Metody analizy

Metody analizy oparte na stanach granicznych nośności (SGN) są szeroko stosowane w ocenie nośności różnych obiektów budowlanych. Reguły ich wykorzystywania przy

projektowaniu większości, zwłaszcza nowych, rodzajów konstrukcji, w tym ścian murowych, określa wiele norm i wytycznych, w tym Eurokody. Natomiast w odniesieniu do sklepień murowanych, tak istniejących, jak i projektowanych, brakuje jednolitych i powszechnie akceptowanych przepisów opartych na SGN, co stanowi również problem ogólnościowy. Niemniej jednak koncepcja sprawdzania SGN może być zastosowana w analizie odpowiedzi konstrukcji MMS, ale wymaga odpowiedniego doboru kryteriów granicznych (związanych z kontrolą konkretnej wielkości statycznej) i właściwego rozumienia wyników możliwych do uzyskania w toku takiej weryfikacji.

Podstawowym działaniem w ramach opisywanej procedury jest sprawdzenie tych kryteriów zniszczenia, które dotyczą krytycznego przekroju konstrukcji/sklepienia. Rozważany przekrój to ten, w którym ekstremalne wartości danej wielkości statycznej osiągają wartość graniczną w pierwszej kolejności podczas zwiększania wartości zadanego obciążenia. W ten sposób sprawdzanie zatrzymuje się na tym jedynym przekroju, co jest bardzo zachowawczym podejściem w przypadku sklepienia murowanego, uznawanego za układ przeszywniony, trójkrotnie statycznie niewyznaczalny. W rzeczywistości w takim ustroju uszkodzenie pojedynczego przekroju, związane np. z powstaniem tzw. przegubu plastycznego, nie zagraża stateczności globalnej sklepienia i jego bezpieczeństwu. Do zniszczenia całego układu poprzez jego przekształcenie się w mechanizm potrzebne są co najmniej cztery przeguby.

Zgodnie z wytycznymi [N18] i [N22] do oceny nośności istniejących MMS, stosowane w analizie SGN obliczeniowe modele 2D powinny ignorować wpływ ścian bocznych, a modele 3D powinny umożliwiać ich separowanie się od sklepienia, co koncepcyjnie stanowi zachowawcze podejście uwzględniające często występujące pęknięcia połączenia ścian ze sklepieniem.

Ważne w analizie SGN są częściowe współczynniki bezpieczeństwa. Stosuje się je zarówno względem obciążeń (zwykle zwiększając ich wartości), jak i wytrzymałości materiału (jako czynniki redukujące).

W analizie SGN można stosować liniowo-sprężyste lub nieliniowe modele materiałowe, niemniej te liniowe są odpowiednie tylko przy zakresie obciążeń do poziomu wyężenia konstrukcji wynikającego z kryterium 1 omówionego poniżej.

7.5.2. Kryteria oceny

W analizie SGN najczęściej stosowane są kryteria związane z oceną poziomu następujących efektów oddziaływań E_d , których wartość nie powinna być większa niż wartość graniczna odpowiadająca nośności R_d :

- Kryterium 1: naprężenia rozciągające $\sigma_t \leq f_t$.
- Kryterium 2: naprężenia ściskające $\sigma_c \leq f_c$.
- Kryterium 3: odkształcenia ściskające $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$.
- Kryterium 4: naprężenia ścinające $\tau \leq f_v$.

Kryterium 1

Dotyczy kontroli występowania zarysowania, które ma miejsce przy najniższych obciążeniach. Przykładowo: wartość f_t zalecana w kodzie UIC 778-3R [N71] do kontrolowania wartość naprężeń σ_t nie powinna być większa niż 0,5 MPa. W praktyce należy jednak przyjmować jeszcze niższą wartość wytrzymałości na rozciąganie, rzędu: $f_t = 0,05 \div 0,10$ MPa, ponieważ odzwierciedla ona typowy stan techniczny eksploatowanych MMS charakteryzowany ogólną degradacją i spękaną strukturą materiału. Jest to bardzo konserwatywne kryterium, ponieważ odpowiada pierwszemu pojawieniu się pęknięcia na krawędzi pojedynczego przekroju, co oznacza, że pozostała część tego przekroju, jak i wszystkie inne obszary sklepienia pozostają ściskane. Z analiz różnych przypadków konstrukcyjnych wynika, że kryterium to jest spełnione przy bardzo niskich wartościach P_0 , nieprzekraczających 15–20% P_{ult} , dlatego nie jest użyteczne przy ocenie nośności MMS [147].

Kryterium 2

Jest najbardziej przydatne i reprezentatywne, gdyż może wskazywać na realne zagrożenie dla nośności sklepienia murowanego. Przekroczenie wytrzymałości na ściskanie f_c rozpoczyna proces uplastycznienia materiału na krawędzi przekroju, a w konsekwencji do redystrybucji sił wewnętrznych. W przypadku typowych konstrukcji wartość obliczeniowa tej wytrzymałości osiągnięta jest przy poziomach obciążenia P_0 równych ok. 50% P_{ult} .

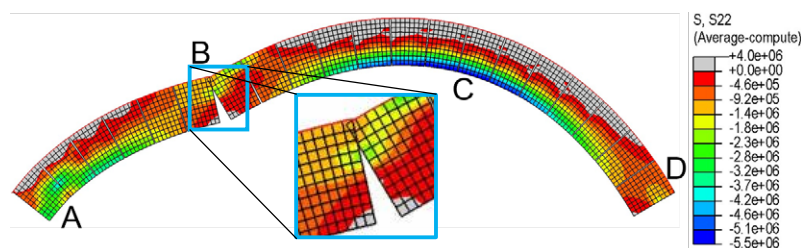
Kryterium 3

Jest dodatkową kontrolą strefy ściskanej przekroju istotną przy znacznym wyężeniu sklepienia, ograniczającą zbyt duże odkształcenia prowadzące do faktycznego nieodwracalnego niszczenia/miażdżenia materiału, powstawania przegubu plastycznego, a nawet do przebicia łuku w tym obszarze. Graniczne odkształcenia ściskające ε_{cu} są zależne od rodzaju materiału, ale dla MMS można przyjąć wartość ok. 3,5‰ [154].

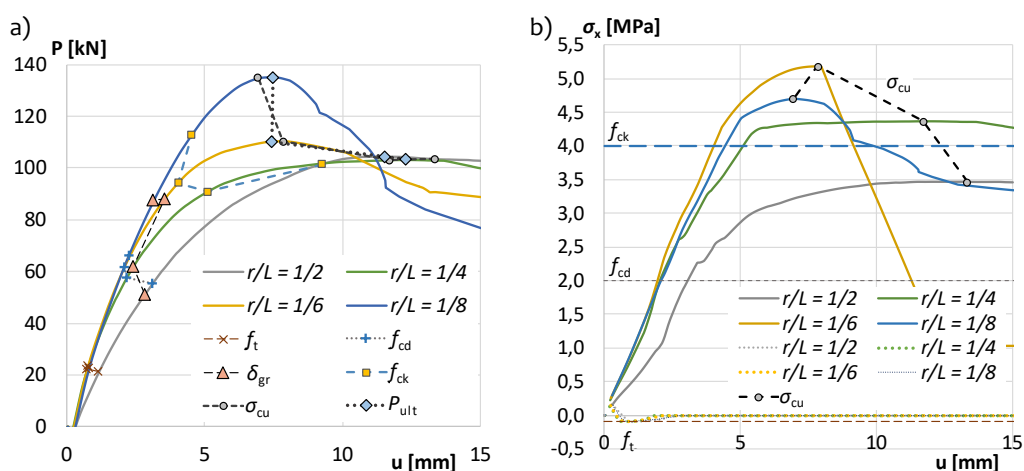
Kryterium 4

Można uznać je za mniej istotny warunek, ponieważ w praktyce bardzo rzadko powstają siły poprzeczne o wartości na tyle dużej, że zagrażają wytrzymałości materiału sklepienia przy ścinaniu f_v . Może się to zdarzyć tylko przy określonych konfiguracjach geometrii łuku (o małej wartości stosunku strzałki do rozpiętości) i warunków obciążenia (rozłożonego na większej długości przęsła i eliminującego wcześniejsze powstanie przegubu lub siły bezpośrednio przyłożonej do łuku [26]).

Na rysunku 7.2, na wyizolowanym sklepieniu modelu MES mostu pokazano rozkład naprężeń obwodowych w wybranym momencie obciążania, z poszczególnymi



Rys. 7.2. Rozkład naprężeń w sklepieniu w stanie granicznym ze wskazanymi przekrojami na różnym etapie zniszczenia



Rys. 7.3. Przykładowe wyniki analizy sklepień o różnej wyniosłości (ze wskazanymi momentami osiągnięcia kryteriów): a) siła-przemieszczenie P - u , b) naprężenie-przemieszczenie (σ - u) w przekroju krytycznym

przekrojami będącymi na różnym etapie zniszczenia. W oznaczonych literami przekrojach (odpowiadających miejscom formowania się przegubów plastycznych) występują graniczne wartości: naprężeń rozciągających σ_t (A), intensywności dekompresji δ (B) (por. podrozdz. 7.7.2), naprężeń ściskających σ_c (C), odkształceń ściskających ϵ_c (D).

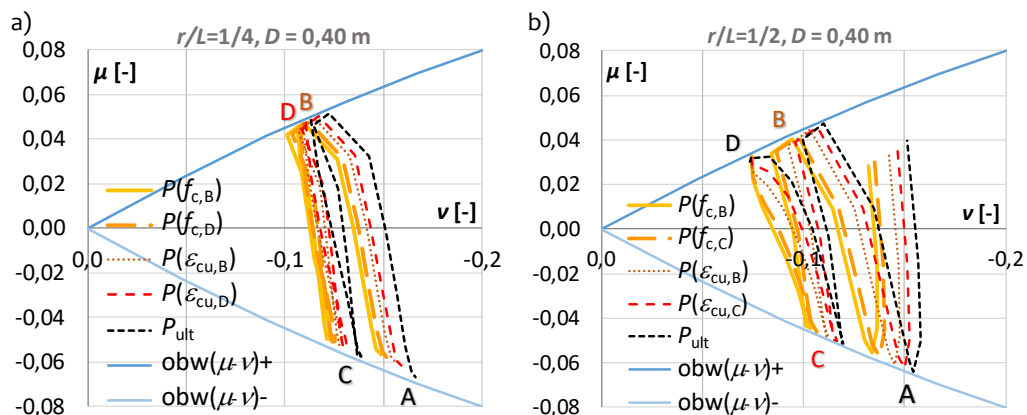
Kolejność kryteriów 1–3 odzwierciedla typową sekwencję etapów rzeczywistego stopniowego niszczenia danego przekroju wraz ze wzrostem poziomu obciążenia konstrukcji. W pewnych przypadkach kolejność ta może ulec zmianie lub niektóre z kryteriów (np. kryterium 2 i kryterium SGU (δ_{gr}), por. podrozdz. 7.7.2) mogą być spełnione niemal jednocześnie. Na rysunku 7.3 przykładowe wyniki analizy sklepień o różnych wyniosłościach r/L pokazano za pomocą wykresów ścieżek równowagi typu siła-przemieszczenie $P-u$ oraz naprężenie-przemieszczenie $\sigma-u$ w przekroju krytycznym, na których zaznaczono momenty osiągania wartości granicznych poszczególnych kryteriów. Dla pełnego obrazu wskazano również punkty osiągnięcia kryterium SGU δ_{gr} , wartości maksymalnych naprężeń ściskających $\sigma_{cu\ max}$, jak i nośności granicznej $P_{ult\ max}$.

Wartości σ_{cu} podano jako informację uzupełniającą, aby zwrócić uwagę na fakt, że materiał w sklepieniu murowanym podlegać może dwu- lub trójosiowemu ścisnaniu, co prowadzi do uzyskania wartości naprężeń wyższych niż $f_c = f_{ck}$ (nawet do 30%). Maksymalne naprężenia ściskające powstają przy obciążeniu równym średnio 99% P_{ult} , co w zasadzie pokrywa się z faktycznym zupełnym zniszczeniem (utrata globalnej stateczności) konstrukcji.

W toku stopniowego obciążania konstrukcji w sytuacji wyjściowej (gdy oddziałuje tylko ciężar własny) ściskany jest zwykle cały przekrój sklepienia, co oznacza, że linia ciśnień przebiega w środkowej jednej trzeciej części profilu całego łuku, czyli siła wypadkowa w każdym przekroju znajduje się w jego rdzeniu. Po dołożeniu i zwiększaniu obciążenia zewnętrznego wypadkowa przesuwa się poza rdzeń przekroju i stopniowo nabierają znaczenia kolejne kryteria graniczne. Czytelnym zobrażeniem tego procesu jest prezentacja rozwoju położenia linii interakcji, na którą składają się relacje między momentem zginającym M a siłą osiową N w poszczególnych przekrojach sklepienia. W celu uogólnienia zagadnienia siły te podaje się w formie znormalizowanej odpowiednio jako ν i μ zdefiniowane według wzorów:

$$\nu = \frac{N}{BDf_c} \quad (7.1a)$$

$$\mu = \frac{M}{BD^2f_c} \quad (7.1b)$$



Rys. 7.4. Rozwój linii interakcji w obrębie obwiedni μ - ν odpowiadający poziomom obciążenia P_i w przypadku mostów ze sklepieniem o $D = 40$ cm i wyniosłością: a) $r/L = 1/4$ i b) $r/L = 1/2$

Na rysunku 7.4 przedstawiono rozwój znormalizowanej linii interakcji odpowiadający poziomom obciążenia P_i , przy których osiągane są wybrane kryteria i . Te linie interakcji są pokazane w obrębie obwiedni nośności μ - ν wyznaczonej przy założeniu: braku wytrzymałości przy rozciąganiu, prostokątnego rozkładu naprężeń przy ściskaniu równym wytrzymałości przy ściskaniu f_c i granicznych odkształceń ściskających ϵ_{cu} . Na wykresach wskazano linie interakcji zachodzącej przy obciążeniu sklepień o $r/L = 1/4$ i $1/2$ siłami skupionymi zlokalizowanymi w $1/4L$ i o wartościach: $P(f_{c,p})$ i $P(\epsilon_{cu,p})$, wywołującymi osiągnięcie odpowiednio kryterium 2 i 3 w przekrojach p (oznaczonych jak na rys. 7.2) oraz P_{ult} .

Kontrola podanych kryteriów granicznych, w których wykorzystano rozwiązania zarówno numeryczne typu MES, jak i analityczne, oparte m.in. na linii ciśnień [122], [128] czy na obwiedni interakcji, była wielokrotnie realizowana w praktyce. Wielu autorów proponowało różne sformułowanie obwiedni interakcji, np. obwiedni N - M [51] lub N - M - T [195]. Kształty tych obwiedni zależą od przyjętych rodzajów i wartości kryteriów granicznych.

Przyjmując oznaczenia wartości obliczeniowych efektu oddziaływań E_d i odpowiedniej nośności R_d , sprawdzenie SGN sprowadza się do wykazania, że zachodzi nierówność:

$$E_d \leq R_d \quad (7.2)$$

którą można rozwinąć do postaci:

$$E_d = E\{\gamma_G G_k + \lambda \gamma_Q Q_k\} \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (7.3)$$

gdzie:

- G_k, Q_k – charakterystyczne oddziaływania odpowiednio stałe i zmienne,
- γ_G, γ_Q – współczynniki częściowe do oddziaływań odpowiednio stałych i zmiennych,
- λ – mnożnik obciążeń zmiennych,
- R_k – wartość charakterystyczna odpowiedniej nośności,
- γ_M – współczynnik częściowy odpowiedniej właściwości materiału.

Domyślna wartość mnożnika obciążeń zmiennych λ jest równa 1,0, lecz z praktycznego punktu widzenia w trakcie analizy nieliniowej może zostać też zbadany efekt zwiększenia go, np. dwukrotnie, w celu oceny zagrożenia takim przeciążeniem eksploatacyjnym konstrukcji (często nie jest to liniowy przyrost efektów odpowiedzi konstrukcji). Ewentualne uzyskanie równości między efektem obciążenia a nośnością (w odniesieniu do któregośkolwiek z kryteriów) przy zwiększonym mnożniku λ , tj. gdy $E_d(\lambda = \lambda_{cr}) = R_d$, daje wartość λ_{cr} stanowiącą przydatną uzupełniającą informację o nośności konstrukcji.

Według [N43] typowa wartość współczynnika częściowego właściwości muru w analizie SGN wynosi $\gamma_M = 2,0$ (elementy murowe: kategoria I na zaprawie przepisanej, klasa wykonania robót: A), choć może być uznana jako dosyć zachowawcza [67]. Przykładowo: według wytycznych [N22] współczynnik materiałowy w analizie SGN wynosi $\gamma_M = 1,0$. Ustalanie danej właściwości w toku badań materiałowych może być podstawą do przyjmowanie niższej wartości tego współczynnika [67].

Zgodnie z Eurokodem do projektowania konstrukcji murowanych [N43] wytrzymałość charakterystyczną na ściskanie $f_{ck,M}$ elementu murowanego można wyznaczać ze wzoru:

$$f_{ck,M} = \beta_L K_e f_{cb}^{0,7} f_{cm}^{0,3} \quad (7.4)$$

gdzie β_L oznacza współczynnik korekcyjny równy 0,8 przy występowaniu spoiny podłużnej, np. w sklepieniach pierścieniowych, i 1,0 w pozostałych przypadkach, K_e – współczynnik zależny od rodzaju bloków murowych i spoin (równy ok. 0,5), f_{cb}, f_{cm} – wytrzymałości na ściskanie odpowiednio bloków murowych i zaprawy.

Z kolei wytrzymałość charakterystyczną muru przy ścinaniu $f_{vk,M}$ zgodnie z [N43] określa wzór:

$$f_{vk,M} = f_{vko} + 0,4\sigma_d \leq 0,065f_{c,b} \quad (7.5)$$

gdzie f_{vko} oznacza wytrzymałość charakterystyczną na ścinanie przy zerowych naprężeniach ściskających (zwykle dla $MMS \leq 0,1$ MPa), σ_d – wartość średnią obliczeniowych naprężeń ściskających w przekroju w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ścinania w rozważanym elemencie.

Należy tu wyjaśnić, że przytaczając powyższe wzory, posilkowano się 1. edycją Eurokodu 6 [N43], ponieważ w odróżnieniu od 2. edycji [N44] zawiera załącznik krajowy precyzujący ich zapis oraz wartości współczynnika K_e .

Analiza SGN ograniczona do pojedynczego przekroju, bez rozpatrzenia globalnego wyężenia sklepienia (np. badania przebiegu linii ciśnień w całym sklepieniu), nie jest doskonałym podejściem. Analiza prowadzona w ten sposób nie dostarcza informacji na temat poziomu obciążenia, które może doprowadzić do globalnego zniszczenia konstrukcji. Tym samym nie są rozróżnione skrajne przypadki: gdy jednocześnie z powstaniem pierwszego przegubu plastycznego pojawiają się trzy dodatkowe przeguby i konstrukcja natychmiast przekształca się w mechanizm oraz gdy po pojawieniu się pierwszego przegubu konieczny jest znaczny przyrost obciążenia, aby wystąpiły kolejne przeguby i konstrukcja uległa zawaleniu.

7.6. Nośność graniczna

7.6.1. Metoda analizy

Przedmiotem analizy nośności granicznej (NG) w przeciwieństwie do analizy SGN jest tylko obciążenie niszczące całą konstrukcję. Jej zastosowanie w przypadku MMS jest szczególnie przydatne, ponieważ dostarcza informacji na temat globalnego zachowania mostu przy ekstremalnym obciążeniu i wynikającej z tego obciążenia postaci zniszczenia. Metoda ta została opracowana w 1982 r. przez Jacquesa Heymana [128], a jej główną zaletą jest jednoczesne rozpatrywanie pracy całego sklepienia obejmującej niejako odpowiedź jego wszystkich przekrojów.

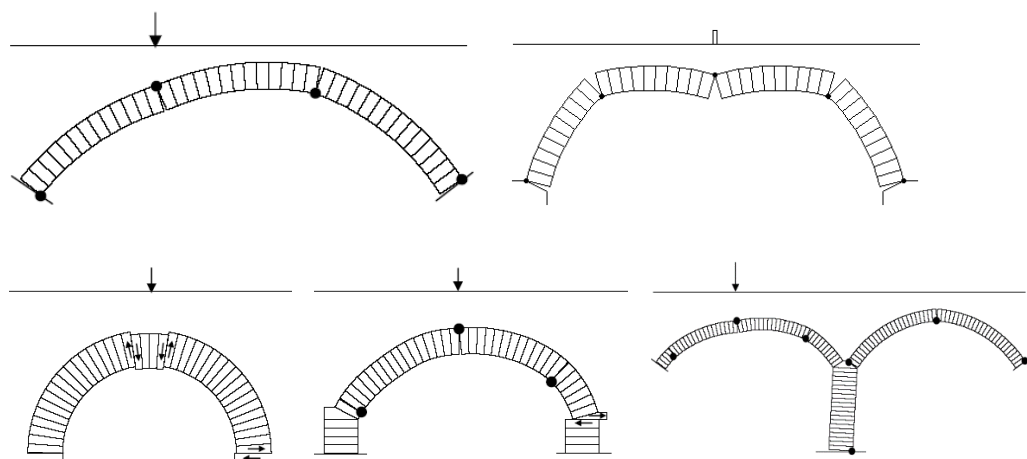
Model obliczeniowy stosowany w analizie NG powinien uwzględniać wszystkie realnie występujące elementy konstrukcji, aby jak najściślej symulować jej zachowanie. Wszystkie dane wejściowe do przeprowadzenia analizy granicznej definiującej zarówno obciążenia, jak i właściwości materiału mają wartości charakterystyczne, czyli nieprzemnożone przez współczynniki częściowe. W efekcie takiej analizy można np. stwierdzić, ilokrotnie większe od poziomu rzeczywistych oddziaływań eksploatacyjnych jest obciążenie prowadzące do globalnego zniszczenia konstrukcji i tym samym określić realistyczny margines bezpieczeństwa. Można też sformu-

łować zadanie odwrotne i do obliczonej wartości obciążenia niszczącego zastosować globalny redukujący współczynnik bezpieczeństwa γ_{NG} i w ten sposób ustalić wartość obciążenia dopuszczalną dla danej konstrukcji. Przykładowo: zgodnie z zaleceniami brytyjskiego Departament Transportu [N15] wspomniany współczynnik bezpieczeństwa w ocenie MMS przy obciążeniu pojedynczą osią powinien wynosić $\gamma_{NG} = 3,4$.

7.6.2. Kryterium oceny

Kryterium granicznym jest utrata globalnej stateczności konstrukcji, która następuje przy niszczącej (granicznej) wartości obciążenia P_{ult} o zadanym schemacie, zwykle występującego jako pionowy nacisk siły skupionej (reprezentującej nacisk pojedynczej osi pojazdu P_0) ustawionej w przekroju w pobliżu jednej czwartej rozpiętości przęsła (obiektu jednoprzęsłowego). Otrzymana w rezultacie analizy granicznej utrata globalnej stateczności sklepienia przyjmuje postać zniszczenia, która odpowiada zadanemu schematowi obciążenia.

Najczęściej występującym efektem jest mechanizm czteroprzegubowy, który jest postacią krytyczną (najłatwiej osiąganą) w przypadku zdecydowanej większości ukształtowań jednoprzęsłowych MMS. Teoretycznie możliwe są również inne mechanizmy, lecz zazwyczaj odpowiadają one scenariuszom obciążenia, które nie są najbardziej niekorzystne dla konstrukcji. Należą do nich np. mechanizm pięcioprzegubowy (w przypadku siły skupionej zlokalizowanej w połowie rozpięto-



Rys. 7.5. Teoretyczne postacie zniszczenia sklepienia wywołane obciążeniem użytkowym

ści) lub mechanizmy obejmujące poślizg poprzeczny między blokami murowymi (głównie przy obciążeniu rozłożonym w grubych i mało wyniosłych sklepieniach) (por. rys. 7.5).

W szczególnych sytuacjach obliczeniowych mogą wystąpić trudności z osiągnięciem pełnego zniszczenia konstrukcji (wywołaniem mechanizmu utraty stateczności). Dotyczy to zwłaszcza przypadków o bardziej złożonych schematach obciążenia (np. pojazdami wieloosiowymi) czy przy analizowaniu masywnych konstrukcji z grubym łukiem o małej wyniosłości lub z dużą miąższością zasyпки nad łukiem. Może wówczas wystąpić tzw. geometryczne zablokowanie łuku lub może dominować nadmierna deformacja samej zasyпки ograniczająca rozwój typowego mechanizmu zniszczenia łuku. Trudności tego rodzaju związane są z ogólnymi cechami MMS, jakimi są ogromna nośność i stabilność geometryczna, przy których jedyny możliwy mechanizm zniszczenia wymaga niekiedy rozważenia rozległego zmiażdżenia materiału lub ogólnej rekonfiguracji układu konstrukcyjnego obejmującej m.in. przemieszczenia podpór.

Wśród dostępnych praktycznych metod analizy opartych na NG szczególnie te, w których stosowane są oszacowanie górne i modele nieciągłe, takie jak metoda kinematyczna [149], analiza sztywnych bloków [116] czy metoda elementów dyskretnych [101], [240], [272], są najbardziej przydatne i skuteczne w określaniu obciążenia granicznego i postaci niszczenia MMS. Ciągłe modele konstrukcji murowanych, takie jak te wykorzystujące makromodelowanie w ramach metody elementów skończonych (MES), są mniej efektywne w symulacji formowania się mechanizmu zniszczenia, głównie ze względu na wspomniany wcześniej problem lokalizacji odkształceń rysujących utrudniający zbieżność rozwiązania. Niemniej jednak, korzystając np. z technik dyskretyzacji muru – mikro- [105], [113], [119] lub mezomodelowania [76], [142], [275] – można uniknąć tego problemu i osiągnąć nośność graniczną konstrukcji również w ramach podejścia „od dołu” w MES.

Przyjmując oznaczenia dla charakterystycznego oddziaływania zmiennego Q_k o zadanym schemacie i obciążenia niszczącego Q_{ult} (prowadzącego do utraty stateczności), osiągnięcie NG definiuje równość:

$$\lambda_{ult} Q_k = Q_{ult} \quad (7.6)$$

gdzie λ_{ult} oznacza graniczną wartość mnożnika obciążenia, odpowiadającą minimalnej wartości mnożnika obciążenia zmiennego powodującej utratę stateczności.

7.6.3. Porównanie analizy SGN i NG

Wybór podejścia do oceny nośności jest uzależniony od celu, w jakim przeprowadzana jest analiza, tj. czy jest ona potrzebna w procesie projektowania nowej konstrukcji, czy sprawdzania istniejącego mostu. W pierwszym przypadku standardowym podejściem jest analiza SGN, w drugim lepiej sprawdzić się może analiza NG. Z powodu wcześniej opisanych problemów przyjmowanie złożonych modeli obciążeń projektowych jest osiągalne jedynie w analizie SGN. Wybór procedury powinien uwzględniać również lepszą kontrolę nad marginesem bezpieczeństwa możliwym do uzyskania w ramach wybranego podejścia. Ponadto wybór ten może być uzależniony od geometrii i cech materiałowych analizowanego obiektu.

Dwa wyżej wymienione podejścia uzupełniają się wzajemnie, dlatego najpełniejszy obraz nośności danej konstrukcji zapewnia zastosowanie ich obu i porównanie uzyskanych rezultatów. Należy więc np. porównać rezerwy nośności λ_{SGN} i λ_{NG} określone z wykorzystaniem nacisku P_0 pojedynczej osi na podstawie odpowiednio SGN i NG, za pomocą poniższych wzorów (oznaczenia por. *Wykaz oznaczeń i skrótów*):

$$\lambda_{SGN} = \frac{P_{0,SGN}}{P_{0,Q}} \quad (7.7)$$

$$\lambda_{NG} = \frac{\gamma_Q P_{0,NG}}{\gamma_{NG} P_{0,Q}} \quad (7.8)$$

Wartości sił w powyższych wzorach uzyskiwane są w toku nieliniowej analizy statycznej polegającej na przyrostowym zadawaniu obciążenia w postaci nacisku P_0 zlokalizowanego w krytycznym położeniu. Uściślając, poziom nacisku $P_{0,Q}$ stanowi obciążenie zastępcze, odzwierciedlające obliczeniowy efekt rozpatrywanego schematu obciążenia Q (np. rzeczywistym taborem i/lub normowego). Ze względu na często zróżnicowany efekt działania obciążenia zastępczego i reprezentowanego pojazdu, który zmienia się na długości sklepienia oraz wraz ze wzrostem wartości oddziaływania, jako odniesienie wybrano punkt krytyczny konstrukcji określony miejscem najwcześniejszego osiągnięcia przez wzrastające naprężenia σ_c wartości wytrzymałości f_{cd} . Takiemu momentowi odpowiada wartość nacisku $P_{0,SGN}$, a $P_{0,NG}$ to wartość tego obciążenia niszcząca cały układ.

Dodatkowo określić można globalny współczynnik bezpieczeństwa γ_{SGN} (według wzoru (7.9)) wynikający z analizy SGN, który można porównywać z powszech-

nie stosowanym globalnym współczynnikiem bezpieczeństwa $\gamma_{NG} = 3,4$ bazującym na NG:

$$\gamma_{SGN} = \frac{\gamma_Q P_{0,NG}}{P_{0,SGN}} \quad (7.9)$$

Wartość dopuszczalna nacisku zastępczą osią $P_{0,dop}$ rozumiana jako obciążenie, które można dopuścić z zapewnieniem bezpieczeństwa konstrukcji, może być obliczona z wykorzystaniem globalnego współczynnika bezpieczeństwa stosowanego do NG ($\gamma_{NG} = 3,4$) według wzoru:

$$P_{0,dop,N} = \frac{P_{0,NG}}{\gamma_{NG}} \quad (7.10)$$

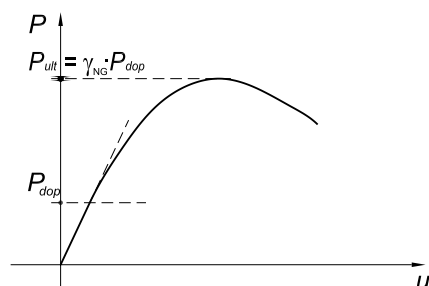
lub stosując analizę SGN i mnożnik obciążenia γ_Q według wzoru:

$$P_{0,dop,S} = \frac{P_{0,NG}}{\gamma_{SGN}} = \frac{P_{0,SGN}}{\gamma_Q} \quad (7.11)$$

Otrzymywane dopuszczalne wartości obciążenia zastępczą osią $P_{0,dop}$ obliczone za pomocą obu podejść są zwykle dosyć podobne [145]. W przypadkach wyniosłych i smukłych łuków częściej wyższe wartości uzyskuje się w ramach analizy SGN [147]. Odwrotna sytuacja występuje wtedy, gdy np. łuk jest gruby i o małej wyniosłości.

