



Ewa Błazik-Borowa

Obciążenia i oddziaływania na rusztowania jako konstrukcje inżynierskie



Lublin 2018

M
O
N
O
G
R
A
F
I
E

Obciążenia i oddziaływania na rusztowania jako konstrukcje inżynierskie

Monografie – Politechnika Lubelska



Politechnika Lubelska
Wydział Budownictwa i Architektury
ul. Nadbystrzycka 40
20-618 Lublin

Ewa Błazik-Borowa

Obciążenia i oddziaływania na rusztowania jako konstrukcje inżynierskie



Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej
Lublin 2018

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Tadeusz Chmielewski

prof. dr hab. inż. Wacław Szczęśniak

Redakcja i skład publikacji: Ewa Błazik-Borowa

Monografia została opracowana w ramach projektu „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań budowlanych” finansowanego przez Narodowe Centrum Badań i Rozwoju w ramach Programu Badań Stosowanych na podstawie umowy nr PBS3/A2/19/2015

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

© Copyright by Politechnika Lubelska 2018

ISBN: 978-83-7947-334-2

Wydawca: Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej
www.biblioteka.pollub.pl/wydawnictwa
ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin
tel. (81) 538-46-59

Druk: TOP Agencja Reklamowa Agnieszka Łuczak
www.agencjatorp.pl

Elektroniczna wersja książki dostępna w Bibliotece Cyfrowej PL www.bc.pollub.pl

Nakład: 200 egz.

Spis treści

| | |
|--|-----|
| Oznaczenia | 7 |
| 1. Wstęp | 15 |
| 2. Aktualne zalecenia normowe w odniesieniu do obciążeń rusztowań | 23 |
| 2.1. Wprowadzenie | 23 |
| 2.2. Ciężar własny konstrukcji i wyposażenia | 27 |
| 2.3. Obciążenie użytkowe | 28 |
| 2.4. Wpływy środowiskowe | 33 |
| 2.5. Podsumowanie | 42 |
| 3. Osiadanie podłoża jako obciążenie geometryczne | 45 |
| 3.1. Wprowadzenie | 45 |
| 3.2. Ocena przydatności podłoża do posadowienia rusztowań | 48 |
| 3.2.1. Wyznaczanie parametrów gruntu | 48 |
| 3.2.2. Stan posadowienia rusztowań na budowach | 56 |
| 3.3. Wpływ jakości posadowienia na stan naprężenia w elementach rusztowań | 69 |
| 3.4. Warunki prawidłowego posadowienia rusztowania | 75 |
| 3.5. Podsumowanie | 78 |
| 4. Imperfekcje geometryczne w rusztowaniach | 81 |
| 4.1. Wprowadzenie | 81 |
| 4.2. Imperfekcje geometryczne w normach | 85 |
| 4.3. Imperfekcje geometryczne w rusztowaniach na budowach | 93 |
| 4.3.1. Imperfekcje łukowe | 93 |
| 4.3.2. Pomiary geodezyjne imperfekcji przechyłowych | 94 |
| 4.3.3. Wyniki badań imperfekcji przechyłowych rusztowań | 103 |
| 4.3.4. Macierze korelacji imperfekcji w węzłach rusztowań | 131 |
| 4.4. Podsumowanie | 140 |
| 5. Zmienne obciążenia statyczne | 145 |
| 5.1. Wprowadzenie | 145 |
| 5.2. Obciążenia użytkowe rusztowań | 145 |
| 5.2.1. Obciążenia użytkowe ze względu na wykorzystanie rusztowań budowlanych | 145 |
| 5.2.2. Analiza statystyczna obciążeń rusztowań budowlanych podczas typowych robót budowlanych | 156 |
| 5.3. Obciążenia środowiskowe w sytuacjach nietypowych | 185 |
| 5.3.1. Działanie wiatru w sytuacjach nietypowych | 185 |
| 5.3.2. Obciążenie śniegiem i oblodzeniem rusztowania | 196 |
| 5.3.3. Działanie temperatury na rusztowanie | 200 |
| 5.4. Modelowanie obciążeń zmiennych w analizach statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji rusztowań | 202 |
| 5.5. Podsumowanie | 206 |

| | |
|--|-----|
| 6. Obciążenia dynamiczne rusztowań budowlanych | 209 |
| 6.1. Wprowadzenie | 209 |
| 6.2. Metody określania właściwości dynamicznych na przykładzie rusztowania P06 | 210 |
| 6.3. Właściwości dynamiczne konstrukcji rusztowań | 223 |
| 6.4. Dynamiczne działanie obciążeń użytkowych | 229 |
| 6.4.1. Wymuszenia drgań przejściem pracowników po rusztowaniu | 229 |
| 6.4.2. Wzbudzenie drgań urządzeniami mechanicznymi | 250 |
| 6.5. Dynamiczne działanie wiatru na konstrukcje rusztowań | 257 |
| 6.6. Podsumowanie | 262 |
| 7. Zakończenie | 265 |
| Literatura | 269 |
| Normy, akty prawne, raporty i inne | 278 |
| Załącznik nr 1. Modele obliczeniowe konstrukcji rusztowań | 183 |
| Załącznik nr 2. Współczynniki korelacji pomiędzy imperfekcjami węzłów | 329 |

Oznaczenia

Duże litery łacińskie

- A_p – pole powierzchni nacisku podkładu na grunt
 A – pole przekroju poprzecznego pręta
 A_{Bc} – całkowita powierzchnia budynku
 A_{Bn} – powierzchnia budynku po odjęciu otworów np. okiennych
 B – szerokość podkładu fundamentowego lub szerokość budynku
 C_x – współczynnik kształtu działania wiatru w kierunku zgodnym z jego przepływem
 D – wymiar poprzeczny elementu rusztowania
 E_1, E_2 – pierwotny i wtórny moduł odkształcenia gruntu
 E_d – obliczeniowa wartość efektów oddziaływań
 E_k – charakterystyczna wartość efektów oddziaływań
 E_{vd} – dynamiczny moduł odkształcenia gruntu
 E_{vdk} – charakterystyczna wartość dynamicznego modułu odkształcenia gruntu
 \bar{E}_{vd} – średnia wartość dynamicznego modułu odkształcenia gruntu
 F – siła skupiona
 F_H – siła pozioma
 F_a – siła skupiona spowodowana działaniem wiatru
 F_s – siła pionowa przekazywana ze stojaka na podkład
 F_c – ciężar człowieka
 G – ciężar rusztowania
 G_1 – ciężar obciążenia rusztowania podczas pomiaru, umieszczony na najniższym poziomie roboczym
 G_2 – ciężar obciążenia rusztowania podczas pomiaru, umieszczony na najwyższym poziomie roboczym
 G_k – charakterystyczna wartość oddziaływania stałego
 H – wysokość budynku
 H_r – wysokość rusztowania
 I_s – wskaźnik zagęszczenia gruntu
 I_D – stopień zagęszczenia gruntu
 L – długość podkładu
 L_k – długość/wysokość komponentu rusztowania
 L_r – długość rusztowania
 L_s – rozstaw stojaków na podkładzie
 M_2, M_3 – momenty zginające względem 2 i 3 osi lokalnego układu współrzędnych

$M_{2,Ed}, M_{3,Ed}$

– momenty zginające względem 2 i 3 osi lokalnego układu współrzędnych w elemencie skończonym, spowodowane obciążeniem obliczeniowym

$M_{3,Rd}, M_{3,Rd}$

– maksymalne momenty zginające względem 2 i 3 osi jakie mogą zostać przeniesione przez pręt w przekroju (nośność pręta w przekroju na zginanie)

M_X, M_Y, M_Z

– reakcje – momenty o wektorach wzdłuż osi x, y i z

N

– liczba obserwacji w badaniach

N_{Ed}

– siła normalna od obciążenia obliczeniowego

N_{Rd}

– maksymalna siła normalna jaką może przenieść belka w przekroju (nośność belki w przekroju na ściskanie i rozciąganie)

P_e

– wypadkowe obciążenie użytkowego jednego pionu rusztowania

P_w, P_z

– siła uzyskana w pomiarach siły normalnej w wewnętrznym i zewnętrznym stojaku

Q_e

– wypadkowe obciążenie użytkowego jednego pomostu

$Q_{k,1}$

– charakterystyczna wartość dominującego oddziaływania zmiennego

$Q_{k,i}$

– charakterystyczne wartości towarzyszące i -tego oddziaływania zmiennego

R_{IMP}

– współczynnik korelacji imperfekcji

R_w, R_z

– rzeczywista siła normalna w wewnętrznym i zewnętrznym stojaku

R_X, R_Y, R_Z

– reakcje – siły wzdłuż osi x, y i z

S

– siła normalna, przy czym siły normalne z indeksami normowymi są oznaczone jako N z indeksem

T_{krok}

– czas trwania jednego kroku

W_2, W_3

– wskaźniki wytrzymałości przy zginaniu względem 2 i 3 osi lokalnego układu współrzędnych

\bar{V}_{rum}

– uśredniona prędkość rumowiska

\bar{V}_w

– uśredniona prędkość wody

V_X, V_Y, V_Z

– składowe prędkości wiatru

X, Y, Z

– współrzędne punktu rusztowania, przy następujących założeniach: początek układu współrzędnych jest w lewym dolnym rogu konstrukcji rusztowania, oś x jest skierowana poziomo wzdłuż rusztowania, oś y jest skierowana w kierunku poziomym prostopadle do rusztowania, oś z jest skierowana pionowo

Małe litery łacińskie

- a_s – przyspieszenie suwnicy
- a_x, a_y, a_z – składowe przyspieszeń względem osi x, y i z
- b – grubość warstwy oblodzenia
- c' – efektywna spójność gruntu,
- c_e – współczynnik ekspozycji wiatru
- c_s – współczynnik miejsca
- c_u – wskaźnik jednorodności uziarnienia
- e – mimośród obciążenia
- e_L, e_B – mimośrody ustawienia podstawki względem osi podkładu w kierunku dłuższego boku i w kierunku krótszego boku
- e_0 – mimośród w imperfekcji łukowej
- f – częstotliwość drgań rusztowania
- h – wysokość kopuły
- imp – wypadkowa imperfekcja przechyłowa jako wypadkowa przesunięcia węzła względem idealnej geometrii rusztowania
- \overline{imp} – wartość średnia imperfekcji w węźle, definiowanym jako połączenie stojaków
- imp_x, imp_y, imp_z – składowe imperfekcji przechyłowych jako przesunięć węzłów względem idealnej geometrii rusztowania w kierunkach x, y, z globalnego układu współrzędnych
- k – liczba przedziałów klasowych w badaniach
- k_x, k_y, k_z – sztywności podpór w kierunkach x, y, z globalnego układu współrzędnych
- k_{rum} – parametr gęstości objętościowej rumowiska, którego zalecana wartość wynosi $666,0 \text{ kg/m}^3$
- l_{krok} – długość jednego kroku człowieka
- l_s – szerokość zaspy śniegu
- m_d, m_{d2}, m_k – błędy pomiarów geodezyjnych, wynikające z dokładności urządzenia
- m_g – masa komponentów głównych rusztowania
- m_p – masa komponentów nie uwzględnianych w schematach statycznych rusztowania
- m_r – masa rusztowania
- n – liczba składników we wzorach
- p_e – obciążenie użytkowe jednego pionu rusztowania
- q – obciążenie równomiernie rozłożone na powierzchni
- q_{an} – działanie wiatru na rusztowanie nie osłonięte
- q_{az} – działanie wiatru na rusztowanie osłonięte
- q_b – bazowe ciśnienie wiatru według PN-EN 1991-1-4

| | |
|----------------------|--|
| q_e | – obciążenie użytkowe jednego pomostu |
| q_{Ed} | – obliczeniowy nacisk podkładu na grunt |
| q_{rd} | – obliczeniowy odpór gruntu |
| q_{rk} | – charakterystyczny odpór gruntu |
| q_{wr} | – działanie wiatru na całym rusztowaniu przy prędkości wiatru około 10 m/s |
| q_{wum} | – działanie spływającego rumowiska równomiernie rozłożone o wartości przypadającej na jeden metr bieżący |
| q_w | – działanie przepływającej wody równomiernie rozłożone o wartości przypadającej na jeden metr bieżący |
| r | – współrzędna w układzie sferycznym, odległość od środka układu |
| s | – odchylenie standardowe |
| sk | – współczynnik skośności |
| s_q, s_c, s_γ | – współczynniki bezwymiarowe kształtu w obliczeniach nośności podłoża |
| t_s | – czas rozruchu i zatrzymania suwnicy |
| u | – przemieszczenie |
| v_{krok} | – prędkość poruszania się człowieka |
| v_s | – prędkość suwnicy |
| w | – zdarzenie elementarne |

Duże litery greckie

| | |
|--------------|---|
| Γ | – oznaczenie obszaru rusztowania |
| Δq_e | – długość przedziału klasowego w badaniach obciążeń użytkowych |
| Δt | – różnica temperatury jak może wystąpić podczas użytkowania rusztowania |
| Λ | – oznaczenie obszaru rusztowania |
| Ψ | – kąt przechylenia ram w imperfekcji przechyłowej globalnej |
| Ω | – predyktor wystąpienia sytuacji niebezpiecznych jako efektu rezonansu |

Małe litery greckie

| | |
|--------------------------------|---|
| α | – współczynnik, określający poziom równomierności rozłożenia sił normalnych w stojakach rusztowania |
| α_{cr} | – współczynniki krytyczne obciążenia |
| $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$ | – współczynniki dynamiczne obciążenia w modelu obciążenia przejściem człowieka |
| β | – współczynnik dynamiczny |
| γ_1, γ_2 | – parametry oceny jakości wyników badań sił normalnych w stojakach |

- γ – obliczeniowy efektywny ciężar objętościowy gruntu
- γ – współczynnik tłumienia
- γ_b – ciężar objętościowy oblodzenia
- γ_G – częściowy współczynnik bezpieczeństwa w odniesieniu obciążenia stałego
- $\gamma_{Q,i}$ – częściowe współczynniki bezpieczeństwa w odniesieniu do i -tego obciążenia zmiennego
- δ – błąd pomiaru siły normalnej w stojakach, wynikający z błędów w ustawieniu stanowiska pomiarowego
- $\hat{\delta}$ – współczynnik rozkładu prawdopodobieństwa Gumbela maksymalnych wartości zmiennej losowej
- $\check{\delta}$ – współczynnik rozkładu prawdopodobieństwa Gumbela minimalnych wartości zmiennej losowej
- $\tilde{\delta}$ – współczynnik rozkładu prawdopodobieństwa Weibulla maksymalnych wartości zmiennej losowej
- ε_r – błąd pomiaru tachimetrem
- η_g – maksymalne przesunięcie w globalnych imperfekcjach przechyłowych
- η_l – maksymalne przesunięcie w lokalnych imperfekcjach przechyłowych
- θ – współrzędna w układzie sferycznym, kąt w płaszczyźnie poziomej
- θ_r – kąt pomiędzy osiami dwóch kartezjańskich układów współrzędnych,
- κ – współczynnik, opisujący poziom przenoszenia obciążeń pionowych przez stężenia i kotwy
- λ – częstotliwość wymuszenia
- $\lambda_{kX}, \lambda_{kY}, \lambda_{kZ}$ – częstotliwość wymuszenia kolejno w kierunkach x , y i z podczas poruszania się człowieka
- $\hat{\lambda}$ – współczynnik rozkładu prawdopodobieństwa Gumbela maksymalnych wartości zmiennej losowej
- $\tilde{\lambda}$ – współczynnik rozkładu prawdopodobieństwa Weibulla maksymalnych wartości zmiennej losowej
- $\check{\lambda}$ – współczynnik rozkładu prawdopodobieństwa Gumbela minimalnych wartości zmiennej losowej
- μ_1 – współczynnik kształtu dachu w odniesieniu do zasp na rusztowaniach
- μ_b – współczynnik kształtu przekroju do wyznaczenia oblodzenia
- ξ – współczynnik ekspozycji elementu na oblodzenie nad terenem
- ρ – gęstość objętościowa

- ρ_a – gęstość objętościowa powietrza równa 1,225 kg/m³
- ρ_g – gęstość objętościowa materiału, z którego są wykonane komponenty główne rusztowania
- ρ_w – gęstość objętościowa wody równa 1000 kg/m³
- ρ_{zast} – gęstość zastępcza materiału
- σ – naprężenia normalne
- ϕ – współrzędna w układzie sferycznym, kąt w płaszczyźnie pionowej
- ϕ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego
- ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z – przesunięcia fazowe w modelu obciążenia przejściem człowieka
- φ – współczynnik wypełnienia
- χ_1 – współczynnik wyboczenia
- $\psi_{0,i}$ – współczynnik dla wartości kombinacyjnej oddziaływania zmiennego
- ψ – kąt przechylenia ram w imperfekcji przechyłowej lokalnej
- $\omega = 2\pi f$ – częstość drgań

Skróty i inne

- BIOZ – bezpieczeństwo i ochrona zdrowia
- FFT – Fast Fourier Transform, szybka transformata Fouriera
- IBDiM – Instytut Badawczy Dróg i Mostów
- NCBiR – Narodowe Centrum Badań i Rozwoju
- ORKWIZ – akronim projektu „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań budowlanych”
- PBS – Program Badań Stosowanych



ROZDZIAŁ 1.

WSTĘP



1. Wstęp

Rusztowania budowlane są konstrukcjami, które są wykorzystywane przede wszystkim do prac z utrudnionym dostępem do stanowisk pracy. Utrudniony dostęp oznacza przede wszystkim lokalizację stanowisk pracy na wysokości, ale również roboty, gdzie dotarcie wymaga specjalnej konstrukcji lub roboty budowlane przy obiektach o bardzo skomplikowanej geometrii. Rusztowania budowlane mają także inne przeznaczenia i są wykorzystywane podczas prac remontowych linii technologicznych, w stoczniach, jako konstrukcje wsporcze reklam, jako osłony imprez masowych, jako estrady, jako konstrukcje hal tymczasowych, jako elementy dekoracyjne, jako konstrukcje wsporcze deskowań, itd. Rusztowania, które służą do zabezpieczenia stanowisk pracy będą nazywane rusztowaniami roboczymi a rusztowania, które są wykorzystywane jako konstrukcje wsporcze deskowań, reklam lub innych obiektów, nazywane są w monografii rusztowaniami wsporczymi. Definicje te są przyjęte na podstawie podziału podanego przez Kniecika i in. (2018).

Rusztowania są to z jednej strony urządzenia techniczne, która mają zapewnić bezpieczeństwo pracowników budowlanych, ale są to również konstrukcje budowlane niejednokrotnie dość wysokie i bardzo często o skomplikowanych kształtach. Różnorodność zastosowań rusztowań powoduje, że tego rodzaju konstrukcje są poddawane różnorodnym działaniom sił statycznych i dynamicznych a proces projektowania rusztowań wymaga uwzględnienia specyfiki ich obciążeń. Do tego dochodzi problem pewnych cech budowy konstrukcji. Rusztowania są zmontowane z elementów smukłych, wielokrotnie używanych, łączonych w taki sposób, aby można było je w miarę szybko rozłączyć. Powoduje to, że elementy charakteryzują się dużą nośnością, gdy obciążenia są przekazywane osiowo, ale gdy rusztowanie jest zmontowane w taki sposób, że pojawiają się momenty zginające, to wtedy nośność całego układu znacznie maleje. Niestety wielokrotność użytkowania tych samych elementów w różnych układach, luzy w połączeniach i niedokładności montażu powodują występowanie imperfekcji geometrycznych a w konsekwencji właśnie zginanie elementów. Kolejna cecha konstrukcji rusztowań to fragmenty, które są statycznie wyznaczalne lub fragmenty, gdzie nie dochodzi do geometrycznej zmienności układu tylko dzięki tarcia. Bazą konstrukcji są przesytywnione układy elementów, pomiędzy którymi są umieszczone właśnie te fragmenty, które utrzymują równowagę tylko dzięki kotwom i wcześniej wspomnianemu tarcia. Strona fizyczna zachowania się rusztowań została szczegółowo omówiona przez Błazik-Borową (2015).

Wymienione cechy budowy rusztowań, coraz większa wysokość rusztowań i znaczenie tych konstrukcji w procesie zapewnienia bezpieczeństwa użytkowników potwierdzają konieczność wykonywania indywidualnych dokumentacji technicznych zgodnie z zapisami Rozporządzenia Ministra

Infrastruktury z dnia 6.02.2003 roku w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych. Zgodnie z wymienionym rozporządzeniem w odniesieniu do nietypowych rusztowań czyli takich, których rozwiązania konstrukcyjne nie zostały sprawdzone podczas opracowywania dokumentacji techniczno-ruchowej, należy wykonać indywidualny projekt. Tego typu projekt techniczny powinien zawierać opis techniczny, rysunki techniczne rusztowania, instrukcję montażu i demontażu rusztowania, informację bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, nazywaną informacją BIOZ, i przede wszystkim wykonać analizę statyczno-wytrzymałościową rusztowania. W ramach analizy statyczno-wytrzymałościowej przyjmowany jest schemat statyczny rusztowania z odpowiednimi warunkami brzegowymi (podporami i połączeniami elementów) i obciążeniami, obliczenia sił wewnętrznych i sprawdzenie warunków stanów granicznych. W praktyce inżynierskiej w odniesieniu do większości rusztowań nie przygotowuje się dokumentacji technicznej i sprawdzenia konstrukcji w aspekcie spełnienia warunków stanów granicznych. Zapominamy, że w związku z dużym zagrożeniem życia ludzkiego na rusztowaniach zgodnie z PN-EN 1990 konstrukcja rusztowania powinna być projektowana w klasie konsekwencji CC3 czyli klasie niezawodności RC3. Okres użytkowania rusztowań jest mniejszy niż 1 rok, ale zwykle większy niż 3 miesiące, co oznacza, że minimalny wskaźnik niezawodności konstrukcji to $\beta = 4,7$ (według Murzewskiego (1983), Biegusa (1999), Wolińskiego i Wróbla (2000) wskaźnik niezawodności konstrukcji to taka wartość odciętej, przy której rozkład normalny, opisujący prawdopodobieństwo wystąpienia awarii konstrukcji, przyjmuje założoną wartość) a to oznacza, że dopuszczalne prawdopodobieństwo awarii rusztowania wynosi $P_f = 10^{-6}$ (por. Nowak (2007)). Spełnienie tego warunku wymaga, aby nośność konstrukcji gwarantowała przeniesienie obciążeń na tyle dużych, że ich wystąpienie jest mało prawdopodobne. Oczywiście nie tylko wartość obciążenia ma znaczenie, ale również jego kierunek działania, zmienność w czasie i jednoczesność działania tych obciążeń. Natomiast słowo „duże” zostało użyte, ponieważ autorka w praktyce projektowej spotyka się z zarzutem od firm użytkujących rusztowania, że obciążenia przyjmowane w projektowaniu rusztowań są właśnie za „duże” i z tego powodu rusztowanie jest budowane ze zbyt dużej liczby elementów, przez co jest za drogie. Podnoszony jest aspekt ekonomiczny budowania rusztowań w kontekście tymczasowości obiektu. Natomiast pracodawcy nie biorą pod uwagę problemu występowania wypadków, w których czynnikiem materialnym jest rusztowanie, i ich skutków, które są efektem ciągu zdarzeń, w tym np. chwilowego przeciążenia konstrukcji. Konsekwencje wypadków, to nie tylko straty finansowe, ale również utrata zdrowia lub życia pracownika, a tych skutków nie da się przeliczyć na pieniądze. A. Smolarz, autorka jednego z rozdziałów pracy Błazik-Borowa i in. (2015a), stwierdza, że 43% wypadków w budownictwie w latach 2011-2014 to były upadki z wysokości, w tym

szczególnie z rusztowań budowlanych. Analiza czynników, mających wpływ na dojście do wypadku, pokazuje, że na zmęczenie pracownika a tym samym na jego mniejsze skupienie się na pracy z zachowaniem zasad bezpieczeństwa, ma wpływ stabilność rusztowania. Stabilność rusztowania rozumiana jako brak podatności na ruch pod wpływem obciążeń dynamicznych, np. przejścia pracownika po rusztowaniu, zmniejsza się między innymi wraz z nierównomiernym osiadaniem konstrukcji i luzowaniem się kotew. W przypadku obiektów budowlanych obciążenia o znaczących, ale o dopuszczalnych wartościach zmieniają stan naprężenia w konstrukcji obiektu. Natomiast w rusztowaniach obciążenia doprowadzają do znacznych przemieszczeń, które np. z powodu rodzaju połączeń i luzów w połączeniach, nie zmniejszają się wraz ze zmniejszaniem się obciążeń.

Rusztowania są tymczasowymi konstrukcjami budowlanymi. Projektant nie ma możliwości sprawdzenia za pomocą doświadczenia czy zaprojektowany przez niego obiekt będzie spełniał swoją funkcję i zapewni bezpieczeństwo użytkownikom. Konstruktor musi posiadać wiedzę, która pozwoli mu na zaprojektowanie bezawaryjnej konstrukcji nawet przy obciążeniach, które co prawda występują rzadko, ale powodują powstanie stanu naprężenia o wartościach przekraczających wytrzymałość materiału. Natomiast kierownicy budów muszą sobie zdawać sprawę z konsekwencji działania obciążeń statycznych i dynamicznych, wynikających z użytkowania rusztowań. Podstawy i zasady projektowania rusztowań jako systemowych zestawów elementów i jako rusztowań nietypowych zostały opisane przez Błazik-Borową i Pieńko (2017) oraz w szeregu artykułów takich, jak Błazik-Borowa i in. (2011a), Błazik-Borowa i in. (2011b), Błazik-Borowa i in. (2011c), Błazik-Borowa i in. (2012), Nepelski i Błazik (2017). Kompendium wiedzy o aspektach prawnych i technicznych montowania rusztowań znajduje się w książce, napisanej przez Kmiecika i in. (2018). Istotną pozycją jest również książka Furtaka i Wołowickiego (2015), w której autorzy opisali rusztowania i deskowania do budowy mostów. Natomiast nie ma obecnie jednego szerokiego opracowania, które podaje wiedzę o obciążeniach rusztowań, które należy uwzględnić podczas projektowania rusztowania, i wpływu tych obciążeń podczas użytkowania na stabilność (możliwość zamiany w mechanizm bez utraty stateczności) i nośność konstrukcji. Dlatego autorka opisuje obciążenia, które działają na rusztowania budowlane, przedstawia podstawy naukowe i wyjaśnia metody przyjmowania obciążeń, efekty ich działania oraz, wtedy gdy to jest możliwe, sposoby zapobiegania ich niekorzystnym skutkom.