Z założenia zastosowanie współczynników γ_{NG} lub γ_{SGN} określa poziom obciążenia $P_0 = P_{0,dop}$, poniżej którego zależność $P-u$ ma liniowy przebieg (rys. 7.6). Z doświadczeń badawczych wynika, że poziom ten stanowi zwykle ok. 30% obciążenia granicznego P_{ult} (rys. 7.3).

Podstawowe cechy analizy SGN i NG, które są stosowane do murowanych mostów sklepionych, zestawiono w tabeli 7.3.



Rys. 7.6. Interpretacja graficzna określenia nacisku $P_{0,dop}$ na podstawie zależności $P-u$

Tabela 7.3. Podstawowe cechy analizy SGN i NG w zastosowaniu do MMS

Rozpatrywana cecha	SGN	NG
Sprawdzany element / przekrój	pojedynczy przekrój sklepienia	całe sklepienie
Kryteria graniczne	naprężenia rozciągające f_t naprężenia ściskające f_c odkształcenia ściskające ε_{cu} naprężenia ścinające f_v	stateczność globalna
Współczynniki bezpieczeństwa	współczynniki częściowe (materiałowe i obciążenia)	współczynnik globalny
Natura wartości parametrów	obliczeniowe	charakterystyczne
Nieliniowość materiałowa	modele liniowe lub nieliniowe	jedynie modele nieliniowe
Zalecany zakres modelowanej części konstrukcji	bez ścian bocznych, nawierzchni	cały model
Schematy obciążenia	dowolne	głównie obciążenie siłą skupioną
Uwzględnianie przemieszczeń podpór	możliwe	nietypowe, niejednoznaczne
Dostępne metody obliczeń	metoda statyczna „od dołu”, MES, linia ciśnień, obwiednie interakcji	analiza sztywnych bloków, metoda kinematyczna „od góry”, MED, MES, linia ciśnień
Zakres prowadzenia analizy przyrostowej	do wystąpienia zniszczenia w pierwszym przekroju, ewentualnie $\lambda \leq 2$	do wystąpienia globalnego zniszczenia układu

7.7. Stany graniczne użytkowości

7.7.1. Sposób analizy

Nie istnieją jednoznaczne, jednogłośnie akceptowane na całym świecie i powszechnie stosowane w odniesieniu do MMS kryteria stanu granicznego użytkowości (SGU). Ugięcia i zarysowania są w przypadku tych konstrukcji bardzo małe, a w związku z tym trudne do wykrycia i zmierzenia, jak i do obliczenia z wykorzystaniem uproszczonej analizy.

Pierwotnie stosowano koncepcję determinowania SGU przez powiązanie go z SGN. Na podstawie badań 10 mostów przeprowadzonych w latach 90. XX wieku przez instytut TRL w Wielkiej Brytanii ustalono stosowany w praktyce przez wiele lat akceptowalny poziom SGU równy 50% obciążenia SGN [78]. Powyżej tego obciążenia obserwowano nagły przyrost przemieszczenia, czyli spadek sztywności sklepienia. Podejście takie jest jednak zbyt zachowawcze, gdy faktyczne poziomy obciążenia odpowiadające SGU i SGN są zbliżone, zaś nieostrożne, gdy poziomy te wyraźnie się różnią.

W późniejszym okresie przy poszukiwaniu kryteriów SGU zaczęto rozpatrywać obciążenia cykliczne. W toku badań filarów murowanych, zrealizowanych przez British Rail Research stwierdzono, że jeżeli poziom obciążeń zmiennych suchych cegieł nie przekracza 50% nośności, to zastosowana może być nieograniczona liczba cykli obciążenia. W sytuacji, gdy materiał jest zawilgocony, konieczne jest większe ograniczenie obciążenia cyklicznego. W przekonaniu autora niniejszej monografii takie podejście stanowi jednak odrębny obszar zachowania konstrukcji, który opisano szerzej w podrozdz. 7.8.

7.7.2. Kryteria oceny

Do składowych odpowiedzi konstrukcji rozpatrywanych przez różnych badaczy przy określaniu kryteriów SGU sklepienia, np. [68], [99], [287], należą m.in.:

- ugięcie sklepienia,
- formowanie się pierwszego przegubu,
- rozwarstwianie się sklepienia,
- separowanie się ścian bocznych od sklepienia,
- głębokość zarysowania przekroju,
- poziom naprężeń,
- przyspieszenia drgań.

W unikalnych brytyjskich wytycznych projektowania nowych mostów murowanych CD 376 [N19] sformułowane są kryteria SGU, które muszą być spełnione w przypadku sklepienia. Ograniczają one mimośród e położenia wypadkowej ściskania (linii ciśnień) w przekroju:

$$e \leq 0,25D \quad (7.12)$$

oraz poziom naprężeń ściskających σ :

$$\sigma \leq 0,4f_{ck} \quad (7.13)$$

Powyższe warunki wiążą się z taką redukcją wyężenia konstrukcji, która zapewni głównie ograniczenie jej uszkodzeń (zwłaszcza zarysowań) i w konsekwencji umożliwi jej długotrwałe użytkowanie.

Zgodnie z [N19] sprawdzanie SGU przy większych wyniosłościach sklepienia ($L/r < 6$) jest pomijane.

Kryterium SGU oparte na przyspieszeniu drgań może wynikać z degradującego wpływu wibracji nie tylko na konstrukcję mostu, lecz także na jego użytkowników lub urządzenia na nim zlokalizowane, co rozpatrywał zespół z udziałem autora niniejszej monografii w odniesieniu do Mostu Pomorskiego we Wrocławiu [38].

Na podstawie wymagań zawartych w przepisach i literaturze przedmiotu oraz doświadczeń własnych zdobytych w praktyce w niniejszej pracy proponuje się zdefiniowanie SGU poprzez ocenę intensywności dekompresji δ sklepienia, która nie powinna być większa niż jej wartość graniczna (δ_{gr}):

$$\delta = \frac{D_t}{D} \leq \delta_{gr} \quad (7.14)$$

gdzie D_t oznacza wysokość nieściskanej strefy przekroju, D – grubość sklepienia.

Kryterium to określa względną głębokość potencjalnego zarysowania sklepienia, co wiąże się z badaniem mimośrodowo wypadkowej siły ściskającej działającej w przekroju. Jako wartość graniczną przyjmuje się δ_{gr} w zakresie 0,7–0,8. Większa dekompresja doraźnie prowadzi do obszernego zarysowania (otwierania się) przekroju sklepienia i może powodować wysuwanie się elementów murowych, a w dalszej perspektywie może przyspieszać degradację materiału i wpływać na trwałość łuku. W tym kontekście kod UIC 778-3R [N71] wymaga, aby mimośród wypadkowej siły ściskającej znajdował się nie bliżej krawędzi przekroju niż $1/12D$, co można przekształcić na warunek wyrażony wzorem (7.14) z $\delta_{gr} = 0,75$.

Proponowane sprawdzenie SGU wymaga zastosowania nieliniowego modelu konstrukcji, jak najwierniej odwzorowującego jej zachowanie, w tym reprezentującego wszystkie jej elementy mające wpływ na rozpatrywaną odpowiedź oraz pomijającego częściowe współczynniki bezpieczeństwa.

Określenie poziomu wyężenia (rezerwy nośności) na podstawie SGU wyraża wzór (oznaczenia por. *Wykaz oznaczeń i skrótów*):

$$\lambda_{SGU} = \frac{\delta_{gr}}{\delta} \quad (7.15)$$

7.8. Trwałość zmęczeniowa

Na podstawie zarówno spostrzeżeń z eksploatacji MMS obciążonych ruchem (zwłaszcza kolejowym) o dużym natężeniu [2], jak i wyników badań doświadczalnych [19], [21], można wnioskować, że mosty murowane ulegają narastającej degradacji wywołanej cyklicznym działaniem obciążeń zmiennych. Dotyczy to zwłaszcza sklepień, w których zmiany stanu wyteżenia podczas przejazdu pojazdów są głównie efektem zginania, obejmującego w skrajnych przypadkach zmienność znaku momentu zginającego. Towarzyszące temu naprzemienne ściskanie i rozciąganie/dekompresja części przekroju prowadzić może do następującego mechanizmu długotrwałej, stopniowej degradacji sklepienia obejmującej kolejno:

- zarysowanie przekroju;
- wykruszania materiału w zarysowanej szczelinie;
- blokowania możliwości zamknięcia zarysowanej szczeliny przekroju przez wykruszone cząstki;
- lokalne miażdżenie/docisk i pękanie materiału wymuszone powstałymi nierównościami w szczelinie;
- przemieszczanie się części sklepienia rozdzielonych szczeliną w nowych kierunkach, wywołujące dodatkowe naprężenia.

Skutkiem obciążeń cyklicznych mogą być też nadmierne i wielokrotne przemieszczenia na styku komponentów murowanych i zasypki, co z kolei może prowadzić do osłabienia interakcji między tymi elementami konstrukcji i w efekcie np. zredukować wielkość parcia biernego i tarcia, mających znaczący wpływ na nośność mostu.

Wskazane procesy wpływają na obniżenie trwałości zmęczeniowej konstrukcji i finalnie prowadzą do jej zniszczenia, nawet mimo doraźnego nieprzekraczania wymagań dotyczących SGN, co powszechnie nazywane jest zmęczeniem. Dodatkowo zachodzą procesy zmęczeniowe w obrębie jednorodnego materiału np. samych cegieł.

W takiej ocenie zachowania konstrukcji MMS w dłuższej perspektywie zastosowanie ma wprowadzony w brytyjskich wytycznych CIRIA C800 [N22] tzw. dopuszczalny stan graniczny (ang. *permissible limit state* – PLS), który dotyczy zmęczeniowego wpływu obciążeń cyklicznych. Niemniej zgodnie z założeniami opracowanej procedury w jej zakres wchodzi zarówno efekty związane z SGU, jak i trwałością zmęczeniową. Rozpatrywanymi są nadmierne przemieszczenia i degradacja materiału [117]. Ocena przeprowadzana jest tymi samymi metodami, co analiza SGN, lecz z innymi wartościami współczynników bezpieczeństwa i szczegółami założeń dotyczących modelu obliczeniowego. Wartość współczynnika materiałowego redukują-

cego wytrzymałość sklepienia jest dwukrotnie wyższa od tego stosowanego w SGN według [N22], a wartość częściowego współczynnika obciążenia wynosi $\gamma_Q = 1,0$, lecz stosowany jest współczynnik dynamiczny. Zaleca się, aby w modelu obliczeniowym uwzględniać to, co sprzyja zwiększonym deformacjom, np.:

- definiować istniejące zarysowania poprzeczne sklepienia;
- modelować bezpośrednio wiotkie podpory lub ich podatność;
- redukować współczynnik parcia biernego gruntu do wartości $K = 1,0$;
- zakładać odkształcalność nawierzchni redukując rozdział poprzeczny obciążenia.

W efekcie takiego sprawdzenia może się okazać, że choć nośność obiektu według SGN jest wystarczająca, nie spełnia on wymagania dotyczącego PLS, co często objawia się jego postępującą degradacją niewynikającą z żadnych innych przyczyn. Dotyczyć to może np. mostów o smukłych filarach i wysokich przyczółkach.

Teoretyczne podstawy stanu PLS bazują głównie na laboratoryjnych badaniach zmęczeniowych sklepień murowanych prowadzonych w Wielkiej Brytanii [19], [21] i opracowanych na ich podstawie krzywych zmęczeniowych $S-N$ [203]. W toku badań przy obciążeniu cyklicznym o wartości ok. 65% analogicznego statycznego obciążenia niszczącego uzyskiwano spadek sztywności i wypadanie cegieł ze sklepienia.

7.9. Odporność awaryjna

7.9.1. Metody analizy

Ważnym elementem oceny zachowania konstrukcji jest odporność awaryjna definiovana jako niewrażliwość na lokalne uszkodzenie (spowodowane np. wyjątkowym oddziaływaniem) pod względem zdolności ograniczania jego rozwoju i możliwości występowania jego niewspółmiernych konsekwencji. Konstrukcja o odpowiedniej odporności nie ulega tzw. postępującej katastrofie, a lokalne uszkodzenia mają tylko miejscowy efekt, niezagrożający bezpieczeństwu całej konstrukcji.

Wymóg sprawdzania odporności awaryjnej nowo projektowanych obiektów budowlanych zawarty jest wprawdzie w Eurokodach, np. [N37], [N39], nie ma w nich jednak żadnych wytycznych, jak należy tego dokonać. Przykłady zastosowania różnych podejść w tym zakresie do MMS można znaleźć w literaturze przedmiotu, np. [209], [288]. Wynika z nich, że w przypadku nawet bardzo intensywnych uszkodzeń obejmujących kluczowe elementy nośne konstrukcję mostów sklepionych charakteryzuje duża odporność awaryjna wyrażana za pomocą rozpatrywanych miar.

Analiza odporności awaryjnej powinna być poprzedzona badaniem istotności poszczególnych obszarów konstrukcji lub warunków brzegowych pod względem ich wpływu na postępującą katastrofę. W konsekwencji globalna miara odporności powinna wynikać z rozpatrywania uszkodzenia w wytypowanych w ten sposób krytycznych obszarach.

Jedną z miar przydatnych w ocenie takiej istotności poszczególnych obszarów konstrukcji może być indeks wrażliwości Γ_i elementu i bazujący na znormalizowanej całkowitej energii odkształcenia układu obciążonego ciężarem własnym [238], którą opisuje wzór:

$$\Gamma_i = (1 - U_{f,i}/U_0)/V_i \quad (7.16)$$

gdzie U_0 i $U_{f,i}$ – całkowite energie odkształcenia odpowiednio układu nieuszkodzonego i układu z uszkodzonym (usuniętym) elementem i , V_i – objętość elementu i .

7.9.2. Kryteria oceny

Wśród wielu podejść do oceny odporności awaryjnej są podejścia obejmujące jej miary deterministyczne bądź probabilistyczne. Do tych, za pomocą których opisuje się odporność awaryjną konstrukcji, należą: redundancja, wrażliwość na uszkodzenia, konstrukcyjna tolerancja uszkodzeń oraz indeks istotności. Stosowane są również podejścia bazujące na sztywności, uszkodzeniu i energii zniszczenia układu.

W jednej z pierwszych analiz redundancji awaryjnej konstrukcji [111] autorzy zastosowali miary deterministyczne i probabilistyczne. W ramach podejścia deterministycznego redundancję konstrukcji oznaczaną jako R określali według wzoru (7.17) przez rezerwę nośności występującą między uszkodzeniem elementu a całkowitym zniszczeniem (katastrofą) całej konstrukcji:

$$R = \frac{L_{\text{Intact}}}{L_{\text{Intact}} - L_{\text{damaged}}} \quad (7.17)$$

gdzie L_{Intact} oznacza obciążenie niszczące konstrukcji bez uszkodzeń, L_{damaged} – obciążenie niszczące konstrukcji z uszkodzonym jednym lub kilkoma elementami.

W tej definicji redundancja przyjmuje wartość 1, gdy konstrukcja nie ma zapasu nośności, natomiast zmierza do nieskończoności, gdy uszkodzenie nie ma wpływu na rezerwę nośności konstrukcji.

Ponadto ci sami autorzy w celu uwzględnienia losowego charakteru bezpieczeństwa wprowadzili probabilistyczny wskaźnik redundancji β_R o wzorze:

$$\beta_R = \frac{\beta_{\text{Intact}}}{\beta_{\text{Intact}} - \beta_{\text{damaged}}} \quad (7.18)$$

gdzie β_{Intact} oznacza wskaźnik niezawodności konstrukcji bez uszkodzeń, β_{damaged} – wskaźnik niezawodności konstrukcji uszkodzonej.

Przy takim podejściu konstrukcja jest odporna na uszkodzenie (ma wysoką odporność awaryjną), gdy wartość β_R jest bliska nieskończoności, zaś dla małej odporności wartość β_R zbliża się do 1. Zastosowanie wskaźnika redundancji jako miara odporności awaryjnej opisano też w [285].

Inne podejście zaproponowano w [172], gdzie do opisanego ogólnie rozumianej odporności awaryjnej wykorzystane zostały pojęcia konstrukcyjnej wrażliwości oraz tolerancji na uszkodzenia. Pojęcia te są przeciwstawne, czyli konstrukcja o dużej wrażliwości ma małą tolerancję na uszkodzenia i na odwrót. Wrażliwość układu konstrukcyjnego jest wyrażana wzorem:

$$V = \frac{P(r_d, S)}{P(r_0, S)} \quad (7.19)$$

gdzie:

r_d – nośność ustroju uszkodzonego,

r_0 – nośność ustroju nieuszkodzonego,

S – obciążenie,

$P(r, S)$ – prawdopodobieństwo awarii konstrukcji jako funkcja nośności ustroju i obciążenia.

Wrażliwość układu może zmieniać się od 1, gdy uszkodzenie nie ma wpływu na nośność tego ustroju, do nieskończoności, gdy ma bardzo duży wpływ na nośność.

Z kolei tolerancja na uszkodzenia T_d , jako odwrotność wrażliwości V , została przedstawiona za pomocą wzoru:

$$T_d = \frac{P(r_0, S)}{P(r_d, S)} \quad (7.20)$$

Autorzy [22] zdefiniowali odporność awaryjną jako opartą na ryzyku bezpośrednim R_{Dir} (związanym z bezpośrednimi konsekwencjami potencjalnych uszkodzeń konstrukcji) oraz na ryzyku niebezpośrednim R_{Ind} (związanym z ich konse-

kwencjami niebezpośrednimi). Ryzyko niebezpośrednie może być rozumiane jako to związane z konsekwencjami niewspółmiernymi do ich przyczyny (uszkodzeń). Zatem odporność awaryjna ustroju wynika z udziału tego ryzyka niebezpośredniego w całkowitym ryzyku i określa ją wzór:

$$I_{\text{Rob}} = \frac{R_{\text{Dir}}}{R_{\text{Dir}} + R_{\text{Ind}}} \quad (7.21)$$

Indeks I_{Rob} przyjmuje wartości w zakresie od 0, gdy całkowite ryzyko powodują niebezpośrednie konsekwencje, do 1, gdy system jest w pełni odporny, czyli o zerowym ryzyku wystąpienie nieproporcjonalnych konsekwencji uszkodzeń.

W pracy [48] zaproponowano deterministyczną miarę ρ nazwaną indeksem odporności, o wzorze:

$$\rho = \frac{f_0}{f_d} \quad (7.22)$$

gdzie f_0 i f_d oznaczają wskaźniki nośności odpowiednio nieuszkodzonego i uszkodzonego ustroju.

Przyjęte wskaźniki nośności uwzględniają parametry macierzy sztywności, przemieszczenia wybranych punktów konstrukcji oraz pseudo obciążenia. Uszkodzenie jest traktowane jako ciągła zmienna, zatem odporność awaryjna konstrukcji nie ma pojedynczej wartości, lecz uzyskuje różne wartości, zależnie od poziomu uszkodzenia, co jest istotnym udoskonaleniem.

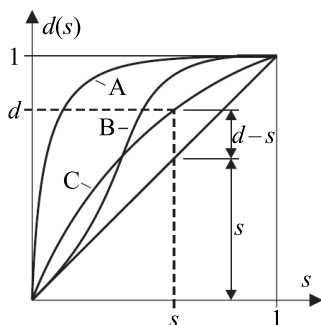
Różne postaci zniszczenia konstrukcji i związane z nimi różne miary odporności, które w przeciwieństwie do wcześniej opisanego podejścia dają pojedyncze wartości odporności, rozpatrzono w [262]. Zaproponowano na przykład określenie odporności R_s z wykorzystaniem oceny sztywności ustroju, które opisuje wzór:

$$R_s = \min_j \left(\frac{\det \mathbf{K}_j}{\det \mathbf{K}_0} \right) \quad (7.23)$$

gdzie $\mathbf{K}_0$ i $\mathbf{K}_j$ oznaczają macierze sztywności układu konstrukcyjnego odpowiednio nienaruszonego i z usuniętym pojedynczym komponentem lub połączeniem j .

Tak zdefiniowana miara, jak pokazali badacze na analizowanych przez siebie przykładach, nie obrazuje jednak w pełni obniżenia nośności konstrukcji wywołanego uszkodzeniem.

Inna miara, którą zaproponowali, $R_{\text{d,int}}$ bazuje na początkowym uszkodzeniu i jego bezpośrednich skutkach. Wyraża ją wzór:



Rys. 7.7. Warianty rozwoju uszkodzeń konstrukcji o różnym poziomie odporności awaryjnej [262]

$$R_{d,int} = 1 - 2 \int_0^1 (d(s) - s) ds \quad (7.24)$$

gdzie $d(s)$ oznacza maksymalny względny zasięg całkowitego uszkodzenia obejmującego i wywołanego przez początkowe uszkodzenie, s – względny zasięg początkowego uszkodzenia.

W ten sposób określona odporność $R_{d,int}$ osiąga wartości od 0, przy braku odporności awaryjnej, do 1, przy pełnej odporności na uszkodzenia. Na rysunku 7.7 przedstawiono graficzną interpretację wzoru (7.24) z wykorzystaniem trzech wariantów rozwoju uszkodzeń, występujących w konstrukcjach o małej (A) i dużej (B i C) odporności na rozwój początkowego uszkodzenia. Zgodnie ze wzorem (7.24) wartości odporności konstrukcji B i C są jednakowe (pola pod wykresami), choć bardziej pożądane zachowanie odzwierciedla krzywa konstrukcji B, w przypadku której mały zasięg początkowego uszkodzenia powoduje całkowite uszkodzenie o mniejszym zasięgu niż w przypadku konstrukcji C.

Wobec wyżej przedstawionych miar opartych na sztywności i zasięgu uszkodzenia, które w sposób wykluczający się są obrazowe lub łatwe do obliczania, zaproponowano trzecie ujęcie odporności awaryjnej oparte na energii. Opisuje je wzór:

$$R_e = 1 - \max_j \left(\frac{E_{r,j}}{E_{s,k}} \right) \quad (7.25)$$

gdzie R_e oznacza odporność opartą na energii, $E_{r,j}$ – energię wywołaną początkowym uszkodzeniem komponentu j i dostępną dla uszkodzenia następnego elementu k , $E_{s,k}$ – energia potrzebna do wywołania uszkodzenia kolejnego elementu k .

Na podstawie wcześniejszych doświadczeń innych badaczy autorzy [74] przedstawili podejście analogiczne do tego sformułowanego w [262], bazujące na zasięgu uszkodzenia i zaproponowali definicję odporności awaryjnej określoną wzorem:

$$I_{R,D} = \int_{D=0}^{D=1} f(D) dD \quad (7.26)$$

gdzie D oznacza znormalizowaną wielkość uszkodzenia, $f(D)$ – znormalizowaną nośność konstrukcji z uszkodzeniem D .

Główną zaletą tego rozwiązania jest możliwość uwzględnienia ciągłości zmiennej uszkodzenia D i w związku z tym precyzyjnego obliczenia odporności. Jednocześnie dzięki wykorzystaniu w definicji funkcji $f(D)$ (zgodnie ze wzorem (7.26)), tak sformułowana odporność awaryjna bezpośrednio odnosi się do nośności konstrukcji. Zastosowanie znormalizowanych wartości umożliwia uzyskanie wartości odporności z przedziału $\langle 0,1 \rangle$.

W przypadku MMS ta ostatnia spośród wymienionych miar odporności awaryjnej wydaje się szczególnie przydatna, ponieważ pozwala rozpatrywać dowolny zakres uszkodzenia sklepienia murowanego z pominięciem definiowania umownych komponentów konstrukcji kolejno podlegających awarii, rozpatrywanych w innych podanych sformułowaniach odporności. Ten obszar analiz obejmuje jednak bardzo obszerne zagadnienie mogące stanowić temat odrębnego opracowania, stąd nie jest dalej zgłębiany w niniejszej pracy.

7.10. Rodzaje oddziaływań

Istotą analizy zachowania mechanicznego MMS jest badanie odpowiedzi ich konstrukcji na różnego rodzaju oddziaływania towarzyszące im w ciągu cyklu życia. Wśród podstawowych wpływów (analizowanych w literaturze przedmiotu przez różnych badaczy) należy wymienić:

- obciążenia stałe (grawitacyjne) – ciężar własny elementów konstrukcyjnych i wyposażenia;
- eksploatacyjne obciążenia ruchome taborem [53], [99], [108], [289];
- oddziaływania termiczne [156];
- parcie i wypór wody [186], [191];
- wpływ przemieszczeń podpór [100], [132], [192], [274], [291];
- wpływy reologiczne (pełzanie) [64];

- uderzenia pojazdów lub ciał obcych przemieszczających się pod przęsłem lub po pomoście [73], [115], [191];
- wpływ technologii wznoszenia [64], [272].

Przy uwzględnianiu poszczególnych wpływów potencjalnie istotne jest rozpatrywanie ich czasu trwania i sekwencji, jak i wynikającego z tego ich przestrzennego zakresu, a dotyczy to zwłaszcza procesu wznoszenia MMS. Typowa chronologiczna kolejność i zakres głównych oddziaływań na most murowany w trakcie jego życia są następujące:

- 1) Ciężar własny sklepienia – oddziałuje jedynie na sklepienie (po opuszczeniu krążyn) i podpory.
- 2) Ciężar własny ścian bocznych – oddziałuje jedynie na sklepienie i podpory.
- 3) Ciężar własny zasypki i nawierzchni – oddziałuje na ściany boczne, sklepienie i podpory.
- 4) Obciążenia eksploatacyjne – oddziałują na pełną konstrukcję.

Niemniej jednak, biorąc pod uwagę zaawansowany wiek zdecydowanej większości przedmiotowych obiektów i wynikający z tego długi czas trwania oddziaływań grawitacyjnych, można przyjąć, że zjawiska reologiczne, a zwłaszcza pełzanie materiału murowego odegrało już zasadniczą rolę i spowodowało redystrybucję efektów sekwencyjnego występowania obciążeń w obrębie konstrukcji i tym samym ich zanik. To w konsekwencji eliminuje potrzebę rozpatrywania faz wznoszenia konstrukcji, a analiza wpływu ciężaru własnego całego obiektu w jednym kroku może odzwierciedlać realny rozkład sił wewnętrznych w starym MMS.

Rozpatrywane scenariusze i schematy obciążeń zależą w pierwszej kolejności od obszaru oceny zachowania konstrukcji. Obciążenia stałe konstrukcji są uwzględniane we wszystkich rodzajach analiz jako stan wyjściowy do rozpatrywania dalszych wpływów. W analizie SGN dodatkowo kluczowe są schematy normowe obciążeń ruchomych, co obejmuje głównie pionowe naciski osi/kół pojazdów i obciążenia rozłożone oraz obciążenia poziome – zwłaszcza pochodzące od hamowania/przyspieszania taboru. W przypadku szczególnych konstrukcji, np. obiektów o długich przęsłach lub wysokich filarach, istotne mogą być też oddziaływania termiczne lub parcie wiatru. W analizie nośności granicznej zwykle decydujące znaczenie ma obciążenie skupione reprezentujące nacisk pojedynczej (umownej) osi pojazdu, ponieważ za jego pomocą najłatwiej jest wywołać mechanizm zniszczenia sklepienia – szczególnie mechanizm 4-przegubowy. W stanie granicznym użyteczności dodatkowo rozpatrywane są zwłaszcza wpływy obciążeń ruchomych, które prowadzą do efektów (odpowiedzi konstrukcji) wymienionych w podrozdz. 7.7.2. Przy ba-

daniu trwałości zmęczeniowej analizowany jest wpływ zmienności obciążeń ruchomych, który prowadzi do degradacji materiału i obniżenia sztywności całego układu konstrukcyjnego (por. podrozdz. 7.8). Do sprawdzania odporności awaryjnej bywają stosowane same obciążenia stałe (gdy analizowane jest uszkodzenie konstrukcji) albo wpływ przemieszczeń podpór, uderzeń obiektów ruchomych w konstrukcję lub wpływ oddziaływania wody (por. podrozdz. 7.11.5).

Ciężar własny elementów murowanych i zasypki ma często korzystny wpływ w analizie stanów granicznych konstrukcji [N22], gdyż ogranicza utratę stateczności sklepienia (przeciwdziała formowaniu się jego mechanizmu zniszczenia) i redukuje wpływ obciążeń zmiennych (przez zmniejszanie mimośrodów linii ciśnień w sklepieniu). Stąd przy sprawdzaniu stateczności konstrukcji MMS z wykorzystaniem współczynników bezpieczeństwa podstawowym mnożnikiem ciężaru własnego może być 1,0 lub nawet wartość $<1,0$ (np. zgodnie z Eurokodem 7 [N45] dla korzystnych oddziaływań stałych wynosi on 0,9). Natomiast współczynnik zwiększający stosowany do obciążeń stałych może być istotny np. przy sprawdzaniu wytrzymałości podpór (przy wywoływaniu ich maksymalnego ściskania).