Opis obciążeń rozpoczęto od wyjaśnienia zaleceń aktualnych norm PN-EN 18211-1 i PN-EN 12810-1 oraz innych norm, dotyczących obciążeń stałych i zmiennych. Obciążenie rusztowań jest związane z ich rolą, którą jest zabezpieczenie dostępu do stanowisk pracy i zapewnienie bezpieczeństwa użytkownikom. W związku z tym głównymi obciążeniami są ciężar własny i obciążenie użytkowe (nazywane również eksploatacyjnym), którym jest ciężar użytkowników, używanych urządzeń i materiałów budowlanych. Wśród obciążeń

środowiskowych jako najważniejsze przyjmowane jest działanie wiatru i temu problemowi poświęcono w tej części sporo uwagi, ale jedynie w zakresie opisywanym przez normy rusztowaniowe PN-EN 18211-1 i PN-EN 12810-1.

W następnych rozdziałach zostały omówione oddziaływania, wynikające z jakości posadowienia i montażu rusztowania. Jakość posadowienia wpływa na możliwość wystąpienia obciążeń geometrycznych a jakość obu wymienionych aspektów wznoszenia rusztowań wpływa na imperfekcje geometryczne. W związku z tym w monografii opisano metody modelowania obciążeń geometrycznych, wynikających z nierównomierności zagęszczenia podłoża, i ich wpływ na zachowanie się rusztowania. Opisano również metody modelowania imperfekcji rusztowań wraz z wpływem na stany odkształcenia i naprężenia konstrukcji. Przy bardziej szczegółowych analizach niezawodności rusztowań przydatne są opisy statystyczne imperfekcji w rusztowaniach, pozwalające na generowanie imperfekcji jako pola losowego, dlatego także takie analizy wraz z wynikami zostały w tej części opracowania opisane.

Kolejny rozdział książki poświęcono statycznym obciążeniom zmiennym. W normie PN-EN 18211-1 podano częściowe współczynniki bezpieczeństwa, których wartości przyjęto tak, jak dla innych budynków. Ma to uzasadnienie w przypadku obciążeń środowiskowych, ale niekoniecznie obciążeń użytkowych. Dlatego w pracy nie tylko opisano statyczne obciążenia użytkowe, ale również dobrano rozkłady prawdopodobieństwa obciążeń, które mogą w przyszłości służyć do kalibracji częściowych współczynników w ramach analizy niezawodności konstrukcji. Zalecenia normowe, dotyczące środowiskowych obciążeń rusztowań, dotyczą głównie wiatru. Jednak rusztowania, są również narażone na takie wpływy środowiskowe, jak działanie temperatury, śniegu i oblodzenia. Te obciążenia i wybrane aspekty działania wiatru zostały umieszczone w tej części z podaniem wyjaśnienia, jak można stosować zalecenia normowe do konstrukcji typu rusztowanie.

W przeciwieństwie do dotychczasowego podejścia do przyjmowania obciążeń rusztowań tylko jako obciążeń statycznych, w pracy przedstawione zostaną również oddziaływania dynamiczne. Z powodu niskich częstości drgań własnych rusztowań, rusztowanie jest poddawane także oddziaływaniom dynamicznym, spowodowanym przez użytkowników podczas przejścia po rusztowaniu, z powodu działania maszyn lub oddziaływania wiatru. Te aspekty, ze szczególnym uwzględnieniem problemu wymuszenia drgań przez pracowników podczas poruszania się po rusztowaniu, będą przedmiotem ostatniego z rozdziałów z monografii.

Powstanie tej książki było możliwe dzięki realizacji projektu „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań budowlanych” o akronimie ORKWIZ, finansowanego przez NCBiR (Narodowe Centrum Badań i Rozwoju) w ramach PBS3 (Program Badań Stosowanych) na podstawie umowy nr PBS3/A2/19/2015. Autorka była kierownikiem projektu. W ramach projektu

pięć zespołów badawczych z Politechniki Lubelskiej (dwa zespoły z Wydziału Budownictwa i Architektury, kierowane przez Ewę Błazik-Borową z pomocą Michała Pieńko i Aleksandra Robaka, zespół z Wydziału Zarządzania pod kierunkiem Krzysztofa Czarneckiego), Politechniki Łódzkiej (zespół z Wydziału Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska pod kierunkiem Jacka Szera) i Politechniki Wrocławskiej (zespół z Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego kierowany przez Bożenę Hołę) wykonało badania 120 rusztowań fasadowych w technologii rusztowań ramowych na budowach w Polsce. Poddano badaniu po 24 rusztowań w województwach: dolnośląskim (grupa rusztowań oznaczona literą D), łódzkim (grupa rusztowań oznaczona literą E), lubelskim (grupa rusztowań oznaczona literą L), mazowieckim (grupa rusztowań oznaczona literą W) i w pozostałych województwach (grupa rusztowań oznaczona literą P), z tymże przede wszystkim w województwie wielkopolskim. Badania obejmowały: inwentaryzacje rusztowań (w tym szczegółowe pomiary geodezyjne), inwentaryzacje uszkodzeń, inwentaryzacje obciążeń użytkowych, pomiary działania wiatru (kierunek i prędkość pomiędzy stojakami, kierunek i prędkość przed rusztowaniem, ciśnienie na elewacji), pomiary drgań swobodnych rusztowań, pomiary drgań rusztowań pod wpływem wymuszeń od maszyn budowlanych, pomiary sił w stojakach, badania nośności gruntu, badania nośności kotew, pomiary temperatury, ciśnienia, poziomu natężenia dźwięku, oświetlenia, kierunku i prędkości wiatru, badania ankietowe, dotyczące informacji ogólnych o rusztowaniu i użytkownikach rusztowania, analizę przestrzegania przepisów BHP, analizę organizacji budowy, badania ankietowe użytkowników rusztowań, pomiary wysiłku energetycznego użytkowników i zmiany innych parametrów fizjologicznych podczas robót na rusztowaniu. Pełny zestaw badań trwał na budowie jeden tydzień roboczy. Plan badań rusztowań z wyjątkiem badań, które dotyczyły użytkowników rusztowań, został opracowany przez zespół pod kierownictwem autorki monografii. Zespoły z poszczególnych uczelni wykorzystywały wyniki z badań do budowy modelu oceny ryzyka wystąpienia sytuacji potencjalnie wypadkowych w zakresie, w którym się specjalizują. W niniejszym opracowaniu zostały wykorzystane te badania, które pozwoliły autorce na opis i analizę statystyczną obciążeń rusztowań. Zespół z Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej pod kierownictwem autorki przygotował również modele numeryczne wszystkich rusztowań, które były przedmiotem badań na budowach. Schematy statyczne rusztowań wraz z ich oznaczeniami, wykorzystywanymi w tekście książki, zostały zamieszczone w załączniku nr 1.

Autorka pragnie podziękować wszystkim osobom, które były zaangażowane w pomiary parametrów technicznych rusztowań realizowane na budowach i przygotowanie modeli numerycznych. Dziękuje także firmom budowlanym za udostępnienie rusztowań do badań a Narodowemu Centrum Badań i Rozwoju za sfinansowanie badań.

Celem pracy jest przede wszystkim szersze przedstawienie zagadnienia obciążeń rusztowań, którego znajomość jest niezbędna podczas projektowania rusztowań i w czasie kierowania wszelkimi pracami z wykorzystaniem rusztowań. Jednak autorka ma nadzieję, że dzięki tej pozycji literatury w środowisku inżynierów budownictwa zostanie również podjęta dyskusja na temat roli jaką pełnią rusztowania, ich obciążeń i, że warto wykonywać symulacje działania rusztowań pod wpływem tych obciążeń, których z powodów technologicznych nie da się uniknąć.



ROZDZIAŁ 2.

AKTUALNE ZALECENIA NORMOWE W ODNIESIENIU DO OBCIĄŻEŃ RUSZTOWAŃ



2. Aktualne zalecenia normowe w odniesieniu do obciążeń rusztowań

2.1. Wprowadzenie

Analiza poszczególnych obciążeń zostanie poprzedzona opisem aktualnie obowiązujących zaleceń normowych w zakresie projektowania systemów rusztowań oraz rusztowań nietypowych. Natomiast w kolejnych rozdziałach pracy obciążenia zostaną poddane krytycznej ocenie na podstawie badań własnych lub przeglądu literatury.

Metody modelowania obciążeń rusztowań są opisane w normach, dedykowanych rusztowaniom: PN-EN 12810-1, PN-EN 18211-1, EN-12812, oraz w Eurokodach, które dotyczą obciążeń konstrukcji. Normy te mają niejednokrotnie zbieżne zalecenia. Z tym, że w normach rusztowaniowych opisano obciążenia użytkowe rusztowań, podano zalecenia w odniesieniu do wybranych oddziaływań środowiskowych, jakie należy stosować podczas projektowania systemów rusztowań i podano, jakie obciążenia powinny przenieść pojedyncze komponenty rusztowań.

Zgodnie z normą PN-EN 18211-1 konstrukcja rusztowania powinna być poddana działaniu następujących typów obciążeń:

- a) obciążenie stałe, do którego należy zaliczyć ciężar własny rusztowania wraz z elementami wyposażenia, przyjęte m.in. na podstawie norm PN-EN 12811-2, PN-EN 1004, PN-EN 1991-1-1,
- b) obciążenie zmienne, którymi są obciążenie użytkowe, przyjęte na podstawie normy PN-EN 12811-1, i oddziaływania środowiskowe (obciążenie śniegiem zgodnie z PN-EN 1991-1-3, działanie wiatru zgodnie z PN-EN 12810-1, PN-EN 12811-1, PN-EN 1991-1-4, oblodzenie zgodnie z PN-B-02013 do czasu wprowadzenia właściwego Eurokodu, parcie przepływającej wody zgodnie z PN-EN 12812 lub PN-EN 1991-1-6, temperatura między innymi zgodnie z PN-EN 12812 i PN-EN 1991-1-5, osiadanie według PN-EN 1997),
- c) obciążenie przypadkowe (w normie PN-EN 1990 nazywane wyjątkowym), przyjęte między innymi na podstawie norm PN-EN 18211-1 i PN-EN 1991-1-7.

Tworząc kombinacje obciążeń rusztowań należy wziąć pod uwagę otoczenie rusztowania (rusztowanie wewnątrz budynku, na zewnątrz, w obiekcie przemysłowym o zmiennych temperaturach, np. huta szkła, w nurcie rzeki, itd.) i ograniczenia, wynikające z przepisów BHP (por. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 roku w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych). Zgodnie z par. 123 Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 6.02.2003 roku nie można wykonywać robót budowlanych podczas opadów deszczu i śniegu, podczas gołoledzi oraz przy wietrze o prędkości przekraczającej 10 m/s. W praktyce oznacza to, że przy

pełnych wymienionych obciążeniach środowiskowych nie należy uwzględniać pełnych obciążeń użytkowych i, odwrotnie, przy pełnych obciążeniach użytkowych, obciążenia, wynikające z oddziaływań środowiskowych, należy zmniejszyć lub w ogóle nie uwzględniać.

Wartość obliczeniową efektów oddziaływań w stanie granicznym nośności w poszczególnych kombinacjach należy policzyć ze wzoru:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (2-1)$$

gdzie: G_k – charakterystyczne obciążenie stałe, którym w tym przypadku jest ciężar własny konstrukcji i wyposażenia, $Q_{k,1}$ – charakterystyczna wartość wiodącego oddziaływania zmiennego, $Q_{k,i}$ – charakterystyczna wartość towarzyszącego oddziaływania zmiennego, γ_G , $\gamma_{Q,i}$ – odpowiednie częściowe współczynniki bezpieczeństwa, $\psi_{0,i}$ – współczynnik wartości kombinacyjnej oddziaływania zmiennego.

W przypadku konstrukcji pomocniczych, do jakich rusztowania zalicza norma PN-EN 1991-1-6, w stanie granicznym użyteczności należy uwzględniać tylko kombinację charakterystyczną i ewentualnie quasi-stałą. Natomiast norma PN-EN 12811-1 w odniesieniu do rusztowań zaleca jedynie kombinację charakterystyczną, w której obciążenie można policzyć ze wzoru:

$$E_k = G + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}. \quad (2-2)$$

Zmiennymi obciążeniami wiodącymi mogą być obciążenie użytkowe i działanie wiatru. Pozostałe obciążenia zmienne powinny być traktowane jako towarzyszące.

Na podstawie powyższych zaleceń Błazik-Borowa i Pieńko (2017) opracowali zestawienie kombinacji obciążeń w odniesieniu do rusztowań roboczych, zalecanych w przepisach, zaprezentowane w Tab. 2-1. Cztery pierwsze warianty odpowiadają kombinacjom obciążeń, które powinny być uwzględnione w przypadku użytkowania rusztowania na zewnątrz budynku w okresie letnim, piąty wariant należy analizować tylko wtedy, gdy obciążenie wiatrem może działać w kierunku pionowym i jest skierowane do góry np. nad kopułami. W okresie zimowym dodatkowo należy wykonać analizę statyczną, uwzględniającą oblodzenie i obciążenie śniegiem czyli należy przeanalizować kombinacje od szóstej do dziewiątej. Natomiast każde projektowane rusztowanie wewnątrz obiektów powinno być przeanalizowane tylko w odniesieniu do dwóch ostatnich wariantów, tzn. dziesiątego i jedenastego. W przypadku rusztowań wsporczych należy zawsze uwzględniać obciążenie ciężarem własnym i ciężarem wyposażenia, odpowiednie obciążenie użytkowe, które będzie zależało od przeznaczenia rusztowania oraz wpływy środowiskowe, które będą zależały od lokalizacji rusztowania (por. Tab. 2-2).

Tab. 2-1. Zestawienie kombinacji obciążeń rusztowań roboczych

| Rusztowanie: w okresie: | na zewnątrz budynku | | | | | | | | | | | wewnątrz budyńku |
|---|---------------------|----|-----|----------|-----------------|----|---------|------|-----------------|---|-----------------|---------------------|
| | letnim | | | cały rok | | | zimowym | | | | | |
| | Kombinacja obciążeń | | | | | | | | | | | |
| Opis obciążenia | I | II | III | IV | V | VI | VII | VIII | IX | X | XI | |
| Obciążenia stałe G | | | | | | | | | | | | |
| Ciężar własny konstrukcji i wyposażenia | • | • | • | • | • ¹⁾ | • | • | • | • | • | • | • |
| Obciążenia zmienne Q _j : ○ – zmienne obciążenie wiodące, □ – zmienne obciążenie towarzyszące | | | | | | | | | | | | |
| Obciążenie użytkowe pionowe pełne | ○ | ○ | | | | ○ | ○ | | | | ○ | ○ |
| Część obciążenia użytkowego w zależności od klasy obciążenia | | | □ | | | | | □ | | | | |
| Obciążenie użytkowe poziome równoległe do rusztowania | | | | | | | | | | | ○ | |
| Obciążenie użytkowe poziome prostopadłe do rusztowania | | | | | | | | | | | | ○ |
| Działanie wiatru niezależne od wysokości o wartości $q_{vr} = 0,2 \text{ kN/m}^2$ i działające równoległe do rusztowania | | | □ | | | □ | | | | | | |
| Działanie wiatru niezależne od wysokości o wartości $q_{vr} = 0,2 \text{ kN/m}^2$ i działające prostopadłe do rusztowania | | | □ | | | | □ | | | | | |
| Pełne działanie wiatru równoległe do rusztowania | | | ○ | | | | | | ○ ²⁾ | | | |
| Pełne działanie wiatru prostopadłe do rusztowania | | | | ○ | | | | | | | ○ ²⁾ | |
| Obciążenie śniegiem | | | | | | | | | | | | |
| Obciążenie oblodzeniem | | | | | | | | | | | | |
| Pełne działanie wiatru skierowane pionowo do góry | | | | | ○ | | | | | | | |
| Inne obciążenia | □ | □ | □ | □ | | □ | □ | | □ | □ | □ | □ |

1) obliczeniowe obciążenie ciężarem własnym należy wyznaczyć przy $\gamma = 1,0$

2) ewentualne zwiększenie powierzchni obciążenia wiatrem, związane ze wzrostem powierzchni w wyniku oblodzenia elementów

Tab. 2-2. Zestawienie kombinacji obciążeń rusztowań wsporczych na podstawie PN-EN 12812

| Opis obciążenia | Kombinacja obciążeń | | | | | |
|---|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| Obciążenia stałe <i>G</i> | | | | | | |
| Ciężar własny konstrukcji i wyposażenia | • | • | • | • | • | |
| Obciążenia zmienne <i>Q_i</i> : ○ – zmienne obciążenie wiodące, □ – zmienne obciążenie towarzyszące | | | | | | |
| Pionowe obciążenie użytkowe, w tym od układanej mieszanki betonowej | | | ○ | ○ | ○ | ○ |
| Poziome obciążenie użytkowe w kierunku równoległym do rusztowania | | | ○ | | ○ | |
| Poziome obciążenie użytkowe w kierunku prostopadłym do rusztowania | | | | ○ | | ○ |
| Działanie wiatru przy prędkości wiatru 10m/s w kierunku równoległym do rusztowania | | | □ | | □ | |
| Działanie wiatru przy prędkości wiatru 10m/s w kierunku prostopadłym do rusztowania | | | | □ | | □ |
| Pełne działanie wiatru w kierunku równoległym do rusztowania | ○ | | | | | |
| Pełne działanie wiatru w kierunku prostopadłym do rusztowania | | ○ | | | | |
| Obciążenie śniegiem i lodem | | | □ ¹⁾ | □ ¹⁾ | □ ¹⁾ | □ ¹⁾ |
| Działanie przepływającej wody | □ ²⁾ | □ ²⁾ | □ ²⁾ | □ ²⁾ | □ ²⁾ | □ ²⁾ |
| Obciążenie od temperatury | | | □ | □ | □ | □ |
| Osiadanie | | | | | □ | □ |

¹⁾ jeżeli obciążenie śniegiem i lodem jest większe niż 0,75 kN/m² to zastępuje ciężar personelu ze sprzętem

²⁾ w obliczeniach uwzględniamy 70% działania przepływającej wody

Zestawienie wariantów obciążeń w odniesieniu do rusztowań, służących jako konstrukcje wsporcze deskowań, zamieszczono w Tab. 2-2. Pierwsza i druga kombinacja obciążeń dotyczą sytuacji, gdy rusztowanie wsporcze nie jest obciążone, trzecia i czwarta kombinacja dotyczą sytuacji, gdy materiał jest układany na konstrukcji wsporczej i dwie ostatnie sytuacje, to okres użytkowania rusztowania wsporczego po ułożeniu materiałów budowlanych a przed osiągnięciem przez ten materiał parametrów wytrzymałościowych, pozwalających na usunięcie rusztowania. Wymienianym w poprzednim zdaniu

materiałem zwykle jest mieszanka betonowa, ale mogą to być również np. stalowe elementy konstrukcji mostu przed scaleniem.

Obciążenia, wymienione w Tab. 2-1 i 2-2, zostaną omówione w kolejnych punktach niniejszego rozdziału w zakresie, w jakim są opisywane w normach. Pozostałe obciążenia zostaną omówione, co prawda, między innymi na podstawie norm, ale ze względu na specyfikę rusztowań wymagają one także podania własnych wyników badań lub wiedzy na podstawie studiów literatury, dlatego będą opisane w następujących rozdziałach.

2.2. Ciężar własny konstrukcji i wyposażenia

Ciężar własny konstrukcji i wyposażenia rusztowania (bortnice, drabinki, itp.) należy do grupy obciążeń stałych. Obciążenie to należy wyznaczać na podstawie wymiarów i średnich gęstości objętościowych materiału, z którego wykonane jest rusztowanie. Charakterystyki geometryczne przekrojów elementów wybranych systemów rusztowań można znaleźć w pracy Błazik-Borowa i Pieńko (2017). Gęstości objętościowe materiałów na podstawie norm PN-EN 12811-2 i PN-EN 1991-1-1 przytoczono w Tab. 2-3.

Tab. 2-3. Gęstości objętościowe materiałów

| Materiał | Gęstość objętościowa [kg/m ³] | Materiał | Gęstość objętościowa [kg/m ³] |
|----------------------------|---|-------------------------------------|---|
| Stal | 7850 | Drewno jednolite iglaste C16 | 370 |
| Aluminium | 2700 | Drewno jednolite iglaste C24 | 420 |
| Żeliwo sferoidalne | 7100 | Drewno jednolite iglaste C30 | 460 |
| Żeliwo ciągliwe | 7400 | Drewno klejone warstwowo klasy GL2 | 380 |
| Sklejka z drewna iglastego | 500 | Drewno klejone warstwowo klasy GL28 | 410 |
| Płyty pilśniowe twarde | 1000 | Drewno klejone warstwowo klasy GL32 | 430 |

W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych rusztowań, przygotowując schemat statyczny konstrukcji, uwzględniamy te komponenty, które wpływają na odpowiedź statyczną konstrukcji. Oznacza to pominięcie takich elementów jak: złącza, bortnice, drabinki, siatki ochronne, a w konsekwencji pomijany jest też ich

ciężar. Dlatego ciężar wymienionych elementów musi być uwzględniony w inny sposób, np. poprzez zwiększenie ciężaru objętościowego pozostałych elementów lub obliczając ciężar tych elementów i przyłożenie tego ciężaru w formie sił skupionych w punktach lokalizacji poszczególnych elementów w rusztowaniu. Przy czym to drugie podejście jest dość pracochłonne. W przypadku pierwszego podejścia, gęstość zastępczą komponentów, nazwijmy je głównymi, można obliczać ze wzoru:

$$\rho_{zast} = \rho_g \frac{m_g + m_p}{m_g}, \quad (2-3)$$

gdzie: ρ_g – gęstość materiału, z którego są wykonane komponenty główne, m_g – masa komponentów głównych, wyznaczona na podstawie mas, podanych w katalogach rusztowania lub obliczonej w programie komputerowym, wykorzystywanym podczas analizy nośności konstrukcji, m_p – masa komponentów pozostałych na podstawie informacji w katalogach rusztowania.

Według norm PN-EN 1990 i PN-EN 12812 częściowy współczynnik γ_G należy przyjmować jako równy 1,35. Natomiast norma PN-EN 12811-1 zaleca, aby przyjmować $\gamma_G = 1,5$. Decydując o wyborze wartości częściowego współczynnika trzeba pamiętać, że rusztowania są montowane z komponentów, wielokrotnie wcześniej używanych. Jeżeli rusztowanie jest wykorzystywane do „czystych” prac, gdzie rusztowanie nie ulega trwałym zabrudzeniom, to można potraktować ciężar własny, jak typowe obciążenie stałe i przyjąć, że częściowy współczynnik $\gamma_G = 1,35$. W sytuacji, gdy rusztowanie jest wykorzystywane do robót, w których nie da się uniknąć zabrudzenia, a do takich należy większość robót budowlanych, to ciężar własny staje się wielkością losową a zwiększenie wartości współczynnika γ_G do 1,5 ze względu na bezpieczeństwo użytkowników staje się uzasadnione.

2.3. Obciążenie użytkowe

Podczas projektowania systemu rusztowań należy sprawdzić stany graniczne nośności zarówno komponentów rusztowania, jak i całego rusztowania. Badanie możliwości przeniesienia zaplanowanych obciążeń może być wykonane zarówno za pomocą badań laboratoryjnych jak i obliczeń komputerowych. Zakresy wszystkich możliwych badań podali Błazik-Borowa i Pieńko (2017). Efektem tych badań są:

- nośności poszczególnych komponentów typu rama fasadowa, stojaki, rygle, podstawki, uwzględniające technologię wykonania i jej jakość,
- sprawdzenie czy takie elementy jak pomosty, schody i poręcze spełniają wymagania normy PN-EN 12811-1, przenosząc wskazane normą obciążenia,
- podstawy do budowy schematów statycznych pełnych rusztowań.

Pomosty jako pojedyncze komponenty muszą przenieść obciążenia klasy, przy której projektowany jest system (patrz Tab. 2-4). Klatki schodowe powinny przenieść:

- obciążenie równomierne o wartości $1,0 \text{ kN/m}^2$ rozłożone na wszystkich stopniach na wysokości 10 m,
- obciążenie pojedyncze o wartości charakterystycznej $1,5 \text{ kN}$, rozłożone na powierzchni $200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$, i zlokalizowane w najbardziej niekorzystnym miejscu klatki (por. Rys. 2-1),
- cykliczne obciążenie zmęczeniowe.

Poręcze i inne elementy zabezpieczenia poziomego muszą być tak skonstruowane i oczywiście zamontowane, aby mogły przenieść obciążenie punktowe o wartości $1,25 \text{ kN}$. Podczas sprawdzania komponentu, siłę należy przyłożyć w najmniej korzystnym miejscu i skierować w dół w kierunku odchylonym od pionu o 10° . To obciążenie może wystąpić, gdy pracownik z jakiegoś powodu gwałtownie oprze się na elemencie. Obciążenie to zakwalifikowane jest w normie PN-EN 12811 do obciążeń przypadkowych.



Rys. 2-1. Lokalizacja obciążenia pojedynczego o wartości $1,5 \text{ kN}$ na klatce schodowej

Na podstawie danych o systemie rusztowania i klasie obciążenia, na które zostało zaprojektowane rusztowanie jako system, projektant zakłada, że wyżej wymienione obciążenia zostaną przeniesione przez pojedyncze komponenty. Natomiast projektowanie rusztowań nietypowych oznacza sprawdzenie nośności konstrukcji głównej. Obciążenia użytkowe pełnych rusztowań, nazywane w normie PN-EN 12811-1 obciążeniem eksploatacyjnym a w normie PN-EN 1991-1-6 nazywane obciążeniem wykonawczym, należy do grupy obciążeń zmiennych. Do obciążeń użytkowych należy zaliczyć ciężar personelu,

korzystającego z rusztowań, ciężar narzędzi podręcznych i sprzętu, ciężar materiałów, wykorzystywanych podczas robót. Dopuszczalne obciążenie rusztowania zależy od klasy obciążenia, na jakie zostało zaprojektowane jako system rusztowań zgodnie Tab. 2-4.

Tab. 2-4. Obciążenia użytkowe w strefach roboczych na podstawie normy EN-PN 12811-1

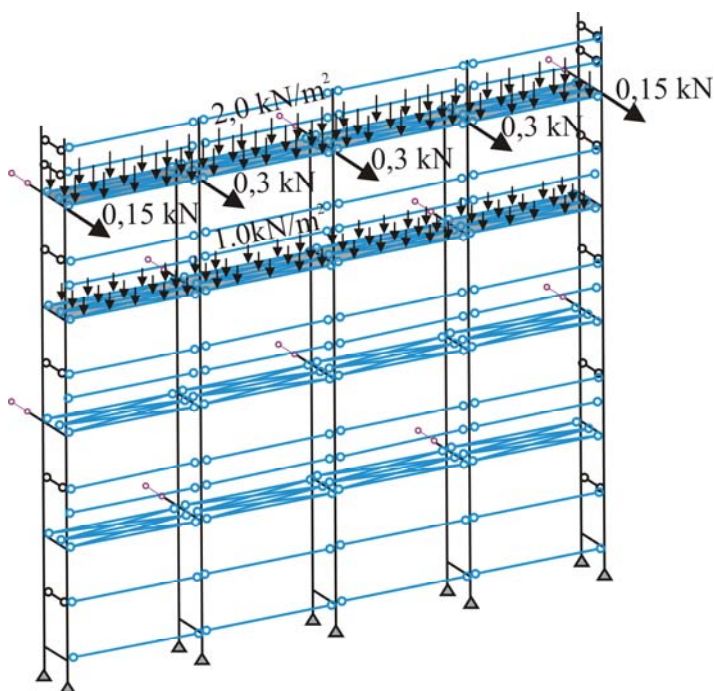
| Klasa obciążenia | Obciążenia rozłożone równomiernie | Obciążenie skupione na powierzchni 500 mm×500 mm | Obciążenie skupione na powierzchni 200 mm×200 mm | Obciążenie części powierzchni | |
|------------------|-----------------------------------|--|--|-------------------------------|-------|
| | | | | q_2 [kN/m ²] | a_p |
| | q_1 [kN/m ²] | F_1 [kN] | F_2 [kN] | | |
| 1 | 0,75 | 1,50 | 1,00 | - | - |
| 2 | 1,50 | 1,50 | 1,00 | - | - |
| 3 | 2,00 | 1,50 | 1,00 | - | - |
| 4 | 3,00 | 3,00 | 1,00 | 5,00 | 0,4 |
| 5 | 4,50 | 3,00 | 1,00 | 7,50 | 0,4 |
| 6 | 6,00 | 3,00 | 1,00 | 10,00 | 0,5 |

a_p – współczynnik części powierzchni

Obciążenia użytkowe można podzielić na dwie grupy: pionowe i poziome. Do obciążeń pionowych można zaliczyć: ciężar personelu, korzystającego z rusztowań, ciężar narzędzi podręcznych i sprzętu, ciężar materiałów, itd. Natomiast obciążeniem poziomym jest działanie wiatru, przepływającej wody i obciążenia, które mogą być efektem nieplanowanych oddziaływań podczas użytkowania rusztowania. To ostatnie obciążenie zależy od funkcji rusztowania. W odniesieniu do rusztowań roboczych uwzględniamy je, gdy nie ma innego obciążenia poziomego i powinno wynosić 2,5% pionowego obciążenia użytkowego, przy czym nie mniej niż 0,3 kN na przęsło (Rys. 2-2). W przypadku rusztowań wsporczych, to dodatkowe obciążenie poziome według normy PN-EN 12812 powinno wynosić 1,0% użytkowego obciążenia pionowego, natomiast według normy PN-EN 1991-1-6 powinno wynosić 3,0% wartości użytkowego obciążenia pionowego. Rozsądnym podejściem wydaje się stosowanie wyższej wartości w odniesieniu do materiałów płynnych typu mieszanka betonowa a mniejszej wartości w pozostałych sytuacjach. Obciążenia poziome powinny być wstawiane w dwóch kierunkach wzajemnie prostopadłych, wytyczonych przez układ poziomych elementów rusztowania.

Wartości obciążeń użytkowych zależą od przeznaczenia rusztowania. Jeżeli rusztowanie ma służyć jako rusztowanie robocze, to można przyjąć jedną z sześciu klas obciążenia z normy PN-EN 12811-1. Najczęściej stosowaną klasą jest klasa 3 (Tab. 2-4). W tym przypadku obciążenie użytkowe równomiernie

rozłożone wynosi $q_1 = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Obciążenie to należy przyłożyć w taki sposób, aby uzyskać najniekorzystniejszy stan naprężenia w konstrukcji. W praktyce oznacza to przyłożenie obciążenia do najwyższego pomostu roboczego rusztowania. Ponadto norma PN-EN 12811-1 zaleca, aby w przypadku, gdy rusztowanie ma kilka pomostów roboczych, pomost poniżej obciążanego pomostu obciążyć 50% obciążenia pomostu właściwego. To dodatkowe obciążenie jest związane z możliwością awarii pomostów i upadku pracownika na poziom niższy. Biorąc pod uwagę, że wiele wypadków na rusztowaniach wiąże się właśnie z awariami pomostów i upadkiem z nich pracowników, to wydaje się słusznym postulat, aby zawsze stosować dwa pomosty w rusztowaniach: roboczy i zabezpieczający a podczas obliczeń sił wewnętrznych przykładać obciążenie użytkowe do dwóch najwyższych poziomów roboczych rusztowania.



Rys. 2-2. Przykładowy układ obciążeń użytkowych na rusztowaniu wewnątrz budynku

Część obciążenia użytkowego w Tab. 2-1 ma zastąpić ciężar materiałów budowlanych, które mogą pozostać w strefie roboczej. Wartości obciążeń zależą od klasy obciążenia i wynoszą według PN-EN 12811-1:

- klasa 1 – 0%,
- klasa 2 i 3 – 25% pionowego obciążenia użytkowego,
- klasa 4, 5 i 6 – 50% pionowego obciążenia użytkowego.

Według normy PN-EN 12811-1 możliwość wystąpienia oddziaływań dynamicznych należy uwzględnić poprzez zwiększenie obciążeń statycznych. Dotyczy to dwóch sytuacji:

- powstawania efektów dynamicznych podczas podnoszenia za pomocą wciągarek – należy zwiększyć ciężar podnoszonych przedmiotów o 20%,
- powstawania efektów dynamicznych podczas przesuwania przedmiotów w poziomie – należy zwiększyć ciężar przesuwanych przedmiotów o 10%.

Rusztowania wsporcze służą jako konstrukcje, na których układane są platformy o różnym przeznaczeniu. Zwykle są to konstrukcje wsporcze deskowań lub form, w których układana jest mieszanka betonowa, lub jako konstrukcje wsporcze podczas montażu konstrukcji stalowych. Obciążenia, w odniesieniu do których sformułowano zalecenia w normie PN-EN 12812, właściwie dotyczą tylko tych sytuacji. Wśród użytkowych obciążeń pionowych w normach PN-EN 1991-1-6 i PN-EN 12812 wyróżniamy:

- obciążenie użytkowe równomiernie rozłożone na całej powierzchni platformy o wartości przyjętej, jak w klasie 1 (Tab. 2-4) czyli o wartości $0,75 \text{ kN/m}^2$; obciążenie to modeluje ciężar pracowników i, wykorzystywanego przez nich, sprzętu,
- obciążenie użytkowe, modelujące ciężar materiału, układanego na platformie; w przypadku mieszanki betonowej będzie to obciążenie równomiernie rozłożone na całej powierzchni o wartości odpowiadającej ciężarowi świeżego betonu o projektowanej grubości a w przypadku konstrukcji stalowych będzie to obciążenie równe ciężarowi konstrukcji w miejscu jej położenia na platformie,
- obciążenie o wartości 10% ciężaru układanego materiału, rozłożone na powierzchni $3,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m}$ lub na szerokości przęsła, jeżeli jest mniejsze niż $3,0 \text{ m}$; wartość obciążenia nie może być mniejsza niż $0,75 \text{ kN/m}^2$ i nie większa niż $1,75 \text{ kN/m}^2$ (ta wartość jest wzięta z normy PN-EN 12812 a w normie PN-EN 1991-1-6 podano wartość $1,5 \text{ kN/m}^2$).

Ostatnie z wyżej wymienionych obciążeń uwzględnia nierównomierność układania materiału i dynamiczne efekty układania materiału, na przykład w przypadku zagęszczania mieszanki betonowej.

Obciążenie użytkowe jest obciążeniem zmiennym, dlatego częściowy współczynnik bezpieczeństwa wynosi $\gamma_0 = 1,5$. Wartości współczynnika wartości kombinacyjnej oddziaływania zmiennego ψ_0 , gdy obciążenie użytkowe jest obciążeniem towarzyszącym, wynosi 1,0. Ewentualne zmniejszenie wartości obciążenia jest ujęte w zaleceniach normowych, uwzględniających specyfikę ograniczeń przepisów BHP.

W przypadku rusztowań dopuszcza się indywidualny dobór wartości obciążenia użytkowego na podstawie planowanego wykorzystania rusztowania i czasu jego użytkowania.

2.4. Wpływy środowiskowe

Rusztowania są poddawane takim samym obciążeniom środowiskowym, jak inne konstrukcje. Na rusztowania mogą działać wiatr, ciężar śniegu, oblodzenie, przepływająca woda, temperatura, osiadanie i czasami również obciążenia sejsmiczne lub parasejsmiczne. W odniesieniu do większości z wymienionych obciążeń w normach przyjmujemy jako wartość obciążenia taką, która może wystąpić w ciągu roku z prawdopodobieństwem 0,02. Oznacza to, że obciążenie maksymalne może wystąpić raz w ciągu okresu powrotu, który w tym przypadku wynosi 50 lat. Norma PN-EN 1991-1-6 podaje, że w odniesieniu do robót, prowadzonych podczas wznoszenia budynków można ten okres zmniejszyć odpowiednio:

- w odniesieniu do prac poniżej 3 dni – do okresu powrotu równego 2 lata lub określić oddziaływania środowiskowe na podstawie meteorologicznych prognoz krótkoterminowych,
- w odniesieniu do prac, trwających dłużej niż 3 dni, ale krócej niż 3 miesiące – do okresu powrotu równego 5 lat i niektóre oddziaływania środowiskowe określić na podstawie sezonowych zmian klimatycznych,
- w odniesieniu do prac, trwających dłużej niż 3 miesiące, ale krócej niż 1 rok – do okresu powrotu równego 10 lat,
- w odniesieniu do prac, trwających dłużej niż 1 rok – do okresu powrotu równego 50 lat.

Rusztowania mieszczą się w trzeciej grupie czyli są używane do jednego roku. Projektant między innymi z powodu wpływów środowiskowych powinien w projekcie określić maksymalny czas użytkowania. Ma to znaczenie nie tylko z powodu maksymalnych wartości, jakie wystąpią podczas użytkowania konstrukcji, ale także wiąże się z możliwością zmiany pory roku i wystąpienia zupełnie innych obciążeń niż to zaplanowano w projekcie.

W przypadku rusztowań, znajdujących się na zewnątrz budynku i nie ustawionych w wodzie, najważniejszym oddziaływaniem środowiskowym jest działanie wiatru. Wiatr jest zjawiskiem losowym o normalnym rozkładzie gęstości prawdopodobieństwa prędkości a jego forma przepływu, także wpływająca na wartość obciążenia, zależy m.in. od ukształtowania terenu i obiektów w otoczeniu obciążanej konstrukcji, kształtu opływanych przekrojów, ewentualnych okryć rusztowania i fenomenów aerodynamicznych, wywołanych obiektami na drodze przepływu. Dlatego Eurokod PN-EN 1991-1-4, określający metody wyznaczania działania wiatru jest dokumentem dość obszernym. Podstawy teoretyczne Eurokodu PN-EN 1991-1-4 zostały przedstawione między innymi przez Żurańskiego (2005) i wielu innych autorów (na przykład Flaga (2008), Steenbergen i in. (2012), Harris i Cook (2014)). W normie PN-EN 1991-1-4 wartości obciążenia wiatrem wyznaczone są na podstawie rozkładu Weibulla wartości maksymalnych prędkości wiatru, wybranych z 10-minutowych pomiarów w okresach próbnych. Zalecenia w normach

PN-EN 12810-1 i PN-EN 12811-1 są zgodne z Eurokodem PN-EN 1991-1-4. W normach typowo rusztowaniowych rozróżniamy dwa rodzaje działania wiatru: maksymalne działanie wiatru, gdy nie ma pracowników na rusztowaniu, i robocze działanie wiatru, odpowiadające prędkości 10 m/s z porywami do 12 m/s, gdy rusztowanie jest użytkowane. Dodatkowo przy projektowaniu systemów rusztowań należy maksymalne działanie wiatru przyjmować zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12810-1 a w przypadku projektów indywidualnych można wyznaczać maksymalną wartość na podstawie normy PN-EN 1991-1-4.

Działanie wiatru na rusztowanie według norm rusztowaniowych należy przyjmować jako poziome a jego wartość policzyć ze wzorów:

- maksymalna wartość działania wiatru jako obciążenia ciągłego na powierzchni w odniesieniu do rusztowań zakrytych:

$$q_{az}(Z) = 0,7 c_e(Z) q_b C_x c_s, \quad (2-4)$$

- działanie wiatru w trakcie prac na rusztowaniu (wiatr „roboczy”) jako obciążenia ciągłego na powierzchni w odniesieniu do rusztowań zakrytych:

$$q_{az}(Z) = q_b C_x c_s, \quad (2-5)$$

- maksymalna wartość działania wiatru jako obciążenie ciągłego wzdłuż elementu w odniesieniu do rusztowań nie zakrytych:

$$q_{an}(Z) = 0,7 c_e(Z) q_b C_x c_s D, \quad (2-6)$$

- działanie wiatru w trakcie prac na rusztowaniu (wiatr „roboczy”) jako obciążenia ciągłego wzdłuż elementu w odniesieniu do rusztowań nie zakrytych:

$$q_{an}(Z) = q_b C_x c_s D, \quad (2-7)$$

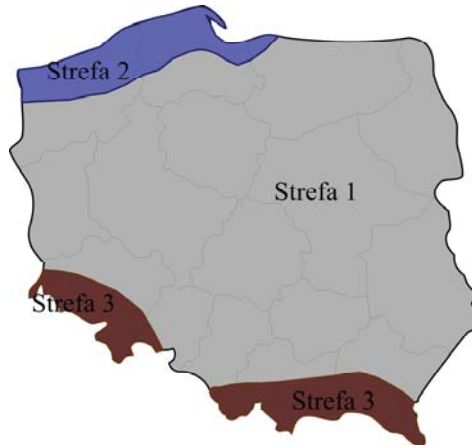
gdzie: c_e – współczynnik ekspozycji, $q_b = q_{b,0}$ – bazowe ciśnienie wiatru przy założeniu, że zostaje zaniedbany kierunek wiatru i sezon, w którym wykorzystywany jest obiekt, D – wymiar komponentu, prostopadły do kierunku wiatru, lub wymiar powierzchni nominalnej, C_x – aerodynamiczny współczynnik kształtu, c_s – współczynnik miejsca. Współczynnik 0,7 wynika z uwzględnienia tego, że okres użytkowania rusztowania jest mniejszy niż jeden rok i w związku z tym podczas wyznaczania obciążeń przyjmujemy okres powrotu wartości maksymalnej prędkości wiatru równy 10 lat.

Tab. 2-5. Współczynnik ekspozycji c_e

| Kategoria terenu | Opis kategorii | $c_e(Z)$ gdzie Z [m] | Z_{min} [m] | Z_{max} [m] |
|---|---|--|------------------|------------------|
| Projektowanie rusztowań typowych na podstawie PN-EN 12810-1 | | | | |
| Nie zależnie od rodzaju terenu | | $c_e(Z) = \frac{Z}{80\text{ m}} + 0,8$ | 0 | 26 |
| Projektowanie rusztowań nietypowych na podstawie PN-EN 1991-1-4 | | | | |
| 0 | Obszary morskie i przybrzeżne wystawione na otwarte morze | $c_e(Z) = 3,0 \left(\frac{Z}{10\text{ m}} \right)^{0,17}$ | 1 | 200 |
| I | Jeziora lub tereny płaskie, poziome, o nieznacznej roślinności i bez przeszkód terenowych | $c_e(Z) = 2,8 \left(\frac{Z}{10\text{ m}} \right)^{0,19}$ | 1 | 200 |
| II | Tereny o niskiej roślinności, takiej jak trawa, i o pojedynczych przeszkodach (drzewa, budynki) oddalonych od siebie na odległość równą co najmniej ich 20 wysokościom | $c_e(Z) = 2,3 \left(\frac{Z}{10\text{ m}} \right)^{0,24}$ | 2 | 300 |
| III | Tereny regularnie pokryte roślinnością lub budynkami albo o pojedynczych przeszkodach, oddalonych od siebie najwyżej na odległość równą ich 20 wysokościom (takie jak wsie, tereny podmiejskie, stare lasy) | $c_e(Z) = 1,9 \left(\frac{Z}{10\text{ m}} \right)^{0,26}$ | 5 | 400 |
| IV | Tereny, których przynajmniej 15% powierzchni jest pokryte budynkami o średniej wysokości przekraczającej 15 m | $c_e(Z) = 1,5 \left(\frac{Z}{10\text{ m}} \right)^{0,29}$ | 10 | 500 |

Tab. 2-6. Wartości bazowych ciśnienia wiatru q_b [kPa] na podstawie PN-EN 1991-1-4

| Strefa według Rys. 2-3 | $q_b = q_{b,0}$ [kN/m ²] przy lokalizacji obiektu ≤ 300 m.n.p. | $q_b = q_{b,0}$ [kN/m ²] przy lokalizacji obiektu h w metrach > 300 m.n.p. |
|---|---|--|
| Projektowanie rusztowań typowych na podstawie PN-EN 12810-1 | | |
| Nie dotyczy | 1,0 | 1,0 |
| Projektowanie rusztowań nietypowych na podstawie PN-EN 1991-1-4 | | |
| 1 | 0,30 | $0,30 \cdot [1 + 0,006 \cdot (h - 300)]^2$ |
| 2 | 0,42 | 0,42 |
| 3 | 0,30 | $0,30 \cdot [1 + 0,0006 \cdot (h - 300)]^2 \frac{20000m - h}{20000m + h}$ |



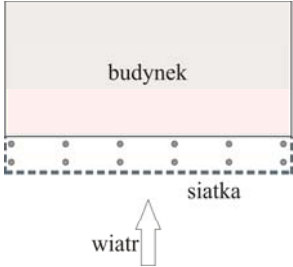
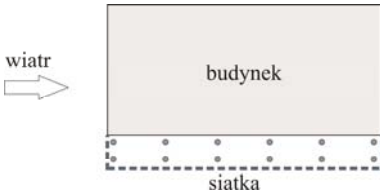
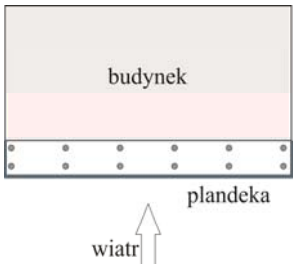
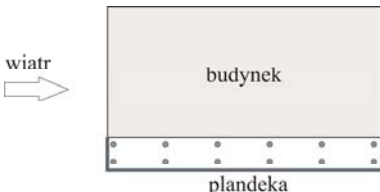

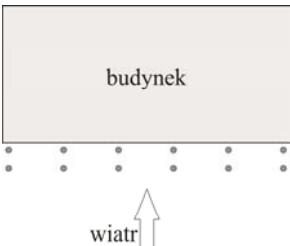
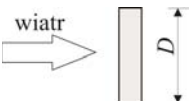
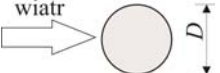
Rys. 2-3. Podział Polski na strefy obciążenia wiatrem na podstawie PN-EN 1991-1-4

Przy wymiarze D pojawiło się nowe pojęcie „powierzchnia nominalna”. Powierzchnia nominalna jest powierzchnią zastępującą powierzchnię jaką mogą utworzyć materiały i sprzęt zgromadzony na rusztowaniu w strefie roboczej. Ponieważ najniekorzystniejszym przypadkiem jest sytuacja, gdy roboty są wykonywane na najwyższym poziomie, to należy założyć, że materiały zostaną tam pozostawione i należy przyjąć, że wiatr działa na powierzchnię nominalną w kształcie prostokąta, zlokalizowaną wzdłuż pomostów najwyższego poziomu. Wysokość prostokąta – powierzchni nominalnej należy przyjmować równą:

- w przypadku, gdy liczone jest obciążenie przy maksymalnym obciążeniu wiatrem – 200 mm, włączając wysokość bortnicy (krawężnika),
- w przypadku, gdy jest liczone „robocze” działania wiatru – 400 mm, włączając wysokość bortnicy.

Współczynnik ekspozycji c_e opisuje jak zmienia się obciążenie po wysokości konstrukcji Z i zależy od rodzaju terenu, w którym ustawione jest rusztowanie. Funkcje, opisujące współczynnik ekspozycji zestawiono w Tab. 2-5. Wartości bazowego ciśnienia wiatru q_b są przyporządkowane do obszarów Polski, nazywanych strefami zgodnie z podziałem pokazanym na Rys. 2-3 i wartościami zestawionymi w Tab. 2-6.

Tab. 2-7. Współczynnik aerodynamiczny C_x zgodnie z normami rusztowaniowymi

| Przekrój | C_x | Przekrój | C_x |
|--|---|--|---|
|  | 1,3 |  | 0,3 |
|  | 1,3 |  | 0,1 |
|   | <p>Powierzchnie nominalne i wszystkie przekroje np.:</p>   | | 1,3 lub według normy PN-EN 1991-1-4 |

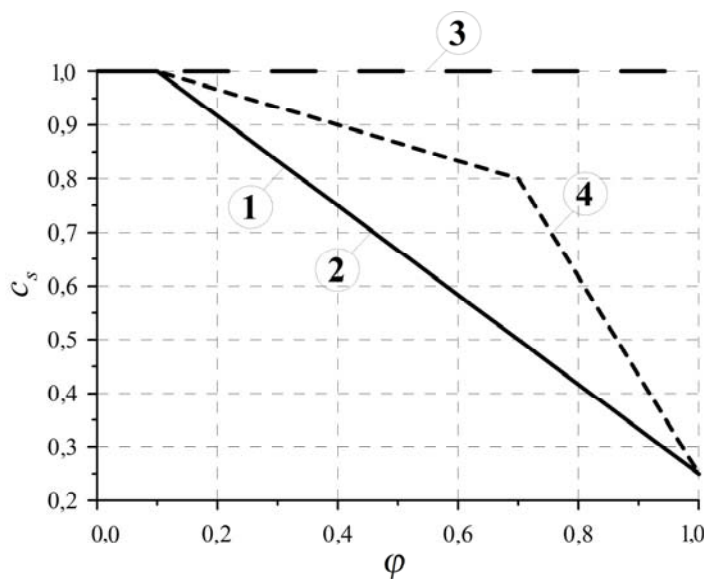
Działanie wiatru zupełnie inaczej kształtuje się w przypadku, gdy rusztowanie jest odkryte i inaczej, gdy na rusztowaniu jest zawieszona siatka lub plandeka. We wzorach (2-4) ÷ (2-7) wpływy te uwidaczniają się przede wszystkim we współczynnikach C_x i c_s .

Współczynnik aerodynamiczny C_x zależy od kształtu opływającego obiektu, np. budynku lub przekroju pręta. W przypadku przekrojów opływowych, jakim jest przekrój kołowy, dodatkowo ten współczynnik zależy od liczby Reynoldsa. W Tab. 2-7 zestawiono wartości współczynnika aerodynamicznego zgodnie z normami PN-EN12810-1 i PN-EN 12811-1.

Współczynnik miejsca c_s jest stosowany w celu uwzględnienia wpływu obiektu, przy którym stoi rusztowanie, na formę przepływu powietrza. Współczynnik c_s zależy od współczynnika wypełnienia, wyznaczonego ze wzoru:

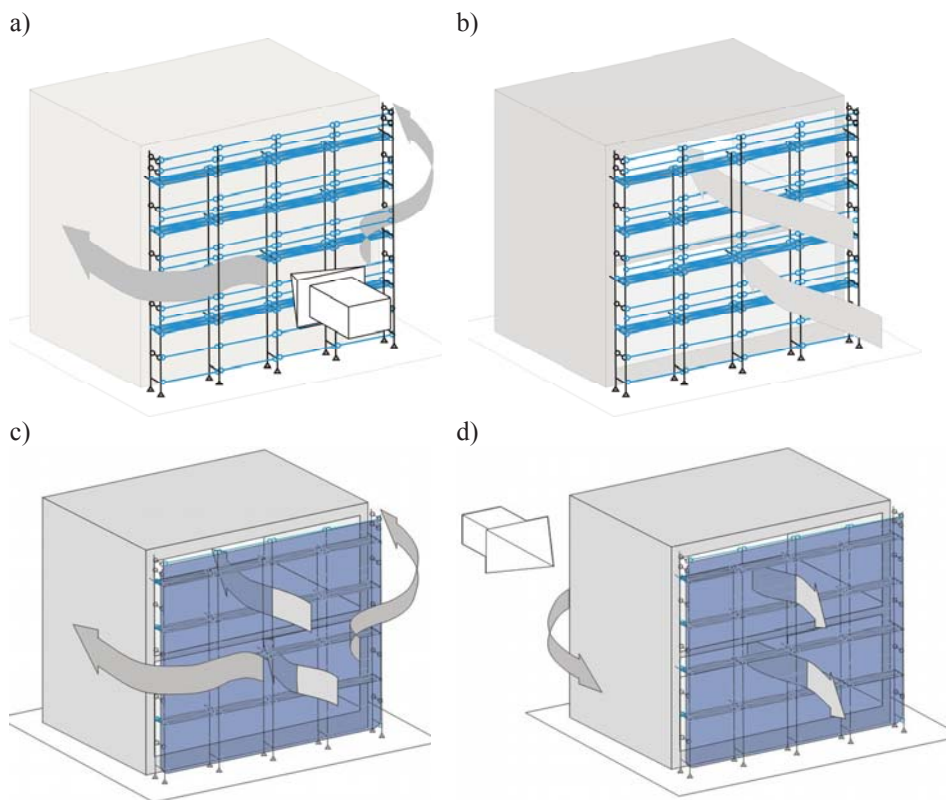
$$\varphi = \frac{A_{Bn}}{A_{Bc}}, \quad (2-8)$$

gdzie: A_{Bc} – całkowita powierzchnia budynku, A_{Bn} – powierzchnia budynku po odjęciu otworów.



Rys. 2-4. Wykres współczynnika miejsca c_s w zależności od współczynnika wypełnienia φ w odniesieniu do: 1 – odkryte rusztowanie, wiatr prostopadły do rusztowania, 2 – rusztowanie z siatką ochronną przy wietrze zarówno w kierunku prostopadłym, jak i równoległym, 3 – rusztowanie z plandeką przy wietrze zarówno w kierunku prostopadłym, jak i równoległym lub odkryte rusztowanie przy wietrze równoległym do rusztowania, 4 – rusztowanie z plandeką po stronie zawietrznej

Podczas projektowania rusztowań należy założyć, że współczynnik ten wynosi maksymalnie 0,4 a w przypadku indywidualnych projektów należy go wyznaczyć na podstawie wymiarów obiektu, przy którym jest stawiane rusztowanie. W obu sytuacjach, współczynnik miejsca c_s należy wyznaczyć z wykresu pokazanego na Rys. 2-4.