W związku z powyższym opisanym efektem oddziaływania ciężaru własnego obciążenia ruchome (taborem) mają mniejsze znaczenie w przypadku dużych obiektów, o długich przęsłach, ponieważ proporcja wpływu obciążeń zmiennych do stałych jest mała. Do obciążeń ruchomych stosowany jest współczynnik dynamiczny obliczany np. według [N40], który jednak nie odzwierciedla w pełni efektów wzbudzenia w analizowanych złożonych zagadnieniach, mocno zależnych od konkretnej konfiguracji układu konstrukcyjnego i jego obciążenia [58]. Współczynnik ten jest redukowany w przypadku obiektów o wysokim naziomiu nad sklepieniem, co odzwierciedla łagodzenie drgań przez zasypkę gruntową. Ponadto w przypadku obciążeń taborem kolejowym według procedury podanej w [N40] współczynnik ten jest zależny m.in. od długości miarodajnej przęsła (przy tym od ich liczby) oraz pierwszej częstotliwości pionowych drgań własnych. Długość miarodajną należy przyjmować jako równą połowie rozpiętości teoretycznej (w przypadku obiektów jednoprzęsłowych) lub dwukrotnej rozpiętości w świetle (w przypadku obiektów wieloprzęsłowych), co nawiązuje do spodziewanej pierwszej pionowej postaci drgań z ekstremalną amplitudą odpowiednio w $1/4L$ lub w $1/2L$.

Szczególnym przypadkiem obciążenia jest parcie i wypór wody, które mogą zagrażać stabilności całej konstrukcji. W ekstremalnej sytuacji, gdy stan wody jest na tyle wysoki, że most znajduje się całkowicie pod wodą, należy uwzględnić redukcję ciężaru objętościowego elementów konstrukcji o wielkość wyporu. W szczegól-

nie niekorzystnym przypadku podwyższonego stanu wody i przy występowaniu szczelnej hydroizolacji na sklepieniu i ścianach bocznych, krótkotrwałym efektem jest bezpośrednie oddziaływanie definiowane jako wypór wody na podniebienie sklepienia.

7.11. Przykłady oceny kondycji technicznej

7.11.1. Ogólna charakterystyka przypadków

Poniżej przedstawiono przykłady oceny kondycji technicznej wybranych istniejących MMS, która została dokonana przez autora niniejszej monografii w ramach praktyki badawczo-inżynierskiej. Przykłady te obejmują część zagadnień poruszonych w poprzednich rozdziałach niniejszej pracy, w tym sposoby określania cech (rozdz. 4), badania monitorujące (rozdz. 5) i modelowanie numeryczne (rozdz. 6). Analizowane obiekty częściowo zostały już opisane, dlatego poniżej podano jedynie informacje uzupełniające.

Dobierając poniższe przykłady, kierowano się dążeniem do jak najszerzego omówienia wybranych problemów poprzez wybór konstrukcji zróżnicowanych pod względem liczby przęseł (1–8), rodzaju materiału (cegłane, kamienne, mieszane), kształtu sklepienia (wycinkowe lub eliptyczne, o stałej lub zmiennej grubości), szerokości (4,4–16 m), wysokości naziomu (0,2–1,7 m).

W ramach prezentowanych ocen zachowania konstrukcji rozpatrywano: stan graniczny nośności SGN, nośność graniczną NG, stan graniczny użytkowalności SGU i odporność awaryjną, zgodnie z ich charakterystykami i założeniami podanymi w podrozdz. 7.1–7.11. W podsumowaniu analizy każdego obiektu zebrano wnioski, świadczące o specyficznych cechach (parametrach technicznych) i zachowaniu konstrukcji, ogólnie określając w ten sposób ich kondycję techniczną.

7.11.2. Most nad rzeką Witoszówką w Świdnicy

Most (por. podrozdz. 5.6.5) poddano ocenie zachowania w zakresie: odpowiedzi na typowe obciążenia użytkowe, stanu granicznego nośności (SGN), nośności granicznej (NG) i stanu granicznego użytkowalności (SGU). W analizach zastosowano model 2D+ zaproponowany i wykalibrowany zgodnie z podrozdz. 6.7.6 oraz model 2D (o szerokości $B_{\text{eff}} = 4,10$ m) o jednakowych parametrach materiałowych. Ten pierwszy posłużył do analizy odpowiedzi na realne obciążenia użytkowe i normowe oraz

porównania jej wyników z warunkami SGN i SGU sklepienia i filara, a model 2D – do zachowawczej symulacji osiągnięcia SGN i NG.

Wartości parametrów materiałów sklepień i filara przyjęte w analizach ustalono na podstawie wyników kalibracji (por. podrozdz. 6.7.6), dodatkowej wizualnej oceny jakości i rodzaju elementów murowych i spoin oraz literatury przedmiotu. W związku z tym wytrzymałość cegieł przy ściskaniu określono na podstawie średniej wartości wynikającej z zależności między tą wytrzymałością a modułem sprężystości E_{cb} [198] według wzoru (3.1).

Wytrzymałość na ściskanie f_{cm} zidentyfikowanej zaprawy wapiennej założono jako równą 1,5 MPa. Przyjęto wartość współczynnika materiałowego równą 2,0, czyli odpowiadającą wysoce prawdopodobnej sytuacji bardzo dobrej jakości użytego materiału (cegły kategorii I) i prowadzenia robót (klasy A) w trakcie wznoszenia obiektu w centrum Świdnicy oraz zastosowaniu przepisanej zaprawy (zgodnie z nomenklaturą Eurokodu 6). Stąd obliczone wartości parametrów materiałowych oraz uzyskaną wytrzymałość obliczeniową muru podano w tabeli 7.4.

Wartości pozostałych parametrów wytrzymałościowych materiałów zastosowane w modelach przyjęto jako wartości zachowawcze, czyli bezpieczne, odpowiadające cechom materiałów zastosowanych w innych podobnych konstrukcjach zło-

Tabela 7.4. Parametry materiałowe części murowanych i ich wartości przyjęte w obliczeniach dotyczących mostu w Świdnicy

Parametr	Symbol	Wartość	Jednostka
Moduł sprężystości elementów murowych	E_b	5,5	[GPa]
Wytrzymałość elementów murowych	f_{cb}	18,3	[MPa]
Wytrzymałość zaprawy	f_{cm}	1,5	[MPa]
Współczynnik rodzaju muru	K_e	0,45	[–]
Wytrzymałość charakterystyczna muru	$f_{ck,M}$	3,9	[MPa]
Współczynnik materiałowy	γ_m	2,0	[–]
Wytrzymałość obliczeniowa muru	$f_{cd,M}$	2,0	[MPa]

Tabela 7.5. Wartości dodatkowych parametrów wytrzymałościowych materiałów zastosowane w obliczeniach dotyczących mostu w Świdnicy

f_{tm} [MPa]	μ_f [–]	φ [°]	c [kPa]	ψ [°]
0,05	0,5	35	5	5

Tabela 7.6. Obciążenia stałe

Rodzaj obciążenia	Ciężar objętościowy	$\gamma_G +$	$\gamma_G -$	Wartość obliczeniowa	
				$\gamma_G +$	$\gamma_G -$
	[kN/m ³]			[kN/m ³]	
Komponenty murowane	19,0	1,35	1,0	25,6	19,0
Zasyпка gruntowa	18,5	1,35	1,0	25,0	18,5
	[kN/m ³]			[kN/m ³]	
Podsypka tłuczniowa	20,0	1,35	1,0	27,0	20,0
	[kN/m]			[kN/m]	
Nawierzchnia kolejowa	6,0	1,35	1,0	8,1	6,0

kalizowanych w okolicy analizowanego obiektu (na podstawie danych własnych). Zestawiono je w tabeli 7.4, a oznaczenia przyjęto jak w *Wykazie oznaczeń i skrótów*. W przypadku zasyпки przyjęto model wytrzymałościowy według Druckera-Pragera (por. podrozdz. 6.5).

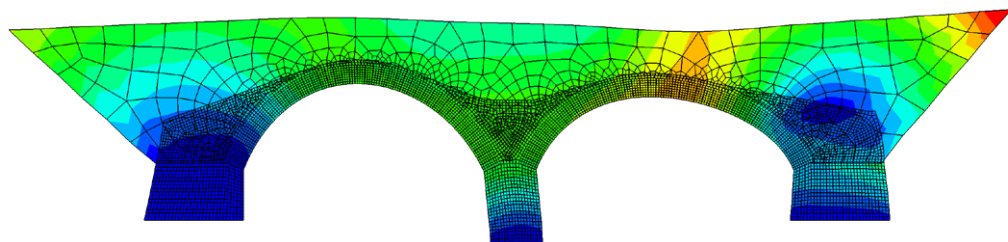
Uwzględniono następujące obciążenia pochodzące od ciężaru własnego konstrukcji, których wartości podano w tabeli 7.6:

- ciężar komponentów murowanych (sklepienia, podpór, ścian bocznych i nadbudowy);
- ciężar zasyпки gruntowej oraz podsypki tłuczniowej;
- ciężar nawierzchni kolejowej – liniowe obciążenie zewnętrzne o wartościach normowych (łącznie ciężar szyny UIC 60 wynoszący 1,2 kN/m i podkładów strunobetonowych – 4,8 kN/m).

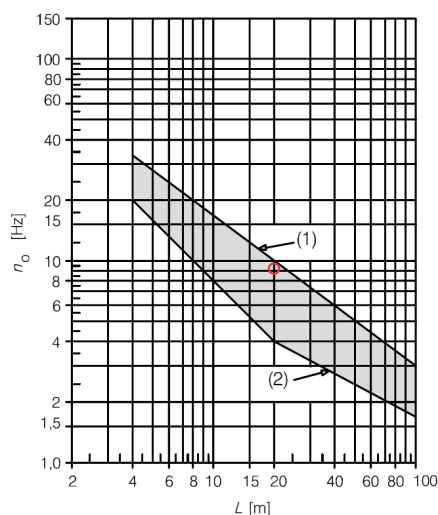
Ponadto uwzględniono obciążenie ruchome taborem kolejowym, rozpatrując krytyczne schematy obciążenia, spośród których najbardziej niekorzystne ze względu na efekty statyczne w różnych przekrojach konstrukcji są te obejmujące następujące położenia wypadkowej nacisku (oznaczającej nacisk osi całego pojazdu lub osi jednego z wózków pojazdu):

- S1: ustawienie wypadkowej nad $1/4L$ sklepienia;
- S2: ustawienie wypadkowej w środku rozpiętości przęsła;
- S3: ustawienie wypadkowej nad osią filara;
- S4: ustawienie osi całego pojazdu w osi filara.

Jednocześnie rozpatrywano wpływ ewentualnego hamowania (skierowanego w stronę filara) oznaczany dodatkowo literą H.



Rys. 7.8. Pierwsza postać drgań pionowych mostu w Świdnicy



Objaśnienia

- (1) Górna granica częstotliwości drgań własnych
- (2) Dolna granica częstotliwości drgań własnych

Rys. 7.9. Zakres granicznych wartości n_0 w funkcji długości miarodajnej przęsła L_ϕ według [N40]

Prezentowane analizy obejmują wpływ obciążenia ruchomego pojazdami rzeczywistymi (lokomotywą ST44) oraz normowymi (model LM71 według [N40]). Każdą siłę nacisku osi analizowanego taboru zamieniono na obciążenia rozłożone za pomocą sztywnych elementów obciążających o długości 25 cm, do których przykładane były siły skupione o podanych wartościach. Obciążenie wywołane hamowaniem i przyspieszaniem pociągów rzeczywistych wyznaczono zgodnie z [N40] jako 25% nacisku pionowego.

Wpływ dynamiczny kolejowych obciążeń ruchomych jest uwzględniony przez pomnożenie wartości statycznych przez współczynnik dynamiczny [N40]. Jego

wartość w odniesieniu do pociągów rzeczywistych wyznaczono według [N40, Załącznik C], przyjmując standardowe utrzymanie toru i prędkość ruchu taboru $V = 80$ km/h oraz wykorzystując częstotliwość n_0 pierwszej postaci drgań pionowych konstrukcji. Wartość $n_0 = 9,14$ Hz uzyskano w toku analizy modalnej przeprowadzonej za pomocą modelu 2D+ (por. rys. 7.8).

Jednocześnie sprawdzono, czy uzyskana częstotliwość n_0 znajduje się w przedziale $\langle n_0^d; n_0^g \rangle$, tj. $\langle 4,0; 10,08 \rangle$ Hz, zgodnie z wykresem na rys. 7.9 (przy długości miarodajnej $L_\phi = 20$ m). Potwierdza to małą podatność dynamiczną konstrukcji, która umożliwia pominięcie konieczności prowadzenia szczegółowej dynamicznej analizy czasowej drgań wymuszonych.

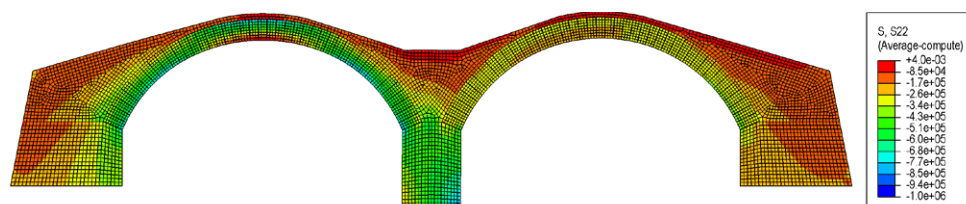
Obliczenie wartości współczynnika dynamicznego obciążenia normowego oraz obciążenia taborem rzeczywistym analizowanego mostu zamieszczono w tabeli 7.7.

Tabela 7.7. Wyznaczenie współczynnika dynamicznego do obliczeń mostu w Świdnicy

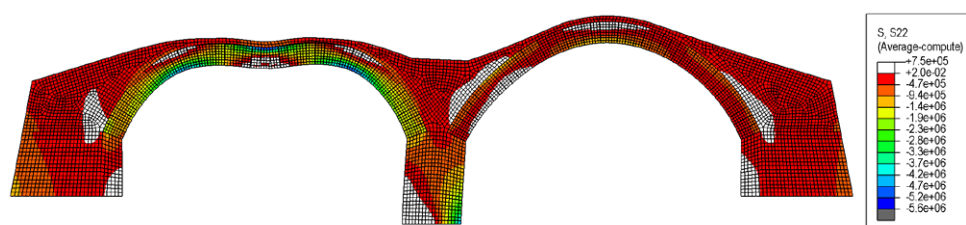
Parametr	Symbol	Wartość	Jednostka
Rozpiętość w świetle	L_0	10,0	[m]
Rozpiętość miarodajna	L_ϕ	20,0	[m]
Współczynnik dynamiczny obciążenia normowego	Φ_3	1,236	[-]
Zredukowany współczynnik dynamiczny	$\Phi_{3,red}$	1,146	[-]
Prędkość taboru	v	80,0	[km/h]
Pierwsza częstotliwość drgań	n_0	9,14	[Hz]
Współczynnik dynamiczny taboru rzeczywistego	$\Phi = 1 + \varphi' + \varphi''$	1,311	[-]

Ocenę odpowiedzi mostu przeprowadzono w toku nieliniowej analizy statycznej. Rozpatrzono krytyczne poziomy wyteżenia, kluczowe dla rozważanych obszarów oceny, tj. SGN, NG i SGU. Wyznaczono m.in. rozkłady naprężeń obwodowych σ_{22} w sklepieniach wywołanych obciążeniem lokomotywą ST44 (w modelu 2D+) oraz obciążeniem granicznym P_{ult} (w modelu 2D) (por. rys. 7.10 i 7.11). Przy obciążeniu P_{ult} oceniono również postać zniszczenia (miejsca formowania się przegubów plastycznych – rys. 7.12), którą dodatkowo porównano z mechanizmem zniszczenia konstrukcji (rys. 7.13) wyznaczonym za pomocą komercyjnego programu LimitState:RING [W12].

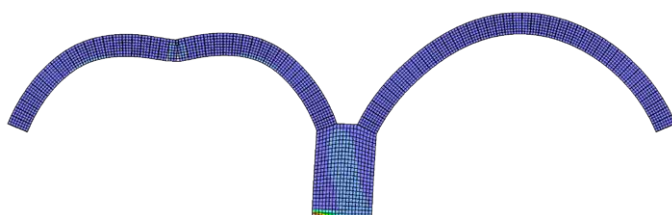
W tabeli 7.8 zestawiono wyniki liczbowe analiz obejmujące wartości lokalnie maksymalne naprężeń ściskających $\sigma_c = \sigma_{22}$, tj. obwodowych w sklepieniu i pionowych w filarze, oraz wartości maksymalne intensywności dekompresji δ w sklepieniu, które porównano z wartościami granicznymi, wywołane: samym obciążeniem stałym G, obciążeniem stałym wraz z dodatkowym obciążeniem rzeczywistym tabo-



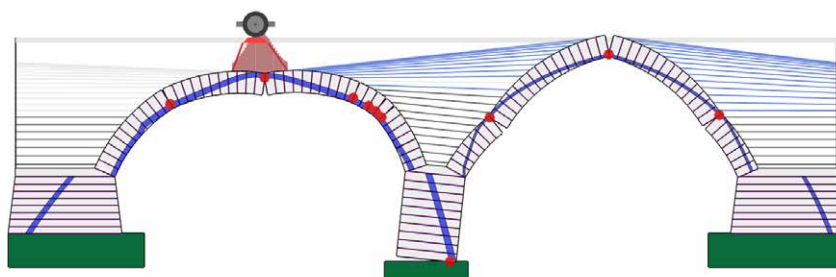
Rys. 7.10. Rozkład σ_{22} w elementach murowanych przy obciążeniu lokomotywa ST44



Rys. 7.11. Rozkład σ_{22} w elementach murowanych przy obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/2$



Rys. 7.12. Postać zniszczenia mostu (rozkład ϵ_{max}) przy obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/2$



Rys. 7.13. Postać zniszczenia mostu przy obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/2$ według programu LimitState:RING

Tabela 7.8. Wyniki obliczeń σ_c i δ mostu w Świdnicy

Obciążenie		x _q	Model	Maksymalne naprężenia σ _c w sklepieniu				Maksymalne δ w sklepieniu		Maksymalne naprężenia σ _c w filarze				
rodzaj	schemat			σ _c [MPa]	przekrój x _k	krawędź w	δ [-]	przekrój x _k	krawędź w	σ _c [MPa]	przekrój z	strona (L/P)		
G	-	-	2D+	0,50	0	w _d				0,57	0	L		
				0,35	L/4	w _d				0,56	h _p	L		
				0,29	L/3	w _g				-	-	0,57	0	P
				0,31	L/2	w _g				0,56	h _p	P		
				0,60	L	w _d								
+Q _R (ST44)	S1	L/4	2D+	0,93	0	w _d	0,12	L/3	w _d	1,00	0	P		
	S1	L/4		0,80	L/3	w _g	0,12	L/3	w _d	0,72	h _p	L		
	S2	L/2		0,74	L/2	w _g	0,00	-	-	1,02	0	P		
	S2	L/2		0,80	L	w _d	0,00	-	-	1,00	0	P		
	S3	L		0,92	L	w _d	0,06	L/3	w _d	1,10	0	P		
	S4H	L*		0,85	L	w _d	0,07	2/3L	w _d	0,90	h _p	L		
+Q _N (LM71)	S1	L/4	2D+	1,15	L/3	w _g	0,25	L/3	w _d	1,15	0	P		
	S2H	L/2		1,12	L/2	w _g	0,13	L/2	w _d	1,44	0	P		
	S2H	L/2		1,24	L	w _d	0,13	L/2	w _d	1,44	0	P		
	S2	L/2		1,22	L	w _d	0,12	L/2	w _d	1,34	0	P		
	S4	L*		0,98	L	w _d	0,19	2/3L	w _d	0,89	h _p	L		
+λ _{cr} ×Q _N	S1	L/4	2D+	1,88	L/3	w _g	0,30	L/3	w _d	1,65	0	P		
	S2H	L/2		2,0	L/4	w _d	0,16	L/2	w _d	2,2	0	P		
			f _{cd} =		2,0	δ _{gr} =		0,75	f _{cd} =		2,0			

Tabela 7.9. Sprawdzenie SGN, NG i SGU mostu w Świdnicy

Obciążenie		x_q	Model	Obciążenie zastępcze / graniczne naciskiem osi			$\delta_{\max}$ w sklepieniu		Ocena wyężenia		
rodzaj	schemat			P_0 [kN]	kryterium	p.k.*	δ [-]	p.k.*	λ_{SGN}	λ_{NG}	λ_{SGU}
$P_{0,R}$	S2	L/2	2D+	650	$\sigma_c = \sigma_c(G+Q_R/S2)$	$x_k=L/2$, $w=w_g$	0,15	$x_k=L/2$, $w=w_d$	2,59	3,31	5,00
$P_{0,N}$				980	$\sigma_c = \sigma_c(G+Q_N/S2)$	$x_k=L/2$, $w=w_g$	0,30	$x_k=L/2$, $w=w_d$	1,72	2,20	2,50
$P_{0,SGN}$			2D	1685	$\sigma_{c,max} = f_{cd}$	$x_k=L/2$, $w=w_g$	0,46	$x_k=L/2$, $w=w_d$	γ_{SGN}	γ_{NG}	1,63
$P_{0,NG}$				5046	utrata stateczności	–	0,63	$x_k=L/2$, $w=w_d$	4,34	3,40	1,20

* p.k. – punkt krytyczny

rem Q_R , tj. lokomotywą ST44, oraz obciążeniem stałym z dodatkowym obciążeniem normowym Q_N , czyli modelem LM71. Ponadto podano efekty spowodowane kombinacją Q_N z mnożnikiem $\lambda_{cr} = 1,88$ wywołującym w sklepieniu (przy schemacie S2H) globalnie maksymalne naprężenia $\sigma_{c,max} = f_{cd}$. W tabeli określono też miejsca, tj. przekrój x_k i krawędź w sklepieniu albo stronę lewą L lub prawą P filara, występowania danych efektów związanych z różnymi schematami obciążeń.

Weryfikację stanów SGN, NG i SGU przedstawiono w tabeli 7.9. Zamieszczono w niej wyniki nieliniowej analizy statycznej polegającej na przyrostowym zadawaniu obciążenia w postaci nacisku pojedynczej osi zlokalizowanej w $L/2$ rozpiętości jednego przęsła (taka lokalizacja jest krytyczna dla rozpatrywanej konstrukcji 2-przesłowej). Wyróżniono przy tym m.in. wartości $P_{0,R}$ i $P_{0,N}$ stanowiące obciążenia zastępcze, odzwierciedlające odpowiednio efekt obciążenia rzeczywistym taborem i obciążenia normowego. Ze względu na zróżnicowany efekt obciążenia zastępczego i reprezentowanego pojazdu jako punkt odniesienia wybrano punkt krytyczny sklepienia (gdzie najwcześniej naprężenie σ_c osiąga wartość wytrzymałości f_{cd} – zgodnie z opisem w podrozdz. 7.6.3). W analizowanym przypadku punkt ten znajduje się w połowie rozpiętości ($x_k=L/2$) na krawędzi górnej ($w=w_g$). Ponadto wyznaczono wartość obciążenia $P_{0,SGN}$ odpowiadającą temu momentowi oraz wartość obciążenia niszczącego $P_{0,NG}$. W tabeli podano też wartość i lokalizację globalnie maksymalnej intensywności dekompresji $\delta_{\max}$ odpowiadające wyróżnionym pozio-

mom obciążenia naciskiem osi P_0 . Kluczową informację stanowi ocena wyężenia zawarta w ostatnich kolumnach, którą określają rezerwy nośności związane z rozpatrywanymi obciążeniami taborem rzeczywistym i normowym, wyznaczone na podstawie SGN, NG, i SGU, zgodnie ze wzorami (7.7), (7.8) i (7.15). Finalnie na podstawie wzoru (7.9) określono globalny współczynnik bezpieczeństwa $\gamma_{SGN} = 4,34$ wynikający z analizy SGN, którego wartość jest wyraźnie wyższa od wartości γ_{NG} zakładanej w analizie NG.

Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że:

- Most nad rzeką Witoszówka w Świdnicy charakteryzuje się dużą sztywnością i nośnością, co najprawdopodobniej wynika z masywnej nadbudowy, grubych ścian bocznych oraz wysokiego naziomu zasyпки ponad kluczem sklepień.
- Naprężenia w elementach konstrukcyjnych spowodowane standardowym obciążeniem użytkowym są względnie niskie – nie przekraczają 1,5 MPa.
- Najbardziej niekorzystne schematy obciążenia zmiennego wiążą się z ustawieniem wypadkowej nacisku w połowie rozpiętości przęsła (schematy S2).
- Konstrukcję charakteryzują znaczne rezerwy nośności wobec rozpatrywanych typowych rodzajów obciążenia, wyrażone mnożnikami λ_{cr} , λ_{SGN} i λ_{NG} wynoszącymi nie mniej niż 1,7.
- Porównanie współczynników γ_{SGN} i γ_{NG} wskazuje, że w przypadku rozpatrywanej konstrukcji bardziej zachowawczym podejściem jest sprawdzanie SGN niż NG; po osiągnięciu SGN w krytycznym przekroju sklepienia potrzebny jest większy niż przeciętnie przyrost obciążenia do zniszczenia całej konstrukcji.
- Wyniki analizy SGU nie wskazują na występowanie zagrożenia konstrukcji; nawet w momencie osiągnięcia NG rezerwa nośności wyrażona mnożnikiem λ_{SGU} jest większa od 1.

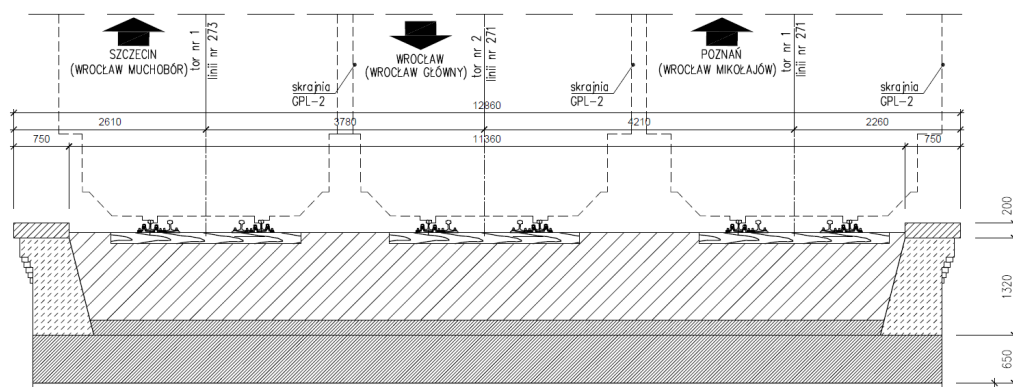
7.11.3. Estakada kolejowa we Wrocławiu

Estakadę tworzy m.in. kilka odrębnych ciągów sklepień ceglanych. Jednym z nich jest estakada E4 złożona z dwóch sekcji po 7 przęseł o rozpiętościach 6,62 m (rys. 7.14a). Przęsła skrajne każdej sekcji są wsparte na masywnych przyczółkach o szerokości co najmniej 5 m, co uzasadnia ich niezależne rozpatrywanie. W przekroju poprzecznym obiekt ten przeprowadza 3 tory kolejowe (linii nr 217 i 273) (por. rys. 7.15).

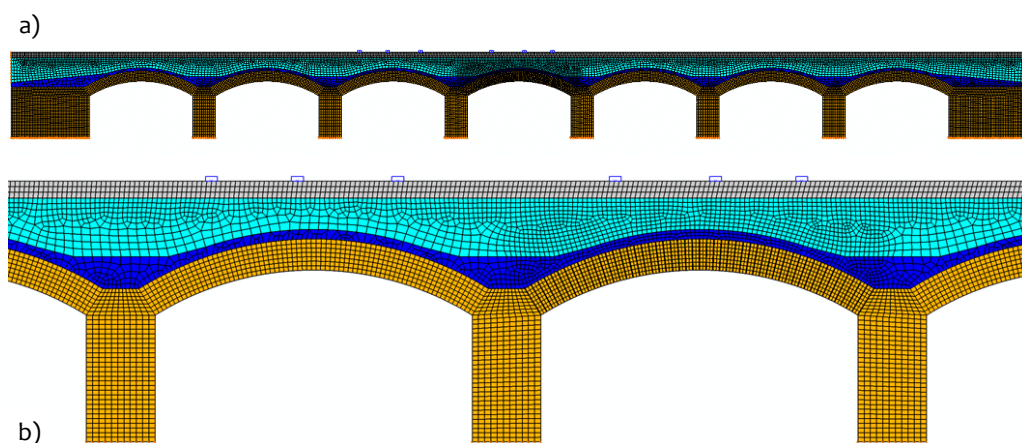
Analizę przeprowadzono z wykorzystaniem opracowanego modelu 2D jednej sekcji (rys. 7.16), reprezentującego jej pasmo szerokości efektywnej $B_{eff} = 3,76$ m. Obejmuje on sklepienia, filary pośrednie i przyczółki, nadbudowę betonową (której



Rys. 7.14. Estakada kolejowa E4: a) widok z boku, b) widok z góry podczas remontu



Rys. 7.15. Przekrój poprzeczny przęsła estakady kolejowej E4



Rys. 7.16. Model MES estakady E4: a) cały model, b) widok środkowej części

Tabela 7.10. Podstawowe parametry geometryczne zastosowane w modelu 2D estakady kolejowej E4

L_{0i} [m]	r [m]	D [m]	B [m]	h [m]	h_1 [m]	S [m]	S_p [m]	N^x [-]
$7 \times 6,62$	0,94	0,65	3,76	1,21	0,20	5,10	1,45	50

Tabela 7.11. Podstawowe parametry materiałowe zastosowane w modelu estakady kolejowej E4

E_M	E_b	E_m	E_w	E_k	E_a	E_p	E_f	E_n	ν_b	ν_m	ν_f	μ_f	g_M	g_f
[GPa]							[MPa]		[-]				[kN/m ³]	
5,0	6,0	1,0	5,0	1,0	5,0	5,0	100	200	0,2	0,16	0,30	0,5	19,0	18,5

obecność potwierdzono w toku odkrywki w trakcie remontu – por. rys. 7.14b), zasypkę gruntową i podsypkę. W odniesieniu do szczegółowo rozpatrywanego przęsła środkowego zastosowano technikę mezomodelowania, podczas gdy w pozostałych sklepieniach zastosowano makromodelowanie materiału murowego.