Rys. 2-5. Schematy opływów rusztowania przy wietrze prostopadłym do rusztowania: a) rusztowanie odkryte przy pełnym budynku, b) rusztowanie odkryte przy budynku z otworami, c) rusztowanie z siatką ochronną przy budynku z otworami, d) rusztowanie z planką po stronie zewnętrznej budynku z otworami

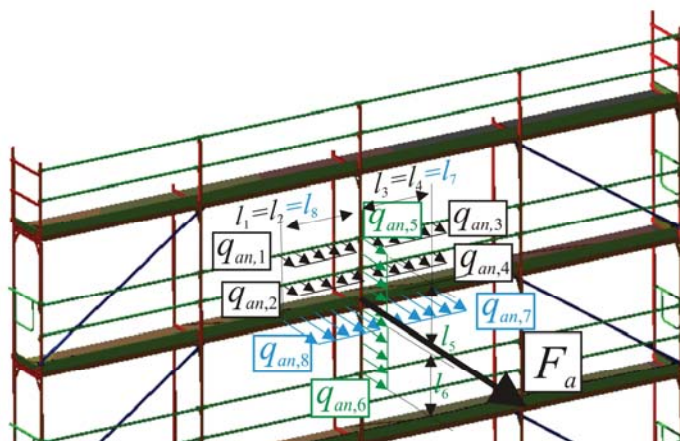
Budynek pełny będzie wymuszał przepływ podobny do opływu prostopadłościanu (Rys. 2-5a). Budynek szkieletowy pozwala na przepływ powietrza przez otwory, ale fakt braku swobodnego przepływu zmniejsza obciążenie (Rys. 2-5b). W przypadku, gdy rusztowanie jest konstrukcją wolnostojącą bez dodatkowych obiektów, zmieniających lub ograniczających prędkość i formę przepływu, współczynnik miejsca przyjmuje wartość 1,0. Działanie wiatru na rusztowanie zakryte siatką ochronną lub planką również

zależy od powierzchni otworów w budynku. W przypadku siatki część przepływu przechodzi przez siatkę i dalej otworami na drugą jego stronę (Rys. 2-5c,d). Jeżeli plandeka jest po stronie zawietrznej, to zamyka budynek i rusztowanie wraz z budynkiem może być traktowane jako pełny obiekt nawet, jeżeli jest to obiekt ze znaczną powierzchnią otworów. Jednak, gdy plandeka w budynku z otworami jest po stronie zawietrznej, to jest wypychana przez wiatr i przenosi znaczne siły rusztowanie i powoduje wyrywanie kotew.

Działanie wiatru można przyjmować w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych zarówno z jednego ze wzorów (2-4) ÷ (2-7) jako obciążenie ciągłe, przyłożone do komponentów, lub jako siły skupione, działające w węzłach siatki rusztowania przy połączeniach rygli poprzecznych ze stojakami. W tym drugim przypadku należy skorzystać ze wzoru (Rys. 2-6):

$$F_a = \sum_i q_{an,i} l_i, \quad (2-9)$$

gdzie: $q_{an,i}$ – obciążenie ciągłe wywołane działaniem wiatru na i -tym elemencie, l_i – połowa długości i -tego elementu dołączonego do węzła.



Rys. 2-6. Działanie wiatru na komponenty rusztowania, przypadające na jeden węzeł

Powyżej podano zalecenia normowe. Badania naukowe pokazują, że wyznaczenie działania wiatru wymaga dokładniejszej analizy opływu rusztowania, w szczególności określenie współczynnika C_x . Ze względu na złożoność zagadnienia ta problematyka zostanie opisana w rozdziale 5.

Rusztowania mogą być wykorzystywane w różnych warunkach, w tym mogą być ustawione w wodzie. Dotyczy to szczególnie rusztowań wsporczych. Zalecenia, dotyczące uwzględniania podczas projektowania rusztowań działania przepływającej wody, znajdują się w normach PN-EN 12812 i PN-EN 1991-1-6. Różnice dotyczą współczynników analizy bezwymiarowej, uwzględniających

kształt opływanych elementów. Wynika to z różnicy wymiarów obciążanych elementów. Tak, jak w przypadku przepływu powietrza tak i przy przepływie wody, na współczynniki kształtu przekrojów opływowych bez wyraźnego punktu oderwania strugi wpływa znacznie liczba Reynoldsa. Ponadto, gdy wymiar poprzeczny elementu ma ten sam rząd co wysokość opływanej bryły, to mamy do czynienia ze zmianami parcia dynamicznego wody względem wysokości. Ten efekt można zaniedbać w przypadku elementów rusztowań, które charakteryzują się dużą smukłością. W normie PN-EN 12812 te cechy fizyczne opływu rusztowań już zostały uwzględnione i dlatego ostatecznie podane niżej informacje są opracowane na podstawie tejże normy. Ostatecznie działanie wody równomiernie rozłożone o wartości przypadającej na 1 metr bieżący komponentu rusztowania należy policzyć ze wzoru:

$$q_w = \frac{1}{2} \rho_w \bar{V}_w^2 C_x D \quad (2-10)$$

gdzie: $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ – gęstość objętościowa wody, \bar{V}_w – uśredniona na długości komponentu prędkość wody, D – wymiar poprzeczny komponentu, C_x – współczynnik kształtu równy: 1,86 w odniesieniu do powierzchni płaskich prostopadłych do kierunku przepływu, 0,03 w odniesieniu do powierzchni płaskich równoległych do kierunku przepływu i 0,63 w odniesieniu do komponentów o przekroju kołowym.

Jeżeli na rusztowanie działa przepływająca woda, zawierająca gruz lub inne materiały zwiększające parcie, to należy zastąpić działanie wody obciążeniem równomiernie rozłożonym na elemencie rusztowania, obliczonym ze wzoru:

$$q_{rum} = k_{rum} \bar{V}_{rum}^2 D \quad (2-11)$$

gdzie: k_{rum} – parametr gęstości objętościowej rumowiska, którego zalecana wartość wynosi $666,0 \text{ kg/m}^3$, \bar{V}_{rum} – uśredniona po długości komponentu prędkość rumowiska, D – wymiar poprzeczny komponentu.

Pozostałe obciążenia środowiskowe, z wyjątkiem osiadania omówionego w rozdziale 3, zostaną omówione w rozdziale 5. W odniesieniu do innych obciążeń (śnieg, oblodzenie, temperatura) właściwie nie ma zaleceń, które dotyczą rusztowań, dlatego propozycje ich uwzględniania podczas analiz statyczno-wytrzymałościowych rusztowań są oparte na wiedzy, wykraczającej poza zakres norm i opisane są w dalszej części monografii.

Wszystkie oddziaływania środowiskowe są obciążeniami zmiennymi, dlatego współczynnik częściowy wynosi $\gamma_0=1,5$. Współczynnik wartości kombinacyjnej oddziaływania zmiennego ψ_0 , wynosi w odniesieniu do: wiatru – 1,0, śniegu – 0,7, temperatury – 0,6, oblodzenia – 0,5, przepływu wody – 0,7. Ewentualne zmniejszenie wartości obciążenia, uwzględniających specyfikę ograniczeń przepisów BHP i krótszy okres użytkowania niż 50 lat, uwzględniony jest we wzorach, określających wartości poszczególnych oddziaływań.

2.5. Podsumowanie

W niniejszym rozdziale opisano obciążenia rusztowań, które są zalecane przez normy rusztowaniowe t.j.: obciążenie ciężarem własnym i wyposażenia, obciążenie użytkowe, działanie wiatru i przepływającej wody lub rumowiska. Ze względu na różnorodność zastosowań rusztowań i niejednokrotnie nietypowy ich kształt, normy i zalecenia normowe nie wyczerpują zagadnień, związanych z działaniem wiatru. Normy też nie wyczerpują pełnej problematyki obciążeń w zakresie osiadania podłoża, oddziaływań dynamicznych i nie zawierają zaleceń dedykowanych rusztowaniom, np. w odniesieniu do obciążenia śniegiem, oblodzeniem i temperaturą. Wszystkie wymienione zagadnienia będą poruszane w kolejnych rozdziałach.

W tym rozdziale nie omówiono również zagadnień, związanych z imperfekcjami geometrycznymi. W przypadku rusztowań ten aspekt ma szczególnie ważne znaczenie, dlatego sposobom przyjmowania imperfekcji w rusztowaniach według norm i opisowi stanu faktycznego na budowach poświęcono oddzielny rozdział.



ROZDZIAŁ 3.

OSIADANIE PODŁOŻA JAKO OBCIĄŻENIE GEOMETRYCZNE



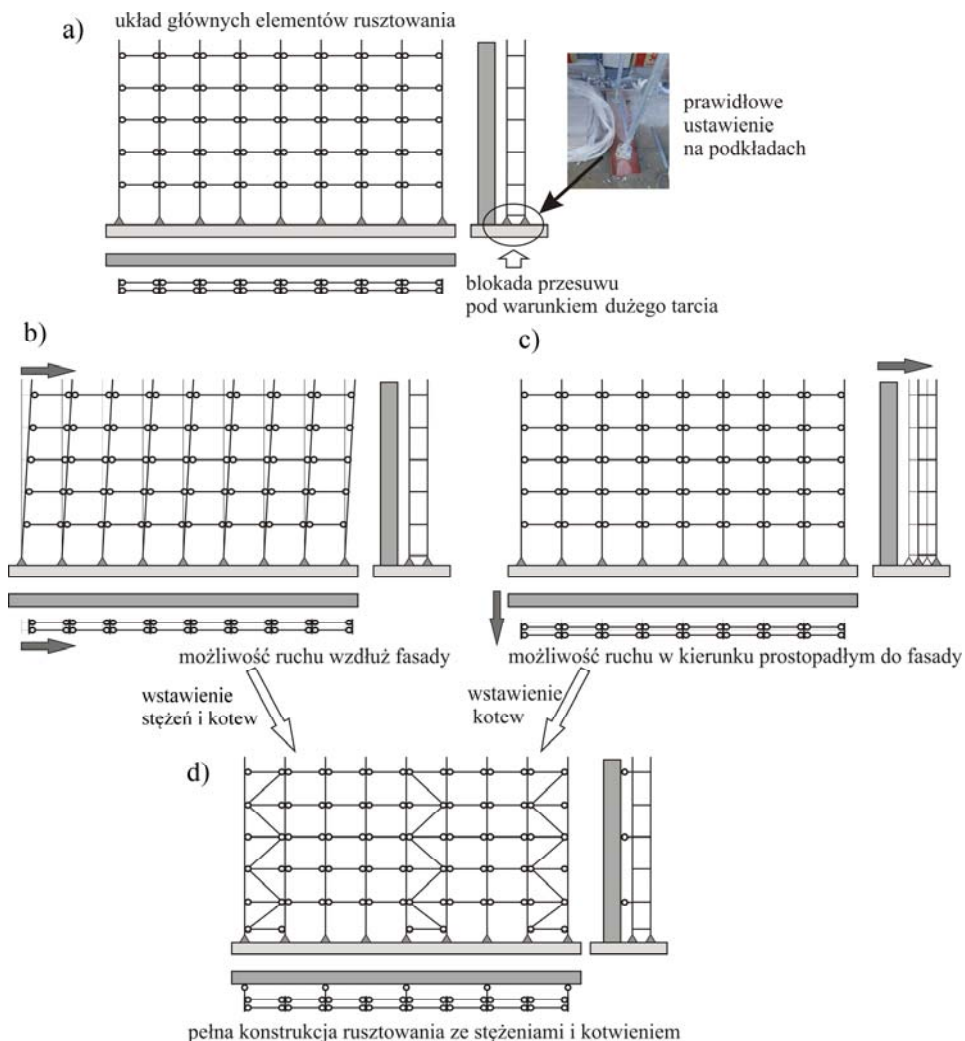
3. Osiadanie podłoża jako obciążenie geometryczne

3.1. Wprowadzenie

Nośność podłoża i równomierność zagęszczenia gruntu, na którym stawiane jest rusztowanie, wpływa na możliwość nierównomiernego osiadania stojaków oraz na zmianę geometrii rusztowania podczas jego użytkowania. W celu zrozumienia tego zagadnienia poniżej opisano zasady działania rusztowania jako układu prętowego na przykładzie rusztowania ramowego.

Na Rys. 3-1 pokazano ideę budowy rusztowań ramowych jako układu prętowego. Główną konstrukcją rusztowania stanowi układ ram i pomostów. Ramy, ustawione jedna na drugiej, przy założeniu, że ich połączenia są sztywne, tworzą w przekroju pionowym płaski statycznie niewyznaczalny układ prętowy. Pomiędzy ramami a podłożem są podstawki, ustawione na podkładach. Takie posadowienie rusztowania powinno zablokować ruch konstrukcji. W praktyce podstawki, ustawione na podkładach, blokują w pełni ruch w kierunku pionowym w dół i to pod warunkiem prawidłowej nośności podłoża. Rusztowanie może być podniesione do góry w kierunku pionowym, np. przez wiatr a w przypadku zbyt małego tarcia podkładów lub podstawek o podłoże, może dojść do przesunięcia fragmentu rusztowania w kierunku poziomym.

Jak pokazano na Rys. 3-1, rusztowanie, składające się tylko z ram i pomostów przy ograniczonej roli podstawek jako blokad ruchu, jest układem geometrycznie zmiennym. Dlatego, w celu zrealizowania konstrukcji zdolnej do przenoszenia obciążeń, w rusztowaniu montowane są stężenia a cała konstrukcja blokowana jest za pomocą kotwienia do ścian. Wstawienie stężeń ma na celu stworzenie statycznie niewyznaczalnych fragmentów konstrukcji lub inaczej mówiąc przy bardzo dużym uproszczeniu „sztywnych brył”, pomiędzy którymi są wstawiane fragmenty konstrukcji, mogące się dość swobodnie przemieszczać w pionie i poziomie. Ruch w kierunku poziomym prostopadłym do elewacji blokowany jest za pomocą kotew. Ramy pomiędzy sztywniejszymi fragmentami konstrukcji mają możliwość ruchu w kierunku pionowym, co zabezpiecza konstrukcję przed wzrostem naprężenia z powodu osiadania tych ram, ale niestety zwiększa imperfekcje geometryczne i powoduje podwieszenie rusztowania na kotwach. Taka budowa rusztowań pozwala również na stosowanie uproszczeń w obliczeniach statycznych, polegających na wykonywaniu obliczeń tylko układów płaskich, jakie powstają w przekrojach pionowych rusztowania.

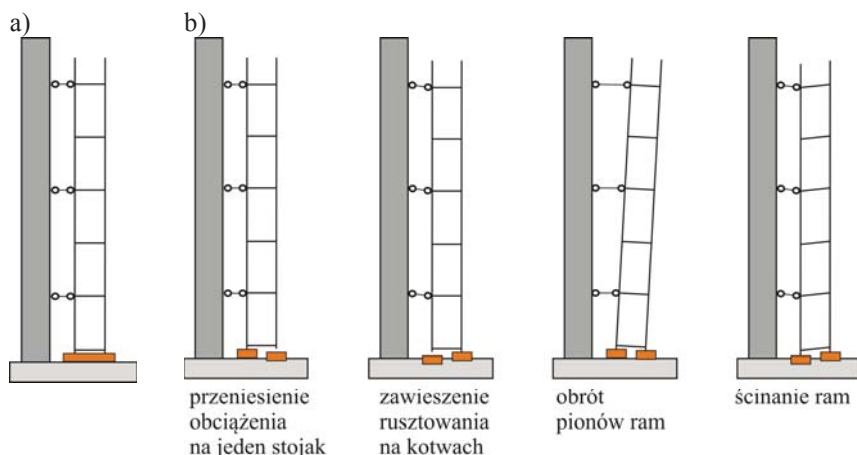


Rys. 3-1. Schemat działania rusztowania: a) główna konstrukcja rusztowania, b) ruch rusztowania bez usztywnień (stężenia i kotwy) wzdłuż elewacji, c) ruch rusztowania bez usztywnień prostopadle do elewacji, d) pełna konstrukcja rusztowania

Jedna płaszczyzna ram powinna być posadowiona na jednym podkładzie. Ma to na celu zabezpieczenie stojaków jednej płaszczyzny przed wzrostem naprężenia, spowodowanym nierównomiernością osiadań tak, jak to pokazano na Rys. 3-2. W zależności od wartości i kierunku obciążenia oraz stanu podłoża może dojść do dociążenia stojaków, podwieszenia rusztowania na kotwach i ścinania kotwienia w ścianie, ścięcia ramek, wzrostu imperfekcji

geometrycznych lub obrotu rusztowania. Między innymi właśnie dlatego w normie PN-M-47900-2 podano warunki, jakie powinny spełniać podkłady a są to:

- podkłady należy ułożyć na odpowiednio przygotowanym podłożu tak, aby podkład miał kontakt całą powierzchnią z podłożem,
- podkłady należy układać prostopadle do ściany,
- czoło podkładu powinno być odsunięte 5 cm od ściany budynku.



Rys. 3-2. Rola podkładów w posadowieniu: a) prawidłowe posadowienie, b) nieprawidłowe posadowienie i jego skutki

Jakość gruntu ma bardzo duże znaczenie podczas ustawiania rusztowań wsporczych, gdzie mogą występować znacznie większe obciążenia niż w przypadku rusztowań roboczych. W odniesieniu do tego typu rusztowań w normie PN-EN 12812 wprost podano, że różnica osiadań stojaków rusztowań nie może być większa niż 5mm. W rusztowaniach wsporczych są wykorzystywane wszystkie rodzaje rusztowań, tzn. rusztowania ramowe, modułowe i wieżowe. Te ostatnie są najbardziej wrażliwe na osiadania, ponieważ wieża jest statycznie niewyznaczalnym układem prętowym a obciążenia geometryczne, wynikające z osiadania, wywołują wzrost naprężenia w elementach konstrukcji. Między innymi dlatego w normie PN-EN 12812 wpisano zalecenie wymiany gruntu pod podkładami i zwrócono uwagę na konieczność centrycznego ustawiania podstawek na podkładach.

Ze względu na opisany powyżej charakter zachowania się rusztowania, prawidłowe posadowienie, nie będące przyczyną dodatkowych obciążeń, jest bardzo istotnym aspektem funkcjonowania rusztowań. Dlatego ocenie jakości podłoża, na którym stawiane są rusztowania, poświęcono ten rozdział. W kolejnych podrozdziałach tego rozdziału przedstawione zostaną badania

gruntu, wpływ parametrów gruntu, w tym przede wszystkim niejednorodności zagęszczenia gruntu, na siły wewnętrzne w rusztowaniu i jego funkcjonalność. Podano także zalecenia, jak przygotować podłoże w celu uniknięcia obciążeń geometrycznych, będących wynikiem osiadań podłoża.

3.2. Ocena przydatności podłoża do posadowienia rusztowań

Przed przystąpieniem do montażu rusztowania należy ocenić podłoże gruntowe, na którym będzie stawiane rusztowanie. Ten podrozdział zawiera opis metody badania podłoża i wyniki tego typu badań. Tutaj przedstawiono również wyniki badań, które wydają się nie mieć nic wspólnego z podłożem, a mianowicie badanie sił normalnych w stojakach rusztowania. Badania sił normalnych w stojakach są pokazane po to, aby uzmysłowić inżynierom budownictwa i innym potencjalnym użytkownikom rusztowań, że źle posadowione rusztowanie obciąża kotwy w kierunku pionowym. To, jak napisano wcześniej, skutkuje ścinaniem materiału, w którym zostało zrealizowane kotwienie.

Informacje zawarte w tym podrozdziale będą przydatne niemal na każdej budowie.

3.2.1. Wyznaczanie parametrów gruntu

Rusztowania są zwykle stawiane na gruntach nasypowych w bezpośrednim sąsiedztwie budynku co wiąże się z posadawianiem ich na gruntach nasypowych stanowiących zasypkę części podziemnych obiektu. Nasypy przy obiektach nowych zawierają przestrzenie gruntu rozluźnionego, osiadającego dopiero po zakończeniu budowy. W przypadku budynków starych w otoczeniu budynku także jest nasyp, który już uległ samoczynnemu zagęszczeniu. Różnica między budową nowego budynku i nasypem wokół niego a nasypem przy starszym obiekcie jest taka, że nasyp przy starszym obiekcie jest bardziej zagęszczony, ale trudniej jest kontrolować jego parametry. W przypadku budowy można zagęścić podłoże, poprawiając w ten sposób jego jakość. W przypadku prac przy starszych obiektach można tylko zbadać stan gruntu i zastosować podkłady o wymiarach, które zniwelują ewentualny brak prawidłowych parametrów wytrzymałościowych gruntu. Tak czy inaczej, w obu przypadkach przed ustawieniem rusztowania, należy zbadać grunt w aspekcie jego przydatności jako posadowienia rusztowania.

Ponieważ podstawki przenoszą z rusztowania na podkłady stosunkowo niewielkie siły pionowe (w porównaniu z siłami, jakie są przenoszone na fundamenty budynków), a szerokość podkładów wynosi około 25 cm, to największe znaczenie mają parametry gruntu w strefie bezpośredniego posadowienia czyli do około 0,5 m głębokości. Badanie tych parametrów można wykonać za pomocą płyty statycznej VSS lub lekkiej płyty dynamicznej. Z badań tych otrzymujemy, odpowiednio, pierwotny E_1 i wtórny E_2 moduł odkształcenia (VSS) oraz dynamiczny E_{vd} moduł odkształcenia. Na podstawie tych wielkości

można oszacować wskaźnik zagęszczenia gruntu I_s . Badania tymi urządzeniami zostały opisane między innymi przez Szpikowskiego i in. (2005). Pomiar płytą statyczną VSS jest znacznie dokładniejszy od pomiaru płytą dynamiczną. Niestety do pomiarów płytą statyczną potrzebna jest maszyna dociażająca płytę, dostępność miejsca w pobliżu rusztowania a sam pomiar trwa ponad dwie godziny. Płytą statyczną VSS nie można także wykonać pomiarów pomiędzy stojakami. Ponieważ niekontrolowane grunty nasypowe charakteryzują się dużą nierównomiernością, zdarza, że przy badaniach nasypów w wielu punktach otrzymujemy bardzo dobre parametry (natrafienie na zagęszczone strefy, dobrze zaklinowany gruz, ujeżdżone podłoże), a w kilku bardzo słabe (strefy rozluźnione, niezagęszczone, wypłukane lub uplastycznione). Właśnie z powodu tej niejednorodności trzeba wykonać badania w wielu punktach i, dlatego też bardziej praktyczne jest wykonanie ich za pomocą lekkiej płyty dynamicznej. W przypadku rusztowań bardzo duże znaczenie ma też czas a pomiary płytą dynamiczną wykonuje się znacznie szybciej niż płytą statyczną. Niestety płyta dynamiczna jest właściwie przeznaczona tylko do badania gruntów niespoistych i należy mieć tego świadomość.

Na Rys. 3-3 pokazano lekką sondę (płytę) dynamiczną ZFG 3000. Pomiar płytą dynamiczną polega na wywołaniu udarowego obciążenia gruntu poprzez opuszczenie ruchomego obciążnika (10 kg lub 15 kg) wzdłuż prowadnicy i pomiarze przemieszczeń w środku płyty (o średnicy 30 cm). Na podstawie maksymalnej wartości ugięcia płyty wyznaczamy moduł odkształcenia dynamicznego E_{vd} .

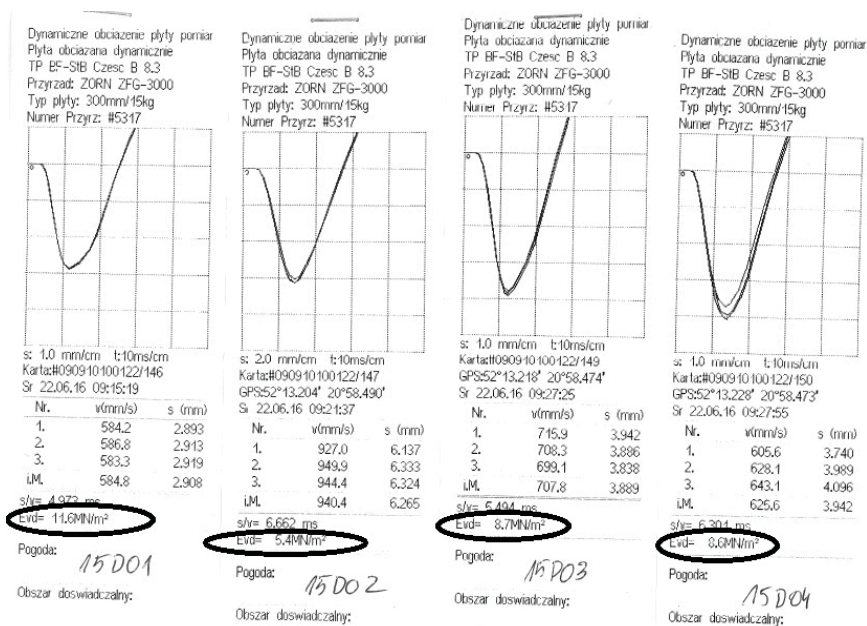


Rys. 3-3. Sonda (płyta) dynamiczna lekka ZFG 3000 [zdjęcie – projekt ORKWIZ]

Zakres badań, które można wykonać płytą dynamiczną obejmuje grunty grubo- i różnoziarniste o maksymalnym rozmiarze ziarna 63 mm. W zależności od odkształcalności gruntu stosujemy obciążnik 10 kg przy module odkształcenia gruntu w zakresie $E_{vd} = 15 \div 70$ MPa i obciążnik 15 kg przy module $E_{vd} = 70 \div 120$ MPa. W przypadku podłoża gruntowego, na którym stawiane jest rusztowanie, moduł odkształcenia mieści się zwykle w tym pierwszym przedziale. Kolejne kroki wykonania pomiaru to:

- wstępne wyrównanie podłoża pod płytę,
- trzy uderzenia wstępne, żeby uzyskać kontakt płyty z podłożem,
- trzy uderzenia pomiarowe, w trakcie których są rejestrowane przemieszczenia płyty,
- wydruk wyników dotyczących uderzeń pomiarowych.

Średnia wartość trzech zmierzonych maksymalnych wartości przemieszczeń pionowych stanowi bazę do ustalenia dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} , a wyniki pomiarów podawane są na wydruku. Przykładowe wyniki pomiarów pokazano na Rys. 3-4.



Rys. 3-4. Przykładowe wyniki z pomiarów płytą dynamiczną

Na podstawie wyników badań przede wszystkim od razu można określić, czy grunt jest równomiernie zagęszczony. W odniesieniu do gruntu równomiernie zagęszczonego wartości, otrzymane w badaniach, powinny być do siebie zbliżone. Odpowiedź na pytanie czy można ustawić rusztowanie na podłożu

o danej wartości modułu odkształcenia E_{vd} jest bardziej skomplikowana, ale pod koniec niniejszego rozdziału takie informacje również zostaną podane. Natomiast w tej części monografii zostaną opisane metody wyznaczania kolejnych parametrów gruntu na podstawie modułu odkształcenia E_{vd} , potrzebnych podczas oceny podatności podłoża i przydatnych w ocenie warunków stanu granicznego nośności zgodnie z normą PN-EN 1997-1.

Zależności pomiędzy dynamicznym modułem odkształcenia E_{vd} i takimi parametrami, jak wtórny moduł odkształcenia E_2 i wskaźnik zagęszczenia I_s , są określone w odniesieniu do każdego rodzaju gruntu oddzielnie. W Tab. 3-1 i 3-2 przedstawiono zależności funkcyjne opracowane w IBDiM (Instytut Badawczy Dróg i Mostów) przez zespół pod kierownictwem Szpikowskiego (2005). Badania te dotyczą głównie gruntów nasypowych, uformowanych podczas prac drogowych. Natomiast nie ma obecnie takich badań w odniesieniu do gruntów nasypowych wokół budynków. A te ostatnie mają znacznie gorsze parametry.

Tab. 3-1. Wtórny moduł odkształcenia E_2 [MPa] w zależności od dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} [MPa] podane przez Szpikowskiego i in. (2005)

| Rodzaj gruntu | Uziarnienie ciągłe spójność gruntu $c_u \geq 5$ | Uziarnienie nieciągłe spójność gruntu $c_u < 5$ |
|---------------|--|--|
| piasek drobny | $E_2 = 2,06 E_{vd} - 9,20$ | $E_2 = 1,57 E_{vd} + 5,91$ |
| piasek średni | $E_2 = 1,91 E_{vd} + 9,17$ | $E_2 = 2,54 E_{vd} - 2,86$ |
| piasek gruby | $E_2 = 2,03 E_{vd} - 8,35$ | $E_2 = 2,19 E_{vd} - 5,07$ |
| pospółka | $E_2 = 1,70 E_{vd} + 10,56$ | $E_2 = 1,85 E_{vd} + 3,54$ |
| żwir | $E_2 = 1,86 E_{vd} + 2,08$ | $I_s = 1,57 E_{vd} + 5,91$ |

Uwaga: E_{vd} we wzorach należy podać w MPa, c_u – wskaźnik jednorodności uziarnienia

Tab. 3-2. Wskaźnik zagęszczenia I_s w zależności od dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} [MPa] podane przez Szpikowskiego i in. (2005)

| Rodzaj gruntu | Uziarnienie ciągłe spójność gruntu $c_u \geq 5$ | Uziarnienie nieciągłe spójność gruntu $c_u < 5$ |
|---------------|--|--|
| piasek drobny | $I_s = 0,0016 E_{vd} + 0,93$ | $I_s = 0,0013 E_{vd} + 0,94$ |
| piasek średni | $I_s = 0,0015 E_{vd} + 0,93$ | $I_s = 0,0013 E_{vd} + 0,93$ |
| piasek gruby | $I_s = 0,0015 E_{vd} + 0,93$ | $I_s = 0,0013 E_{vd} + 0,94$ |
| pospółka | $I_s = 0,0013 E_{vd} + 0,93$ | $I_s = 0,0013 E_{vd} + 0,93$ |
| żwir | $I_s = 0,0012 E_{vd} + 0,92$ | $I_s = 0,0011 E_{vd} + 0,93$ |

Uwaga: E_{vd} we wzorach należy podać w MPa

Należy zaznaczyć, że grunt a zwłaszcza grunt nasypowy nie jest materiałem sprężystym, dlatego stosując liniowe zależności pomiędzy siłą nacisku a osiadaniem otrzymujemy wynik przybliżony. Wynik jest tym bliższy wynikowi

prawdziwemu czym są mniejsze naprężenia pod podkładami (por. Wiłun (2003)). W przypadku rusztowań obciążenie wpływa na stan naprężenia w gruncie do około 0,5 m a wartości naprężenia są na tyle małe, że możemy traktować grunt jako ośrodek sprężysty. Natomiast osiadanie gruntu jako obciążenie rusztowania można modelować za pomocą podpór sprężystych na kierunku pionowym o sztywności, policzonej ze wzoru:

$$k_Z = \frac{E_2 A_p}{1 \text{ m}}, \quad (3-1)$$

gdzie: E_2 – wtórny moduł odkształcenia, A_p – pole powierzchni nacisku na grunt, przypadające na jeden stojak.

Sztywność podana we wzorze (3-1) jest równa wartości siły, działającej na punkt podparcia, która spowodowałaby przesunięcie tego punktu o 1 m. Przykłady obliczeń z podporami sprężystymi w rusztowaniu, modelującymi podatność podłoża, są podane w następnych podrozdziałach.

Drugim powodem zmiany zachowania układu konstrukcyjnego, może być brak oparcia pod podkładem z powodu przekroczenia nośności podłoża. W takiej sytuacji ciężar całego pionu ram wraz z ciężarem pomostów jest przenoszony przez sąsiednie ramy. O tym, że takie sytuacje występują świadczą luźne śruby podstawek rusztowań na budowach. Sprawdzenie możliwości zajścia takiego zjawiska wymaga wyznaczenia nośności i sprawdzenia warunku stanu granicznego nośności. Metoda wyznaczenia nośności gruntu pod podkładami rusztowań na podstawie normy PN-EN 1997-1 została omówiona przez Nepelskiego i Błazik-Borową (2017). Jak autorzy opracowania podali nośność podłoża, określona jako odpór, który może być przeniesiony przez podłoże pod podkładem rusztowania, może być policzona ze wzoru:

$$q_{Rk} = R / A = c' N_c s_c + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma, \quad (3-2)$$

gdzie: c' – efektywna spójność gruntu, γ' – obliczeniowy efektywny ciężar objętościowy gruntu, który należy przyjąć jako równy $\rho_B g$ a w przypadku piasku wynosi $\gamma' = 16,5 \text{ kN/m}^3$, N_q , N_c , N_γ – współczynniki bezwymiarowe nośności wyznaczone ze wzorów:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right),$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi', \quad (3-3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi',$$

s_q , s_c , s_γ – współczynniki bezwymiarowe kształtu wyznaczone ze wzorów:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi',$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'},$$
(3-4)

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi',$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}.$$

ϕ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Obliczenia nośności podłoża gruntowego można wykonać oddzielnie pod każdą ramą lub wyznaczyć w odniesieniu do średniej wartości modułu dynamicznego zmierzonego w kilku punktach. W pierwszym przypadku charakterystyczna wartość modułu odkształcenia jest równa wartości wyznaczonej z badań czyli $E_{vdk} = E_{vd}$, natomiast w drugim przypadku można ten parametr wyznaczyć z zależności:

$$E_{vdk} = \bar{E}_{vd} - 0,5s,$$
(3-5)

gdzie wartość średnia modułu wynosi:

$$\bar{E}_{vd} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n E_{vdi},$$
(3-6)

odchylenie standardowe s , liczone jest ze wzoru:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (E_{vdi} - \bar{E}_{vd})^2},$$
(3-7)

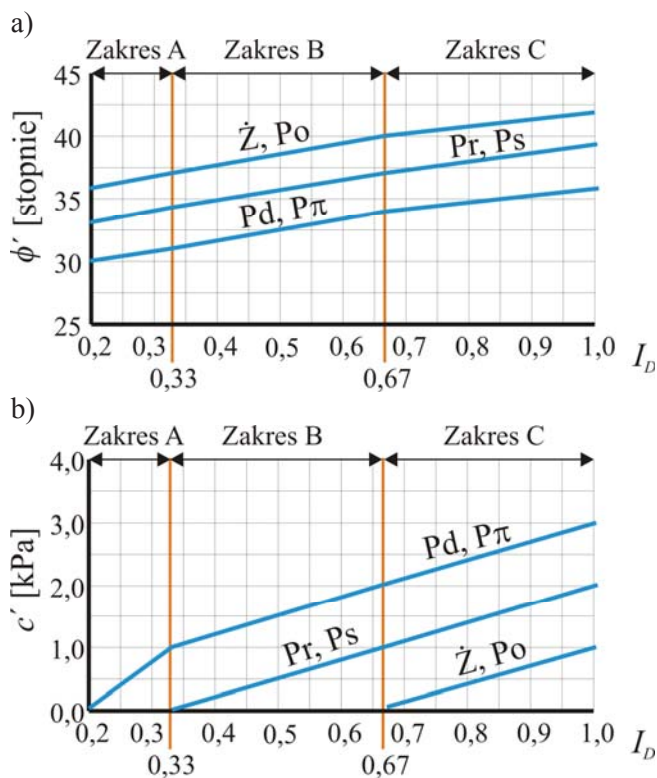
n – liczba pomiarów, która zależy od długości rusztowania, ale nie mniejsza niż 5, E_{vdi} – wynik i -tego pomiaru dynamicznego modułu odkształcenia w punkcie pomiarowym i .

Pozostałe parametry wyznaczamy w kolejnych krokach:

- wyznaczenie wskaźnika zagęszczenia I_s ze wzorów, zamieszczonych w Tab. 3-2,
- wyznaczenie stopnia zagęszczenia ze wzoru (Kłosiński i in. (1998)):

$$I_D = \frac{0,958 I_s - 0,818}{0,174 I_s},$$
(3-8)

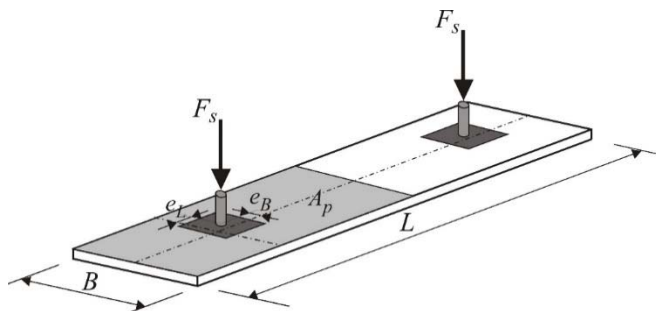
- odczytanie wartości efektywnej spójności c' i efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' z diagramów, zamieszczonych przez Wiluna (2003) w jego książce i za tą książką przytoczonych na Rys. 3-5, lub wyznaczenie z równań zamieszczonych w Tab. 3-3,
- wyznaczenie efektywnej szerokości podkładu $B' = B - e_B$, gdzie B – szerokość podkładu a $e_B = 0,05\text{m}$ założony mimośród ustawienia podstawki względem podkładu (Rys. 3-6),
- wyznaczenie efektywnej długości podkładu przypadająca na jedną podstawkę $L' = L - e_L$, gdzie L – długość podkładu przenosząca obciążenie z jednej podstawki a $e_L = 0,05\text{m}$ założony mimośród ustawienia podstawki względem podkładu (Rys. 3-6).



Rys. 3-5. Wykresy do wyznaczenia parametrów gruntu na podstawie książki Wiluna (2003): a) efektywna spójność c' , b) efektywny kąt tarcia wewnętrznego ϕ' ; symbole gruntów: Pd – piasek drobny, P π – piasek pylasty, Pr – piasek gruby, Ps – piasek średni, Po – pospółka, \dot{Z} – żwir

Tab. 3-3. Równania efektywnej spójności c' i efektywnego kąta tarcia wewnętrznego ϕ' w zależności od stopnia zagęszczenia I_D na podstawie książki Wiluna (2003)

| Parametr | Zakres I_D według Rys. 3-5 | Rodzaj gruntu | | |
|---|------------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | Piasek pylasty i drobny | Piasek średni i gruby | Pospółka i żwir |
| Efektywna spójności c' [kPa] | A | $c' = 7,69 I_D - 1,54$ | - | - |
| | B | $c' = 2,94 I_D + 0,03$ | $c' = 2,94 I_D - 0,97$ | - |
| | C | $c' = 3,03 I_D - 0,03$ | $c' = 3,03 I_D - 1,03$ | $c' = 3,03 I_D - 2,03$ |
| Efektywny kąt tarcia wewnętrznego ϕ' [stopnie] | A | $\phi' = 7,69 I_D + 28,46$ | $\phi' = 7,69 I_D + 31,46$ | $\phi' = 7,69 I_D + 34,46$ |
| | B | $\phi' = 5,88 I_D + 29,06$ | $\phi' = 8,82 I_D + 31,09$ | $\phi' = 8,82 I_D + 34,09$ |
| | C | $\phi' = 9,09 I_D + 26,91$ | $\phi' = 6,06 I_D + 32,94$ | $\phi' = 6,06 I_D + 35,94$ |



Rys. 3-6. Szkic podkładu z obciążeniem

Warunek stanu granicznego nośności należy sprawdzić zgodnie z PN-EN 1997-1 ze wzoru:

$$q_{rd} < q_{Ed} \quad (3-9)$$

gdzie $q_{rd} = q_{rk} / \gamma_{Rv}$ – obliczeniowy odpór gruntu, q_{rk} – charakterystyczny odpór gruntu, $\gamma_{Rv} = 1,4$ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa, $q_{Ed} = F_s / A_p$ – obliczeniowy nacisk podkładu na grunt, F_s – siła w stojaku od obliczeniowego obciążenia, A_p – pole powierzchni podkładu, przypadające na jeden stojak.

Na podstawie powyżej przedstawionych wzorów należy sprawdzać stan graniczny nośności podłoża przed postawieniem rusztowania. Natomiast w tej książce wykorzystano te zależności do oceny sytuacji na budowach i przedstawiono w następnym podpunkcie.

3.2.2. Stan posadowienia rusztowań na budowach

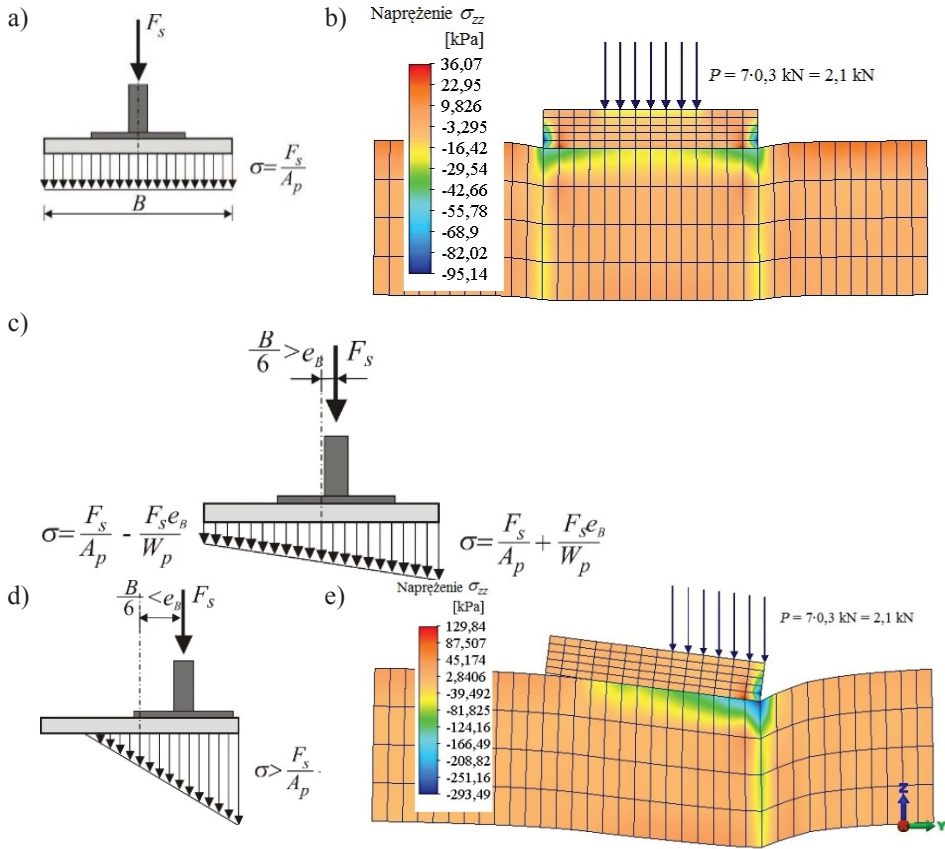
Inwentaryzacja ramowych rusztowań budowlanych w Polsce pokazała, że tylko 20% rusztowań jest prawidłowo posadawianych. Przyczyną tego stanu, jest brak świadomości jak zachowują się rusztowania i co może spowodować konkretne niedociągnięcie podczas montażu rusztowania. Na Rys. 3-7 pokazano przykładowe nieprawidłowe ustawienia rusztowania na podkładach. Na Rys. 3-7a,g,i podstawki są ustawione na dwóch podkładach. Takie ustawienie umożliwia oddzielne osiadanie stojaków tak, jak pokazano na Rys. 3-2. Negatywne efekty pogłębią się, gdy mamy zupełnie dwa różne podłoża posadawiania rusztowania, np. tak, jak na Rys. 3-7g, gdzie jedna podstawka stoi na podłożu gruntowym a druga na płytkach betonowych.



Rys. 3-7. Przykłady nieprawidłowego posadowienia rusztowań [zdjęcia – projekt ORKWIZ]

Kolejny ważny aspekt posadawiania rusztowań na podłożu, to lokalizacja podstawki na podkładzie. Podstawka na podkładzie musi być tak ustawiona, aby obciążenie od stojaka było przyłożone centralnie do podkładu w celu eliminacji możliwości obrotu podkładu. Na Rys. 3-7f,g,i pokazane są właśnie sytuacje, gdy podstawka jest tak ustawiona, że obciążenie jest przyłożone ze znacznym

mimośrodem ($e_B > B/6$). To powoduje nierównomierne rozłożenie naprężenia w gruncie (Rys. 3-8) o wartościach większych niż w przypadku ustawienia osiowego. Większy nacisk na grunt z jednoczesnym brakiem blokady ruchu pionowego po drugiej stronie podkładu może doprowadzić do obrotu podkładu a tego konsekwencją jest zginanie trzonu podstawki i stojaków lub rozsuniecie się połączenia trzon podstawki stojak, powodujące przeniesienie obciążeń na kotwy lub sąsiednie ramy.



Rys. 3-8. Wykresy naprężenia pod podkładem w zależności od lokalizacji podstawki na podkładzie: a) podstawa ustawiona w osi podkładu – wykres uproszczony, b) podstawa ustawiona w osi podkładu – stan naprężenia w podłożu, c) podstawa przesunięta względem osi o mimośród $e_B < B/6$ – wykres uproszczony, d) podstawa przesunięta względem osi o mimośród $e_B > B/6$ – wykres uproszczony, e) podstawa przesunięta względem osi o mimośród $e_B > B/6$ – stan naprężenia w podłożu gruntowym

Blacha podstawki ma za zadanie niedopuszczenie do ścięcia podkładu poprzez przejście obciążenia i rozłożenie na większej powierzchni podkładu. Ustawienie podstawki na dwóch równoległych podkładach tak, jak to pokazano na Rys. 3-7b powoduje, że obciążony jest tylko ten podkład, nad którym znajduje się stojak. Powierzchnia podstawki, przekazującej obciążenie na podkład jest mniejsza a dodatkowo druga część podkładu może zginać blachę podstawki.

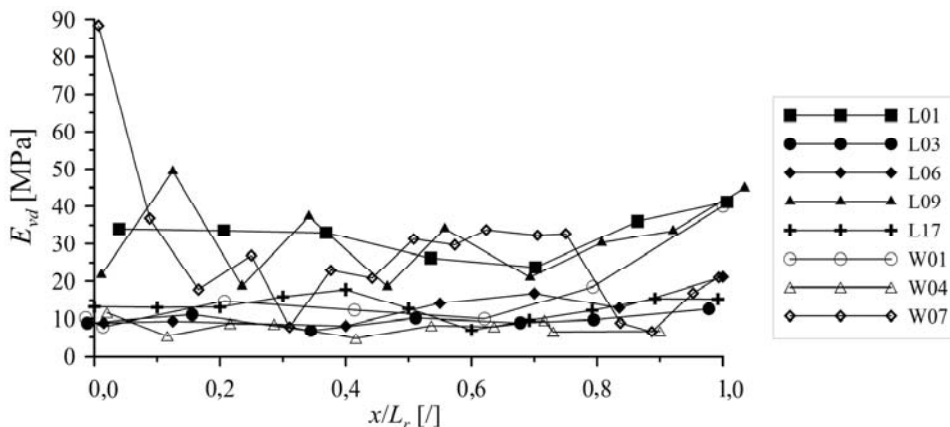
Na Rys. 3-7h pokazano kolejne niedociągnięcie, którym jest zasypanie podkładu. W odniesieniu do zasypanego podkładu oznacza to dodatkowe obciążenie ciężarem gruntu nad podkładem. W odniesieniu do samego rusztowania oznacza to brak kontroli nad tym co się dzieje z podkładem, np. podstawki mogą się przesunąć poza podkład lub między podkład a podstawki może dostać się piasek, który wywoła poślizg podstawek po powierzchni podkładu. W obu przypadkach w tym miejscu posadowienie nie spełnia swojej roli.

Na Rys. 3-7d,e dwie podstawki jednej ramy są ustawione na podkładzie. Podstawki są ustawione centralnie. Podkład jest szerszy niż podstawka i blacha podstawki oparta jest na podkładzie. Niestety sam podkład nie przylega całą powierzchnią do podłoża, bo jest położony na bryle betonu. W ten sposób powierzchnia podkładu nie jest powierzchnią odporu gruntu a za nośność posadowienia odpowiada znacznie mniejsza powierzchnia brył, na których położony jest podkład. Między innymi także z powodu wielkości powierzchni kontaktu podstawki z podłożem nie należy stawiać podstawki bezpośrednio na gruncie. Na Rys. 3-7g widać przykład ustawienia podstawki na opasce budynku. W tym przypadku nośność podłoża jest znacznie większa niż nośność podłoża gruntowego i właściwie nie ma zagrożenia utraty nośności. Natomiast istnieje możliwość zniszczenia utwardzonego podłoża, np. porysowanie powierzchni co ma nie tylko estetyczny aspekt, ale także praktyczny a mianowicie zniszczenie wierzchniej struktury materiału może prowadzić do dalszej degradacji z powodu wszelkiego rodzaju wpływów środowiskowych.

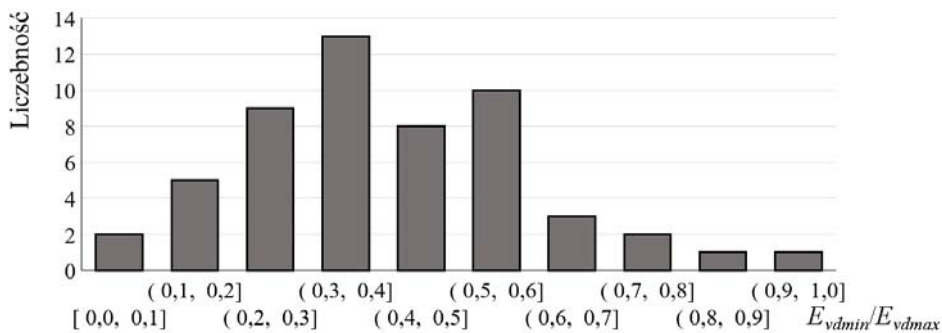
O tym, że nie zawsze jest spełniony warunek stanów granicznych nośności podłoża świadczą sytuacje, pokazane na Rys. 3-7c,i, gdzie podkłady „wchodzą” w grunt. Niestety jest to zjawisko występujące na budowach i świadczące o zbyt małym odporze stawianym przez grunt.

Na koniec omawiania negatywnych wybranych przykładów posadowienia warto zwrócić uwagę na Rys. 3-7d. W tym przypadku można stwierdzić, że posadowienie nie istnieje i skumulowały się wszystkie możliwe błędy. Podkład jest za wąski, jest ustawiony na kolejnych dwóch bloczkach betonowych, które wiszą na pryzmach gruntu, nie stawiającego odporu.

Na Rys. 3-7 pokazano tylko kilka przykładów nieprawidłowego posadowienia. Inne można znaleźć w takich pracach jak Błazik-Borowa (2017), Pieńko i in. (2018), i wydaje się, że nadal nie są to wszystkie przykłady braku wiedzy, odpowiedzialności i wyobraźni podczas montażu rusztowań.



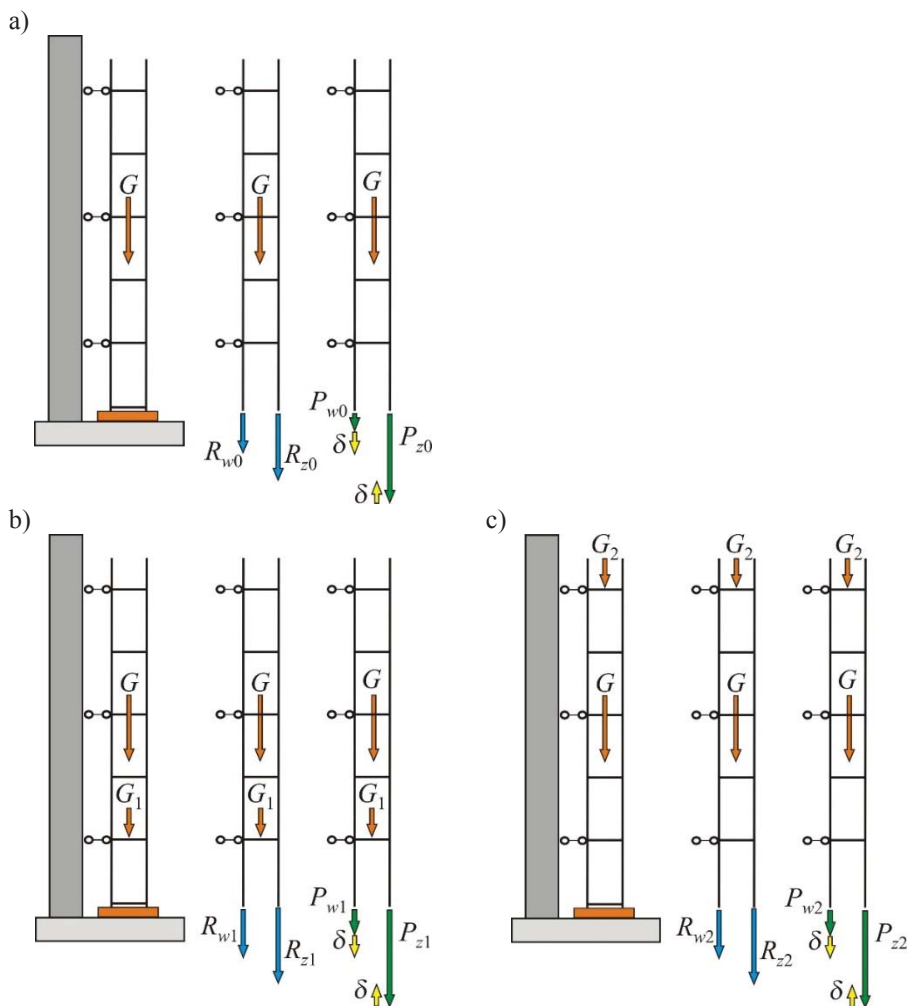
Rys. 3-9. Zmiany modułu dynamicznego odkształcenia E_{vd} gruntu wzdłuż rusztowania; x – odległość punktu pomiarowego od pierwszego stojaka



Rys. 3-10. Histogram wartości ilorazów minimalnego i maksymalnego dynamicznego modułu odkształcenia E_{vdmin}/E_{vdmax}

Problem prawidłowego ustawiania rusztowań na podkładach jest widoczny niemal na każdej budowie. Do tego, jak już wcześniej pisano, dodatkowo dochodzi brak równomierności zagęszczenia gruntu wzdłuż rusztowania. Na Rys. 3-9 pokazano przykładowe wyniki badania podłoża gruntowego sondą dynamiczną ośmiu rusztowań. Jak widać, występują rusztowania, które są postawione na podłożu dość równomiernie zagęszczonym, np. W04, ale niestety dynamiczny moduł odkształcenia E_{vd} , wyznaczony na tej budowie i równy około 10 MPa jest zbyt mały, aby zapewnić odpór gruntu na obciążenie przekazywane z rusztowania na grunt. Z drugiej strony na Rys. 3-9 pokazano wyniki badań podłoża rusztowania L09, gdzie dynamiczny moduł dynamiczny E_{vd} zawiera się w przedziale od 20 MPa, co też nie jest wartością zadowalającą, do 50 MPa. W tym przypadku można zauważyć, jakie różnice w podatności podłoża mogą

występować pod kolejnymi pionami ram. W celu ilustracji zagadnienia na Rys. 3-10 pokazano histogram wartości ilorazów minimalnego i maksymalnego dynamicznego modułu odkształcenia, zmierzonych na 54 rusztowaniach. Na rysunku nie uwzględniono rusztowań posadowionych na utwardzonym podłożu. Jak widać, podłoże tylko pod pojedynczymi rusztowaniami można potraktować jako równomiernie zagęszczone.