Opracowany model wykorzystano do oceny zachowania konstrukcji w zakresie: odpowiedzi na typowe obciążenia użytkowe, stanu granicznego nośności SGN, nośności granicznej NG i stanu granicznego użytkowości SGU.

Wartości podstawowych parametrów geometrycznych definiujących model estakady podano w tabeli 7.10 (oznaczenia jak na początku opracowania).

Wartości podstawowych parametrów materiałowych zastosowane w modelu przyjęto jako typowe, charakteryzujące korespondujące materiały podobnych konstrukcji na podstawie oceny wizualnej rodzaju elementów murowych i spoin oraz ich jakości, jak i na podstawie danych własnych i literaturowych. Zestawiono je w tabeli 7.11 (oznaczenia por. *Wykaz oznaczeń i skrótów*).

Wartości parametrów wytrzymałościowych materiałów zastosowane w modelach ustalono na podstawie wyników przeprowadzonych badań laboratoryjnych próbek murowych, jak i dodatkowej oceny wizualnej jakości i rodzaju elementów murowych i spoin oraz danych z literatury przedmiotu. Laboratoryjne badania wytrzymałościowe przeprowadzono na cylindrycznych próbkach murowych pobranych ze sklepień oraz filarów konstrukcji (por. rys. 7.17).

Wytrzymałość przy ściskaniu materiału sklepień i filarów określono zgodnie z przepisami [N25] i [N43] (por. tabela 7.12). Ze względu na ograniczoną liczbę próbek wartość charakterystyczną wytrzymałości wyznaczono, bazując na wynikach badań najsłabszego spośród zbadanych elementów konstrukcji. Przyjęto, że war-



Rys. 7.17. Próbkę murowe badanej estakady kolejowej E4: a) przebieg wycinania, b) uzyskane próbki

tość współczynnika materiałowego wynosi 2,0, czyli odpowiada najbardziej prawdopodobnemu założeniu o wysokiej jakości użytego materiału (cegły kategorii I, zaprawy przepisanej) i prowadzeniu robót (klasy A) w trakcie wznoszenia tego strategicznego obiektu w centrum Wrocławia.

Wartości pozostałych parametrów wytrzymałościowych materiałów zastosowanych w modelu przyjęto jako wartości zachowawcze charakteryzujące korespondujące materiały podobnych konstrukcji (por. tabela 7.13). W odniesieniu do zasyпки przyjęto model wytrzymałościowy według Druckera-Pragera (por. podrozdz. 6.5).

Tabela 7.12. Parametry wytrzymałościowe części murowanych i ich wartości przyjęte w analizach badanej estakady

Parametr	Symbol	Wartość	Jednostka
Średnia wytrzymałość muru na ściskanie	$f_{c,śr,M}$	16,7	[MPa]
Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie	$f_{ck,M}$	7,57	[MPa]
Współczynnik materiałowy	γ_m	2,0	[-]
Wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie	$f_{cd,M}$	3,78	[MPa]

Tabela 7.13. Dodatkowe parametry wytrzymałościowe materiałów i ich wartości zastosowane w modelu badanej estakady

f_b [MPa]	f_{cm} [MPa]	f_{tm} [MPa]	μ_f [-]	φ [°]	c [kPa]	ψ [°]
38	2,5	0,1	0,5	35	5	5

Uwzględnione jednostkowe obciążenia generowane przez ciężar własny konstrukcji (por. tabela 7.6), takie jak w przypadku mostu w Świdnicy, obejmują:

- ciężar komponentów murowanych (sklepienia, podpór i nadbudowy);
- ciężar zasypki gruntowej oraz podsypki tłuczniowej;
- ciężar nawierzchni kolejowej.

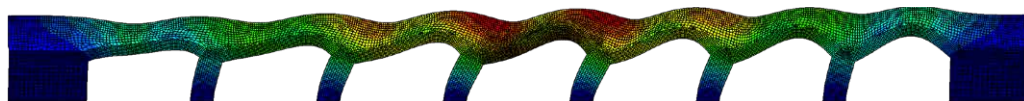
Ponadto uwzględniono obciążenie ruchome taboru kolejowym, rozpatrując m.in. analogiczne krytyczne schematy obciążenia S1–S4, jak w przypadku mostu w Świdnicy.

Prezentowane analizy dotyczą wpływu obciążenia ruchomego pojazdami rzeczywistymi (lokomotywą ET22) oraz normowymi (pojazdem D4 według [N56]). Obciążenie wywołane hamowaniem i przyspieszaniem w obu przypadkach wyznaczono zgodnie z [N40] jako 25% nacisku pionowego. Zastosowano współczynnik dynamiczny zgodnie z [N40, Załącznik C] (por. podrozdz. 7.11.2) o wartości $(1 + \phi) = 1,392$, przyjmując standardowe utrzymanie toru, prędkość ruchu taboru $V = 80$ km/h oraz częstotliwość n_0 pierwszej postaci drgań konstrukcji wyznaczonej w toku analizy modalnej za pomocą przedstawionego modelu 2D. Uzyskana wartość częstotliwości n_0 drgań konstrukcji wynosi 9,81 Hz, a postać drgań ilustruje rys. 7.18.

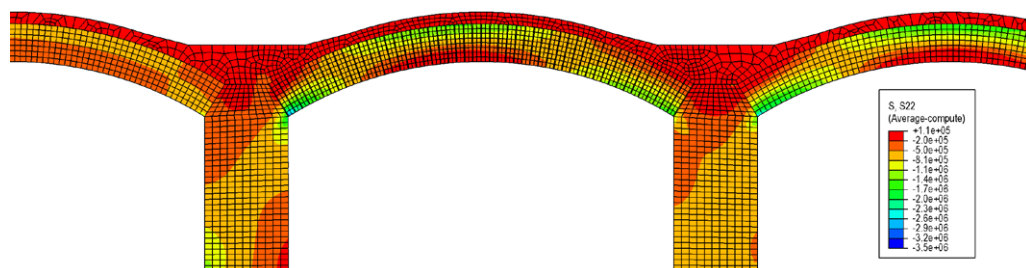
Potwierdzono też, że przy długości miarodajnej $L_\phi = 13,24$ m uzyskana wartość n_0 znajduje się w przedziale $\langle n_0^d; n_0^g \rangle$, tj. $\langle 6,04; 13,72 \rangle$ Hz, (por. rys. 7.9). To z kolei potwierdza małą podatność dynamiczną konstrukcji i umożliwia pominięcie konieczności prowadzenia szczegółowej dynamicznej analizy czasowej drgań wymuszonych.

Ocenę odpowiedzi mostu przeprowadzono w toku nieliniowej analizy statycznej. Rozpatrzono krytyczne poziomy wyteżenia, kluczowe dla rozważanych obszarów oceny, tj. SGN, NG i SGU. Wyznaczono m.in. rozkłady naprężeń obwodowych σ_{22} w sklepieniach wywołane obciążeniem lokomotywą ET22 oraz obciążeniem granicznym P_{ult} (por. rys. 7.19 i 7.20). Oceniono również postać zniszczenia wraz z miejscami formowania się przegubów plastycznych, będącego efektem działania obciążenia P_{ult} (rys. 7.21).

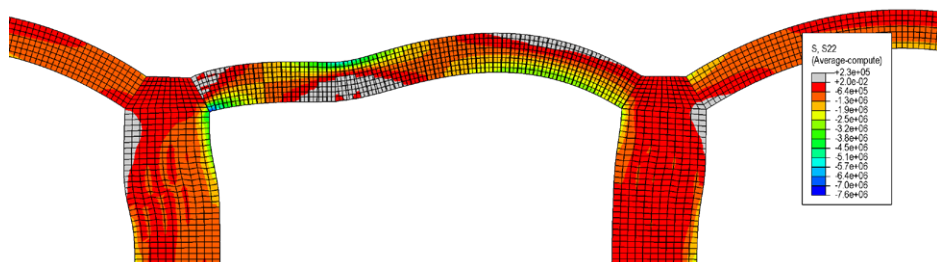
W tabeli 7.14 podano wyniki liczbowe analiz, obejmujące lokalnie maksymalne naprężenia ściskające $\sigma_c = \sigma_{22}$, tj. obwodowe w sklepieniu i pionowe w filarze, oraz maksymalną intensywność dekompresji δ w sklepieniu, które porównano z wartościami granicznymi, wywołane: samym obciążeniem stałym G, obciążeniem stałym z dodatkowym obciążeniem rzeczywistym taboru Q_R , tj. lokomotywą ET22, oraz obciążeniem stałym z dodatkowym obciążeniem normowym Q_N , czyli pojazdem D4. Ponadto podano powyższe efekty spowodowane kombinacją z obciążeniem Q_N z mnożnikiem $\lambda_{cr} = 1,08$ wywołującym w sklepieniu (przy schemacie S1) globalnie maksymalne naprężenia $\sigma_{c,max} = f_{cd}$. W tabeli wskazano też miejsca, tj. przekrój



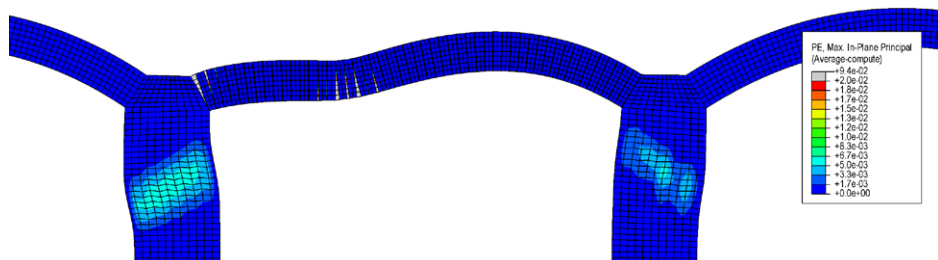
Rys. 7.18. Pierwsza postać drgań pionowych estakady kolejowej E4



Rys. 7.19. Rozkład naprężeń σ_{22} w elementach murowanych przy kombinacji obciążeń z wózkiem lokomotywy ET22 ustawionym w $L/4$ przęsła środkowego (schemat S1)



Rys. 7.20. Rozkład naprężeń σ_{22} w elementach murowanych przy obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/4$ sklepienia środkowego



Rys. 7.21. Postać zniszczenia mostu (rozkład odkształceń $\epsilon_{pl,max}$) przy obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/4$ sklepienia środkowego

Tabela 7.14. Wyniki obliczeń σ_c i δ estakady kolejowej E4

Obciążenia		x_q	Maksymalne naprężenia σ_c w sklepieniu				Maksymalne δ w sklepieniu			Maksymalne naprężenia σ_c w filarze			
rodzaj	schemat		σ_c [MPa]	przekrój x_k	krawędź w	δ [-]	przekrój x_k	krawędź w	σ_c [MPa]	przekrój z	strona (L/P)		
G	-	-	1,34	0	w_d	-	-	-	0,50	0	L		
			0,24	L/4	w_d				1,07	h_p	L		
			0,55	L/3	w_g				0,52	0	P		
			0,60	L/2	w_g				1,07	h_p	P		
			1,34	L	w_d								
$+Q_R$ (ET22)	S1	L/4	3,57	0	w_d	0,31	0	w_g	2,44	h_p	P		
	S1	L/4	1,60	L/3	w_g	0,27	L/3	w_d	1,80	0	L		
	S2H	L/2	3,40	L	w_d	0,27	L	w_g	2,26	h_p	L		
	S3	L	2,50	L	w_d	0,28	L	w_g	1,90	h_p	L		
	S4H	L*	3,55	0	w_d	0,31	0	w_g	2,43	h_p	P		
$+Q_N$ (D4)	S1	L/4	3,60	0	w_d	0,43	0	w_g	2,46	h_p	P		
	S1	L/4	1,80	L/3	w_g	0,40	L/3	w_d	1,84	0	L		
	S2H	L/2	3,50	L	w_d	0,25	L	w_g	2,29	h_p	L		
	S3	L	2,50	L	w_d	0,26	L	w_g	1,97	h_p	L		
	S4	L*	3,55	0	w_d	0,28	0	w_g	2,45	h_p	P		
$+\lambda_{cr} \times Q_N$	S1	L/4	3,78	0	w_d	0,45	0	w_g	2,57	h_p	P		
	S2H	L/2	3,67	L	w_d	0,28	L	w_g	2,57	h_p	L		
			$f_{cd} =$	$\delta_{gr} =$			$f_{cd} =$			3,78			

Tabela 7.15. Sprawdzenie SGN, NG i SGU estakady kolejowej E4

Obciążenie		x_q	Obciążenie zastępcze/graniczne naciskiem osi			$\delta_{\max}$ w sklepieniu		Ocena wyężenia		
rodzaj	schemat		P_0 [kN]	kryterium	punkt kryt.	δ [–]	punkt kryt.	λ_{SGN}	λ_{NG}	λ_{SGU}
$P_{0,R}$	S1	L/4	884	$\sigma_c = \sigma_c(G+Q_R/S1)$	$x_k=0$, $w=w_d$	0,41	$x_k=L/3$, $w=w_d$	1,10	1,19	1,83
$P_{0,N}$			902,4	$\sigma_c = \sigma_c(G+Q_N/S1)$	$x_k=0$, $w=w_d$	0,42	$x_k=L/3$, $w=w_d$	1,08	1,17	1,79
$P_{0,SGN}$			970	$\sigma_{c,max} = f_{cd}$	$x_k=0$, $w=w_d$	0,43	$x_k=L/3$, $w=w_d$	γ_{SGN}	γ_{NG}	1,74
$P_{0,NG}$			2467	utrata stateczności	–	0,62	$x_k=L/3$, $w=w_d$	3,69	3,40	1,21

x_k/z i krawędź w sklepienia albo lewą L lub prawą P stronę filara, występowania danych efektów związanych z różnymi schematami obciążeń.

Weryfikację stanów SGN, NG i SGU przedstawiono w formie tabeli 7.15. Zamieszczono w niej wyniki nieliniowej analizy statycznej z naciskiem pojedynczej osi zlokalizowanej w $L/4$ rozpiętości przęsła środkowego (która okazała się krytyczna w przypadku rozpatrywanej konstrukcji wieloprzęsłowej). Wskazano wartości tego nacisku $P_{0,R}$ i $P_{0,N}$ stanowiące obciążenia zastępcze, odzwierciedlające odpowiednio efekt obciążenia rzeczywistym taborem i obciążenia normowego. Punkt krytyczny sklepienia (gdzie $\sigma_c = f_{cd}$ – por. podrozdz. 7.6.3) znajduje się przy lewym węzłowi ($x_k=0$) na krawędzi dolnej ($w=w_d$) (por. rys. 7.20). Ponadto podano wyznaczone wartości obciążenia granicznego $P_{0,SGN}$ oraz $P_{0,NG}$, a także globalnie maksymalnej intensywności dekompresji $\delta_{\max}$ odpowiadającej wyróżnionym poziomom obciążenia naciskiem osi P_0 . Intensywność ta osiąga największą wartość w ok. $L/3$ rozpiętości, na krawędzi dolnej $w = w_d$ sklepienia. W tabeli są również określone rezerwy nośności związane z rozpatrywanymi obciążeniami, wyznaczone na podstawie SGN, NG, i SGU i zgodnie ze wzorami odpowiednio (7.7), (7.8) i (7.15). Współczynnik bezpieczeństwa γ_{SGN} wyznaczony według wzoru (7.9) zestawiono z wartością γ_{NG} .

Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że:

- Konstrukcja estakady kolejowej E4 we Wrocławiu jest optymalnie zaprojektowana: jej nośność jest wystarczająca wobec rozpatrywanych typowych oddziaływań, a poziom wyężenia jej elementów przy różnych schematach obciążenia jest podobny.

- Rezerwy nośności konstrukcji wobec rozpatrywanych rodzajów obciążenia są umiarkowane, co wynika ze względnie niewysokiego naziomu zasypki nad sklepieniem oraz dużej szerokości obiektu – dlatego wpływ ścian bocznych jest pomijalnie mały.
- Najniższe rezerwy nośności wyrażone mnożnikami λ_{cr} i λ_{SGN} o minimalnej wartości równej 1,08 wynikają z występowania krytycznych naprężeń w pojedynczym przekroju.
- Przy rozpatrywaniu nośności granicznej minimalna wartość mnożnika λ_{NG} wynosi 1,17.
- W przypadku granicznych wartości oddziaływań najbardziej niekorzystne schematy obciążenia zmiennego wiążą się z ustawieniem wypadkowej naciśku w $L/4$ rozpiętości przęsła (schematy S1).
- W przypadku rozpatrywanej konstrukcji bardziej zachowawcze, jak wynika z porównania współczynników γ_{SGN} i γ_{NG} , jest sprawdzanie SGN niż NG, choć różnica nośności wynikająca z obu podejść jest niewielka.
- Analiza SGU nie wykazała występowania zagrożenia konstrukcji; nawet w momencie osiągnięcia NG rezerwa nośności wyrażona mnożnikiem λ_{SGU} jest większa od 1.
- Zastosowane połączenie technik mezo- i mikromodelowania potwierdza swą skuteczność w zakresie symulowania zachowania obiektu, jak i uzyskiwania realnych postaci zniszczenia w rozpatrywanym obszarze konstrukcji.

7.11.4. Most Osobowicki nad rzeką Odrą we Wrocławiu

Badany most (por. podrozdz. 5.6.3) poddano ocenie zachowania w zakresie: odpowiedzi na typowe obciążenia użytkowe, stanu granicznego nośności (SGN), nośności granicznej (NG) i stanu granicznego użytkowalności (SGU). W analizach zastosowano różne modele (o jednakowych parametrach materiałowych) rozpatrywanej części konstrukcji: model 3D zaproponowany i wykalibrowany zgodnie z podrozdz. 6.7.4, model 2D+ (reprezentujący całą szerokość mostu wraz ze ścianami bocznymi) oraz model 2D (o szerokości $B_{eff} = 5,85$ m wynikającej z rozkładu obciążenia pochodzącego od dwóch pojazdów modelu LM1 ustawionych obok siebie). Dwa pierwsze modele zostały wykorzystane do analizy odpowiedzi na realne obciążenia użytkowe i normowe oraz porównania jej efektów z warunkami SGN i SGU sklepienia i filara, a modele 2D+ i 2D do zachowawczej symulacji wyężenia według SGN, NG i SGU.

Tabela 7.16. Parametry materiałowe części murowanych i ich wartości przyjęte w obliczeniach dotyczących Mostu Osobowickiego

Parametr	Symbol	Wartość	Jednostka
Moduł sprężystości komponentów murowanych	E_M	10,0	[GPa]
Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie	$f_{ck,M}$	10,0	[MPa]
Współczynnik materiałowy	γ_m	2,0	[–]
Wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie	$f_{cd,M}$	5,0	[MPa]

Tabela 7.17. Dodatkowe parametry wytrzymałościowe materiałów i ich wartości zastosowane w obliczeniach dotyczących Mostu Osobowickiego

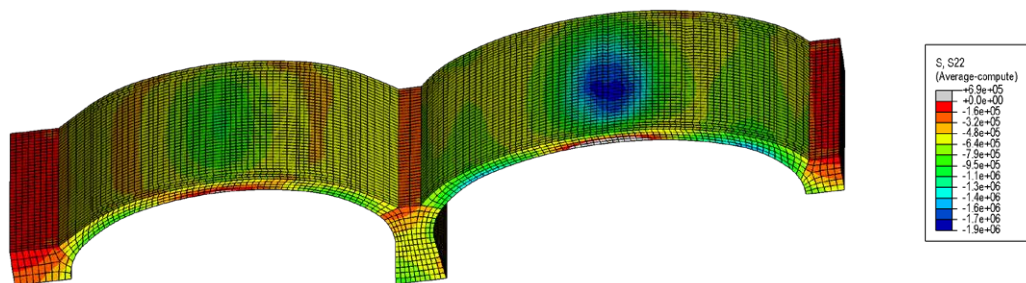
f_{tm} [MPa]	f_{cf} [MPa]	f_{tf} [MPa]	μ_f [–]
0,05	1,0	0,10	0,5

Tabela 7.18. Obciążenia stałe

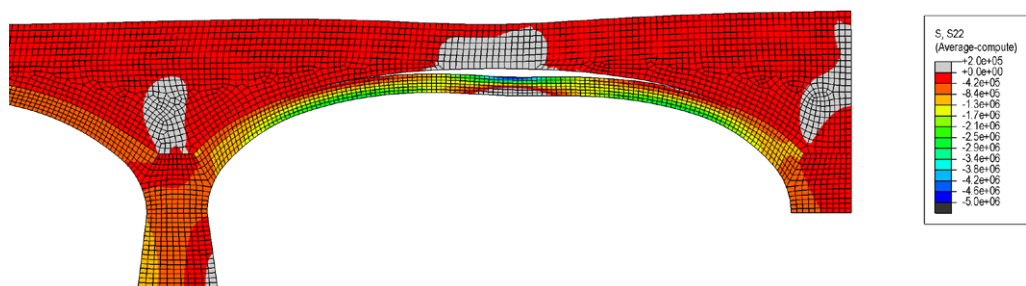
Rodzaj obciążenia	Ciężar objętościowy	γ_{G+}	γ_{fG-}	Wartość obliczeniowa	
				γ_{G+}	γ_{fG-}
g	[kN/m ³]			[kN/m ³]	
Komponenty murowane	20,0	1,35	1,0	27,0	20,0
Zasyпка (zaprawa betonowa)	24,0	1,35	1,0	32,4	24,0
g_p	[kN/m]			[kN/m]	
Nawierzchnia bitumiczna	23,0	1,35	1,0	31,0	23,0

Wartości parametrów materiałów sklepień i filara zastosowane w analizach przyjęto na podstawie wyników kalibracji (por. podrozdz. 6.7.4), dodatkowej oceny wizualnej jakości i rodzaju elementów murowych i spoin oraz danych literaturowych. Tym sposobem wartość charakterystyczną wytrzymałości przy ściskaniu muru $f_{ck,M}$ przyjęto na podstawie najbardziej zachowawczej wartości wynikającej z jej zależności od modułu sprężystości E_M według wzoru (3.2), tj. $f_{ck,M} = 1/1000 E_M$. Przyjęto, że wartość współczynnika materiałowego wynosi 2,0, a tym samym odpowiada wysoce prawdopodobnej sytuacji dotyczącej tego ważnego obiektu w centrum Wrocławia oraz przepisanej zaprawie. Tak określone wartości parametrów materiałowych części murowanych podano w tabeli 7.16.

Wartości pozostałych parametrów wytrzymałościowych materiałów zastosowane w modelach przyjęto jako zachowawcze charakteryzujące korespondujące



Rys. 7.22. Rozkład naprężeń σ_{22} w komponentach murowanych w modelu 3D przy obciążeniu modelem LM1 ustawionym w $L/2$ przęsła (schemat S2)



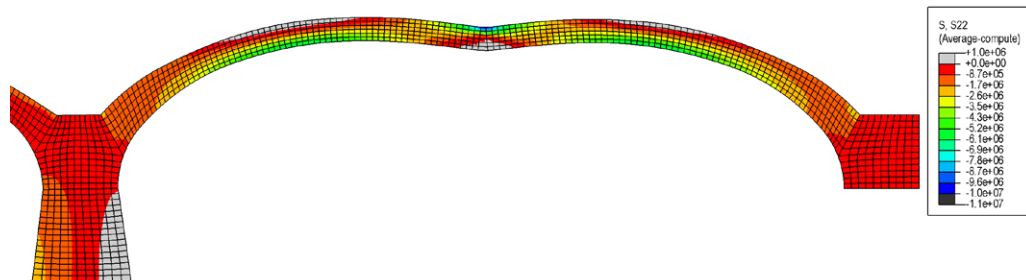
Rys. 7.23. Rozkład naprężeń σ_{22} w komponentach murowanych w modelu 2D+ przy obciążeniu Q_N (modelem LM1) z mnożnikiem λ_{cr} ustawionym w $L/2$ przęsła

materiały podobnych konstrukcji zlokalizowanych w regionie (na podstawie danych własnych i z literatury przedmiotu) (por. tabela 7.17). Ze względu na uzyskaną w toku kalibracji dużą sztywność zasyпки (stanowiącej de facto zaprawę betonową) przyjęto dla niej model wytrzymałościowy CDP opisany w podrozdz. 6.4.

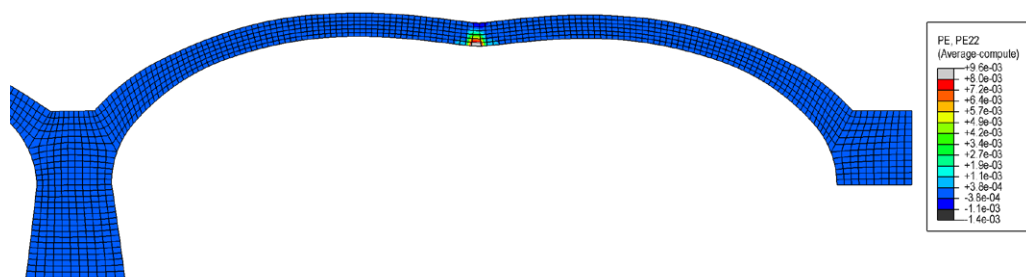
Uwzględniono jednostkowe obciążenia pochodzące od ciężaru własnego konstrukcji (por. tabela 7.18):

- ciężar komponentów murowanych (sklepienia, ścian bocznych i podpór);
- ciężar zasyпки (zaprawy betonowej);
- ciężar nawierzchni bitumicznej.

Ponadto uwzględniono obciążenie ruchome taborem drogowym, rozpatrując m.in. analogiczne krytyczne schematy obciążenia o oznaczeniach S1–S4, jak w przypadku mostu nad rzeką Witoszówką w Świdnicy (podrozdz. 5.6.5). Prezentowane analizy obejmują wpływ obciążenia ruchomego pojazdami rzeczywistymi (wywrotką 5-osową o masie 40 t) oraz normowymi Q_N (według modelu LM1 [N40]). Ocenę odpowiedzi



Rys. 7.24. Rozkład naprężeń σ_{22} w komponentach murowanych w modelu 2D przy obciążeniu P_{ult} w $L/2$ przęsła



Rys. 7.25. Postać zniszczenia mostu (rozkład odkształceń $\epsilon_{pl,22}$) przy obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/2$ przęsła

mostu przeprowadzono w toku statycznej analizy liniowej (w przypadku modelu 3D) oraz nieliniowej (w przypadku pozostałych modeli). Rozpatrzono krytyczne poziomy wyteżenia, kluczowe dla rozważanych obszarów oceny, tj. SGN, NG i SGU. Wyznaczono m.in. rozkłady naprężeń obwodowych σ_{22} w sklepieniach wywołane obciążeniem Q_N (w modelu 3D) (rys. 7.22), obciążeniem $\lambda_{cr} \times Q_N$ (w modelu 2D+) (rys. 7.23) oraz obciążeniem granicznym $P_{0,NG} = P_{ult}$ (rys. 7.24). Przy obciążeniu P_{ult} oceniono również postać zniszczenia z przegubem plastycznym w środku przęsła (rys. 7.25).

W tabeli 7.19 wyniki liczbowe analiz, obejmujące lokalnie maksymalne naprężenia ściskające $\sigma_c = \sigma_{22}$, tj. obwodowe w sklepieniu i pionowe w filarze oraz maksymalną intensywność dekompresji δ w sklepieniu, zestawiono z wartościami granicznymi, które zostały wywołane: samym obciążeniem stałym G, obciążeniem stałym z dodatkowym obciążeniem rzeczywistym taborem Q_R , tj. wywrotką 5-osiową, oraz obciążeniem stałym z dodatkowym obciążeniem normowym Q_N , czyli modelem LM1. W przypadku obciążenia Q_N przeprowadzono obliczenia porównawcze za pomocą

Tabela 7.19. Wyniki obliczeń σ_c i δ dotyczący Mostu Osobowickiego

Obciążenie		x _q	Model	Maksymalne naprężenia σ _c w sklepieniu			Maksymalne δ w sklepieniu			Maksymalne naprężenia σ _c w filarze		
				σ _c [MPa]	przekrój x _k	krawędź w	δ [-]	przekrój x _k	krawędź w	σ _c [MPa]	przekrój z	strona (L/P)
G	-	-	3D	0,99	L/8	w _d	0,24	L/2	w _d	0,67	h _p	L
				0,86	L/2	w _g				0,65	0	P
				0,99	7/8L	w _d				-	-	-
+Q _R (5-osi 40t)	S1	L/4	3D	1,01	L/8	w _d	0,25	L/2	w _d	0,65	0	L
	S1	L/4		0,86	L/2	w _g	0,25	L/2	w _d	0,70	h _p	P
	S2H	L/2		1,10	L/8	w _d	0,28	L/2	w _d	0,71	0	L
	S2H	L/2		0,95	L/2	w _g	0,28	L/2	w _d	0,70	h _p	P
	S3H	L		1,01	L/8	w _d	0,25	L/2	w _d	0,73	h _p	P
+Q _N (LM1)	S1	L/4	3D	1,22	L/8	w _d	0,29	L/2	w _d	0,91	h _p	P
	S1	L/4		1,52	L/2	w _g	0,29	L/2	w _d	0,91	0	L
	S2H	L/2		1,62	L/8	w _d	0,44	L/2	w _d	0,85	h _p	P
	S2H	L/2		1,92	L/2	w _g	0,44	L/2	w _d	0,92	0	L
	S3H	L		1,10	L/8	w _d	0,29	L/2	w _d	0,81	h _p	P
+Q _N (LM1)	S1	L/4	2D+	1,39	L/4	w _g	-	L/4	w _d	0,65	h _p	L
	S2H	L/2		1,65	L/2	w _g	0,10	L/2	w _d	0,67	h _p	L
+λ _{cr} ·Q _N	S1	L/4	2D+	4,10	L/4	w _g	0,54	L/4	w _d	0,88	0	L
	S2H	L/2		5,00	L/2	w _g	0,54	L/2	w _d	1,18	0	L
				5,0	δ _{gr} =			0,75	f _{cd} =			5,0

Tabela 7.20. Sprawdzenie stanów SGN, NG i SGU Mostu Osobowickiego

Obciążenie		x_q	Model	Obciążenie zastępcze/ graniczne naciskiem osi			$\delta_{\max}$ w sklepieniu		Ocena wytężenia		
rodzaj	schemat			P_0 [kN]	kryterium	punkt kryt.	δ [-]	punkt kryt.	λ_{SGN}	λ_{NG}	λ_{SGU}
$P_{0,R}$	S2	$L/2$	2D+	160	$\sigma_c = \sigma_c(G+Q_R/S2)$	$x_k=L/2$, $w=w_g$	0,00	–	9,51	9,55	–
$P_{0,N}$				990	$\sigma_c = \sigma_c(G+Q_N/S2)$	$x_k=L/2$, $w=w_g$	0,12	$x_k=L/2$, $w=w_d$	1,54	1,54	6,25
$P_{0,\text{SGN}}$			2D	1521	$\sigma_{c,\max} = f_{cd}$	$x_k=L/2$, $w=w_g$	0,58	$x_k=L/2$, $w=w_d$	γ_{SGN}	γ_{NG}	1,29
$P_{0,\text{NG}}$				3849	utrata stateczności	–	0,75	$x_k=L/2$, $w=w_d$	3,42	3,40	1,00

dwóch modeli w celu potwierdzenie zgodności między naprężeniami w wybranych punktach sklepienia wyznaczonymi w modelu 2D+ a korespondującymi uśrednionymi naprężeniami na szerokości sklepienia z modelu 3D. Wówczas za pomocą nieliniowego modelu 2D+ wyznaczono pozasprężyste efekty wywołane kombinacją z obciążeniem Q_N z mnożnikiem $\lambda_{cr} = 4,30$ wywołującym w sklepieniu (przy schemacie S2H) globalnie maksymalne naprężenia $\sigma_{c,\max} = f_{cd}$. W tabeli wskazano też miejsca, tj. przekrój x_k/z , krawędź w sklepienia lub lewą L albo prawą P stronę filara, występowania danych efektów związanych z różnymi schematami obciążeń.