Rys. 3-11. Schematy pomiarowe podczas badania sił normalnych w stojakach: a) obciążenie ciężarem własnym G , b) ciężar G_1 umieszczony na pierwszym poziomie roboczym, c) ciężar G_2 umieszczony na najwyższym poziomie roboczym

Nieprawidłowe posadowienie powoduje negatywne skutki zachowania rusztowania. Przede wszystkim dochodzi do nierównomiernego obciążenia stojaków czyli zachodzi jedna z sytuacji, pokazanych na Rys. 3-2. Jak już wielokrotnie pisano jednym z negatywnych skutków jest także podwieszenie rusztowania na kotwach. Sprawdzenie, czy doszło do którejkolwiek z sytuacji, pokazanych na Rys. 3-2 lub doszło do podwieszenia rusztowania na kotwach, zrealizowano poprzez pomiar sił przekazywanych przez stojaki na podstawki, a dalej na podłoże, w trzech sytuacjach:

- pomiar sił w stojakach ramy bez obciążenia (Rys. 3-11a),
- pomiar sił w stojakach ramy z obciążeniem na pierwszym poziomie roboczym (Rys. 3-11b),
- pomiar sił w stojakach ramy z obciążeniem na najwyższym poziomie roboczym (Rys. 3-11c).



Rys. 3-12. Urządzenie do pomiaru sił w stojakach [zdjęcie – projekt ORKWIZ]

Pomiary sił w stojakach wykonano za pomocą urządzenia opracowanego przez Robaka i Pieńko (2017). Zdjęcie urządzenia pokazano na Rys. 3-12. W celu wykonania pomiaru należy na słupki ram nałożyć stalowe uchwyty. Pod uchwytami układa się stalowe belki z czujnikami siły a następnie poziomuje wszystkie elementy układu i odkręca podstawki aż do uzyskania odczytu na czujnikach.

Pomiar sił w stojakach bez obciążenia jest podstawą do sprawdzenia nierównomierności obciążenia stojaków. Jednak pomiar, poza standardowymi błędami pomiaru, jest obarczony błędem δ , wynikającym z nierównomiernego oparcia stojaków na czujnikach. Na Rys. 3-11 pokazano zależności pomiędzy rzeczywistymi wartościami sił w stojakach wewnętrznych R_{w0} , R_{w1} , R_{w2}

i zewnętrznych R_{z0}, R_{z1}, R_{z2} , odczytami z czujników pod stojakami wewnętrznymi P_{w0}, P_{w1}, P_{w2} i zewnętrznymi P_{z0}, P_{z1}, P_{z2} i błędem pomiaru δ . Jak pokazano na Rys. 3-11 pomiędzy odczytami a właściwymi wartościami sił będą zachodziły następujące zależności:

$$P_{zi} = R_{zi} - \delta, \quad P_{wi} = R_{wi} + \delta, \quad (3-10)$$

Celem sprawdzenia, na który słupek działa większa siła, należy policzyć różnicę pomiędzy siłami w obu stojakach z uwzględnieniem możliwości wystąpienia błędów ze wzoru:

$$\Delta R = R_{z0} - R_{w0} = (P_{z0} - \delta) - (P_{w0} + \delta) = P_{z0} - P_{w0} - 2\delta, \quad (3-11)$$

Jeżeli siła normalna w stojaku zewnętrznym jest większa niż w stojaku wewnętrznym, to

$$\Delta R = R_{z0} - R_{w0} > 0 \quad \text{czyli} \quad P_{z0} - P_{w0} > 2\delta. \quad (3-12)$$

Jeżeli siła normalna w stojaku wewnętrznym jest większa niż w stojaku zewnętrznym, to

$$\Delta R = R_{z0} - R_{w0} < 0 \quad \text{czyli} \quad P_{z0} - P_{w0} < -2\delta. \quad (3-13)$$

Oba warunki można zapisać w formie zależności:

$$|P_{z0} - P_{w0}| > 2\delta. \quad (3-14)$$

Założono, że jeżeli zachodzi zależność

$$|P_{zi} - P_{wi}| < 2\delta, \quad (3-15)$$

to różnica pomiędzy odczytami jest efektem błędów pomiarowych a podkłady są równomiernie obciążone przez stojaki. Przyjęcie wartości δ zależy od dokładności wykonania pomiarów i jest liczone jako ułamek średniej arytmetycznej z dwóch sił w stojaku podczas pomiaru bez obciążenia. Wartość δ jest liczona ze wzoru:

$$\delta = d (P_{z0} + P_{w0}) / 2, \quad (3-16)$$

natomiast w pracy przyjęto wartość $d = 0,01$. Ostatecznie poziom równomierności rozłożenia sił normalnych w stojakach opisany jest współczynnikiem α , wyznaczanym ze wzoru:

$$|P_{zi} - P_{wi}| > 2\delta \Rightarrow \alpha = \frac{2\Delta R}{\max(P_{w0j}) + \max(P_{z0j})} = \frac{2(P_{z0} - P_{w0} - 2\delta)}{\max(P_{w0j}) + \max(P_{z0j})}, \quad (3-17)$$

$$|P_{zi} - P_{wi}| \leq 2\delta \Rightarrow \alpha = 0,$$

gdzie: $\max(P_{w0j})$ to największa wartość z odczytów z czujnika pod stojakiem wewnętrznym w sytuacji bez obciążenia spośród j -pomiarów wykonanych

w odniesieniu do danego rusztowania, $\max(P_{z0j})$ to największa wartość z odczytów z czujnika pod stojakiem zewnętrznym w sytuacji bez obciążenia spośród j -pomiarów wykonanych w odniesieniu do danego rusztowania.

Współczynnik α jest liczony w odniesieniu do pomiarów bez obciążenia, ponieważ w pozostałych sytuacjach wyniki mogą być zaburzone z powodu nierównomiernego ustawienia obciążenia. Wynik ujemny oznacza, że rusztowanie naciska bardziej na stojak wewnętrzny (np. rusztowanie jest obrócone w kierunku elewacji). Wynik dodatni oznacza, że rusztowanie naciska bardziej na stojak zewnętrzny czyli rusztowanie jest odchylone na zewnątrz lub kotwy podtrzymują wewnętrzną stronę rusztowania.

Wyniki obliczeń współczynnika α zostaną przedstawione w dalszej części rozdziału wspólnie z kolejnym badanym współczynnikiem, pokazującym jaka część obciążenia jest przenoszona przez ramy a jaka część obciążeń pionowych przenoszona jest przez stężenia i kotwy, tzn. współczynnikiem κ . Obliczenie tego współczynnika sprowadza się do odjęcia od wyników pomiaru z obciążeniem na najwyższym poziomie wyników pomiaru bez obciążenia i samego obciążenia G_2 . Wartość bezwzględna tak otrzymanej wartości zawiera w sobie część obciążenia przenoszonego przez kotwy, stężenia oraz sąsiednie ramki. Obciążenie jest ustawiane na poprzeczkach, ale także w niewielkim stopniu obciąża pomosty, za pośrednictwem których część obciążenia przekazywana jest na sąsiednie ramki. Wielkość tego błędu jest wynikiem odjęcia od pomiaru z obciążeniem na pierwszym poziomie wyników pomiaru bez obciążenia i samego obciążenia G_1 . Opisaną procedurę można opisać w formie następujących etapów obliczeniowych:

- wyznaczenie różnicy pomiędzy odczytami pomiarów przy obciążeniu na pierwszym poziomie i bez obciążenia oraz odjęcie ciężaru G_1 ze wzoru:

$$\Delta R_1 = (P_{z1} + P_{w1}) - (P_{z0} + P_{w0}) - G_1, \quad (3-18)$$

- wyznaczenie różnicy pomiędzy odczytami pomiarów przy obciążeniu na najwyższym poziomie i bez obciążenia oraz odjęcie ciężaru G_2 ze wzoru:

$$\Delta R_2 = (P_{z2} + P_{w2}) - (P_{z0} + P_{w0}) - G_2, \quad (3-19)$$

- obliczenie współczynnika κ ze wzoru:

$$\kappa = - \frac{\Delta R_2 - \Delta R_1}{G_2}. \quad (3-20)$$

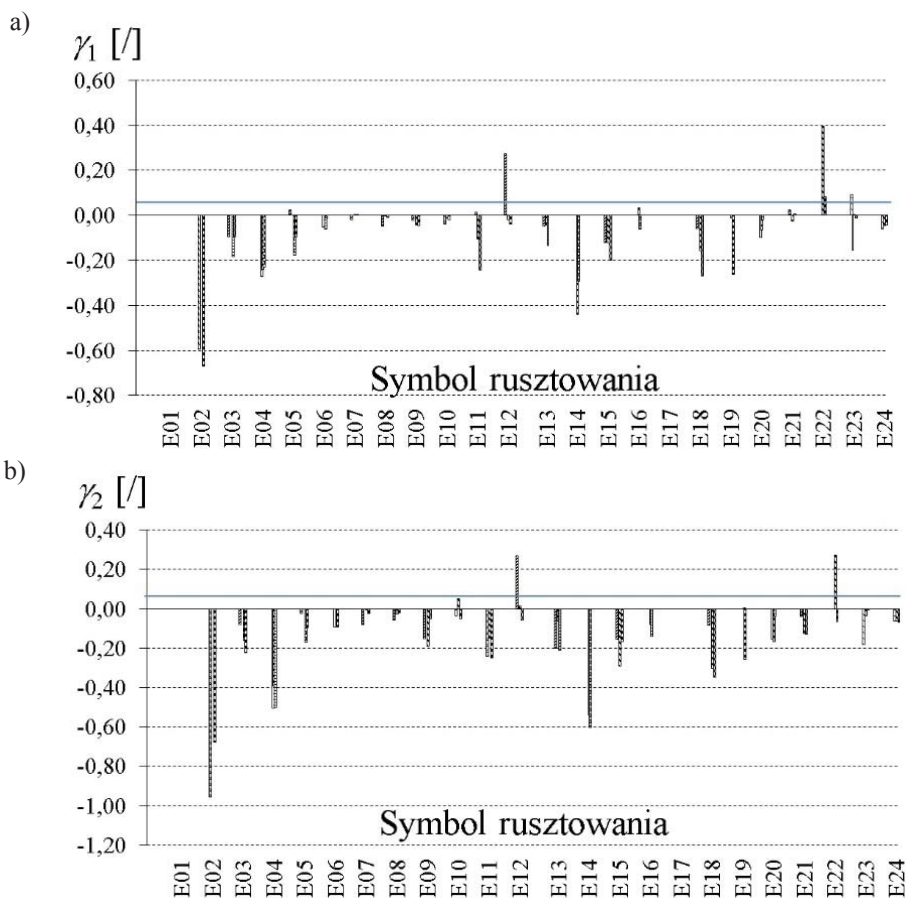
Znak minus jest wstawiony po to, aby uzyskać wartość dodatnią współczynnika.

We wzorach (3-18), (3-19) i (3-20) nie występuje błąd ustawienia stojaków na czujnikach, ponieważ w tych wzorach występują różnice z dwóch pomiarów czyli błędy z tych pomiarów też się odejmują. Jednak błąd ustawienia stojaków na czujnikach nie jest jedynym możliwym błędem pomiaru. Na przykład podczas przechodzenia osób, wykonujących pomiar, z poziomu pierwszego na najwyższy

poziom roboczy, rusztowanie może ulec deformacji. Dlatego w trakcie badań sprawdzano jeszcze dwa parametry, opisane wzorami:

$$\gamma_1 = \frac{(P_{z1} + P_{w1}) - (P_{z0} + P_{w0}) - G_1}{\max(P_{z0j}) + \max(P_{w0j})}, \quad (3-21)$$

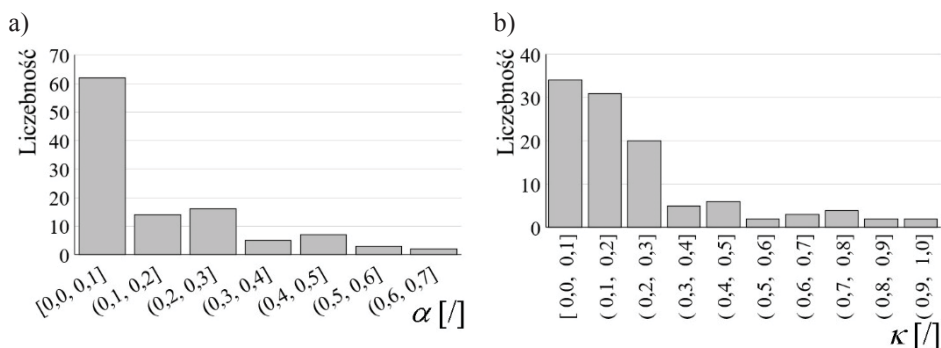
$$\gamma_2 = \frac{[(P_{z2} + P_{w2}) - (P_{z0} + P_{w0})] - G_2}{\max(P_{z0j}) + \max(P_{w0j})}. \quad (3-22)$$



Rys. 3-13. Parametry kontrolne badań sił normalnych w stojakach w rusztowaniach w województwie łódzkim: a) parametr γ_1 , b) parametr γ_2

Oba parametry γ_1 i γ_2 opisują różnicę pomiarów z obciążeniem i pomiarów bez obciążenia. Wynik, otrzymany po odjęciu od tej różnicy odpowiednich obciążeń,

powinien być równy zero lub mniejszy od zera, jeżeli obciążenia były przekazywane na elementy rusztowania inne niż ramki. Biorąc pod uwagę błędy pomiarowe czujników ostatecznie przyjęto, że pomiary w których $\eta < 0,05$ i $\mu < 0,05$, są traktowane jako prawidłowe. Na Rys. 3-13 pokazano jako przykładowe wartości η i μ , otrzymane podczas pomiarów w województwie łódzkim. W każdym z rusztowań wykonano pomiar sił normalnych w stojakach trzech ram: ramy skrajnej, ramy środkowej bez wpływu stężeń i ramy środkowej, sąsiadującej z modułem ze stężeniami. Na Rys. 3-13 zaznaczono linią niebieską granicę dopuszczalnej wartości η i μ . Jeżeli słupek wykresu wychodzi powyżej tej linii, to oznacza, że pomiar jest błędny i trzeba go odrzucić. Taka sytuacja występuje w odniesieniu do jednego z pomiarów, wykonanego na rusztowaniu E12, i dwóch pomiarów, wykonanych na rusztowaniu E22.

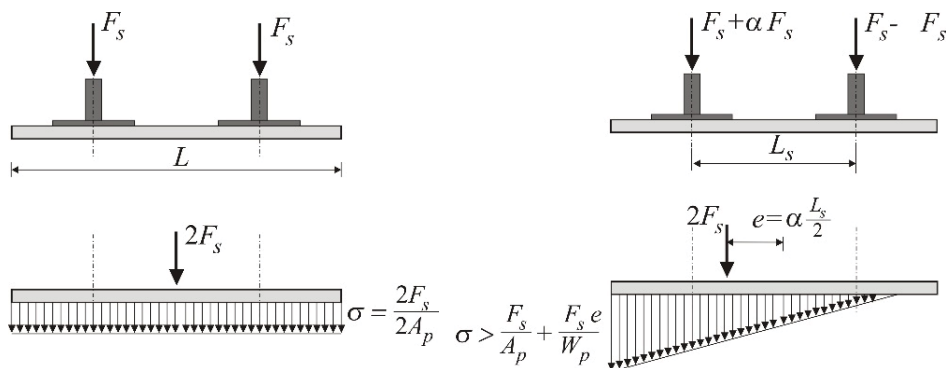


Rys. 3-14. Histogram wartości parametrów α i κ we wszystkich badanych ramach: a) α b) κ

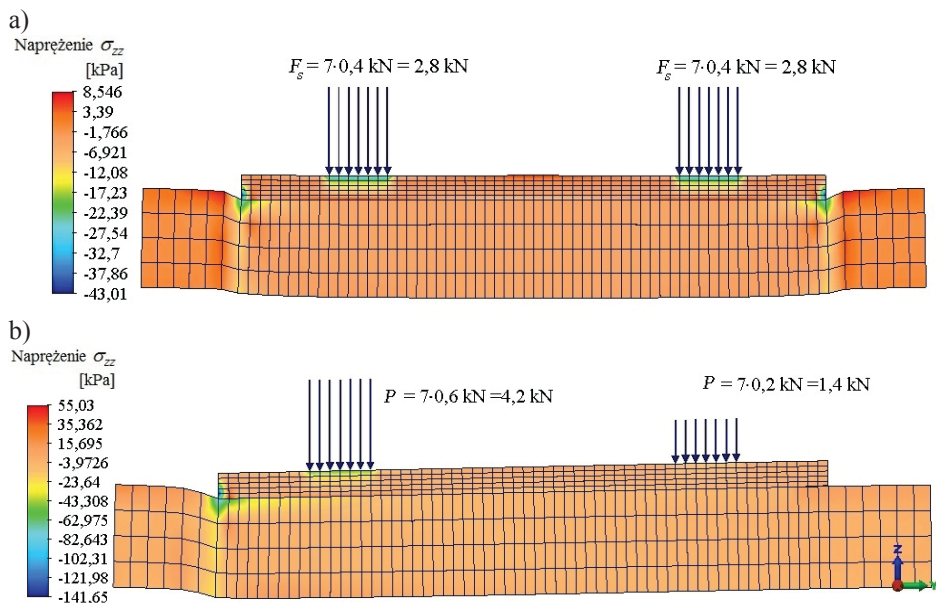
Na podstawie pomiarów sił normalnych w stojakach i po odrzuceniu pomiarów, obciążonych zbyt dużym błędów, otrzymano współczynniki α i κ . Histogram maksymalnych wartości tych parametrów, tzn. największych wartości bezwzględnych w każdym z kolejnych badanych rusztowań, pokazano na Rys. 3-14. Współczynnik α przyjmuje zarówno ujemne, jak i dodatnie wartości. Natomiast histogram został wykonany w odniesieniu do wartości bezwzględnych parametru α . Jak widać na Rys. 3-14a w ponad połowie rusztowań, współczynnik α jest mniejszy od 0,1 a oznacza to, że można uznać, że w ponad połowie rusztowań stojaki tych samych ram są równomiernie obciążone. W około jednej czwartej rusztowań współczynnik α zawiera się w przedziale od 0,1 do 0,3. Wartość 0,3 oznacza, że na przykład przy sumarycznej sile nacisku z dwóch podstawek na podłoże o wartości 20 kN, nacisk z jednej strony podkładu

a)

b)



Rys. 3-15. Uproszczony schemat stanu naprężenia wzdłuż podkładu: a) obciążenie równierne podkładu, b) obciążenie nierównierne podkładu



Rys. 3-16. Stan naprężenia w podłożu gruntowym pod podkładem: a) obciążenie równierne podkładu, b) obciążenie nierównierne podkładu

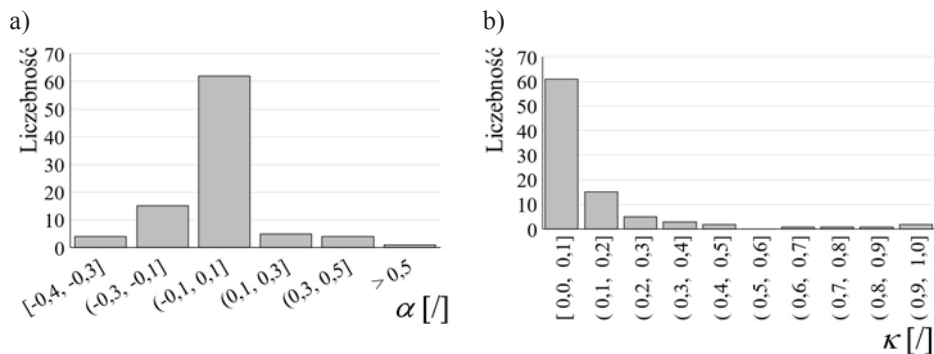
wyniesie 17 kN a z drugiej 23 kN. Gdy dojdą do tego obciążenia poziome, to oczywiście różnica ta jeszcze bardziej wzrasta a naprężenia pod podkładem wzrastają z jednej strony a z drugiej strony podkład zaczyna się podnosić. Na Rys. 3-15 pokazano uproszczony schemat naprężenia pod podkładem wzdłuż jego długości przy mimośrodkowym obciążeniu. Stan naprężenia pod podkładem jest znacznie bardziej skomplikowany (Rys. 3-16), ale już na uproszczonym rozkładzie nacisku podkładu na podłoże widoczny jest negatywny wpływ

nierównomierności rozkładu sił w podstawkach co wynika z nierównomiernego rozkładu sił normalnych w stojakach.

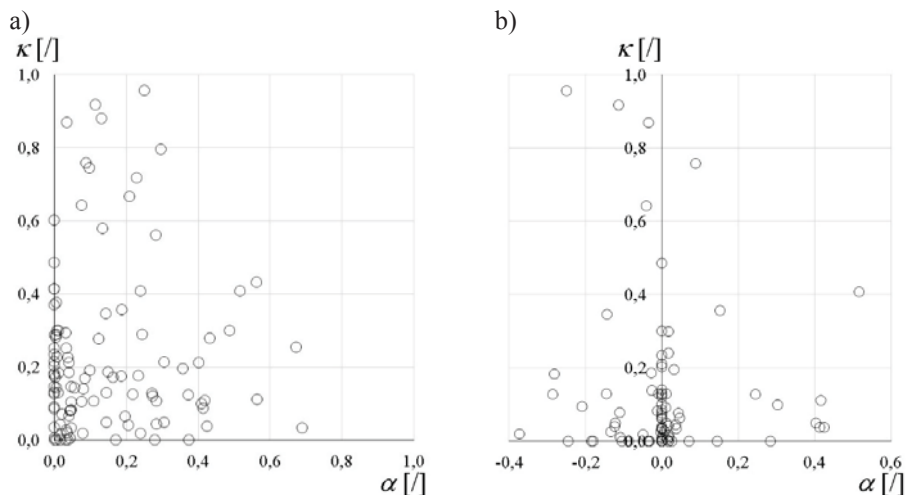
Wartość współczynnika α przekłada się bezpośrednio na wielkość mimośrodu działania sił na podkład a mianowicie:

$$e = \alpha \frac{L_s}{2}, \quad (3-23)$$

gdzie L_s jest rozstawem stojaków.



Rys. 3-17. Histogram wartości parametrów α i κ w ramach nie sąsiadujących ze stężeniami: a) α , b) κ



Rys. 3-18. Zależność pomiędzy współczynnikami α i κ w przypadku, gdy: a) zestawione są wartości maksymalne, b) zestawione są wartości w odniesieniu do ram środkowych bez stężeń

W przypadku współczynnika κ pokazującego jaka część obciążenia jest przenoszona przez stężenia i kotwienie, w niemal 80% rusztowań wartość obciążenia, przenieszonego przez inne elementy niż ramy, zawiera się w przedziale od 0,0 do 0,3. Z tymże tutaj obciążenie pionowe może również być przenoszone przez stężenia, co jest jak najbardziej prawidłowe. Natomiast kotwy nie powinny przenosić obciążeń pionowych, dlatego przygotowano kolejny Rys. 3-17, na którym pokazano tylko wyniki w ramach środkowych, nie sąsiadujących ze stężeniami. W przypadku tych ram, ta część obciążenia pionowego, która nie jest przenoszona przez ramę, jest w całości przekazywana na kotwy. Liczba rusztowań o znacznym współczynniku κ zmniejszyła się mniej więcej o połowę, ale nadal w jednej trzeciej rusztowań więcej niż 10% obciążenia pionowego jest przenoszona przez kotwy.

I na koniec omawiania wartości parametrów α i κ , warto pokazać jak wygląda zależność pomiędzy nierównomiernością obciążenia stojaków a częścią pionowego obciążenia przekazywanego na kotwy. Na Rys. 3-18 widać, że przy mniejszych wartościach współczynnika α , występują większe wartości κ czyli, jeżeli nie nastąpi obrót ramy, to dochodzi do obciążenia kotew lub inaczej mówiąc obrót pionów ram nie następuje dzięki kotwom. Jednak ta zależność nie jest wyraźna a wynika to z faktu, że na stan rusztowania wpływa nie tylko posadowienie rusztowania, ale także wiele innych czynników, opisanych w czwartym i szóstym rozdziale opracowania.

Wyniki omówione powyżej zostały opracowane na podstawie badań rusztowań ramowych. W przypadku rusztowań modułowych nie ma sztywnego połączenia stojaków (por. Chan i in. (1995), Peng i in. (2009), Prabhakaran i in. (2011), Peng i in. (2013), Peng i in. (2017), Błazik-Borowa i in. (2017c)). Piony stojaków w rusztowaniach są połączone za pomocą rygli o podatnych połączeniach. To powoduje, że nierównomierność rozłożenia sił pomiędzy stojakami jest większa niż w przypadku rusztowań fasadowych, a więc i współczynnik α będzie większy. Natomiast współczynnik κ w rusztowaniach modułowych będzie osiągał mniejsze wartości niż w rusztowaniach ramowych, ponieważ podwieszenie rusztowania na kotwach będzie oznaczało przede wszystkim przeniesienie na kotwy sił pionowych ze stojaków wewnętrznych, ustawionych przy elewacji. Natomiast siły pionowe ze stojaków zewnętrznych będą także przenoszone na kotwienie, ale w znacznie mniejszym stopniu z powodu podatności połączeń rygiel-stojak.

Badania podłoża gruntowych, na których ustawiane są rusztowania, pokazują, że rusztowania są montowane na słabych podłożach gruntowych o nierównomiernym zagęszczeniu. Z jednej strony nie dba się o jakość nasypów wokół budynków, z drugiej nie dba się o jakość posadowienia rusztowań jako konstrukcji tymczasowych. Ze względu na to, że na stan rusztowania ma wpływ wiele czynników, to w wynikach badań nie widoczne są korelacje pomiędzy nimi. Dlatego w następnym podrozdziale pokazany jest wpływ jakości posadowienia na

stany odkształcenia i naprężenia w elementach rusztowań na podstawie obliczeń statycznych, podczas których kontrolujemy badane parametry.

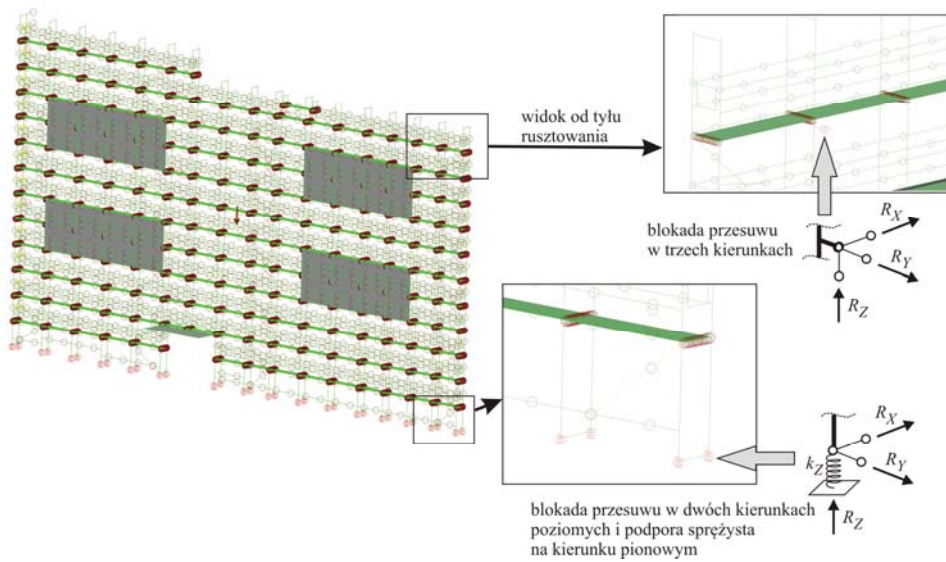
3.3. Wpływ jakości posadowienia na stan naprężenia w elementach rusztowań

Obciążenie geometryczne ma wpływ na stan naprężenia w konstrukcji. Jednak ocena tego wpływu nie jest możliwa na podstawie badań rusztowań w terenie. W związku z tym, w tym celu zostaną wykorzystane analizy numeryczne przykładowego rusztowania, a będzie to rusztowanie L12. Celem eliminacji różnych wpływów badania wykonano na rusztowaniu o idealnej geometrii a przykładanym obciążeniem statycznym są: charakterystyczny ciężar własny i charakterystyczne obciążenie użytkowe klasy 3 zgodnie z normą PN-EN 12811-1 czyli tylko obciążenia pionowe. Dzięki takiemu podejściu będzie można kontrolować wprowadzane obciążenia geometryczne i badać tylko ich wyizolowany wpływ.

Model numeryczny rusztowania pokazano na Rys. 3-19. Najważniejsze dane rusztowania są następujące:

- rusztowanie ramowe wykonane jest w systemie Plettac 70,
- liczba modułów – 16,
- liczba poziomów roboczych – 13,
- długość rusztowania – 45,0 m,
- wysokość rusztowania – 26,36 m,
- częstotści drgań własnych: pierwsza – 1,96 Hz, drgania podłużne; druga – 3,10 Hz, drgania prostopadłe do płaszczyzny rusztowania,
- średnia wartość imperfekcji 8,8 cm, maksymalna wartość imperfekcji 18,3 cm stwierdzona w badaniach rusztowania na budowie.

W przypadku tego rusztowania na budowie stwierdzono, że podkłady są wciśnięte w podłoże tak, jak widać na Rys. 3-20. W badaniach podłoża tego rusztowania otrzymano średni dynamiczny moduł odkształcenia $\bar{E}_{vd} = 14,5$ MPa. Po sprawdzeniu stanu granicznego nośności zgodnie ze wzorami (3-2) ÷ (3-8) stwierdzono, że obliczeniowe dopuszczalne obciążenie pod podkładem wynosi $q_{rd} = 160$ kPa a obliczeniowy nacisk podkładu na grunt, spowodowany działaniem ciężaru własnego, obciążenia użytkowego i wiatru prostopadłego do rusztowania (wariant II, Tab.2-1 w rozdziale 2), wynosi $q_{Ed} = 210$ kPa. Oznacza to, że warunek stanu granicznego nośności, zapisany równaniem (3-9) nie jest spełniony, co potwierdziło się w praktyce (Rys. 3-20). Podkłady rusztowania zapadły się w gruncie.



Rys. 3-19. Schemat statyczny rusztowania L12



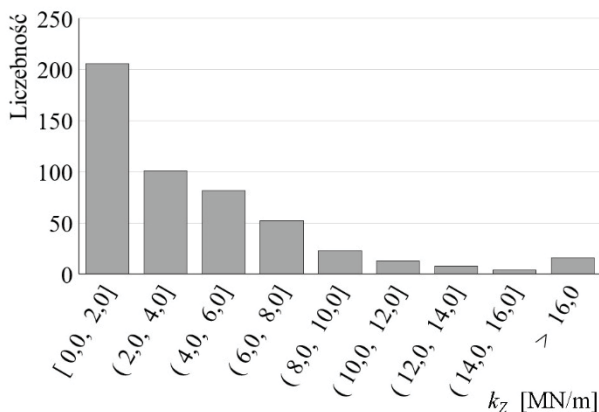
Rys. 3-20. Posadowienie rusztowania L12 na budowie [zdjęcia – projekt ORKWIZ]

Jeżeli rusztowanie osiada równomiernie, to dochodzi do podwieszenia konstrukcji na kotwach. Natomiast, gdy mamy nierównomierne zagęszczony grunt czyli może nastąpić nierównomierne osiadanie ram rusztowania, to oprócz podwieszenia na kotwach dochodzi do zmian w geometrii rusztowania, nierównomiernego rozłożenia obciążeń na ramy, do dodatkowych obciążeń stężeń i ogólnie do wzrostu wartości naprężenia w elementach konstrukcji. Te zagadnienia zostaną przedstawione na przykładzie dwóch przypadków:

- gdy różnice w podatności podłoża rozkładają się wzdłuż rusztowania,
- gdy podatność podłoża zmienia się w kierunku prostopadłym do ściany.

W pierwszym przypadku badanie wpływu różnicy osiadań podpór polega na porównaniu wyników obliczeń rusztowania, w którym w co drugiej podporze jest zmniejszona sztywność podpór w kierunku poziomym od 35,0 kN/m do 3500,0 kN/m. W pozostałych podporach jest stała sztywność podpór $k_{Zmax} = 3500,0 \text{ kN/m}$. Podobnie wykonano sprawdzenie wpływu zmian sztywności podłoża w kierunku prostopadłym do ściany. Tutaj przyjęto stałą wartość sztywności podpór po stronie zewnętrznej $k_{Zmax} = 3500,0 \text{ kN/m}$ a po stronie wewnętrznej rusztowania, tzn. od strony elewacji, sztywność zmieniana jest od 35,0 kN/m do 3500,0 kN/m.

Celem porównania analizowanego zakresu zmian sztywności w obliczeniach komputerowych ze stanem na budowach, na podstawie badań w terenie policzono ze wzoru (3-1) wartości sztywności podpór k_z , które zawierają się w przedziale od 126,0 kN/m do 56,0 MN/m. Na Rys. 3-21 pokazano histogram tych wartości, ale w zmniejszonym zakresie a mianowicie do 16,0 MN/m. Wyższe wartości wystąpiły tylko kilkanaście razy a pozostawienie ich na wykresie powodowało brak jego przejrzystości. Sztywność większości podpór rusztowań mieści się w zakresie od 0,0 MN/m do 4 MN/m czyli w zakresie, który podlegał badaniom.



Rys. 3-21. Histogram wartości sztywności podpór k_z wyznaczonych ze wzoru (3-1) na podstawie dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd}

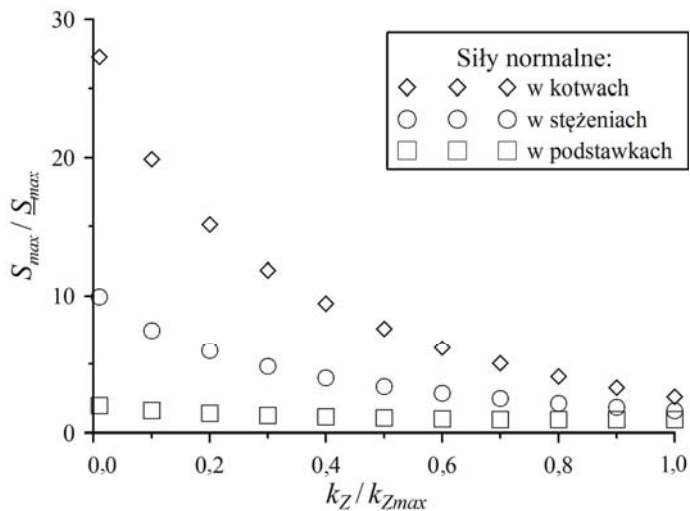
W wyniku liniowych obliczeń statycznych rusztowania L12 otrzymano między innymi siły wewnętrzne i naprężenia normalne, obliczone ze wzoru:

$$\sigma = \left| \frac{S}{A} \right| + \left| \frac{M_2}{W_2} \right| + \left| \frac{M_3}{W_3} \right|, \quad (3-24)$$

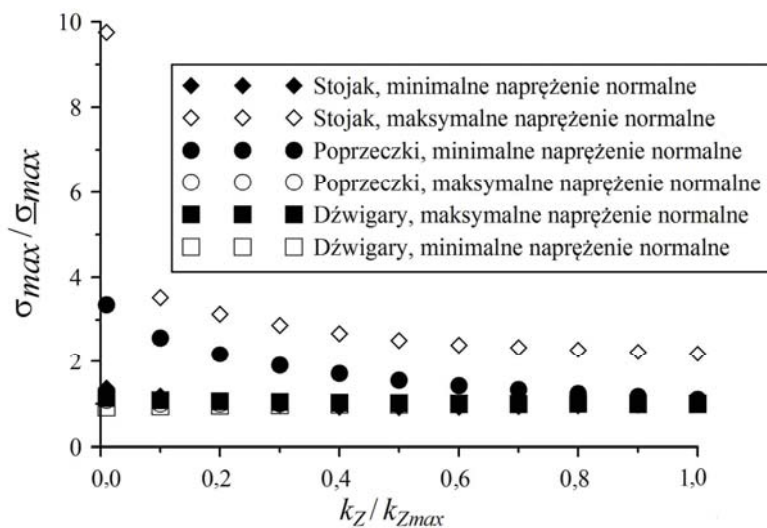
gdzie: S – siła normalna, M_2 – moment zginający względem 2 osi lokalnego układu współrzędnych, M_3 – moment zginający względem 3 osi lokalnego układu współrzędnych, A – pole przekroju poprzecznego elementu, W_2 – wskaźnik wytrzymałości przekroju przy zginaniu względem 2 osi lokalnego układu współrzędnych, W_3 – wskaźnik wytrzymałości przekroju przy zginaniu względem 3 osi lokalnego układu współrzędnych.

Na Rys. 3-22 ÷ 3-25 pokazano jak zmieniają się maksymalne siły normalne S_{max} i ekstremalne naprężenia normalne σ_{max} w elementach rusztowania w stosunku do odpowiednich wartości maksymalnych sił normalnych S_{max} i ekstremalnego naprężenia normalnego σ_{max} , uzyskanych w obliczeniach przy $k_{Zmax} = 3500,0$ kN/m. Na tych rysunkach podano zależności zmian wyężenia elementów od ilorazu zmienianej sztywności podpór k_Z do sztywności $k_{Zmax} = 3500,0$ kN/m. Ponieważ sztywność k_Z przy tej samej wielkości podkładów jest wprost proporcjonalna do wtórnego modułu odkształcenia E_2 , to można przedstawione zależności przenieść na zależności pomiędzy siłami wewnętrznymi w rusztowaniu a równomiernością zagęszczenia podłoża, reprezentowaną przez moduły odkształcenia wtórnego E_2 i dynamicznego E_{vd} .

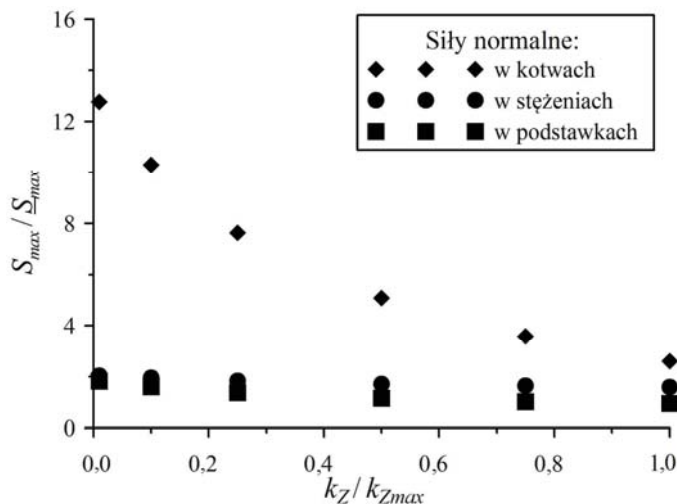
Nierównomierne osiadanie podpór wzdłuż rusztowania powoduje wzrost sił wewnętrznych we wszystkich elementach z powodu wzrostu sił normalnych lub momentów zginających. Na przykład przy ilorazie $k_Z / k_{Zmax} = 0,5$ naprężenia w stojakach wzrastają niemal trzykrotnie a siły normalne w kotwach pięciokrotnie. Na nierównomierności podłoża w kierunku prostopadłym do ściany najbardziej wrażliwe są kotwy i poprzeczki. Zjawisko to będzie mniej uciążliwe w rusztowaniach modułowych niż w rusztowaniach ramowych. W tych pierwszych, dzięki połączeniom podatnym na obrót, momenty zginające w poprzeczkach będą mniejsze niż w rusztowaniach ramowych, gdzie te połączenia są sztywne.



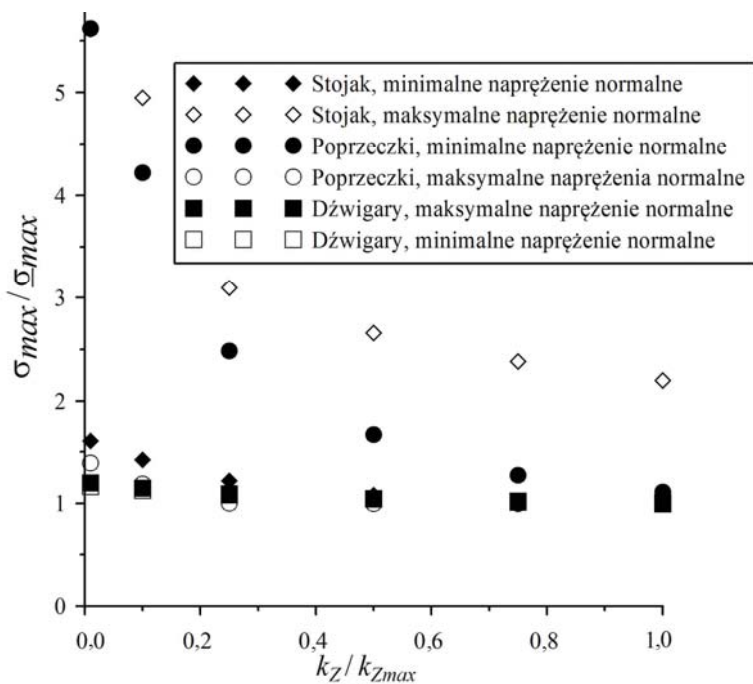
Rys. 3-22. Porównanie zmian sił normalnych w wybranych elementach w zależności od ilorazu sztywności podpór k_z / k_{zmax} przy zmianach sztywności podpór wzdłuż rusztowania



Rys. 3-23. Porównanie zmian naprężenia normalnego w wybranych elementach w zależności od ilorazu sztywności podpór k_z / k_{zmax} przy zmianach sztywności podpór wzdłuż rusztowania



Rys. 3-24. Zmiany sił normalnych w wybranych elementach w zależności od ilorazu sztywności podpór k_z / k_{zmax} przy zmianach sztywności podpór od strony elewacji



Rys. 3-25. Zmiany naprężenia normalnego w wybranych elementach w zależności od ilorazu sztywności podpór k_z / k_{zmax} przy zmianach sztywności podpór od strony elewacji

Wyniki, przedstawione w tym podrozdziale, dotyczą jednego rusztowania, ale już na tej podstawie można ocenić, że osiadanie podłoża jest niebezpieczne. Ponieważ, ani w czasie prowadzenia obliczeń rusztowań do dokumentacji techniczno-ruchowej rusztowań, ani podczas projektowania rusztowań nietypowych, nie uwzględnia się nierównomierności zagęszczenia podłoża i jego słabej nośności, należy to uwzględnić podczas wznoszenia rusztowania. To zagadnienie jest omawiane w podrozdziale 3.4.

3.4. Warunki prawidłowego posadowienia rusztowania

W przypadku osiadania gruntu, można uniknąć tego rodzaju obciążenia, a na pewno należy minimalizować wpływ osiadania gruntu na rusztowanie.

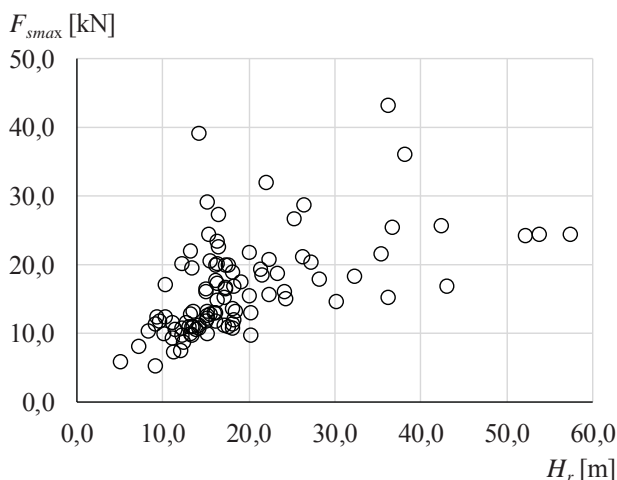
Podstawowym warunkiem jest prawidłowe ustawienie rusztowania na podkładach i niedopuszczenie do penetracji gruntu przez wodę. Dokładne zalecenia w tym zakresie opisali Kmiecik i in. (2018) a poniżej odniesiono się tylko do możliwości oceny nośności gruntu na budowie.

Ponadto konieczne jest zagęszczanie podłoża gruntowego, kontrolowane przez pomiary sondą dynamiczną lub w ostateczności przy gruntach spoistych sondą statyczną. Jeżeli zagęszczenie rodzimego gruntu nie daje gwarancji uzyskania prawidłowej nośności, to należy tę nośność uzyskać poprzez zastosowanie jednej z następujących opcji:

- grunt wymienić na piasek gruby do głębokości około 0,5 m i oczywiście odpowiednio zagęścić,
- zastosować chudy beton,
- zastosować płyty betonowe.

Rusztowanie powinno być posadowione na gruncie równomiernie zagęszczonym o odpowiedniej nośności. Dokładna odpowiedź na pytanie jaka nośność gruntu jest potrzebna, wymaga wykonania badań podłoża, znajomości sił nacisku na grunt, przekazywanych ze stojaków i wykonania obliczeń zgodnie ze wzorami (3-2) ÷ (3-9). W celu oszacowania czy dane podłoże jest prawidłowo przygotowane można skorzystać z danych, zamieszczonych na Rys. 3-26 i 3-27. Na Rys. 3-26 zestawiono w odniesieniu do ponad 100 rusztowań informacje o wartościach maksymalnych sił nacisku z jednego stojaka na podkład zgodnie z normą PN-EN 12811-1. W obliczeniach sił nacisku modele rusztowań miały rzeczywistą geometrię, a więc pokazane siły uwzględniają także fakt możliwości wzrostu sił nacisku z powodu imperfekcji. Na podstawie wysokości rusztowania można oszacować wartość siły nacisku. Jak widać na Rys. 3-26, może się zdarzyć, że przy niskich rusztowaniach też wystąpią większe siły. To są sytuacje, gdy rusztowanie nie ma regularnej budowy, np. gdy część rusztowania jest podwieszona. Większość rusztowań o wysokości do 20 m przekazuje na grunt nacisk w pojedynczym stojaku do 15 kN. Po oszacowaniu siły na podstawie Rys. 3-26 można oszacować minimalną wartość dynamicznego modułu odkształcenia z Rys. 3-27. Na tym rysunku pokazano jak zmienia się obliczeniowa

nośność gruntu q_{rd} w zależności od rodzaju gruntu, jego uziarnienia i wielkości podkładu. Pokazano również za pomocą czarnych linii wartości maksymalnego naprężenia, jakie mogą powstać pod podkładem przy sile umieszczonej na linii, czyli wartości q_{Ed} ze wzoru (3-9). Spełnienie warunku, opisanego wzorem (3-9) wymaga, aby podłoże gruntowe charakteryzowało się takim dynamicznym modułem odkształcenia E_{vd} , aby obliczeniowa nośność gruntu q_{rd} była większa od nacisku podkładu na grunt czyli punkt odczytany na wykresie przy danej wartości dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} był powyżej czarnej linii (por. Rys. 3-27).

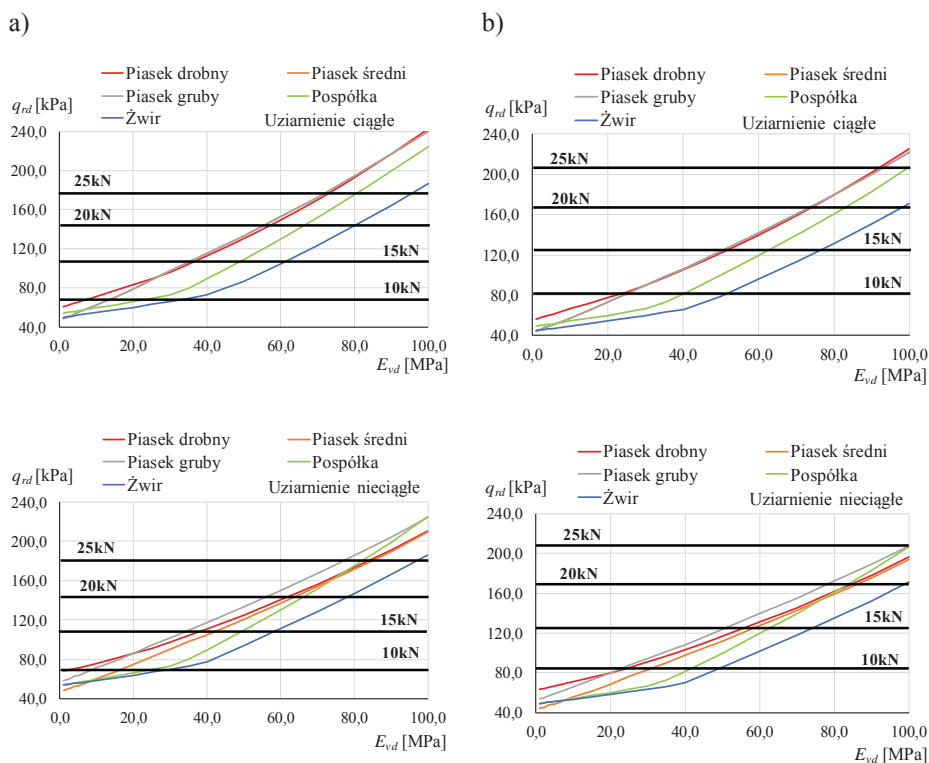


Rys. 3-26. Zależność pomiędzy naciskiem z jednego stojaka i wysokością rusztowania, obciążonego zgodnie z normą PN-EN 12811-1 (wariant II, Tab.2-1 w rozdziale 2)

Rys. 3-27 jest przygotowany tylko w przypadku, gdy rusztowanie jest posadowione na gruncie niespoistym, ponieważ sonda dynamiczna służy do pomiaru dynamicznego modułu odkształcenia tego typu gruntów. Jednak, jeżeli grunt zawiera domieszki gruntów spoistych, na przykład gliny, to taki grunt ma większą spójność efektywną i dzięki temu nośność podłoża wzrośnie. Oznacza to, że gdy skorzystamy z Rys. 3-27, to uzyskamy wynik bezpieczniejszy w odniesieniu do konstrukcji. Jednak warunkiem, aby tak było, i to zarówno przy gruntach spoistych jak i niespoistych, jest niedopuszczenie do podmycia rusztowania i nie stawianie rusztowania w gruncie rozmokłym. W takim przypadku w ogóle nie można określać nośności, bo grunt rozmokły nie jest w stanie przenieść żadnego obciążenia.

Rozważmy przypadek rusztowania o 5 poziomach roboczych, które będzie miało wysokość około 11 m i dokonajmy oszacowania wartości minimalnej dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} . Z Rys. 3-26 wynika, że siła nacisku

stojaka na podkład nie powinna być większa niż 13 kN. Nie ma odpowiedniej linii na Rys. 3-27, ale możemy ją nanieść za pomocą interpolacji. Nacisk na podłoże przy stałym wymiarze podkładu jest wprost proporcjonalny do siły pionowej, przekazywanej z podstawki na podkład, a więc granica odpowiadająca wartości siły 13 kN będzie się znajdowała pomiędzy liniami, narysowanymi w odniesieniu do wartości 10 kN i 15 kN. Punkt przecięcia linii granicznej z odpowiednim wykresem wskazuje minimalną wartość modułu dynamicznego odkształcenia E_{vd} , czyli, jeżeli stawiamy to rusztowanie na podłożu gruntowym, którym jest piasek gruby o uziarnieniu nieciągłym, to przy podkładzie o wymiarach $1,10 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$ moduł dynamiczny powinien wynosić co najmniej 25 MPa a przy podkładzie o wymiarach $1,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$ powinien wynosić co najmniej 40 MPa. Oczywiście poza tak oszacowaną minimalną wartością E_{vd} , podłoże gruntowe powinno się charakteryzować równomiernością zagęszczenia czyli wartości E_{vd} , uzyskane z badań sondą dynamiczną wzdłuż rusztowania, powinny być do siebie zbliżone. Tak, jak podał Wiłun (2003) i zgodnie z normą PN-B-03020 granicę zmienności modułu odkształcenia E_{vd} można przyjąć jako równą 20%.