Wyniki weryfikacji SGN, NG i SGU przedstawiono w tabeli 7.20. Zamieszczono w niej wyniki nieliniowej analizy statycznej z naciskiem pojedynczej osi zlokalizowanej w $L/2$ rozpiętości przęsła (która okazała się krytyczna dla rozpatrywanej konstrukcji). Wskazano wartości tego nacisku $P_{0,R}$ i $P_{0,N}$ stanowiące obciążenia zastępcze odzwierciedlające odpowiednio efekt obciążenia rzeczywistym taborem i obciążenia normowego, wyznaczone za pomocą modelu 2D+. Punkt krytyczny sklepienia, gdzie $\sigma_c = f_{cd}$ (por. podrozdz. 7.6.3), w analizowanym przypadku znajduje się w środku rozpiętości ($x_k=L/2$) na krawędzi górnej $w=w_g$. Ponadto za pomocą modelu 2D wyznaczono wartości obciążenia granicznego $P_{0,\text{SGN}}$ oraz obciążenia niszcącego $P_{0,\text{NG}}$. W dalszych kolumnach podano informację o globalnie maksymalnej intensywności dekompresji $\delta_{\max}$ odpowiadającej wyróżnionym poziomom obciążenia spowodowanego naciskiem osi P_0 , a osiągającej maksymalne wartości w $L/2$ rozpiętości na krawędzi dolnej ($w=w_d$) sklepienia. W tabeli podano również rezerwy nośności

związane z rozpatrywanymi obciążeniami, wyznaczone na podstawie SGN, NG, i SGU i za pomocą wzorów (7.7), (7.8) i (7.15), a także wartość współczynnika bezpieczeństwa γ_{SGN} obliczoną według wzoru (7.9), którą zestawiono z wartością γ_{NG} .

Na podstawie przeprowadzonej analizy można stwierdzić, że:

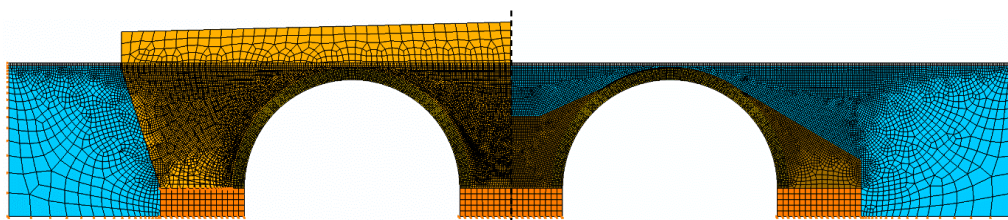
- Masywna konstrukcja Mostu Osobowickiego nad rzeką Odrą we Wrocławiu ma wystarczającą rezerwę nośności względem rozpatrywanych obciążeń statycznych.
- Całkowite naprężenia występujące w elementach konstrukcyjnych z udziałem standardowych obciążeń użytkowych są względnie niskie, tj. nie przekraczają 2,0 MPa, a pojedyncze pojazdy mają bardzo mały wpływ na wyężenie, powodując przyrost naprężeń nie większy niż 0,2 MPa.
- Zbliżony do eliptycznego kształt sklepienia powoduje jego niekorzystne wyężenie poprzez koncentrację naprężeń w przekrojach odległych o $L/8$ rozpiętości od węzłowi; efekt ten występuje przy różnych schematach obciążenia, w tym na skutek obciążenia ciężarem własnym.
- Najbardziej niekorzystne schematy obciążenia zmiennego, jak wykazują wszystkie modele, wiążą się z ustawieniem wypadkowej nacisku w $L/2$ rozpiętości przęsła (schematy S2).
- Rezerwy nośności wyrażone mnożnikami λ_{SGN} i λ_{NG} o jednakowej wartości równej 1,54, świadczą o dobrej proporcji wytrzymałości materiału przy ściskaniu i globalnej nośności konstrukcji determinowanej utratą stateczności.
- Wartość mnożnika λ_{cr} równa 4,30, która jest znacznie większa od λ_{SGN} , wskazuje, że w przypadku tego obiektu podejście do określania nośności poprzez równomierne skalowanie schematu obciążenia normowego jest wysoce niezachowawcze.
- Rezerwa nośności wynikająca z analizy SGU wyrażona mnożnikiem λ_{SGU} uzyskuje wartość równą 1,0 w momencie osiągnięcia NG, co świadczy o optymalnie zaprojektowanej pod tym względem grubości sklepienia; graniczna wartość intensywności dekompresji występuje w momencie globalnego zniszczenia konstrukcji.

7.11.5. Most św. Jana nad Białą Łądecką w Łądku Zdroju

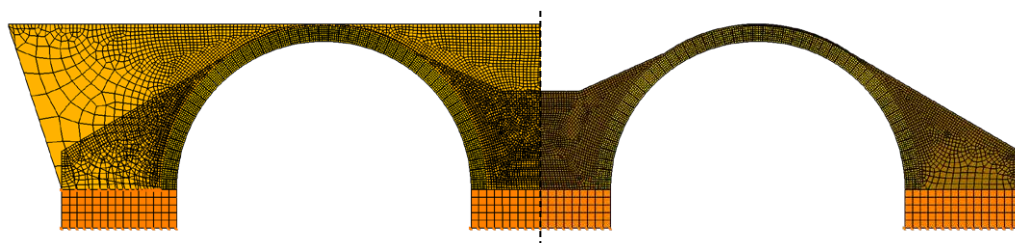
Pod względem inżynierskim ciekawy, choć dramatyczny, przypadek stanowi zniszczenie mostu św. Jana nad Białą Łądecką w Łądku Zdroju w trakcie powodzi we wrześniu 2024 r. (rys. 7.26). Ten jeden z najstarszych mostów w Polsce (datowany



Rys. 7.26. Most św. Jana w stanie uszkodzonym po powodzi (fot. FASYS Mosty)



Rys. 7.27. Model MES 2D+ mostu św. Jana w stanie nienaruszonym



Rys. 7.28. Model MES 2D+ mostu św. Jana w stanie uszkodzonym

na 1565 r.) to obiekt drogowy o kamiennej konstrukcji sklepionej dwuprzęsłowej. W wyniku przejścia wysokiej fali powodziowej, sięgającej ponad pomost, uległ uszkodzeniu obejmującemu m.in. zerwanie balustrad murowanych i nawierzchni pomostu oraz wypłukanie zasypki ponad sklepieniami.

Tabela 7.21. Podstawowe parametry geometryczne i ich wartości zastosowane w modelach mostu w Łądku Zdroju

L_0 [m]	r [m]	D [m]	B [m]	h [m]	h_1 [m]	$h_{b,śr}$ [m]	S [m]	S_p [m]	N^* [–]
7,7	3,85	0,40	4,42	0,20	0,05	1,10	3,0	3,67	49

Tabela 7.22. Podstawowe parametry materiałowe i ich wartości zastosowane w modelach mostu św. Jana

E_s	E_m	E_w	E_k	E_a	E_p	E_f	E_n	ν_s	ν_m	ν_f	μ_f	g_M	g_f
[GPa]						[MPa]		[–]				[kN/m ³]	
5,0	1,0	2,0	1,0	4,0	4,0	100	200	0,22	0,16	0,30	0,5	19,0	18,5

W celu przeprowadzenia analizy opracowano dwa modele MES 2D+ mostu, tj. w stanie nienaruszonym oraz uszkodzonym. Pierwszy z nich (rys. 7.27) reprezentuje: sklepienia, filar, przyczółki, ściany boczne, nadbudowę betonową, zasypkę gruntową, nawierzchnię i balustrady; drugi (rys. 7.28) obejmuje: sklepienia, filar, przyczółki, ściany boczne i nadbudowę betonową. W obu modelach zastosowano technikę mezo-modelowania sklepień.

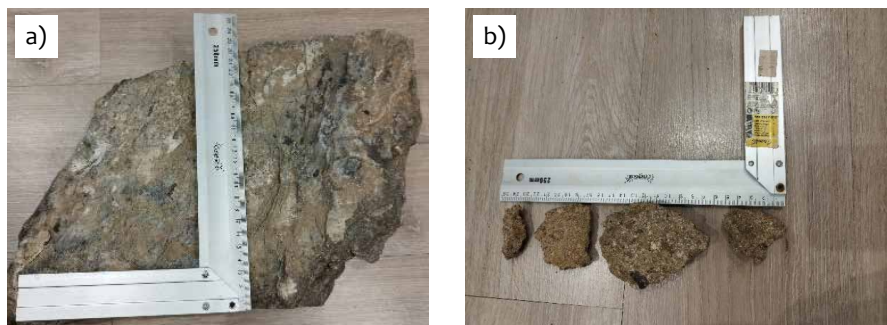
Podstawowe parametry geometryczne definiujące modele mostu i ich wartości podano w tabeli 7.21 (oznaczenia zgodnie z *Wykazem oznaczeń i skrótów*).

Wartości podstawowych parametrów materiałowych zastosowanych w modelu przyjęto jako wartości typowe charakteryzujące korespondujące materiały podobnych konstrukcji, na podstawie oceny wizualnej rodzaju elementów murowych i spoin oraz ich jakości, jak również na podstawie danych własnych i literatury przedmiotu. Zestawiono je w tabeli 7.22 (oznaczenia jak na początku opracowania).

Parametry wytrzymałościowe materiałów zastosowane w modelach ustalono na podstawie wyników przeprowadzonych badań laboratoryjnych próbek murowych, dodatkowej oceny wizualnej jakości i rodzaju elementów murowych i spoin, a także danych z literatury przedmiotu. Zidentyfikowany materiał bloków kamiennych stanowi łupek łyszczkowy z granatami, z którego zbudowane są okoliczne Góry Złote.

Wytrzymałościowym badaniom laboratoryjnym poddano próbki murowe konstrukcji samoczynnie odspojone od konstrukcji w czasie powodzi (rys. 7.29).

Parametry wytrzymałościowe materiału sklepienia i ich wartości wykorzystane w obliczeniach dotyczących mostu w Łądku Zdroju podano w tabeli 7.23. Pozosta-



Rys. 7.29. Próbkki materiału mostu św. Jana odspojone przez wodę rzeki w trakcie powodzi:

a) blok kamienny, b) bryły zaprawy

Tabela 7.23. Parametry wytrzymałościowe materiału sklepienia i ich wartości przyjęte w obliczeniach dotyczących mostu św. Jana

Parametr	Symbol	Wartość	Jednostka
Wytrzymałość elementów murowych	f_{cb}	40,0	[MPa]
Wytrzymałość zaprawy	f_{cm}	1,1	[MPa]
Współczynnik rodzaju muru	K_e	0,45	[–]
Wytrzymałość charakterystyczna muru	$f_{ck,M}$	6,12	[MPa]
Współczynnik materiałowy	γ_m	2,00	[–]
Wytrzymałość obliczeniowa muru	$f_{cd,M}$	3,06	[MPa]

Tabela 7.24. Dodatkowe parametry wytrzymałościowe materiałów i ich wartości zastosowane w modelach mostu św. Jana

f_{tm} [MPa]	μ_f [–]	φ [°]	c [kPa]	ψ [°]
0,05	0,5	35	5	5

Jeżeli parametry wytrzymałościowe materiałów i ich wartości zastosowane w modelu podane w tabeli 7.24 (oznaczenia por. *Wykaz oznaczeń i skrótów*) przyjęto jako wartości zachowawcze charakteryzujące korespondujące materiały podobnych konstrukcji. W odniesieniu do zasypki wykorzystano model wytrzymałościowy według Druckera-Pragera (por. podrozdz. 6.5).

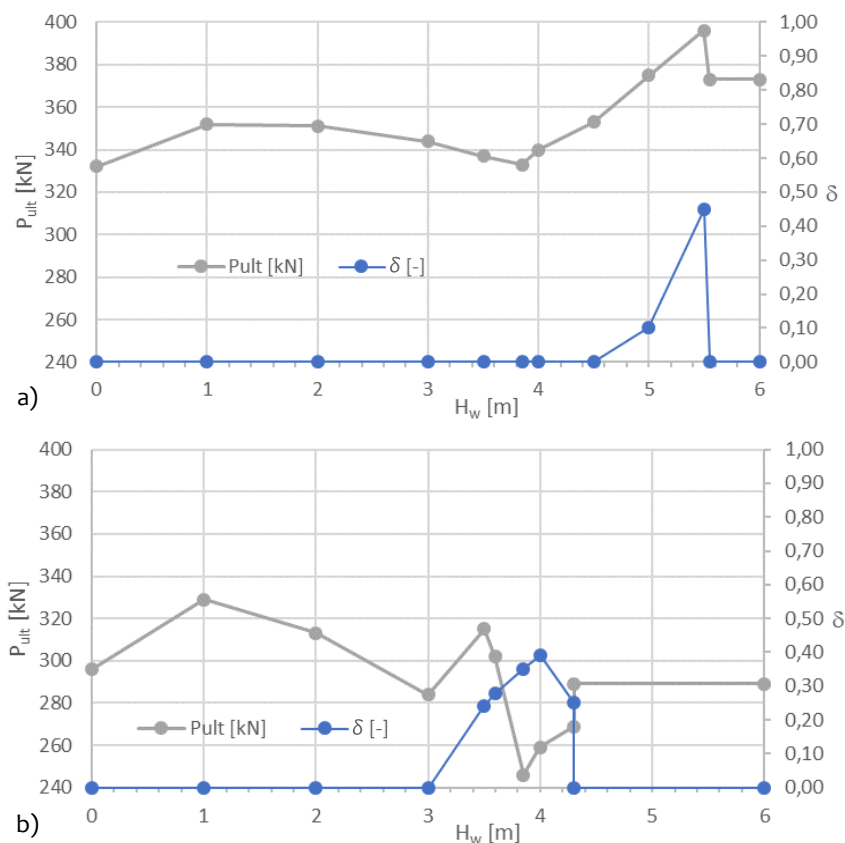
Uwzględniono następujące obciążenia pochodzące od ciężaru własnego konstrukcji:

- ciężar komponentów murowanych (podpór, sklepień, ścian bocznych i balustrady);
- ciężar zasypki piaszczystej;
- ciężar granitowej nawierzchni brukowej.

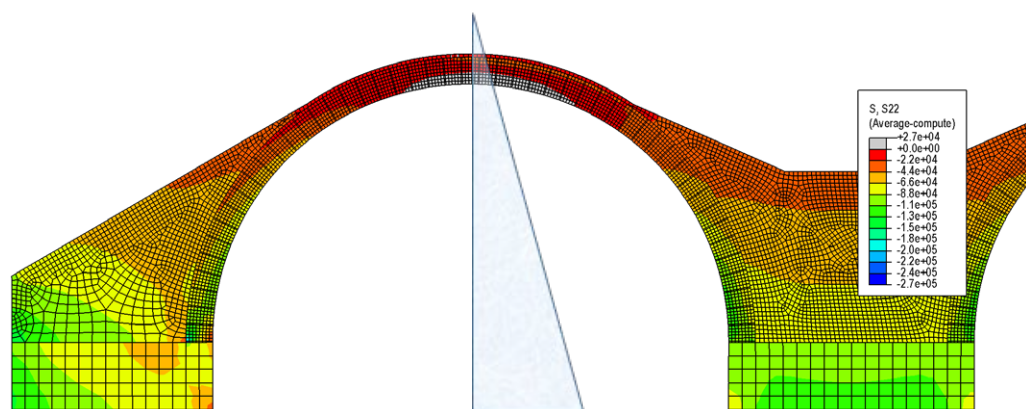
Do podstawowych obciążeń zmiennych, które rozpatrzono w analizach, należy jako pierwsze: parcie hydrostatyczne wody o różnym stanie działające na podniebienie sklepień lub wypór wody działający na całą konstrukcję, a jako drugie: skupiony nacisk pionowy na nawierzchni (w wariancie mostu w stanie nienaruszonym) lub bezpośrednio na sklepieniu (w stanie uszkodzonym).

Za cel analizy przyjęto sprawdzenie wytrzymałości i odporności konstrukcji w sytuacji zaistniałej w trakcie powodzi. Przeanalizowano dwa przypadki ukształtowania konstrukcji, tj. w stanie nienaruszonym i uszkodzonym, oraz różne stany wody określone wysokością lustra wody H_w ponad poziomem wezglów sklepień. W związku z faktycznym ukształtowaniem konstrukcji (obecnością ścian bocznych i balustrad) w początkowych analizach przyjęto teoretycznie możliwe występowanie wody jedynie wokół obiektu, czyli pominięto jej obecność między balustradami i ścianami bocznymi. Obie konstrukcje, tj. nienaruszoną i uszkodzoną, poddano parciu hydrostatycznemu wody napierającej na podniebienie sklepień, odpowiadającemu sytuacji do czasu nieprzelania się wody do wnętrza. W końcowych analizach – po całkowitym przykryciu konstrukcji wodą – całą konstrukcję poddano wyporowi wody.

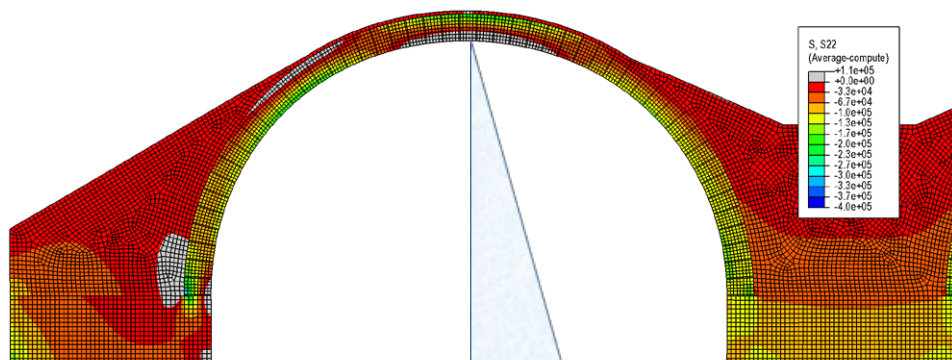
Wyznaczono m.in. rozkłady naprężeń obwodowych σ_{22} w sklepieniach wywołane parciem hydrostatycznym wody oraz dodatkowym obciążeniem skupionym spowodowanym naciskiem pionowym P_0 , działającym aż do zniszczenia mostu, czyli do momentu, gdy $P_0 = P_{ult}$. Stwierdzono, że ze względu na rodzaj wymuszenia parciem wody i wynikający z niego rozkład naprężeń w sklepieniu najniekorzystniejsze położenie dodatkowego obciążenia naciskiem P_0 to połowa rozpiętości przęsła. Wyniki uzyskane dla przeanalizowanych przypadków pokazano na wykresach (por. rys. 7.30) w postaci zależności $\delta(H_w)$ i $P_{ult}(H_w)$, czyli intensywność dekompresji δ i obciążenia granicznego P_{ult} w funkcji stanu wody H_w (por. rys. 7.30). W przypadku mostu nienaruszonego maksymalny rozpatrzony stan wody $H_{w,max}$ wynosi 5,5 m, co odpowiada średniemu poziomowi górnej krawędzi balustrad murowanych, a w przypadku mostu w stanie uszkodzonym 4,3 m, co odpowiada poziomowi górnej krawędzi ścian bocznych. Przy tych granicznych stanach wody analizowano oba scenariusze obciążenia, tj. zarówno parcie hydrostatyczne na podniebienia sklepień, jak i wypór całości.



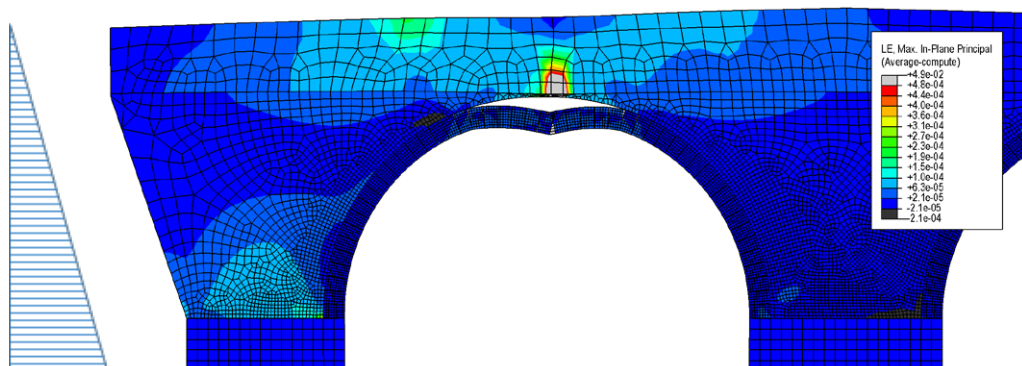
Rys. 7.30. Wpływ stanu wody H_w na intensywność dekompresji δ i obciążenie graniczne P_{ult} mostu św. Jana w stanie nienaruszonym (a) i uszkodzonym (b)



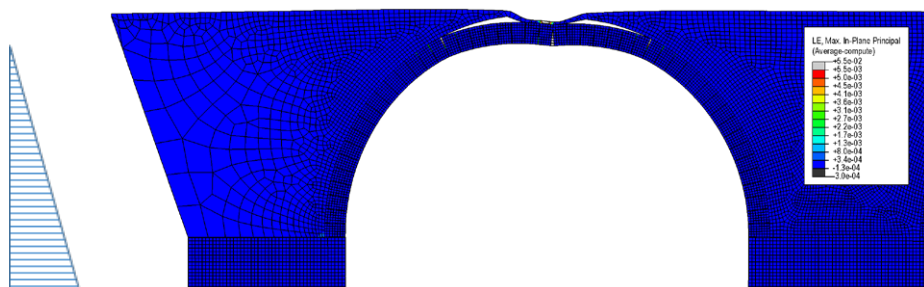
Rys. 7.31. Rozkład naprężeń σ_{22} w konstrukcji mostu nienaruszonego przy obciążeniu parciem wody na podniebienie sklepień przy $H_w = 5,5$ m



Rys. 7.32. Rozkład naprężeń σ_{22} w konstrukcji mostu uszkodzonego przy obciążeniu parciem wody na podniebienie sklepię przy $H_w = 3,85$ m



Rys. 7.33. Postać zniszczenia (rozkład odkształceń) w elementach murowanych mostu nienaruszonego przy $H_w = 5,5$ m i obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/2$ przęsła



Rys. 7.34. Postać zniszczenia (rozkład odkształceń) w elementach murowanych mostu uszkodzonego przy $H_w = 3,85$ m i obciążeniu granicznym P_{ult} w $L/2$ przęsła

Wybrane rozkłady naprężeń σ_{22} wywołane parciem wody przy stanie $H_w = 5,5$ m uzyskane dla konstrukcji nieuszkodzonej podano na rys. 7.31, a rozkłady przy $H_w = 3,85$ m uzyskane dla konstrukcji uszkodzonej na rys. 7.32. Korespondujące postaci zniszczenia w efekcie dodatkowego nacisku skupionego przedstawiono na rys. 7.33 i 7.34.

Na podstawie uzyskanych wyników analizy mostu w Łądku Zdroju można stwierdzić widoczny, choć umiarkowany wpływ podwyższonego stanu wody na stateczność konstrukcji. Analizując wykresy na rys. 7.30, można zauważyć niejednorodny wpływ zmiany stanu wody zarówno na intensywność dekompresji δ , jak i na obciążenie graniczne P_{ult} . Efekt ten jest zapewne zależny od zakresu parcia wody względem części formującego się mechanizmu zniszczenia sklepienia (rozdzielonych przegubami plastycznymi – por. rys. 7.33 i 7.34), których przemieszczaniu się sprzyja lub przeciwdziała parcie hydrostatyczne. W przypadku mostu nienaruszonego lokalne minimum $P_{ult}(H_w)$ przypada dla $H_w = 3,85$ m, tj. przy stanie wody na poziomie szczytu podniebienia sklepienia; stan powyżej tej wartości powoduje wzrost wypierania klucza sklepienia przeciwdziałającego zadanemu obciążeniu i tym samym wzrost obciążenia granicznego P_{ult} . Dalej wartość nośności wzrasta aż do poziomu $H_{w \max} = 5,5$ m, po czym następuje jej spadek – po całkowitym zatopieniu mostu – do wartości $P_{ult} = 373$ kN, tj. jednak większej niż przy zerowym stanie wody. Ponadto przy stanie wody między 4,5 a 5,5 m pojawia się i przyrasta dekompresja w kluczu sklepienia osiągając wartość $\delta_{\max} = 0,45$ (por. rys. 7.31). W przypadku mostu w stanie uszkodzonym wpływ zmiany stanu wody jest jeszcze bardziej niejednorodny, lecz globalne minimum $P_{ult}(H_w)$ jest osiągane również przy $H_w = 3,85$ m. Po przekroczeniu $H_{w \max} = 4,3$ m i zatopieniu mostu, stabilizujący efekt wody ponad sklepieniem okazuje się dominujący i obciążenie graniczne P_{ult} wzrasta do wartości 289 kN, która w tym wypadku jest nieznacznie mniejsza niż wartość nośności bez uwzględniania wpływu wody. Przy stanie wody między 3,0 a 4,3 m występuje dekompresja w kluczu sklepienia ($\delta_{\max} = 0,39$). Należy zauważyć również, że po całkowitym zatopieniu mostu zarówno nienaruszonego, jak i uszkodzonego następuje zanik dekompresji sklepienia.

W efekcie zwiększonego stanu wody w żadnym momencie nie dochodzi do przekroczenia SGN, jak i SGU konstrukcji mostu. Jednocześnie przedstawione analizy pokazują umiarkowany wpływ zaistniałego w wyniku powodzi uszkodzenia mostu (czyli wysoki poziom odporności awaryjnej obiektu); nośność P_{ult} bez wpływu wody maleje o ok. 11% – z wartości 332 kN (przed uszkodzeniem) do wartości 296 kN (po uszkodzeniu).

8. Podsumowanie i wnioski

W pracy w monograficznym ujęciu przedstawiono metody badań i analiz służących szeroko rozumianej ocenie kondycji technicznej murowanych mostów sklepionych (MMS). Przedstawione spostrzeżenia i wnioski w przekonaniu autora dają kompleksowy obraz stanu wiedzy w badanym obszarze i stanowią wkład w rozwój nauki, jak również mogą być przydatne w praktyce inżynierskiej.

W rozdziale 2 omówiono sytuację MMS zlokalizowanych w Polsce i na świecie, wskazując na ich wciąż znaczącą liczbę i pogarszający się stan techniczny. Przedstawiono również zasady oceny i prognozę ich stanu.

W rozdziale 3 zebrano geometryczno-materiałowe parametry techniczne MMS z opisem ich znaczenia i wpływu na globalne zachowanie mechaniczne konstrukcji.

Rozdział 4 dotyczy metod określania parametrów technicznych MMS, przy czym wyróżniono badania terenowe (a w tym techniki wizualne, półniszczące i nieniszczące), badania laboratoryjne (części murowanych i gruntu) oraz autorską procedurę badań empiryczno-symulacyjnych.

W rozdziale 5 zaproponowano koncepcję usystematyzowania i terminologii badań monitorujących w ocenie konstrukcji MMS i jej zachowania, z rozróżnieniem na badania zmian cech, badania doraźnej odpowiedzi na obciążenia oraz monitorowanie długoterminowe. Skupiono się głównie na realizacji badań sensorycznych, co zilustrowano na kilku przykładach badań doraźnych i długoterminowych obiektów w kraju i za granicą.

Rozdział 6 poświęcono modelowaniu numerycznemu konstrukcji MMS. Omówiono w nim zasady doboru modelu geometrii i materiałów konstrukcji oraz zasady jego kalibracji. Przedstawiono autorskie techniki modelowania, obejmujące m.in. oryginalną technikę dyskretyzacji elementów murowanych nazwaną mezo-modelowaniem oraz nowatorską klasę modelu 2D+ (tzw. modelu warstwowego). W ramach opisu procesu kalibracji uwzględniono wykorzystanie efektów statycznych i dynamicznych, zwłaszcza pochodzących od naturalnego i niezakłóconego ruchu na obiekcie, co zobrazowano za pomocą kilku realnych przykładów.

W rozdziale 7 przedstawiono kompleksową procedurę oceny kondycji technicznej MMS: podano najważniejsze obszary tej oceny związane z wyteżeniem konstrukcji, uwzględniające stany graniczne nośności, nośność graniczną, stan graniczny użytkowalności, trwałość zmęczeniową oraz odporność awaryjną. W przypadku każdego obszaru określono kryteria oceny i wyjaśniono jego praktyczne znaczenie. W tej części pracy zawarto również koncepcję wielopoziomowej adaptacyjnej procedury oceny kondycji technicznej konstrukcji MMS. Koncepcja ta obejmuje różne strategie postępowania, które wykorzystują i integrują całość wiedzy zawartej w pracy. Rozdział ten zamyka kilka przykładów realizacji powyższych procedur w odniesieniu do realnych wciąż eksploatowanych obiektów.

Szczegółowe spostrzeżenia i najciekawsze wnioski wynikające z opisanych badań i analiz zebrano poniżej w kolejności zgodnej z układem pracy.

1. Stan techniczny większości MMS na świecie jest niepokojący, a główne ich zagrożenie stanowią czynniki atmosferyczne, zwłaszcza woda oraz sukcesywnie zwiększane natężenie obciążenia eksploatacyjnego. Niemniej jednak, biorąc pod uwagę ich duży potencjał i ze względu na ich walory zabytkowe, należy oczekiwać, że przy odpowiednim zarządzaniu będą one jeszcze długo funkcjonować w ramach sieci transportowych.
2. Znajomość parametrów technicznych analizowanej konstrukcji MMS ma kluczowe znaczenie przy ocenie jej kondycji technicznej. Istotną rolę odgrywa zarówno podstawowa wiedza o ukształtowaniu obiektu, które często nie jest oczywiste i łatwe do określenia, jak również bardziej szczegółowe fakty, np. związane z charakterystyką materiałową czy technologią i sekwencją wznoszenia obiektu.
3. Istnieje wiele bardzo zróżnicowanych metod określania powyższych parametrów, a dodatkowo ciągle następuje rozwój zaawansowanych technologii dających coraz szersze możliwości w tym zakresie, np. skaniny przestrzenne, techniki wykorzystujące złożone zjawiska fizyczne czy badania empiryczno-symulacyjne, których dokładność, skuteczność i poziom automatyzacji wciąż jest udoskonalany. W podrozdziale 4.9 w sposób syntetyczny zebrano wiedzę o obszarach zastosowania wszystkich opisanych metod.
4. Szczególne znaczenie w powyższym zakresie ma fuzja wielu metod stosowanych jednocześnie [12], [88], [124]. Przykładem takiego działania są m.in. badania empiryczno-symulacyjne, umożliwiające określanie (często bardziej połączonych) uśrednionych parametrów obiektu, które w połączeniu z badaniami terenowymi i laboratoryjnymi, skupiającymi się z kolei na cechach lokalnych, mogą dawać jeszcze bardziej kompletny obraz sytuacji.

5. Badania monitorujące odpowiedź konstrukcji MMS obejmują bardzo obszer-
ną grupę metod, które dzięki nowym technologiom mogą być też rozwijane
i stanowić coraz skuteczniejsze narzędzie, jak np. zastosowanie systemów sa-
telitarnych opartych na technologii InSAR. Monitoring MMS odznacza się swo-
ją specyfiką, wynikającą m.in. ze względnie dużej kubatury, masy i sztywności
komponentów konstrukcji, narzucającą wysoką czułość i dokładność apara-
tury pomiarowej (por. podrozdz. 5.5). Ponadto ze względu na często ograni-
czoną dostępność tych mostów preferowane są techniki bezkontaktowe zdal-
ne, pośród których obiecujące są szczególnie metody z wykorzystaniem DIC.
Jak w przypadku badania cech, największą skuteczność monitoringu można
uzyskać przez integrację różnych techniki. Z doświadczeń zdobytych przez
autora podczas badań konstrukcji mostowych wynika, że często przydatne
i wystarczające wyniki można uzyskać, prowadząc pomiary odpowiedzi kon-
strukcji w trakcie regularnego i niesterowanego ruchu na obiekcie.
6. Ze względu na specyfikę zachowania konstrukcji MMS wynikającą zwłaszcza
z braku wytrzymałości przy rozciąganiu oraz dużej sztywności, konieczna
jest szczególna ostrożność przy doborze jej modeli, jak i właściwa interpreta-
cja uzyskiwanych za ich pomocą wyników. W związku z tym zasadniczo jedy-
nie modele reprezentujące jedną z trzech klas geometrii, tj. 2D, 2D+ i 3D, oraz
wykorzystujące nieliniowe modele materiałowe mają potencjał do takich
zastosowań. W zależności od zakresu dostępnych danych do ich opisu różne
podejścia do modelowania mogą mieć zastosowanie.
7. Duże znaczenie, najlepiej potwierdzające adekwatność modelu MMS, ma jego
kalibracja i walidacja z wykorzystaniem wyników pomiarów odpowiedzi
realnego obiektu. Na podstawie doświadczeń z symulacji zachowania anali-
zowanych obiektów można stwierdzić, że czasem uwzględnianie niektórych
szczegółów konstrukcji w obrębie rozpatrywanego przęsła, np. murowanych
balustrad, może być ważniejsze, niż bezpośrednie modelowanie bardziej od-
ległych jej obszarów, np. dalszych przęseł obiektu wieloprzęsłowego (por.
podrozdz. 6.7).
8. Zarówno wyniki obliczeń, jak i badań doświadczalnych potwierdzają dużą
globalną sztywność konstrukcji mostów murowanych, zachowywaną aż do
momentu zniszczenia konstrukcji. Przejawem tego są deformacje sklepienia,
które są bardzo małe nie tylko pod obciążeniem użytkowym (por. podrozdz.
5.6 i 6.7), nie przekraczając 1 mm, ale również pod obciążeniem niszczącym
(osiągając maksymalnie od kilkunastu do kilkudziesięciu milimetrów). Podob-

- nego rzędu wartości przemieszczeń sklepień mostów murowanych pod obciążeniem użytkowym podają autorzy innych badań, np. w pracach [53], [107].
9. W wielu sytuacjach optymalne podejście do oceny kondycji technicznej konstrukcji MMS stanowi zaproponowana wielopoziomowa procedura adaptacyjna (por. podrozdz. 7.2), której zakres może być na bieżąco dostosowywany do zbioru posiadanych informacji i dostępnych środków. Umożliwia to minimalizację nakładu czasu i finansów przy założonym celu, co wiąże się z zakładaną strategią postępowania.
 10. W zależności od celu analiz dostępne są różne obszary oceny zachowania mechanicznego konstrukcji, które zebrano i w sposób uporządkowany przedstawiono w pracy. W zakresie doraźnej oceny wyężenia proponowanym najpełniejszym podejściem jest połączenie oceny SGN i NG, które umożliwia:
 - kontrolę przebiegu zniszczenia sklepienia (p. 7.5.2) zależnego od konfiguracji parametrów geometrycznych i materiałowych konstrukcji oraz obciążeń;
 - uwzględnienie obu skrajnych przypadków: gdy tuż po powstaniu pierwszego przegubu plastycznego (SGN w jednym przekroju) konstrukcja przekształca się w mechanizm oraz gdy po pojawieniu się pierwszego przegubu konieczny jest znaczny przyrost obciążenia, aby wystąpiły kolejne przeguby i konstrukcja uległa globalnemu zniszczeniu na skutek utraty stateczności.
 11. Dodatkowo omówiono różne kryteria oceny SGU, trwałości zmęczeniowej i odporności awaryjnej, a następnie wytypowano zalecane podejścia.
 12. W zakresie oceny wyężenia zauważalna jest duża wydajność układu konstrukcyjnego, jakim jest most murowany, w przenoszeniu obciążeń – w większości badanych przypadków dopuszczalny zastępczy nacisk osi pojazdu P_{dop} przekracza 1000 kN.
 13. Odpowiedź konstrukcji MMS na obciążenia zewnętrzne jest mocno nieliniowa, co przejawia się nie tylko na poziomie analizy pojedynczego przekroju, lecz również poprzez redystrybucję sił w całym obszarze konstrukcji. Wiadocznym jest to np. w położeniu przekroju krytycznego sklepienia, które może zmieniać się wraz ze wzrostem obciążenia.
 14. Do symulacji badań rzeczywistych obiektów pod obciążeniem (wykorzystywanych np. w procesie kalibracji) niezbędne jest korzystanie z modeli 3D lub ewentualnie z modeli 2D+ uwzględniających obecność i współpracę wszystkich elementów konstrukcyjnych.

15. Zastosowanie modeli 2D do oceny SGN i NG jest często wystarczające i stanowi podejście łatwiejsze i zachowawcze. W sytuacjach, gdy prowadzona w ten sposób analiza nie zapewnia oczekiwanej nośności, pomocne może być wykorzystanie modeli 2D+ lub 3D (zgodnie z procedurą opisaną w podrozdz. 7.2).
-

Abstract

Structural condition assessment of masonry bridges

This monograph addresses the methodology for experimental and analytical assessment of the structural condition of masonry arch bridges (MAB). It provides a comprehensive approach to examining the current state and mechanical performance of existing structures of this type under typical circumstances of limited prior knowledge of their structural characteristics and the unavailability of technical documentation. It includes a state-of-the-art regarding both applied and potentially useful methods for determining the technical parameters of masonry bridges and technologies for monitoring their response to ad hoc and rheological influences. Additionally, it describes methods for the theoretical description and analysis of the behaviour of the structures, primarily using Finite Element Method models. The work culminates in a comprehensive adaptive procedure for assessing the structural condition of MAB, encompassing the issues mentioned above and containing ready-to-use strategies tailored to the expected research outcomes and available resources.

The motivation for writing this book stemmed from the lack of concise and comprehensive sources in Polish literature, regarding this persistent problem which affects many important and often historic structures that remain in continuous operation within transportation networks both in Poland and worldwide. Deficiencies in this area are also noted in Polish and European technical standard regulations.

The target group for this study comprises of individuals directly involved in engineering and research work, assessing the structural health, load-bearing capacity, durability of MAB, and supervising the maintenance and repair of bridge structures. In addition, in this group are those responsible for comprehensive management of bridge infrastructure.

The author believes that readers will include representatives of academia conducting research or teaching in the fields of civil engineering, construction, and

architecture, as well as all practitioners, engineers, officials, and enthusiasts who come into contact with this type of structures in their work and daily life.

Keywords: masonry arch bridge, testing methods, monitoring, assessment, numerical analysis, finite element method.

Podziękowania

Przygotowanie niniejszej książki nie byłoby możliwe bez wsparcia wielu osób i instytucji. Szczególne podziękowania w tym względzie kieruję do Profesora Jana Bienia za mobilizowanie mnie, nieustanne wspieranie i pomoc oferowaną niemal każdego dnia. Ponadto duże wsparcie otrzymałem od innych współpracowników z Zespołu Mostów Politechniki Wrocławskiej (szczególnie wyróżnić chciałbym w tym względzie Prof. Czesława Machelskiego i Prof. Mieszka Kużawę), za które jestem niezmiernie wdzięczny. Mój rozwój naukowy w przedmiotowej tematyce jest w dużej mierze zasługą wieloletnich międzynarodowych kontaktów z wieloma badaczami, wśród których pragnę szczególnie docenić współpracę z Prof. Cristiną Costą z Portugalii. Podobnie inspirujące efekty wspólnych prac badawczych dotyczących sklepień murowanych wyniknęły z serdecznej współpracy z kolegami z Politechniki Krakowskiej.

W trakcie realizacji niektórych badań obiektów mostowych skorzystałem z pomocy i uprzejmości pracowników jednostek infrastruktury transportowej, w tym PKP PLK (Zakładów Linii Kolejowych we Wrocławiu i Wałbrzychu) oraz ZDiUM we Wrocławiu, którym również bardzo dziękuję. Zdobyte przez ze mnie doświadczenie zebrane w tym opracowaniu jest też efektem owocnej wieloletniej współpracy z biurami projektowo-konsultingowymi z Wrocławia, a zwłaszcza: FASYS Mosty Sp. z o.o., PBW Inżynieria Sp. z o.o. i BPK MOSTY Sp. z o.o., którą bardzo doceniam.

Obszerną część prezentowanych prac objęły prowadzone przeze mnie obliczenia z wykorzystaniem oprogramowania ABAQUS, wymagającego zastosowania komputerów dużej mocy. Taką możliwość zapewniły mi granty obliczeniowe uzyskane od Wrocławskiego Centrum Sieciowo-Superkomputerowego (WCSS) Politechniki Wrocławskiej, za co również w tym miejscu wyrażam wielką wdzięczność.

Bibliografia

- [1] Abel T.K., Bień J., Gładysz-Bień M., Hoła J., Kamiński T., Krawczyk B.W., Krużyński M., Kużawa M.J., Kwiatkowska E., Mackiewicz P., Madryas C., Nienartowicz B.M., Rabiega J., Rawa P., Sadowski Ł., Schabowicz K., Skoczyński W., Szydło A., Zwolski J., TB 6.2. *Wytyczne stosowania nowoczesnych metod badań infrastruktury transportowej*. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, 2014, seria: SPR, nr 12.
 - [2] Acikgoz S, DeJong M.J., Kechavarzi C, Soga K., *Dynamic response of a damaged masonry rail viaduct*. „Measurement and Interpretation, Engineering Structures” 2018, Vol. 168, s. 544–558.
 - [3] Acikgoz S, DeJong M.J., Soga K., *Sensing dynamic displacements in masonry rail bridges using 2D digital image correlation*. „Structural Control and Health Monitoring” 2018, Vol. 25.
 - [4] Adamcewicz S., Bień J., Kamiński T., Kużawa M., Nowak H., Rabiega J., Rawa P., Zwolski J., *Ocena stanu technicznego i przydatności użytkowej mostu Osobowickiego we Wrocławiu*. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, 2009, seria: SPR, nr 20, s. 90.
 - [5] Alani A., Tosti F., Ciampoli L.B., Gagliardi V., Benedetto A., *An integrated investigative approach in health monitoring of masonry arch bridges using GPR and InSAR technologies*. „NDT & E International” 2020, Vol. 115, s. 102288.
 - [6] Alfaiate J., de Almeida J.R., Gago A., *On the numerical analysis of localized damage in masonry structures*, Second International Conference on Structural Engineering and Construction ISEC02, Rzym, 2003.
 - [7] Ali S., Page A.W., *Finite Element Model for Masonry Subjected to Concentrated Loads*. „Journal of Structural Engineering” 1988, Vol. 114, s. 1761–1784.
 - [8] Almeida J.C., Lourenço P.B., Barros J.A., *Characterization of brick and brick–mortar interface under uniaxial tension*. VII International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, Belo Horizonte, Brazylia, 18–20 września 2002.
 - [9] Alpaslan, E., Yilmaz, M.F., Şengönül, B.D., *Rating and reliability assessment of a historical masonry arch bridge*. „Journal of Civil Struct Health Monitoring”, 2023, Vol. 13, s. 1003–1021; <https://doi.org/10.1007/s13349-023-00692-7>
 - [10] Anthoine A., *Homogenization of periodic masonry: plane stress, generalized plane strain or 3D modelling?*. „Communications in Numerical Methods in Engineering”, 1997, Vol. 13, s. 319–326.
-

- [11] Arêde A., Almeida C., Costa C., Costa A., *In-situ and lab tests for mechanical characterization of stone masonry historical structures*. „Construction and Building Materials”, 2019, Vol. 220, s. 503–515; <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.039>
 - [12] Arêde A., Costa C., Gomes A.T., Menezes J.E., Silva R., Marais M., Gonçalves R., *Experimental characterization of the mechanical behaviour of components and materials of stone masonry railway bridges*. „Construction and Building Materials” 2011, Vol. 25, s. 1726–1735.
 - [13] Arêde A., Costa P., Costa A., Costa C., Noites L., *Monitoring and Testing of a New Stone Masonry Arch Bridge in Vila Fria*. „Construction and Building Materials” 2011, Vol. 25, s. 1726–1735.
 - [14] Arêde A., Costa A., *Avaliação Experimental e Monitorização de Estruturas de Alvenaria de Pedra. Experiências do NCREP/LESE em Dois Casos de Estudo, Trabalho apresentado em 2º Seminário – A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação, Porto, 2005.*
 - [15] Armstrong D., Sibbald A., Fairfield C., Forde M., *Modal analysis for masonry arch bridge spandrell wall separation identification*. „NDT & E International” 1995, Vol. 28, s. 377–386.
 - [16] Ataei S., Jahangiri A.M., Kazemiashtiani V., *Evaluation of axle load increasing on a monumental masonry arch bridge based on field load testing*. „Construction and Building Materials” 2016, Vol. 116, s. 413–421.
 - [17] Ataei S., Miri A., *Investigating dynamic amplification factor of railway masonry arch bridges through dynamic load tests*. „Construction and Building Materials” 2018, Vol. 183, s. 693–705.
 - [18] Ataei S., Nouri M., Kazemiashtiani V., *Long-term monitoring of relative displacements at the keystone of a masonry arch bridge*. „Structural Control and Health Monitoring” 2018, Vol. 25, s. e2144.
 - [19] Augusthus-Nelson L., Swift G., *Experimental investigation of the residual behaviour of damaged masonry arch structures*, „Structures” 2020, Vol. 27, s. 2500–2512.
 - [20] Augusthus-Nelson L., Swift G., Melbourne C., Smith C., Gilbert M., *Large-scale physical modelling of soil-filled masonry arch bridges*. „International Journal of Physical Modelling in Geotechnics” 2018, Vol. 18, s. 81–94.
 - [21] Augusthus-Nelson L., Swift G.M., Smith C.C., Gilbert M., Melbourne C., *Influence of railway loading on the performance of soil-filled masonry arch bridges*. „Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering” 2018, Vol. 171, s. 276–289.
 - [22] Baker, J., Schubert, M., Faber, M., *On the assessment of robustness*. „Structural Safety” 2008, Vol. 30, s. 253–267.
 - [23] Bayraktar A., Altunışık A.C., Birinci F., Sevim B., Türker T., *Finite-element analysis and vibration testing of a two-span masonry arch bridge*, „Journal of Performance of Constructed Facilities” 2010, Vol. 24, s. 46–52.
 - [24] Bayraktar A., Türker T., Altunışık A.C., *Experimental Frequencies and Damping Ratios for Historical Masonry Arch Bridges*. „Construction and Building Materials” 2015, Vol. 75, s. 234–241.
-

- [25] „Bautechnik” 1927, Heft 39, s. 545–546.
- [26] Beatini V., Royer-Carfagni G., Tasora A., *Modeling the shear failure of segmental arches*. „International Journal of Solids and Structures” 2018, Vol. 158, s. 1–19.
- [27] Bell B., *European Railway Bridge Demography*. Technical Report: WP1 WP1-02-T-040601-F-D1.2. „Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives” 2004.
- [28] Bęben D., *Application of the interferometric radar for dynamic tests of corrugated steel plate (CSP) culvert*. „Non-destructive Testing & Evaluation International” 2011, Vol. 44, s. 405–412.
- [29] Bicanic N., Stirling C., Pearce C.J., *Discontinuous modelling of masonry bridges*. „Computational Mechanics” 2003, Vol. 31, s. 60–68.
- [30] Bień J., *Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2010, 417 s.
- [31] Bień J., Jakubowski K., Kamiński T., Nowak H., Rawa P., Trela Ch., Helmerich R., Niederleithinger E., Reis M., Kubiak Z., *D7.4 Demonstration bridge, C: Masonry arch structure*. „Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives” 2007.
- [32] Bień J., Kamiński T., Damages to masonry arch bridges – proposal for terminology unification. W: *ARCH’07 – 5th International Conference on Arch Bridges, Madeira, Portugal 12–14 September 2007*, P.B. Lourenço, D.V. Oliveira, A. Portela (Eds.), Universidade de Madeira, Funchal, 2007, s. 341–349.
- [33] Bień J., Kamiński T., *Masonry Arch Bridges in Poland*. W: „4th International Conference on Arch Bridges – Advances in Assessment, Structural Design and Construction”, R. Roca, E. Oñate (Eds.), Barcelona, 2004, s. 182–191.
- [34] Bień J., Kamiński T., *Procesy degradacji i uszkodzenia mostów murowanych. Współczesne problemy naukowo-badawcze budownictwa lądowego i wodnego*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2007, s. 33–40.
- [35] Bień J., Kamiński T., *Współczesne metody badań murowanych mostów sklepionych*. W: „Badania Materiałów Budowlanych i Konstrukcji Inżynierskich”, DWE, Wrocław, 2004, s. 305–313.
- [36] Bień J., Kamiński T., Kużawa M., Monitoring in management of roadway bridges. W: *Maintenance, Safety, Risk, Management and Life-Cycle Performance of Bridges*, N. Powers, D. Frangopol, R. Al-Mahaidi, C. Caprani (Eds.), Taylor & Francis Group, London, s. 1839–1844.
- [37] Bień J., Kamiński T., Kużawa M., *Taxonomy of non-destructive field tests of bridge materials and structures*. „Archives of Civil and Mechanical Engineering” 2019, Vol. 19, s. 1353–1367.
- [38] Bień J., Kamiński T., Rabiega J., Rawa P., Zwolski J., *Wpływ urządzeń obcych na zagrożenie ruchu drogowego na moście drogowo-tramwajowym Pomorskim Południowym nad rzeką Odrą we Wrocławiu*. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, 2010, seria: SPR, nr 20, s. 79.
- [39] Bień J., Kamiński T., Trela Ch., Numerical analysis of old masonry bridges supported by field tests. W: *Bridge Maintenance, Safety Management, Health Monitoring and Informatics*, H.-M. Koh, D. Frangopol (Eds.), Taylor & Francis Group, London, 2008, s. 2384–2391.

- [40] Bień J., Kmita J., Machelski Cz., *Komputerowe wspomaganie projektowania mostów*, WKiŁ, Warszawa, 1989.
- [41] Bień J., Kużawa M., Kamiński T., *Strategies and Tools in Monitoring of Concrete Bridges*. „Structural Concrete”, 2020, Vol. 21, s. 1227–1239.
- [42] Bień J., Zwolski J., Kamiński T., Rabeiga J., Rawa P., Kużawa M., *Dynamic tests of two old masonry arch bridges over Odra River in Wrocław*. W: *EVACES 2011 : Proceedings of the International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, 3–5 October 2011, Verenna, Italy*, C. Gentile, F. Benedettini (Eds.). Starrylink Editrice, Brescia, 2011, s. 79–86.
- [43] Biliszczyk J., *Mosty łukowe w Polsce. Historia, współczesność, przyszłość*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2015.
- [44] Biliszczyk J., *Mosty w dziejach Polski*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław, 2017.
- [45] Biliszczyk J. (red.), Bień J., Maliszewicz P., Machelski C., Mistewicz M., Onysyk J., Rabeiga J., *Podręcznik inspektora mostowego*. Cz. I i II. Politechnika Wrocławska, Instytut Inżynierii Lądowej Zakład Mostów, Wrocław, 1995.
- [46] Biliszczyk J., Budych L., *Most nad Młynówką w Kłodzku – zabytek techniki mostowej najwyższej klasy*. Inżynieria i Budownictwo, nr 11, 1998.
- [47] Biliszczyk J., Budych L., Kubiak Z., Rabeiga J., *Wielkie kamienne mosty kolejowe na Śląsku*. „Inżynieria i Budownictwo” 2000, nr 9.
- [48] Biondini F., Restelli S., *Measure of Structural Robustness under Damage Propagation*. W: *Bridge Maintenance, Safety Management, Health Monitoring and Informatics*, H.-M. Koh, D. Frangopol (Eds.), Taylor & Francis Group, London, 2008.
- [49] Biscarini C., Catapano I., Cavalagli N., Ludeno G., Pepe F.A., Ubertaini F., *UAV photogrammetry, infrared thermography and GPR for enhancing structural and material degradation evaluation of the Roman masonry bridge of Ponte Lucano in Italy*. „NDT and E International” 2020, Vol. 115, s. 102287.
- [50] Bocian M., Nikitas N., Kalybek M., Kużawa M., Hawryszków P., Bień J., Onysyk J., Biliszczyk J., *Dynamic performance verification of the Rędziński Bridge using portable camera-based vibration monitoring systems*. „Archives of Civil and Mechanical Engineering” 2023, Vol. 23.
- [51] Boothby T.E., *Load Rating of Masonry Arch Bridges*. „Journal of Bridge Engineering” 2001, Vol. 6, No. 2, s. 79–86.
- [52] Boothby T.E., Hulet M.K., Stanton T.R., *Inspection, assessment and monitoring of railroad arch bridges in Southwestern Pennsylvania*. In: *Arch Bridges IV—Advances in Assessment, Structural Design and Construction*, P. Roca, E. Oñate (Eds.), CIMNE, Barcelona, 2004, s. 144–151.
- [53] Boothby T.E., Domalik D.E., Dalal V.A., *Service Load Response of Masonry Arch Bridges*. „Journal of Structural Engineering” 1998, Vol. 124, s. 17–23.
- [54] Borlenghi P., D'Angelo M., Ballio F., Gentile C., *Continuous Monitoring of Masonry Arch Bridges to Evaluate the Scour Action*. W: *Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures – EUROSTRUCT 2021*, C. Pellegrino, F.

- Faleschini, M.A. Zanini, J.C. Matos, J.R. Casas, A. Strauss (Eds.), seria: Lecture Notes in Civil Engineering, Vol. 200, Sprinegr, Cham, 2022.
- [55] Borlenghi P, Saisi A., Gentile C., *ND testing and establishing models of a multi-span masonry arch bridge*. „Journal of Civil Structural Health Monitoring”, 2023, Vol. 13, No. 10.
- [56] Borlenghi P, Saisi A., Gentile C., *Determining and Tuning Models of a Masonry Bridge for Structural Assessment*. W: *Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structure – EUROSTRUCT 2021*, C. Pellegrino, F. Faleschini, M.A. Zanini, J.C. Matos, J.R. Casas, A. Strauss (Eds.), seria: Lecture Notes in Civil Engineering, Vol. 200, Sprinegr, Cham, 2022.
- [57] Borowski L., *Wyniki badań laboratoryjnych materiałów kamiennych używanych do budowy dróg i utrzymania dróg w Polsce*. Drogowy Instytut Badawczy, Warszawa, 1929.
- [58] Bozyigit B., Acikgoz S., *Dynamic amplification in masonry arch railway bridges*. „Structures”, Vol. 45, Elsevier, 2022, s. 1717–1728,
- [59] Bögöly G., Török Á., Görög P., *Dimension stones of the North Hungarian masonry arch bridges*. „Central European Geology” 2015, Vol. 58, s. 230–245.
- [60] Brencich A., Cavicchi A., Gambarotta L., *Load carrying capacity and collapse mechanisms of masonry arch bridges*. IABMAS, 2004.
- [61] Brencich A., Corradi C., Gambarotta L., *Experimental and theoretical analysis of eccentrically loaded brickwork*. W: *Proceedings of ARCH'07 – The 5th International Conference on Arch Bridges*, Funchal, 2007, s. 365–372.
- [62] Brencich A., Corradi C., Gambarotta L., Mantegazza G., Sterpi E., *Compressive strength of solid clay brick masonry under eccentric loading*. W: *Proceedings of the British Masonry Society*, G. Thompson (Ed.), 2002, s. 37–46.
- [63] Brencich A., De Francesco U., *Assessment of multispan masonry arch bridges*. Cz. I: *Simplified approach*. „Journal of Bridge Engineering” 2004, Vol. 9, s. 582–590.
- [64] Brencich A., Morbiducci R., *Masonry Arches: Historical Rules and Modern Mechanics*. „International Journal of Architectural Heritage” 2007, s. 165–189.
- [65] Brencich A., Sabia D., *Experimental identification of a multi-span masonry bridge: the Tanaro Bridge*. „Construction and Building Materials”, 2008, Vol. 22, s. 2087–2099.
- [66] Brencich A., Sterpi E., *Compressive strength of solid clay brick masonry: calibration of experimental tests and theoretical issues*. W: *Structural Analysis of Historical Constructions. Possibilities of numerical and experimental techniques*, P.B. Lourenço, P. Roca, C. Modena, S. Agrawal (Eds.), New Delhi, 2006.
- [67] Brencich A., Gambarotta L., Sterpi E., *Stochastic distribution of compressive strength: effects on the load carrying capacity of masonry arches*. W: *Proceedings of ARCH'07 – The 5th International Conference on Arch Bridges*, Funchal, 2007.
- [68] Brookes C.L., *Assessment and strengthening masonry arch bridges. Structural Analysis of Historic Construction: Preserving Safety and Significance*. CRC Press, 2008.

- [69] Brooks J.J., *Composite modelling of masonry deformation*. „Materials and Structures” 1990, Vol. 23, s. 241–251.
- [70] Brozovsky J., Zach J., Brozovsky J. Jr., *Determining the strength of solid burnt bricks in historical structures*. W: *ART 2008 – 9th International Conference on NDT of Art*, Jerusalem, 2009.
- [71] Brunarski L., Runkiewicz L., *Instrukcja stosowania metody ultradźwiękowej do nieniszczącej kontroli betonu w konstrukcji*. Instrukcja ITB Nr 209, ITB, Warszawa, 1977.
- [72] Burger M., Wujanz D., Neitzel F., Lichtenberger R., *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Optische korrelationsbasierte Messtechnik zur lastinduzierten Verformungsmessung*. W: *Mauerwerk Kalender 2018: Brücken Bauen im Bestand*, W. Jäger (Hrsg.), Ernst & Sohn, Berlin, 2018, s. 241–250.
- [73] Burnett S., Gilbert M., Molyneaux T., Beattie G., Hobbs B., *The performance of unreinforced masonry walls subjected to low-velocity impacts: Finite element analysis*. „International Journal of Impact Engineering” 2007, Vol. 34, s. 1433–1450.
- [74] Cavaco E.S. Casas J.R., Neves L.A.C., Huespe A.E., *Robustness of corroded reinforced concrete structures – a structural performance approach*. „Structure and Infrastructure Engineering” 2013, Vol. 9, s. 42–58.
- [75] Cavicchi A., Gambarotta L., *Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction*. „Engineering Structures” 2005, Vol. 27, s. 605–615.
- [76] Cannizzaro F., Panto B., Caddemi S., Calì I., *A discrete macro-element method (DMEM) for the nonlinear structural assessment of masonry arches*. „Engineering Structures” 2018, Vol. 168, s. 243–256.
- [77] Cholewo J., Sznurowski M., *Mosty kolejowe*. Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa, 1958.
- [78] Choo B.S., Hogg V., *Determination of the serviceability limit state for masonry arch bridges*. W: *Arch bridges*, C. Melbourne (Ed.), Thomas Telford, London, 1995, s. 529–536.
- [79] Cinicioglu O., Abadkon A., *Dilatancy and friction angles based on in situ soil conditions*. „Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering” 2015, Vol. 141, s. 06014019.
- [80] Clark M.R., Forde M.C., *Using conductivity to determine the location of moisture in a masonry arch bridge*. W: *International Symposium Non-Destructive testin in Civil Engineering*, Berlin, 2003.
- [81] Clark M., Forde M.C., *Infrared Thermography Assessment of Masonry Arch Bridges Laboratory and Field Case Studies*. W: *International Symposium Non-Destructive testin in Civil Engineering*, Berlin, 2003.
- [82] Cocking S., Alexakis H. DeJong M., *Distributed dynamic fibre-optic strain monitoring of the behaviour of a skewed masonry arch railway bridge*. „Journal of Civil Structural Health Monitoring” 2021, Vol. 11, s. 989–1012.
- [83] Cocking S.H., Ye C., DeJong M.J., *Damage Assessment of a Railway Bridge Using Fibre Optic Sensing and Lidar Data*. W: *International Conference on Smart Infrastructure and Construction 2019*, s. 701–710.

- [84] Conde B., Drosopoulos G.A., Stavroulakis G.E., Riveiro B., Stavroulaki M.E., *Inverse analysis of masonry arch bridges for damaged condition investigation: Application on Kakodiki bridge*. „Engineering Structures” 2016, Vol. 127, s. 388-401.
- [85] Conde B., Eguia P., Stavroulakis G.E., Granada E., *Parameter identification for damaged condition investigation on masonry arch bridges using a Bayesian approach*. „Engineering Structures” 2018, Vol. 172, s. 275-284.
- [86] Conde B., Ramos L.F., Oliveira D.V., Riveiro B., Solla M., *Structural assessment of masonry arch bridges by combination of non-destructive testing techniques and three-dimensional numerical modelling: Application to Vilanova bridge*. „Engineering Structures” 2017, Vol. 148, s. 621-638.
- [87] Corradi M., *Empirical methods for the construction of masonry arch bridges in the 19th century*. W: *Arch bridges: history, analysis, assessment, maintenance and repair. Proceedings of the Second International Arch Bridge Conference, Venice, Italy, 6-9 October 1998*, A. Sinolpoli (Ed.), A.A. Balkema, Rotterdam, 1998, s. 25-36.
- [88] Costa C., Arêde A., Costa A., *Mechanical characterization of the constituent materials of stone arch bridges*. W: *Proceedings of the 9th International Masonry Conference*, Guimarães, 2014.
- [89] Costa C., Arêde A., Morais M., Anibal A., *Detailed FE and DE modeling of stone masonry arch bridges for the assessment of load-carrying capacity*. „Procedia Engineering” 2015, Vol. 114, s. 854-861.
- [90] Costa C., Costa P., Arêde A., Costa A., *Structural design, modelling, material testing and construction of a new stone masonry arch bridge in Vila Fria, Portugal*. W: *Proceedings of ARCH'07 – The 5th International Conference on Arch Bridges*, Funchal, 2007, s. 561-568.
- [91] Costa C., Kamiński T., *Comparison of various modelling techniques applied in analysis of masonry arch bridges*. W: *Proceedings of the 8th International Conference on Arch Bridges, Wrocław, 5-7 October, 2016*, s. 835-842.
- [92] Costa C., Ribeiro D., Jorge P., Silva R., Arêde A., *Calibration of the numerical model of a stone masonry railway bridge based on experimentally identified modal parameters*. „Engineering Structures” 2016, Vol. 123, s. 354-371.
- [93] Costa C., Ribeiro D., Jorge P., Silva R., Calçada R., Arêde A., *Calibration of the numerical model of a short-span masonry railway bridge based on experimental modal parameters*. „Procedia Engineering” 2015, Vol. 114, s. 846-853.
- [94] D'Amato M., Laterza M., Casamassima V.M., *Seismic Performance Evaluation of a Multi-Span Existing Masonry Arch Bridge*. „The Open Civil Engineering Journal” 2017, Vol. 29, s. 161-187.
- [95] de Felice G., *Assessment of the load-carrying capacity of multispan masonry arch bridges using fibre beam elements*. „Engineering Structures” 2009, Vol. 31, s. 1634-1647.
- [96] De Santis S., de Felice G., *Overview of railway masonry bridges with a safety factor estimate*. „International Journal of Architectural Heritage” 2014, Vol. 8, s. 452-474.
- [97] De Santis S., Tomor A.K., *Laboratory and field studies on the use of acoustic emission for masonry bridges*, „NDT & E International” 2013, Vol. 55, s. 64-74.

- [98] Dhanasekar M., Page A.W., Kleeman P.W., *The failure of brick masonry under biaxial stresses*. W: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 1985, Vol. 79, s. 295–313.
- [99] Dhanasekar M., Prasad P., Dorji J., Zahra T., *Serviceability assessment of masonry arch bridges using digital image correlation*. „Journal of Bridge Engineering” 2019, Vol. 24.
- [100] Di Marco F., Tetougueni C.D., Zampieri P., Pellegrino C., *Numerical Analysis of Masonry Arch Bridges Subject to Scour Effect*. W: *Proceedings of the 1st Conference of the European Association on Quality Control of Bridges and Structures – EUROSTRUCT 2021*, C. Pellegrino, F. Faleschini, M.A. Zanini, J.C. Matos, J.R. Casas, A. Strauss (Eds.), seria: *Lecture Notes in Civil Engineering*, 2022, Vol. 200.
- [101] Dimitri R., De Lorenzis L., Zavarise G., *Numerical study on the dynamic behavior of masonry columns and arches on buttresses with the discrete element method*. „Engineering Structures” 2011, Vol. 33, s. 3172–3188.
- [102] Dominas P., *Mosty kolejowe na Śląsku do 1945 roku*. Księży Młyn, Łódź, 2019.
- [103] Dorji J., Zahra T., Thambiratnam D., Lee D., *Strength assessment of old masonry arch bridges through moderate destructive testing methods*. „Construction and Building Materials” 2021, Vol. 278, s. 122391.
- [104] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., *Metody lokalizacji wad konstrukcji betonowych – metoda ultradźwiękowa*. „Przegląd Budowlany” 2007, vol. 78, nr 9, s. 29–36.
- [105] Drosopoulos G.A., Stavroulakis, G.E., Massalas C.V., *Limit analysis of a single span masonry bridge with unilateral frictional contact interfaces*. „Engineering Structures” 2006, Vol. 127, s. 1864–1873.
- [106] Dulińska J., *Weryfikacja doświadczalna charakterystyk dynamicznych zabytkowych mostów kamiennych*. „Czasopismo Techniczne. Budownictwo” 2009, z. 2-B, s. 49–59.
- [107] Fanning P.J., Boothby T.E., *Experimentally-based assessment of masonry arch bridges*. „Proceedings of the Institution of Civil Engineers Bridge Engineering” 2003, Vol. 156, s. 109–1165.
- [108] Fanning P.J., Boothby T.E., *Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges*. „Computers & Structures” 2001, Vol. 79, s. 2645–2662.
- [109] Fanning P.J., Salomoni V.A., Sloan D.T., *Nonlinear Modelling of a Multi-Span Arch Bridge under Service Load Conditions*. W: *Proceedings 10th International Conference on Structural Faults and Repairs*, Londyn, 1–3 lipca 2003.
- [110] Ferguson W.A., Skandamoorthy J., *The screw pull-out test for the in-situ measurement of the strength of masonry materials*. W: *Proceedings of the 10th International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Canada, 5–7 July 1994*, s. 1257–1266.
- [111] Frangopol, D.M., Curley, J.P., *Effects of damage and redundancy on structural reliability*. „Journal of Structural Engineering” 1987, Vol. 113, s. 1533–1549.
- [112] Frunzio G., Monaco M., Gesualdo A., *3D F.E.M. analysis of a Roman arch bridge*. W: *Historical constructions*, P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Guimarães, 2001, s. 591–599,

- [113] Gago A., Alfaiate J., Gallardo A., *Numerical analyses of the Bargower arch bridge*. W: *Finite Elements in Civil Engineering Applications. Proceedings of the Third Diana World Conference, Tokyo, Japan, 9–11 October 2002*, M.A.N. Hendriks, J.A. Rots (Eds.), Swets & Zeitlinger, Lisse, 2002.
- [114] Ganz H.R., Thrülimann B., *Versuche über die Festigkeit von zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk*. Birkhäuser, Basel, 1982.
- [115] Gilbert M., Hobbs B., Molyneux T.C.K., *The performance of unreinforced masonry walls subjected to low-velocity impacts: experiments*. „International Journal of Impact Engineering” 2002, Vol. 27, s. 231–251.
- [116] Gilbert M., Melbourne C., *Rigid-block analysis of masonry structures*. „The Structural Engineer” 1994, Vol. 72/21, s. 356–361.
- [117] Gilbert M., Melbourne C., Smith C.C., Augusthus-Nelson L., Swift G., *Proposed permissible limit state assessment criteria for masonry arch bridges*. W: *Proceedings of the 8th International Conference on Arch Bridges, Wrocław, 5–7 October, 2016*, s. 843–852.
- [118] Gilbert M., Nguyen D.P., Smith C.C., *Computational limit analysis of soil-arch interaction in masonry arch bridges*. W: *Proceedings of ARCH’07 – The 5th International Conference on Arch Bridges, Madeira, Portugal 12–14 September 2007*, P.B. Lourenço, D.V. Oliveira, A. Portela (Eds.), Universidade de Madeira, Funchal, 2007, s. 633–640.
- [119] Giordano A., Mele E., De Luca A., *Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study*. „Engineering Structures” 2002, Vol. 24, s. 1057–1069.
- [120] Guadagnuolo M., Aurilio M., Basile A., Faella G., *Modulus of Elasticity and Compressive Strength of Tuff Masonry: Results of a Wide Set of Flat-Jack Tests*. „Buildings” 2020, Vol. 10, s. 84.
- [121] Gutermann, M. et al. *Experimental safety evaluation of concrete and masonry bridges*. „Insight” 2003, Vol. 45, s. 805–808.
- [122] Harvey W.E.J., *Application of the mechanism analysis to masonry arches*. „The Structural Engineer” 1988, Vol. 66, s. 77–84.
- [123] Hawkins A.B., McConnell B.J., *Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content*. „Quarterly Journal of Engineering” 1992, Vol. 25, s. 115–130.
- [124] Helmerich R., Niederleithinger E., Trela C., Bień J., Kamiński T., Bernardini G., *Multi-tool inspection and numerical analysis of an old masonry arch bridge*. „Structure and Infrastructure Engineering” 2012, Vol. 8, s. 27–39.
- [125] Hendry A.W., *Masonry properties for assessing arch bridges*. TRRL Contractor Report 244, Crowthorn, 1990.
- [126] Henz L.B., *Normalbrücken und Durchlässe nebst den zur Veranschlagung derselben erforderlichen Raum-Ermittelungen*. Ernst & Korn, Berlin, 1869.
- [127] Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., *Analysis User’s Manual*, Abaqus, Dassault Systèmes Simulia Corp., 2023..
- [128] Heyman J., *The Masonry Arch*. Ellis Horwood, 1982.

- [129] Hojdis Ł., Kamiński T., Krajewski P., *Experimental and numerical simulations of collapse of masonry arches*. W: *Proceedings of ARCH'13 – The 7th International Conference on Arch Bridges, October 2-4, 2013, Trogir-Split, Croatia*, s. 715–722.
- [130] Holzer S.M., Veihelmann K., *Hinges in historic concrete and masonry arches*. „Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Engineering History and Heritage” 2015, Vol. 168, s. 55–64.
- [131] Hoła J., Schabowicz K., *State-of-the-art non-destructive methods for diagnostic testing of building structures – anticipated development trends*. „Archives of Civil and Mechanical Engineering” 2010, Vol. 10, s. 5–18.
- [132] Invernizzi S., Lacidogna G., Manuello A., Carpinteri A., *AE monitoring and numerical simulation of a two-span model masonry arch bridge subjected to Pier Scour*. „Strain” 2011, Vol. 47, s. 158–169.
- [133] Jasieńko J., Łodygowski T., Rapp P., *Naprawa, konserwacja i wzmacnianie wybranych, zabytkowych konstrukcji ceglanych*. DWE, Wrocław, 2006.
- [134] Kaczmarczyk R., Czurczak J., *Wpływ metody wyznaczania parametrów wytrzymałościowych gruntów na wyniki analiz stateczności skarp i zboczy*. „Przegląd Geologiczny” 2020, Vol. 68, s. 577–583.
- [135] Kaczyński R.R., *Warunki geologiczno-inżynierskie na obszarze Polski*. Państwowy Instytut Geologiczny, Państwowy Instytut Badawczy, Warszawa, 2017.
- [136] Kahl D., Gutermann M., *Messen statt Schätzen – Zerstörungsarme Tragsicherheitsbewertung von Mauerwerk*. DGZfP, Berlin, 2008.
- [137] Kamiński L., *Teoria konstrukcji inżynierskich*. PWN, Warszawa, 1982.
- [138] Kamiński T., *Consequences of simplifications in modelling and analysis of masonry arch bridges*. W: *Proceedings of ARCH 2019: 9th International Conference on Arch Bridges, Porto, Portugal, October 2-4, 2019*, s. 153–160.
- [139] Kamiński T., *Efficiency of selected strengthening methods of masonry arch bridges*. W: *Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Sustainability and Innovations (IAB-MAS 2020)*, H. Yokota, D.M. Frangopol (Eds.), Taylor & Francis Group, London, 2021, s. 3820–3827.
- [140] Kamiński T., *Identyfikacja przemieszczeń podpór na podstawie obrazu zarysowań i deformacji murowanych konstrukcji sklepionych*. „Inżynieria i Budownictwo” 2017, vol. 10, s. 519–522.
- [141] Kamiński T., *Metodyka badań i oceny przydatności użytkowej murowanych mostów sklepionych*. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, 2014, seria: SPR nr 24, vol. 39.
- [142] Kamiński T., *Mezomodelling of masonry arches*. W: *Proceedings of the 6th International Conference AMCM'2008 – Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures, Łódź, 9–11 czerwca, 2008 r.*, s. 359–360.

- [143] Kamiński T., *Nośność graniczna prześel mostów murowanych z uwzględnieniem wpływu uszkodzeń*. Rozprawa doktorska. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, 2008, seria: PRE nr 1.
- [144] Kamiński T., *Nmeryczne modelowanie i analiza statyczna murowanych mostów sklepionych*. „Inżynieria i Budownictwo” 2008, nr 1–2, s. 72–76.
- [145] Kamiński T., *Stany graniczne w analizie nośności murowanych mostów sklepionych*. W: *Wrocławskie Dni Mostowe – Bezpieczeństwo obiektów mostowych*, Wrocław, 25–26 listopada, 2021, s. 381–392.
- [146] Kamiński T., *Tests to collapse of masonry arch bridges simulated by means of FEM*. W: *5th International Conference on Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization (IABMAS 2010)*, Filadelfia, USA, 2010 r., s. 1420–1427.
- [147] Kamiński T., *The Ultimate Limit State vs. Limit Analysis of masonry arch bridges*. W: *9th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2018)*, Melbourne, Australia, 9–13 lipca 2018, s. 2687–2694.
- [148] Kamiński T., *Three-dimensional modelling of masonry arch bridges based on predetermined planes of weakness*. W: *Proceedings of ARCH'07 – The 5th International Conference on Arch Bridges, Madeira, Portugal 12–14 September 2007*, P.B. Lourenço, D.V. Oliveira, A. Portela (Eds.), Universidade de Madeira, Funchal, 2007, s. 525–533.
- [149] Kamiński T., Bień J., *Application of Kinematic Method and FEM in Analysis of Ultimate Load Bearing Capacity of Damaged Masonry Arch Bridges*. „Procedia Engineering” 2013, Vol. 57, s. 524–532.
- [150] Kamiński T., Bień J., *Condition assessment of masonry bridges in Poland*, *National Conference on Bridge Maintenance and Safety of Bridges (ASCP'2015)*, Lizbona, Portugalia, 25–26 June 2015, s. 126–135.
- [151] Kamiński T., Bień J., Kuźawa M., *Badania i analiza zdegradowanego sklepionego mostu kolejowego*. „Mosty” 2021, Nr 1, s. 24–30.
- [152] Kamiński T., Bień J., Kuźawa M., Rabiega J., *Investigation of the historical Osobowicki Bridge in Wrocław*. W: *Proceedings of ARCH'10 – 6th International Conference on Arch Bridges*, Fuzhou, China, 2010 r., s. 405–412.
- [153] Kamiński T., Bień J., Kuźawa M., Zwolski J., *Live loads in condition assessment of old bridges*, *8th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management (IABMAS 2016)*, Foz do Iguaçu, Brazylia, 26–30 czerwca 2016, s. 315–316.
- [154] Kamiński T., Costa C., *Evaluation of strengthening efficiency based on combined global and sectional response of masonry arch bridges*. „Engineering Structures” 2024, Vol. 302, s. 117359.
- [155] Kamiński T., Kuźawa M., *Modelowanie efektów uszkodzeń w ocenie wyężenia i cech dynamicznych konstrukcji betonowych mostów sklepionych – weryfikacja doświadczalna*. Raporty Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej Politechnika Wrocławska, 2017, seria: SPR, nr 38.

- [156] Kamiński T., Kużawa M., Bień J., *Experimental and numerical assessment of an old back-filled concrete arch bridge*. W: *Proceedings of ARCH 2019 – The 9th International Conference on Arch Bridges, Porto, Portugal, October 2-4, 2019*, s. 194–202.
- [157] Kamiński T., Machelski Cz., *Analysis of traffic load effects in railway backfilled arch bridges*. „Archives of Civil Engineering” 2022, Vol. 2, s. 243–260.
- [158] Kamiński T., Machelski Cz., *Experimental and numerical study on displacements of masonry bridges under live loads*. W: *Proceedings of the 8th International Conference on Arch Bridges, Wrocław, 5–7 October, 2016*, s. 1019–1028.
- [159] Kamiński T., Trela Ch., *Advanced methods of testing and analysis of old masonry bridge in Oleśnica*. W: *Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives*, DWE, Wrocław, 2007, s. 461–472.
- [160] Karaveziroglou-Weber M., Karayianni E., Stavrakakis E., *Damages of existing stone bridges in Greece*. W: *Proceedings of the second International Arch Bridge Conference, Venice, Italy, 6-9 October 1998*. *Arch Bridges History, analysis, assessment, maintenance and repair*, A. Sinopoli (Ed.), Taylor & Francis Group, London.
- [161] Kawa M., Pietruszczak S., Shieh-Beygi B., *Limit states for brick masonry based on homogenization approach*. „Solids and Structures” 2008, Vol. 45, s. 998–1016.
- [162] Koltsida I., Tomor A., Booth C., *The use of digital image correlation technique for monitoring masonry arch bridges*. W: *Proceedings of ARCH 2013 – The 13th International Conference on Arch Bridges, Split-Trogir, Croatia, 2013*.
- [163] Krajewski P., Hojdys, Ł., *Comparative Study of Granite and Expanded Clay Aggregate as Backfill Materials for Masonry Vaults*. „Materials” 2024, Vol. 17, s. 6277.
- [164] Krystkiewicz E., *Aktualny stan zasobów i wydobycia kamieni łamanych i blocznych na tle ostatniego pięciolecia*. „Surowce i Maszyny Budowlane” 2007, Nr 4, s. 68–72.
- [165] Kużawa M., *Monitoring sensoryczny obiektów mostowych w trakcie ich eksploatacji*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2022.
- [166] La Mendola L., E.L. Giudice, G. Minafò, *Experimental calibration of flat jacks for in-situ testing of masonry*, „International Journal of Architectural Heritage” 2019, Vol. 13, s. 619–629.
- [167] Łagoda G., Łagoda M., *Stan mostów murowanych w Polsce*. „Drogownictwo”, 1993, Nr 5.
- [168] Łagoda G., Zasun H., *Badanie budulca mostów murowanych w Polsce*. „Drogownictwo”, 1993, Nr 5.
- [169] Lee J.S., Fenves G.L., *Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures*. „Journal of Engineering Mechanics” 1998, Vol. 124, s. 892–900.
- [170] Lee W.F., Chen C.L.J., Ku B., *Applications of dilative behavior in marine soil*. W: *Proceedings of The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*, Honolulu, Hawaii, USA, 25–30 maja 2003.
- [171] Leon J., Espejo S.R., *Load test to collapse on the masonry arch bridge at Urnieta*. W: *Proceedings of ARCH'07 – The 5th International Conference on Arch Bridges*, Funchal, 2007, s. 969–977.

- [172] Lind, N., *A measure of vulnerability and damage tolerance*. „Reliability engineering and systems safety” 1995, Vol. 48, s. 1–6.
- [173] Liu B., Drougkas A. & Sarhosis V., Smith C., Gilbert M., *Experimental investigation on the shear behaviour of the brickwork-backfill interface in masonry arch bridges*. „Engineering Structures” 2023, Vol. 292, s. 116531.
- [174] Livesley R.K., *Limit analysis of structures formed from rigid blocks*. „International Journal for Numerical Methods in Engineering” 1978, Vol. 12, s. 1853–1871.
- [175] Lopez J., Oller S., Onate E., Lubliner J., *A homogeneous constitutive model for masonry*. „International Journal for Numerical Methods in Engineering” 1999, Vol. 46, s. 1651–1671.
- [176] Lourenço P.B., *An orthotropic continuum model for the analysis of masonry structures*. Delft University of Technology Report, TNO-95-NM-R0712, 1995.
- [177] Lourenço P.B., *Computational strategies for masonry structures*. PhD Thesis. Delft University Press, Delft, 1996.
- [178] Lourenço P.B., *Computations on historic masonry structures*. „Structure Engineering Materials” 2002, Vol. 4, s. 301–319.
- [179] Lourenço P.B., Rots J.G., Blaauwendraad J., *Two approaches for the analysis of masonry structures: Micro and macro-modelling*. „Heron” 1995, Vol. 40, s. 313–340.
- [180] Lourenço P.B., *The elastoplastic implementation of homogenisation techniques*. Delft University of Technology Report, TNO-95-NM-R0251, 1995.
- [181] Lubliner J., Oliver J., Oller S., Oñate E., *A Plastic-Damage Model for Concrete*. „International Journal of Solids and Structures” 1989, Vol. 25, s. 229–326.
- [182] Lubowiecka I., Arias P., Riveiro B., Solla M., *Multidisciplinary approach to the assessment of historic structures based on the case of a masonry bridge in Galicia (Spain)*. „Computers & Structures” 2011, Vol. 89, s. 1615–1627.
- [183] Lueger O., *Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften*, T. 3. Stuttgart, Leipzig 1906, s. 170–172.
- [184] Łątka D., Matysek P., *Determination of Mortar Strength in Historical Brick Masonry Using the Penetrometer Test and Double Punch Test*. „Materials” 2020, Vol. 13, s. 2873.
- [185] Łukaszewski P., *Odkształcalność piaskowców fliszowych w złożonym stanie naprężenia*. Wydawnictwa Uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa, 2013.
- [186] Łydzba D., Różański A., Sobótka M., Stefaniuk D., Chudy G., Wróblewski T., *Mechanical behavior of soil-steel structure subjected to live loads and different water conditions*. „Archives of Institute of Civil Engineering” 2017, Vol. 23, s. 163–174.
- [187] Machelski C., *Dependence of deformation of soil-steel structure on direction of load passage*. „Bridges and Roads”, 2014, Vol. 13, s. 223–233.
- [188] Machelski C., *Stiffness of railway soil-steel structures*. „Studia Geotechnika et Mechanica” 2015, No. 4, s. 29–36.

- [189] Machelski Cz., Kamiński T., *Przemieszczenia mostów murowanych pod obciążeniem kolejowym*. W: *Wrocławskie Dni Mostowe, Mosty łukowe – dzieła kultury. Projektowanie, budowa, utrzymanie*, Wrocław, 26–27 listopada 2015, s. 455–464.
- [190] Madaj A., Siekierski W., *Wpływ wybranych parametrów modelu obliczeniowego na szacowanie nośności mostów sklepionych*. W: *Konferencja Naukowo-Techniczna Mosty w drodze do XXI wieku, Gdańsk–Jurata, 3–5 września 1997*, s. 439–450.
- [191] Majtan E., Cunningham Lee S., Rogers Benedict D., *Numerical study on the structural response of a masonry arch bridge subject to flood flow and debris impact*. „Structures” 2023, Vol. 48, s. 782–797.
- [192] Malena M., Angelillo M., Fortunato A., de Felice G., Mascolo I., *Arch bridges subject to pier settlements: continuous vs. piecewise rigid displacement methods*. „Meccanica” 2021, Vol. 56, s. 2487–2505.
- [193] Mandić Ivanković A., Vasilj M., Kindij A., *Adjustment of small-span masonry arch bridges to present-day demands*. „Građevinar” 2014, Vol. 66, s. 37–49.
- [194] Marefat M-S, Ghahremani-Gargary E., Ataei S., *Load test of a plain concrete arch railway bridge of 20-m span*. Construction and Building Materials” 2004, Vol. 18, s. 661–667.
- [195] Martín-Caro J.A., Martínez J.L., León J., Lopez L., *A Methodology for the Assessment of Masonry Arch Bridges*. W: *Proceedings of ARCH'01 – The 3rd International Conference on Arch Bridges*, Paryż, 19–21 września 2001.
- [196] Martínez J.L., Martín-Caro J.A., León J., *Masonry compressive strength enhancement under eccentric axial load*. W: *Proceedings of ARCH'04 – The 4th International Conference on Arch Bridges*, Barcelona, 2004, s. 405–412.
- [197] Marx S., Krontal L., Tamms K., *Monitoring von Brückenbauwerken als Werkzeug der Bauüberwachung*. „Bautechnik” 2015, Vol. 92, s. 123–133.
- [198] Matysek P., *Identyfikacja wytrzymałości na ściskanie i odkształcalności murów ceglanych w obiektach istniejących*. Wydawnictwo PK, Kraków, 2014.
- [199] Matysek P., *Identyfikacja wytrzymałości murów w obiektach mostowych na podstawie badań odwiertów rdzeniowych pobranych z konstrukcji*. „Inżynieria i Budownictwo”, 2022, vol. 7–8.
- [200] Matysek P., Stryzewska T., Kańka S., *Experimental research of masonry compressive strength in the Auschwitz II – Birkenau former death camp buildings*, „Engineering Failure Analysis”, 2016, Vol. 68.
- [201] Mądry W., Zieliński W., Rozbicki J., Wyszyński Z., *Kalibracja i sprawdzanie działania symulacyjnych modeli roślin uprawnych*. Roczniki Nauk Rolniczych, 199, seria A: Produkcja Roślinna, vol. 114, s. 25–40.
- [202] McCann D.M., Forde M.C., *Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures*. „NDT & E International” 2001, Vol. 34, s. 71–84.

- [203] Melbourne C., Wang J., Tomor A.K., *A new masonry arch bridge assessment method (SMART)*. „Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering” 2007, Vol. 160, s. 81–87.
- [204] Melbourne C., Tomor A.K., *Application of acoustic emission for masonry arch bridges*. „Strain” 2006, Vol. 42, s. 165–172.
- [205] Milani G., Lourenco P.B., *3D non-linear behavior of masonry arch bridges*. „Computers and Structures” 2012, Vol. 110, s. 133–150.
- [206] Milillo P., Giardina G., Perissin D., Milillo G., Coletta A., Terranova C., *Pre-Collapse Space Geodetic Observations of Critical Infrastructure: The Morandi Bridge, Genoa, Italy*. „Remote Sensing” 2019, Vol. 11, s. 1403.
- [207] Miśkiewicz M., Sobczyk B., Pyrzowski Ł., Chróścielewski J., Wilde K., *Badania odbiorowe obiektu gruntowo-powłokowego rekordowej rozpiętości. Przemiany w projektowaniu i technologiach budowy*. W: *Wrocławskie Dni Mostowe*, Wrocław, 2017, s. 497–504.
- [208] Modena C., Tecchio G., Pellegrino C., da Porto F., Donà M., Zampieri P., Zanini M.A., *Reinforced concrete and masonry arch bridges in seismic areas: typical deficiencies and retrofitting strategies*. „Structure and Infrastructure Engineering” 2015, Vol. 11, s. 415–442.
- [209] Neiva D., Moreira V., Matos J., Oliveira D., *Robustness-based assessment of railway masonry arch bridges*. W: *IABSE Symposium: Engineering the Future, Vancouver, Canada, 21-23 September 2017*, s. 2848–2855.
- [210] Niemierko A., *Vademecum bieżącego utrzymania i odnowy drogowych obiektów mostowych*, t. 3: *Mosty ceglane i kamienne*. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Warszawa, 1993.
- [211] Noor-E-Khuda S., Albermani F., *Mechanical properties of clay masonry units: Destructive and ultrasonic testing*. „Construction and Building Materials” 2019, Vol. 219, s. 111–120.
- [212] Nogueira R., Ferreira Pinto A.P., Gomes A., *Assessing mechanical behavior and heterogeneity of low-strength mortars by the drilling resistance method*. „Construction and Building Materials” 2014, Vol. 68, s. 757–768.
- [213] Oliveira D.V., Lourenço P.B., Lemos C., *Geometric Issues and Ultimate Load Capacity of Masonry Arch Bridges from the Northwest Iberian Peninsula*. „Engineering Structures” 2010, Vol. 32, s. 3955–3965.
- [214] Orban Z., *Assessment, reliability and maintenance of masonry arch railway bridges in Europe*. W: *Proceedings of ARCH'04 – The 4th International Conference on Arch Bridges*, Barcelona, 2004, s. 152–161.
- [215] Orban Z., Gutermann M., *Assessment of masonry arch railway bridges using non-destructive in-situ testing methods*. „Engineering Structures” 2009, Vol. 31, s. 2287–2298.
- [216] Ostachowicz W., Soman R., Malinowski P., *Optimization of sensor placement for structural health monitoring: a review*. „Structural Health Monitoring” 2019, Vol. 18, s. 963–988.
- [217] Page J., *Load Tests To Collapse On Masonry Arch Bridges*. W: *Arch Bridges*, C. Melbourne, T. Telford (Eds.), 1995, s. 289–298.

- [218] Page J., *Load tests to collapse on two arch bridges at Preston, Shropshire and Prestwood, Staffordshire*. TRRL Research report, 1987, Vol. 110.
- [219] Page J., *Masonry Arch Bridges, State of the Art Review*. Transport Research Laboratory, Department of Transport, HMSO, 1993.
- [220] Pande G.N., Liang J.X., Middleton J., *Equivalent elastic moduli for brick masonry*. „Computers and Geotechnics” 1989, Vol. 8, s. 243–265.
- [221] Pantò B., Ortega J., Grosman S., Oliveira D.V., Lourenço P.B., Macorini L., Izzuddin B.A., *Advanced Calibration of a 3D Masonry Arch Bridge Model Using Non-Destructive Testing Information and Numerical Optimisation*. „Construction and Buildings Materials” 2024, Vol. 438.
- [222] Papa E., Nappi A., *A numerical approach for the analysis of masonry structures*. „Masonry International” 1993, Vol. 7, s. 18–24.
- [223] Papa T., Grillanda N., Milani G., *Three-dimensional adaptive limit analysis of masonry arch bridges interacting with the backfill*. „Engineering Structures” 2021, Vol. 248.
- [224] Pela L., Canella E., Aprile A., Roca P., *Compression test of masonry core samples extracted from existing brickwork*. „Construction and Buildings Materials” 2016, Vol. 119, s. 230–240.
- [225] Pepi C., Cavalagli N., Giofrè M., Gusella V., *Influence of important structural strengthening on the dynamic properties of a masonry arch bridge*. W: *EURODYN 2020 – XI International Conference on Structural Dynamics*, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, C. Papadimitriou (Eds.), Athens, Greece, 23–26 November 2020.
- [226] Pepi C., Cavalagli N., Gusella V., Giofrè M., *An integrated approach for the numerical modelling of severely damaged historic structures: Application to a masonry bridge*. „Advances in Engineering Software” 2021, Vol. 151.
- [227] Pepi C., Giofrè M., Comanducci G., Cavalagli N., Bonaca A., Ubertini F., *Dynamic Characterization of a Severely Damaged Historic Masonry Bridge*. „Procedia Engineering” 2017, Vol. 199, s. 3398–3403.
- [228] Petrit K., Klamthim P., Duerrast H., *3D resistivity survey for shallow subsurface fault investigations*. E3S Web of Conferences, 2018, Vol. 34, s. 01007.
- [229] Pérez J.P.C., De Sanjosé Blasco, J.J., Atkinson A.D.J., Del Río Pérez L.M., *Assessment of the Structural Integrity of the Roman Bridge of Alcántara (Spain) Using TLS and GPR*. „Remote Sensing” 2018, Vol. 10, s. 387.
- [230] Pina-Henriques J., Lourenço P.B., Krakowiak K.J., *Modelling of masonry creep and damage*. W: *11th International Conference on Fracture*, A. Carpinteri (ed.), Turyn, 2005.
- [231] Pieczyrak J., *Wprowadzenie do geotechniki*. DWE, Wrocław, 2014.
- [232] Pisarczyk S., *Mechanika gruntów*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2010.
- [233] Polepally G., Pasupuleti V.D.K., Kalapatapu P., *A comprehensive survey of masonry bridge assessment methods: past to present*. „Innovative Infrastructure Solution” 2024, Vol. 219.

- [234] Ponniah D.A., Prentice D.J., *Long term monitoring of fill pressures in a new brickwork arch bridge*. „Construction and Building Materials” 1999, Vol. 13, s. 159–167.
- [235] Pulatsu B., Erdogmus E., Lourenço P.B., *Comparison of in-plane and out-of-plane failure modes of masonry arch bridges using discontinuum analysis*. „Engineering Structures” 2019, Vol. 178, s. 24–36.
- [236] Purtak F., Geissler K., Lieberwirth P., *Bewertung bestehender Natursteinbogenbrücken*. „Bautechnik” 2007, Vol. 84, s. 525–543.
- [237] Quinteros-Mayne R., de Arteaga I., Goñi-Lasheras R., Villarino A., Villarino J.I., *The influence of the elastic modulus on the finite element structural analysis of masonry arches*. „Construction and Building Materials” 2019, Vol. 221, s. 614–626.
- [238] Radomski W., *Katastrofy mostów. Historia i terażniejszość*. DWE, Wrocław, 2021.
- [239] Riveiro B., Morer P., Arias P., de Arteaga I., *Terrestrial laser scanning and limit analysis of masonry arch bridges*. „Construction and Building Materials” 2017, Vol. 153, s. 663–681.
- [240] Rizzi E., Rusconi F., Cocchetti G., *Analytical and numerical DDA analysis on the collapse mode of circular masonry arches*. „Engineering Structures” 2014, Vol. 60, s. 241–257.
- [241] Roberts T.M., Hughes T.G., Dandamudi V.R., Bell B., *Quasi-static and high cycle fatigue strength of brick masonry*. „Construction and Building Materials” 2006, Vol. 20, s. 603–614.
- [242] Rosset A., *Drogi i mosty w średniowieczu i w czasach odrodzenia*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1974.
- [243] Rosset A., *Starożytne drogi i mosty*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 1970.
- [244] Rots J., Blaauwendraad J., *Crack Models for Concrete, Discrete or Smeared? Fixed, Multi-Directional or Rotating?*. „Heron” 1989, Vol. 34.
- [245] Saltelli A., Ratto M., Andres T., Campolongo F., Cariboni J., Gatelli D., Saisana M., Tarantola S., *Global Sensitivity Analysis. The Primer*, John Wiley & Sons, Hoboken, 2008.
- [246] Schacht G., Piehler J., Müller J., Marx S., *Belastungsversuche an einer historischen Eisenbahn-Gewölbebrücke*. „Bautechnik” 2017, Vol. 94, s. 125–130.
- [247] Schacht G., Marx S., Krontal L., Schwinge E., Hahn O., *Belastungsversuche an einer Mauerwerksbrücke: Bauwerksgeschichte, Zustandsentwicklung und Monitoring*. W: *Mauerwerk Kalender 2018: Brücken Bauen im Bestand*, W. Jäger (Hrg.), Ernst & Sohn, Berlin, 2018.
- [248] Schmiedmayer R., *Non-destructive in Situ Determination of Mortar Load Capacity Using a Modified Schmidt Rebound Hammer*. W: *11th International Brick and Block Masonry Conference*, Shanghai, China, 1997.
- [249] Seim W., *Numerische Modellierung des anisotropen Versagens zweiachsig beanspruchter Mauerwerksscheiben*. Dissertation. Aus Forschung und Lehre, 1995, H. 27.
- [250] Serrano-López R., Urruchi-Rojo J.R., Martínez-Martínez J.A., *The Shallow Arch: A Step towards Bridges Styling in the Early 19th Century*. „Engineering Structures” 2018, Vol. 167, s. 84–95.

- [251] Sevim B., Bayraktar A., Altunışık A.C., Atamtürkür S., Birinci F., *Finite Element Model Calibration Effects on the Earthquake Response of Masonry Arch Bridges*. „Finite Elements in Analysis and Design” 2011, Vol. 47, s. 621–634.
- [252] Shabani A., Kioumarsı M., *Optimal sensor placement techniques for modal identification of historical masonry structures*. „Procedia Structural Integrity” 2022, Vol. 42, s. 147–154.
- [253] Shabani A., Kioumarsı M., *Seismic assessment and strengthening of a historical masonry bridge considering soil-structure interaction*. „Engineering Structures” 2023, Vol. 293, s. 116589.
- [254] Shimpi V., Sivasubramanian M.V.R., Singh S.B., *Integrating response surface methodology and finite element analysis for model updating and damage assessment of multi-arch gallery masonry bridges*. „Sādhanā” 2024, Vol. 49, s. 33.
- [255] Sieczkowski J., Szołomicki J., *Metody obliczeń statyczno-wytrzymałościowych sklepień w budowlach gotyckich*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1999.
- [256] Silva R., Costa C., Arêde A., Ribeiro D., *Numerical simulations of experimental material testing in stone masonry arch railway bridges*. „Structure and Infrastructure Engineering” 2022, Vol. 12, s. 102–133.
- [257] Sobczyk B., Pyrzowski Ł., Miśkiewicz M., *Computational modelling of historic masonry railroad arch bridges*. „Computers and Structures” 2024, Vol. 291, s. 107214.
- [258] Sokolović N.M., Petrović M., Kontić A., Koprivica S., Šekularac N., *Inspection and Assessment of Masonry Arch Bridges: Ivanjica Case Study*. „Sustainability” 2021, Vol. 13, s. 13363.
- [259] Solla Carracelas M., *Ground penetrating radar survey of historic masonry arch bridges of Galicia (Spain)*. PhD Thesis, 2010.
- [260] Solla M., Caamano J.C., Riveiro B., Arias P., *A novel methodology for the structural assessment of stone arches based on geometric data by integration of photogrammetry and ground-penetrating radar*. „Engineering Structures” 2012, Vol. 35, s. 296–306.
- [261] Srinivas V., Sasmal S., Ramanjaneyulu K., Ravisankar K., *Performance evaluation of a stone masonry-arch railway bridge under increased axle loads*. „Journal of Performance of Constructed Facilities” 2014, Vol. 28, s. 363–375.
- [262] Starossek U., Haberland M., *Approaches to measures of structural robustness*. W: *Proceedings of the fourth international conference on bridge maintenance, safety and management, IABMAS'08, Seul, Korea*, 2008.
- [263] Stavroulaki M.E., Riveriro B., Drosopoulos G.A., Solla M., Kautsianitis P., Stavroulakis D.E., *Modeling and strength evaluation of masonry bridges using terrestrial photogrammetry and finite elements*. „Advances in Engineering Software” 2016, Vol. 101, s. 136–148.
- [264] Stawiski B., *Diagnostyka zapraw murarskich i tynkarskich w budynkach. Cz. 2: Badania i oceny elementów i obiektów budowlanych*. PWN, Warszawa, 2021.
- [265] Stawiski B., *Konstrukcje murowe: naprawy i wzmocnienia*. Oficyna Wydawnicza Polcen, Warszawa, 2014.

- [266] Stawiski B., *Ultradźwiękowe badania betonów i zapraw głowicami punktowymi*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2009.
- [267] Steffens K., Knaack H.-U., Schröder C., Slowik V., *Belastungsversuche an Eisenbahnbrücken mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB*. „Bautechnik” 2003, Vol. 80, s. 1-8.
- [268] Szczotka J., *Metoda promieniowania podczerwieni w badaniach jakościowych zawilgoce-
nia murów z cegły*. „Materiały Budowlane” 2019, Vol. 561, s. 14–17.
- [269] Szwaranowicz A., *Metoda badań wytrzymałościowych konstrukcji murowych ‘in situ’ za
pomocą poduszek ciśnieniowych*. „Kwartalnik” 2002, nr 4.
- [270] Thullie M., *Mosty kamienne*, A. Tekst, B. Atlas, Związkowa Drukarnia, Lwów, 1908.
- [271] Trajber D., Penava F., Rinaudo L.A., Sarhosis V., Abrahamczyk L., *Construction types and
typologies of existing masonry arch bridges in Croatia*. „IOP Conference Series: [Materials
Science and Engineering” 2021, Vol. 1209, s. 012063.
- [272] Tran V.H., Vincens E., Morel J.C., H.H. Le, F. Dedecker, *2D-DEM modelling of the formwork re-
moval of a rubble stone masonry bridge*. „Engineering Structures” 2014, Vol. 75, s. 448–456.
- [273] Tubaldi E., Macorini L., Izzuddin B.A., *Identification of critical mechanical parameters for
advanced analysis of masonry arch bridges*. „Structure and Infrastructure Engineering”
2019, Vol. 16, s. 1–18.
- [274] Tubaldi E., Macorini L., Izzuddin B.A., *Three-Dimensional Mesoscale Modelling of Multi-Span
Masonry Arch Bridges Subjected to Scour*. „Engineering Structures” 2018, Vol. 165, s. 486–500.
- [275] Tubaldi E., Minga E., Macorini L., Izzuddin B.A., *Mesoscale analysis of multi-span masonry
arch bridges*. „Engineering Structures” 2020, Vol. 225, s. 111137.
- [276] Van der Pluijm R., *Non-linear Behaviour of Masonry under Tension*. „Heron” 1997, Vol. 42,
s. 25–54.
- [277] Van Parys L., Dagrain F., Descamps T., Coudyzer C., *Scratching test for compressive strength
determination: method and preliminary results on historic mortars*. W: *Proceedings of the
7th International Masonry Conference*, G. Thompson (Ed.), London, 2006.
- [278] Vasanelli E., Quarta G., *DRMS for the mechanical characterization of lime mortars: Influe-
nce of user-controlled variables on the correlations between UCS and drilling results*. „Con-
struction and Building materials” 2023, Vol. 384, s. 131492.
- [279] Vásárhelyi B., *Some observations regarding the strength and deformability of sandstones in
case of dry and saturated conditions*. „Bulletin of Engineering Geology and Environment”
2003, Vol. 62, s. 245–249.
- [280] Verstrynge E., Lacidogna G., Accornero F., Tomor A., *A review on acoustic emission moni-
toring for damage detection in masonry structures*. „Construction and Building Materials”
2021, Vol. 268, s. 121089.
- [281] Verstrynge E., *A novel technique for AE-based damage monitoring in masonry arches with
optical fibre sensors*. W: *Proceedings of ARCH’13 – The 7th International Conference on Arch
Bridges, October 2-4, 2013, Trogir-Split, Croatia*, s. 663–672.

- [282] Wasiutyński Z., *Betonowe mosty łukowe*. PWN, Łódź–Warszawa, 1959.
- [283] Willam K.J., Warnke E.D., *Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete*. W: *Proceedings of IABSE*, Bergamo, 1975.
- [284] Wiłun Z., *Zarys geotechniki*. WKiŁ, Warszawa, 2019.
- [285] Wiśniewski D., Casas J., Ghosn M., *Load capacity evaluation of existing railway bridges based on robustness quantification*. „Structural Engineering International 2006, Vol. 16, s. 161–166.
- [286] Witzany J., Zigler R., *The Analysis Of Non-Stress Effects On Historical Stone Bridge Structures (Monitoring, Theoretical Analysis, Maintenance)*. „Journal Of Civil Engineering And Management” 2007, Vol. 13, s. 157–167.
- [287] Wu L., *Serviceability assessments of masonry arch bridges*. PhD Thesis, Cardiff University, 2010.
- [288] Xu Z, Lu X, Guan H, Lu X, Ren A., *Progressive-collapse simulation and critical region identification of a stone arch bridge*. „Journal of Performance and Constructer Facilitis” 2013, Vol. 27, s. 43–52.
- [289] Yazdani M., Azimi P., *Assessment of railway plain concrete arch bridges subjected to high-speed trains*. „Structures” 2020, Vol. 27, s. 174–193.
- [290] Young W.C., *Roark's Formulas for Stress and Strain*. McGraw-Hill, New York, 1989.
- [291] Zampieri P., Zanini M.A., Faleschini F., Hofer L., Pellegrino C., *Failure analysis of masonry arch bridges subject to local pier scour*. „Engineering Failure Analyse” 2017, Vol. 79, s. 371–384.
- [292] Zani G., Martinelli P., Galli A., Gentile C., di Prisco M., *Seismic Assessment of a 14th-Century Stone Arch Bridge: Role of Soil-Structure Interaction*. „Journal of Bridge Engineering” 2019, Vol. 24, s. 05019008.
- [293] Zani G., Martinelli P., Galli A., Di Prisco M., *Three-dimensional modelling of a multi-span masonry arch bridge: Influence of soil compressibility on the structural response under vertical static loads*. „Engineering Structures” 2020, Vol. 221, s. 110998.
- [294] Zhang Y., Macorini M., Izzudin B.A., *Mesoscale partitioned analysis of brick-masonry arches*. „Engineering Structures” 2016, Vol. 124, s. 142–166.
- [295] Zhang Y., Tubaldi, E., Macorini L., Izzuddin B.A., *Mesoscale partitioned modelling of masonry bridges allowing for arch-backfill interaction*. „Construction and Building Materials” 2018, Vol. 173, s. 820–842.
- [296] Zhao C., Xiong, Y., Zhong X., Shi Z., Yang S., *A two-phase modelling strategy for analyzing the failure process of masonry arches*. „Engineering Structures” 2020, Vol. 212, s. 110525.
- [297] Zielińska M., Rucka M., *Non-Destructive Assessment of Masonry Pillars using Ultrasonic Tomography*. „Materials” 2018, Vol. 11, s. 2543.
- [298] Zizi M., Chisari C., De Matteis G., *Effects of pre-existing damage on vertical load-bearing capacity of masonry arch bridges*. „Engineering Structures” 2024, Vol. 300, s. 117205.

- [299] Zobel H., *Mosty łukowe*. W: *Mosty a środowisko. XIV Wrocławskie Dni Mostowe*. DWE, Wrocław, 2019, s. 109–149.
- [300] Zucchini A., Lourenço P.B., *A micro-mechanical model for the homogenisation of masonry*. „International Journal of Solids and Structures” 2002, Vol. 39, s. 3233–3255.
- [301] Zwolski J., Bień J., *Modal analysis of bridge Structures by means of forced vibration tests*. „Journal of Civil Engineering and Management” 2011, Vol. 17, s. 590–599.

Strony internetowe

- [W1] en.wikipedia.org/wiki/Triaxial_shear_test
- [W2] www.ele.com/
- [W3] www.avongard.com/
- [W4] www.drcitalia.it/penetrometro-per-le-malte-rsm/
- [W5] www.drms-cordless.com/
- [W6] www.durhamgeo.com/products/pocket-penetrometers/
- [W7] www.cost.eu/actions/TU1406/
- [W8] www.flir.eu/
- [W9] fotopolska.eu/69578,foto.html?o=b9283
- [W10] www.geokon.com/4675
- [W11] www.geonics.com/html/em38.html
- [W12] www.limitstate.com/ring
- [W13] www.moiretelldtales.com/
- [W14] www.neostrain.pl/
- [W15] www.newcivilengineer.com/latest/motts-to-conduct-structural-investigation-of-200-year-old-newport-bridge-19-05-2022/
- [W16] www.pgi.gov.pl/monitoring-osiadan/metodyka.html
- [W17] www.proceq.com/
- [W18] zpe.gov.pl/a/okreslenie-wytrzymalosci-na-sciskanie-i-zgniatanie-kamienia-naturalnego/D16mOL1El

Normy i przepisy

- [N1] ASTM C597-16. *Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*.
- [N2] ASTM C805/C805M-08. *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*, 2008.
- [N3] ASTM C1006/C1006M-20a. *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Masonry Units*.

- [N4] ASTM C1196-09. *Standard Test Method for In Situ Compressive Stress Within Solid Unit Masonry Estimated Using Flatjack Measurements*, 2009.
- [N5] ASTM C1197-09. *Standard Test Method for In Situ Measurement of Masonry Deformability Properties Using the Flatjack Method*, 2009.
- [N6] ASTM C1383-23. *Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method*, 2023.
- [N7] ASTM D2166-06. *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*, 2006.
- [N8] ASTM D2435/D2435M-11. *Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading*, 2011.
- [N9] ASTM D2850-23. *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils*, 2023.
- [N10] ASTM D3080/D3080M-23. *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*, 2023.
- [N11] ASTM D3967-16. *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*, ASTM International, 2016.
- [N12] ASTM D4767-11. *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*, 2011.
- [N13] ASTM D5873-05. *Standard Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method*, 2005.
- [N14] ASTM D7181-11. *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*.
- [N15] BA 16/97. *The Assessment of Highway Bridges and Structures. Design Manual for Roads and Bridges*, Vol. 3, Section 4, Part 4, departament of Transport, 2001.
- [N16] BD 21/01. *The Assessment of Highway Bridges and Structures. Design Manual for Roads and Bridges*, Vol. 3. Section 4. Part 3. Department of Transport, 2001.
- [N17] Brunarski L., Runkiewicz L., *Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji*. Instrukcja ITB 210/1977.
- [N18] CS 454. *Assessment of highway bridges and structures. Highway Structures & Bridges Inspection & Assessment*. „Design Manual for Roads and Bridges”, 2022.
- [N19] CD 376. *Unreinforced masonry arch bridges*. „Design Manual for Roads and Bridges”, 2020.
- [N20] CEN, EN 12504-2 – *Testing Concrete in Structures. Cz. 2: Non-Destructive Testing Determination of rebound number*. CEN: European Committee for Standardization, 2012.
- [N21] D4.2 *Guideline for Load and Resistance Assessment of Existing European Railway Bridges – advices on the use of advanced methods. Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives. Sixth Framework Programme*, 2007.
- [N22] Gilbert M., Cole G., Smith C., Melbourne C., *Guidance on the assessment of masonry arch bridges*, C800. CIRIA, London, 2022.

- [N23] Id-16. *Instrukcja utrzymania kolejowych obiektów inżynieryjnych na liniach kolejowych do prędkości 250 km/h*. PKP PLK, Warszawa, 2025.
- [N24] *Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich. Załącznik do Zarządzenia nr 35 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 28 września 2020 r.*
- [N25] IRS 70778-3. *Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges*, 2017.
- [N26] ISO 13822:2010. *Bases for design of structures — Assessment of existing structures*.
- [N27] Melbourne C., McKibbins L.D., Sawar N., Carlos S., *Masonry Arch Bridges: Condition Appraisal and Remedial Treatment*, C656. CIRIA, London, 2006.
- [N28] NR/GN/CIV/025. *The Structural Assessment of Underbridges*. Network Rail, 2006.
- [N29] ÖBB Austrian Federal Railways Infrastructure. *Circular masonry arch bridges, assessing the load-bearing capacity of structures* (translation). Vienna, June 2004.
- [N30] PN-81/B-03020. *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [N31] PN-85/S-10030. *Obiekty mostowe. Obciążenia*.
- [N32] PN-EN 772-1+A1:2015-10. *Metody badań elementów murowych. Cz. 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie*.
- [N33] PN-EN 772-4:2001. *Metody badań elementów murowych. Cz. 4: Określenie gęstości, gęstości objętościowej oraz porowatości całkowitej i otwartej elementów murowych z kamienia naturalnego*.
- [N34] PN-EN 1052-1:2000. *Metody badań murów. Określenie wytrzymałości na ściskanie*.
- [N35] PN-EN 1926:2007. *Metody badań kamienia naturalnego. Oznaczanie jednoosiowej wytrzymałości na ściskanie*.
- [N36] PN-EN 1936: 2001. *Metody badań kamienia naturalnego. Oznaczanie gęstości i gęstości objętościowej oraz całkowitej i otwartej porowatości*.
- [N37] PN-EN 1990. *Podstawy projektowania konstrukcji*.
- [N38] PN-EN 1991-1-5. *Oddziaływania na konstrukcje. Cz. 1–5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne*.
- [N39] PN-EN 1991-1-7, *Oddziaływania na konstrukcje. Cz. 1–7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe*.
- [N40] PN-EN 1991-2:2007. *Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcję, cz. 2: Obciążenia ruchome mostów*.
- [N41] PN-EN 1992-1-1. *Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz. 1–1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- [N42] PN-EN 1992-2. *Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz. 2: Mosty z betonu. Obliczanie i reguły konstrukcyjne*.
- [N43] PN-EN 1996-1-1:2013. *Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych. Cz. 1–1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*.

- [N44] PN-EN 1996-1-1:2023-08. *Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych*. Cz. 1–1: *Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*.
- [N45] PN-EN 1997-1:2008. *Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne*. Cz. 1: *Zasady ogólne*.
- [N46] PN-EN 1997-2:2009. *Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne*. Cz. 2: *Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego*.
- [N47] PN-EN 1998-1:2005/A1:2014-01. *Eurokod 8 – Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym*. Cz. 1: *Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków*.
- [N48] PN-EN 1998-2:2006/A2:2012. *Eurokod 8 – Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym*. Cz. 2: *Mosty*.
- [N49] PN-EN 12372:2010. *Metody badań kamienia naturalnego*. *Oznaczanie wytrzymałości na zginanie pod działaniem siły skupionej*.
- [N50] PN-EN 12407:2019-07. *Metody badań kamienia naturalnego*. *Badania petrograficzne*.
- [N51] PN-EN 12504-2:2002. *Badania betonu w konstrukcjach*. Cz. 2: *Badanie nieniszczące*. *Oznaczanie liczby odbicia*.
- [N52] PN-EN 12504-4:2005. *Badania betonu w konstrukcjach*. Cz. 4: *Badanie nieniszczące*. *Oznaczanie prędkości fali ultradźwiękowej*.
- [N53] PN-EN 13161:2002. *Metody badań kamienia naturalnego*. *Oznaczanie wytrzymałości na zginanie przy stałym momencie*.
- [N54] PN-EN 14146:2005. *Metody badań kamienia naturalnego*. *Oznaczanie dynamicznego modułu sprężystości (pomiar podstawowej częstotliwości rezonansowej)*.
- [N55] PN-EN 14580:2006. *Metody badań kamienia naturalnego*. *Oznaczanie statycznego modułu sprężystości*.
- [N56] PN-EN 15528+A1:2013-04. *Kolejnictwo*. *Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą*.
- [N57] PN-EN ISO 17892. *Rozpoznanie i badania geotechniczne*. Cz. 1–12: *Badania laboratoryjne gruntów*.
- [N58] PN-EN 01991-2:2021. *Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcję*. Cz. 2: *Obciążenia ruchome mostów*.
- [N59] RILEM Recommendation MDT.D.1 *Indirect determination of the surface strength of unweathered hydraulic cement mortar by the drill energy method*, 2004.
- [N60] RILEM Recommendations MDT.D.4: *In-situ stress tests based on the flat jack*, 2004.
- [N61] RILEM Recommendations MDT.D.5: *In-situ stress-strain behaviour tests based on the flat jacks*, 2004.
- [N62] RILEM Recommendations MS-A.6: *Method for triaxial compression tests on mortar specimens taken from bed joints*, 1998.
- [N63] RILEM Recommendations MS-D.1: *Measurement of mechanical pulse velocity for masonry*, 1996.

- [N64] RILEM Recommendations MS-D.2: *Determination of masonry rebound hardness*, 1998.
 - [N65] RILEM Recommendations MS-D.3: *Radar investigation of masonry*, 2001.
 - [N66] RILEM Recommendations MS-D.5: *Measurement of ultrasonic pulse velocity for masonry units and walletes*, 1996.
 - [N67] RILEM Recommendations MS-D.7: *Determination of pointing hardness by pendulum hammer*, 1997.
 - [N68] RILEM Recommendations MS-D.8: *Electrical conductivity investigation of masonry*, 2001.
 - [N69] RILEM Recommendations MS-D.9: *Determination of mortar strength by the screw (helix) pull-out method*, 1997.
 - [N70] RILEM Recommendations MS-D.10: *Measurement of moisture content by drilling*, 1997.
 - [N71] UIC Code 778-3R: *Recommendations for the assessment of the load carrying capacity of existing masonry and mass-concrete arch bridges*, 1995.
 - [N72] WR-M-81. *Wytyczne oceny stanu technicznego drogowych obiektów inżynierskich*. Ministerstwo Infrastruktury, 2021.
 - [N73] *Zasady stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich*. Cz. I. GDDKiA, Warszawa, 2018.
-

Przedmiotem niniejszej monografii jest metodyka doświadczalnej i analitycznej oceny kondycji technicznej konstrukcji murowanych mostów sklepionych (MMS). Zaprezentowane jest całościowe podejście do badania stanu i zachowania mechanicznego istniejących obiektów tego rodzaju w typowych okolicznościach znikomej wcześniejszej znajomości ich cech konstrukcyjnych, jak i niedostępności dokumentacji technicznej.

W pracy omówiony jest aktualny stan wiedzy z zakresu stosowanych, jak i potencjalnie użytecznych sposobów określania parametrów technicznych mostów murowanych oraz technologii monitorowania ich odpowiedzi na oddziaływania doraźne, a także wpływy reologiczne. Przedstawione są ponadto metody teoretycznego opisu i analizy zachowania rozpatrywanych konstrukcji, głównie z wykorzystaniem modeli metody elementów skończonych. Zwieńczeniem pracy jest kompleksowa adaptacyjna procedura oceny kondycji technicznej MMS, zawierająca gotowe strategie postępowania, dostosowane do spodziewanego efektu badań i dostępnych środków.

Publikacja adresowana jest przede wszystkim do osób bezpośrednio zajmujących się prowadzeniem prac inżyniersko-badawczych w zakresie oceny stanu technicznego, nośności czy trwałości MMS, nadzorujące utrzymanie i naprawy konstrukcji mostowych, jak również osoby kompleksowo zarządzające infrastrukturą mostową. W grupie odbiorców w przekonaniu autora mogą znaleźć się zarówno reprezentanci środowisk akademickich, prowadzący działalność badawczą czy dydaktyczną w dziedzinie inżynierii lądowej, budownictwa, architektury, jak i wszyscy praktycy, inżynierowie, urzędnicy i pasjonaci mający kontakt z rozpatrywanym rodzajem obiektów w pracy i życiu codziennym.



Wydawnictwa Politechniki Wrocławskiej
są do nabycia w sprzedaży wysyłkowej:
zamawianie.ksiazek@pwr.edu.pl

ISBN 978-83-8134-003-8