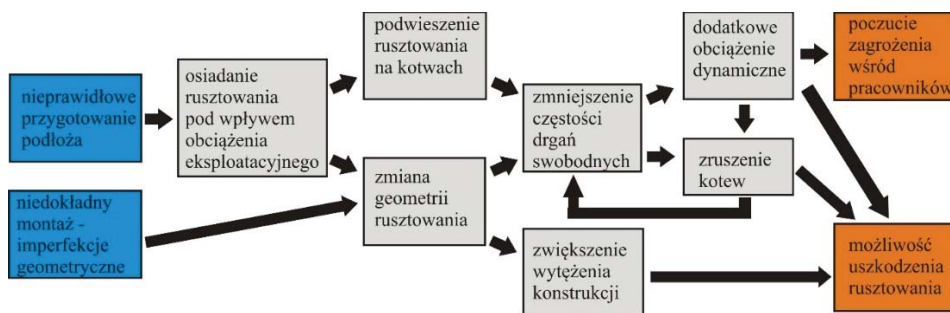


Rys. 3-27. Wykresy nośności podłoża w zależności od dynamicznego modułu odkształcenia E_{vd} przy wymiarach podkładu: a) $1,10 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$, b) $1,20 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$

Prawidłowe przygotowanie posadowienia rusztowania na podłożu gruntowym o wartości modułu dynamicznego, gwarantującego spełnienie warunku stanu granicznego nośności (3-2), o zmienności modułu odkształcenia E_{vd} do 20% oraz prawidłowe postawienie rusztowania na podkładach i niedopuszczenie do podmycia podkładów ograniczy znacząco wykorzystanie nośności przekrojów konstrukcji.

3.5. Podsumowanie

Skutki nieprawidłowego ustawienia podkładów i jakości podłoża widoczne są w trakcie użytkowania rusztowań na budowach. Rusztowania podlegają znacznym deformacjom, które stwierdzono podczas pomiarów geodezyjnych rusztowań. Podwieszają się na kotwach, powodując ścinanie materiału ściany, w której jest zrealizowane kotwienie. Z tego powodu kotwienie jest naruszone i albo całkowicie przestaje działać albo pozwala na ruch rusztowania. Efektem tego jest zmniejszenie sztywności rusztowania i zmniejszenie wartości częstotliwości drgań swobodnych konstrukcji, to natomiast skutkuje większą podatnością rusztowania na obciążenia dynamiczne typu chodzenie ludzi lub działanie dynamiczne wiatru. Wymienione działania dynamiczne w połączeniu z podatnością gruntu powiększają negatywne skutki pierwotnych efektów nieprawidłowego montażu rusztowania i posadowienia na gruncie. Całość opisanego zjawiska ujęto na tabelarycznym schemacie na Rys. 3-28.



Rys. 3-28. Wpływ jakości podłoża na funkcjonalność rusztowania (Błazik-Borowa i in.(2017b))

Jak łatwo zauważyć jakość posadowienia podłoża ma wpływ nie tylko na powstawanie obciążeń geometrycznych, ale również generuje kolejne zagrożenia. Te zagadnienia są opisane w dalszej części monografii. Zagadnienie imperfekcji w rusztowaniach zostało opisane w następnym rozdziale a problem wpływu obciążeń dynamicznych, który staje się istotny przy niskich częstotliwościach drgań swobodnych konstrukcji, został opisany w rozdziale 6.



ROZDZIAŁ 4.

**IMPERFEKCJE GEOMETRYCZNE
W RUSZTOWANIACH**



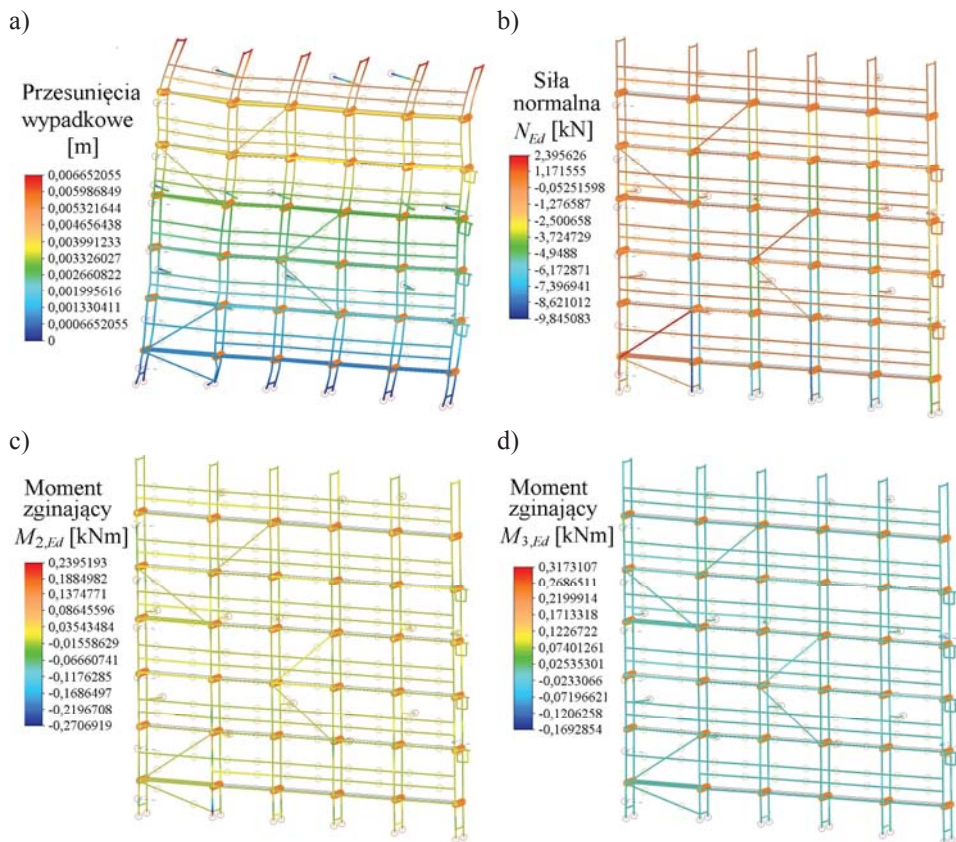
4. Imperfekcje geometryczne w rusztowaniach

4.1. Wprowadzenie

Elementy rusztowań budowlanych są tak konstruowane, aby ich montaż w pełną konstrukcję nie był uciążliwy. Dlatego między innymi w połączeniach elementów mogą występować luzy, np. w połączeniach stojaków, a połączenia rusztowań modułowych wykazują się dużą podatnością na zginanie. Dodatkowo każdy z elementów jest wielokrotnie wykorzystywany w kolejnych rusztowaniach. To są powody powstawania imperfekcji geometrycznych w rusztowaniach, ale nie są to jedyne powody tego stanu. Na geometrię rusztowania ma również wpływ jakość montażu i tak, jak to napisano w poprzednim rozdziale, przygotowanie podłoża gruntowego, na którym stawiane jest rusztowanie.

Problematyka imperfekcji w rusztowaniach jest poruszana niemal w każdym artykule, w którym analizowana jest nośność rusztowań. W badanych rusztowaniach są wprowadzane imperfekcje albo o zadanej wartości na każdym poziomie rusztowania lub zgodnie z formą wybożenia. Maksymalna wielkość imperfekcji jest zwykle zgodna z zaleceniami normowymi, obowiązującymi w kraju autorów prac. Do tych prac można zaliczyć opracowania Weesnera i Jonesa (2001), Yu i in. (2007), Liu i in. (2010), Prabhakarana i in. (2011), Liu i in. (2016), Cimellaro i Domaneschi (2017). W wymienionych pracach wszyscy autorzy potwierdzają negatywny wpływ imperfekcji geometrycznych na zachowanie się rusztowań pod wpływem obciążeń statycznych (tylko takie są badane w wymienionych pracach), ale temat imperfekcji jest tylko elementem, towarzyszącym właściwym badaniom, które dotyczą głównie podatności węzłów i stateczności rusztowań. Natomiast Błazik-Borowa i Gontarz (2016) podjęli się badań, obejmujących wyłącznie analizę wpływu imperfekcji geometrycznych na stany naprężenia w rusztowaniach. Wykonali nieliniowe analizy statyczne rusztowań z przechyłowymi imperfekcjami w zakresie od 0,0 cm do 4,0 cm i potwierdzili, że imperfekcje mają niekorzystny wpływ na siły wewnętrzne w elementach rusztowania. Wielkość imperfekcji wpływa przede wszystkim na wzrost sił wewnętrznych w słupkach ram i stężeniach. Siły wewnętrzne w stężeniach, niezależnie od rodzaju obciążenia, reagują przede wszystkim na imperfekcje równoległe do rusztowania. Natomiast siły wewnętrzne w słupkach są wrażliwe na imperfekcje w dowolnym kierunku, ale głównie w sytuacji, gdy rusztowanie jest poddane działaniu obciążenia pionowego. Ponadto wpływ imperfekcji na siły wewnętrzne jest największy w dolnych elementach rusztowania, gdzie występują największe siły normalne. Imperfekcje powodują, że siły normalne w elementach działają na mimośrodach a to doprowadza do wzrostu momentów zginających. Inaczej mówiąc, imperfekcje w rusztowaniach budowlanych są większym problemem niż w innych konstrukcjach stalowych lub

aluminiowych i muszą być konieczne uwzględnione na etapie projektowania, gdyż mają one niejednokrotnie niekorzystny wpływ na zachowanie konstrukcji pod wpływem obciążenia statycznego.



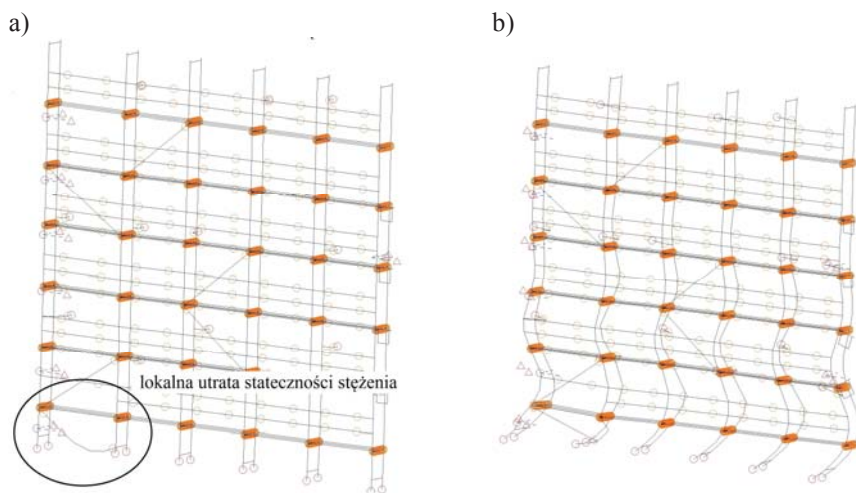
Rys. 4-1. Przykładowe wyniki liniowych obliczeń statycznych rusztowania W12 przy obciążeniu kombinacją I (por. Tab.2-1, rozdział 2): a) przemieszczenia wypadkowe, b) siły normalne N_{Ed} c) momenty zginające $M_{2,Ed}$, d) momenty zginające $M_{3,Ed}$

Przed przystąpieniem do omawiania zagadnień, związanych z występowaniem imperfekcji w rusztowaniach, przytoczone zostaną jeszcze niezbędne definicje, stosowane w mechanice konstrukcji (por. na przykład Branicki i in. (1991), Ciesielski i in. (1991), Borkowski i in. (1995)). W ramach obliczeń statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji wykonujemy obliczenia statyczne i stateczności. Wynikiem tych pierwszych są przemieszczenia i siły wewnętrzne (Rys. 4-1). Wynikiem analizy stateczności jest forma wyboczenia i mnożnik krytycznego obciążenia α_{cr} . Forma wyboczenia to kształt konstrukcji, jaki przyjmie podczas utraty stateczności. Utrata stateczności oznacza wzrost

przemieszczeń przy przekroczeniu obciążenia krytycznego, które jest równe iloczynowi mnożnika krytycznego obciążenia α_{cr} i zadanego obciążenia. Formy utraty stateczności konstrukcji można podzielić na:

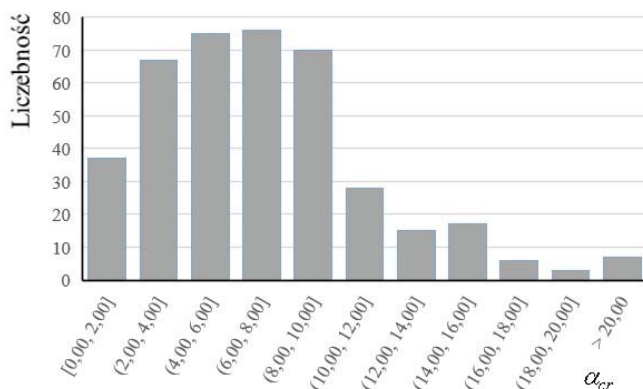
- lokalne, gdy dotyczą pojedynczych elementów (Rys. 4-2a),
- globalne, gdy dotyczą całej konstrukcji (Rys. 4-2b).

W rusztowaniach zwykle mamy do czynienia z globalną utratą stateczności a jeżeli dochodzi do lokalnej utraty stateczności, to dotyczy stężeń, ponieważ są one łączone z pozostałymi elementami za pomocą połączeń przegubowych i są dołączane do węzłów na mimośrodku.



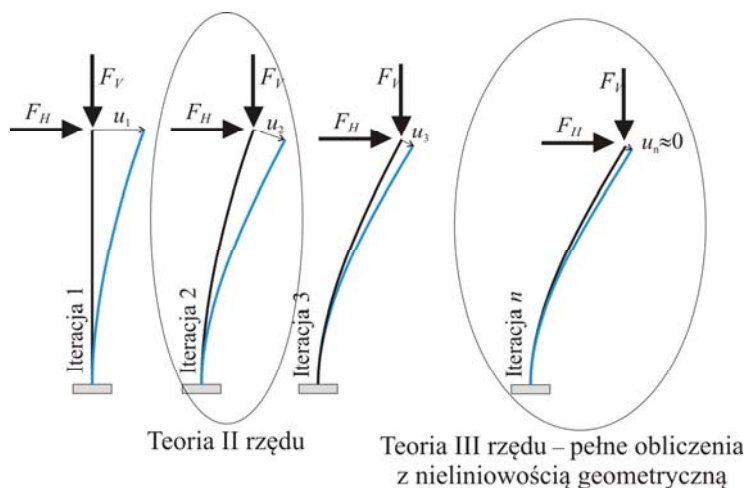
Rys. 4-2. Forma wyboczenia: a) z utratą stateczności lokalnej przy $\alpha_{cr} = 14,65$ przy kombinacji obciążeń I, b) z utratą stateczności globalną przy $\alpha_{cr} = 16,78$ przy kombinacji obciążeń II (por. Tab.2-1, rozdział 2)

Współczynniki krytyczne obciążenia α_{cr} w analizie stateczności rusztowań przyjmują dość niskie wartości przy obciążeniach normowych. Histogram wartości współczynników α_{cr} , obliczonych w odniesieniu do ponad 100 rusztowań w Polsce przy kombinacjach obciążeń od I do IV według Tab. 2-1 (por. rozdział 2), przedstawiono na Rys. 4-3. Norma PN-EN 12810-2 w przypadku rusztowań modułowych i rusztowań fasadowych, w odniesieniu do których w analizie stateczności otrzymano $\alpha_{cr} < 2$, zaleca wykonywanie analiz statycznych z uwzględnieniem teorii II rzędu. Natomiast normy do projektowania konstrukcji stalowych PN-EN 1993-1-1 i aluminiowych PN-EN 1999-1-1 zalecają, aby tego typu obliczenia wykonywać przy $\alpha_{cr} < 10$. Jak widać na Rys. 4-3, współczynnik ten w odniesieniu do większości rusztowań jest mniejszy od 10.



Rys. 4-3. Histogram wartości krytycznego mnożnika obciążenia α_{cr} w odniesieniu do kombinacji obciążeń od I do IV według Tab. 2-1 (por. rozdział 2)

Liniowe obliczenia statyczne są wykonywane przy założeniu małych przemieszczeń. W przypadku konstrukcji prętowych takich, jak rusztowania mogą wystąpić duże przemieszczenia. W takiej sytuacji należy w obliczeniach uwzględnić zmianę geometrii konstrukcji, której konsekwencją jest wzrost sił wewnętrznych a przede wszystkim momentów zginających. W literaturze rozróżnia się teorię II rzędu i obliczenia nieliniowe z nieliniowością geometryczną, nazywane również teorią III rzędu. Ideę stosowania teorii II rzędu i pełnych nieliniowych analiz statycznych, przedstawiono na Rys. 4-4. Pod wpływem obciążenia poziomego wspornik się odkształca a jego koniec przesuwają się w poziomie. Z tego powodu pionowa siła F wywołuje w przekrojach pręta nie tylko siłę normalną, ale również moment zginający oraz dalsze poziome i pionowe przesunięcie punktu przyłożenia siły F . Tak, jak w przypadku obliczeń liniowych, w odniesieniu do tego układu istnieje stan równowagi pomiędzy obciążeniami i odpowiedzią konstrukcji, ale jej ustalenie wymaga wykonania szeregu iteracji czyli obliczeń statycznych z nieliniowością geometryczną. Jeżeli w obliczeniach wykonywana jest tylko pierwsza iteracja, to obliczenia takie nazywane są obliczeniami według teorii II rzędu. Istotne jest również to, że w teorii III rzędu jednej częstości drgań własnych może odpowiadać kilka postaci drgań własnych (por. Warmiński (2011)). Metody rozwiązywania tego typu zadań są opisane np. we wcześniej przytoczonych pracach Branickiego i in. (1991), Ciesielskiego i in. (1991), Borkowskiego i in. (1995), ale także w pracach Rakowskiego i Kacprzyka (2016), Chmielewskiego i Nowaka (2002), Chmielewskiego i in. (2016) i wielu innych.



Rys. 4-4. Idea statycznych obliczeń z nieliniowością geometryczną

W obliczeniach nieliniowych możemy też stosować nieliniowe modele materiałów tzw. nieliniowość fizyczną, pozwalającą, na przykład, na uwzględnienie zmiany charakteru wykresu σ - ε po przekroczeniu granicy plastyczności. Tego typu obliczenia nazywane są obliczeniami z nieliniowością materiałową.

Powyżej przytoczone podstawowe informacje z mechaniki konstrukcji zostaną wykorzystane w niniejszym rozdziale podczas omawiania zaleceń normowych, dotyczących uwzględniania imperfekcji w rusztowaniach. W tym rozdziale pokazane zostaną również metody pomiaru imperfekcji w rusztowaniach a następnie wyniki pomiarów geometrii rusztowań na budowach wraz z ich analizami statystycznymi.

4.2. Imperfekcje geometryczne w normach

Niedoskonałości w konstrukcjach budowlanych dzielą się na imperfekcje materiałowe i geometryczne. Imperfekcje materiałowe i imperfekcje geometryczne, wymienione w normach PN-EN 1090-2, PN-EN 1090-3 i PN-EN 12810-1, nie przekraczające wartości określonych w tych normach, są uwzględnione w częściowym współczynniku bezpieczeństwa γ_M . Natomiast poniżej opisane są zalecenia normowe, dotyczące tylko imperfekcji geometrycznych, które nie są kontrolowane w toku produkcji elementów i powstają w trakcie montażu rusztowania a następnie zwiększają się podczas użytkowania rusztowania.

Ze względu na specyfikę rusztowań zalecenia na temat uwzględniania niedoskonałości geometrycznych znalazły się w normie PN-EN 12811-1 i są uściśleniem zaleceń, znajdujących się w odniesieniu do rusztowań stalowych

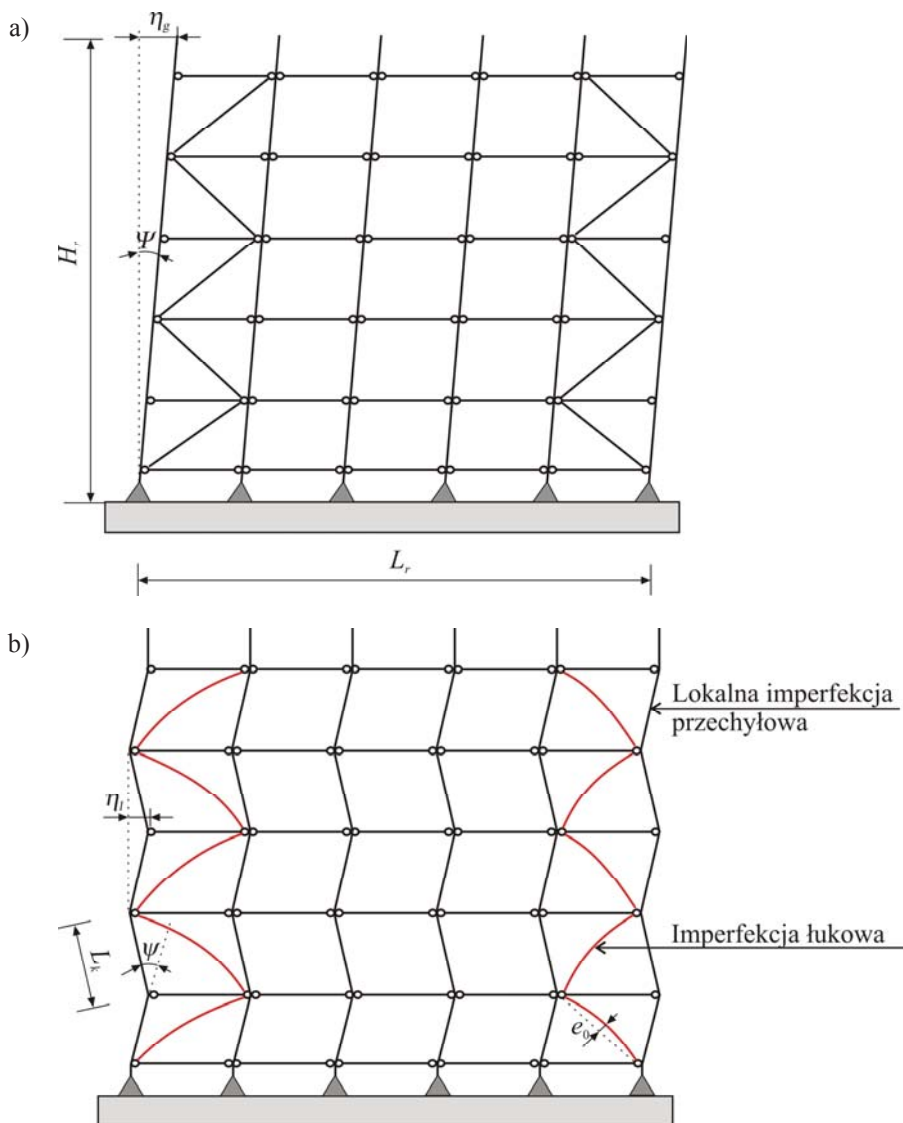
w normie PN-EN 1993-1-1 a w przypadku rusztowań aluminiowych w normie PN-EN 1999-1-1. Zalecenia obu norm pokrywają się w tym zakresie. Przede wszystkim wszystkie wymienione normy zalecają uwzględnianie imperfekcji geometrycznych. W normach wyróżnia się dwa rodzaje imperfekcji geometrycznych: łukowe jako wygięcia pojedynczych elementów i imperfekcje przechyłowe wynikające z przechylenia się całej konstrukcji. Przyjęto, że dalej będzie stosowana wymieniona nomenklatura z tym, że imperfekcje przechyłowe zostaną podzielone na dwie kategorie:

- przechyłowe imperfekcje globalne, którymi będą nazywane wychylenia całych pionów rusztowań w jedną stronę (Rys. 4-5a),
- przechyłowe imperfekcje lokalne, którymi będą nazywane przesunięcia węzłów o różnych zwrotach względem idealnej geometrii rusztowania (Rys. 4-5b).

Według zaleceń normowych imperfekcje geometryczne w modelu rusztowania można uwzględnić za pomocą trzech sposobów:

- poprzez wprowadzenie w geometrii regularnych zmian kształtu stężeń i pionów ram,
- wprowadzenie w geometrii imperfekcji, dzięki którym rusztowanie przyjmie kształt, odpowiadający formie wyboczenia,
- poprzez wprowadzenie zastępczych obciążeń.

W pierwszym sposobie, imperfekcje łukowe należy modelować w odniesieniu do elementów, w przypadku których można się spodziewać utraty stateczności lokalnej czyli stężeń. Kształt imperfekcji łukowych stężeń jest pokazany na Rys. 4-5b. Zalecane w normach wielkości mimośrodów e_0 zależą od materiału z jakiego wykonany jest element. W przypadku stalowych rur mimośród powinien wynosić $L_k/200$ (gdzie L_k – długość komponentu), gdy wykonywane są obliczenia liniowe, lub $L_k/150$, gdy wykonywane są obliczenia z uwzględnieniem nieliniowości materiałowych. W przypadku elementów aluminiowych wielkości strzałek łuku zależą od rodzaju aluminium, z jakiego element jest wykonany. Natomiast uznaje się uzasadnionym uwzględnienie większych wartości strzałek łuków, które są takie jak wyżej podano w odniesieniu do stali.



Rys. 4-5. Schematy imperfekcji na rusztowaniach: a) globalne imperfekcje przechyłowe, b) imperfekcje lokalne

Imperfekcje przechyłowe stosujemy poprzez przesunięcie połączeń stojaków, bez zmiany geometrii pojedynczych stojaków. Wszystkie trzy normy PN-EN 1993-1-1, PN-EN 1999-1-1 i PN-EN 12811-1, podają te same wzory, które należy wykorzystać do określenia kąta przechylenia ram a następnie przesunięcia węzłów (punktów połączeń stojaków). Jednak w normach konstrukcyjnych jest to zarówno kąt imperfekcji globalnych Ψ jak i lokalnych ψ .

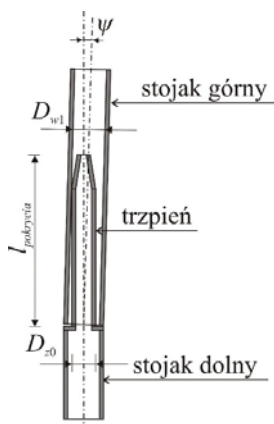
Natomiast w przypadku normy rusztowaniowej jest to kąt pomiędzy osiami ram, ustawionych jedna nad drugą czyli jest to kąt przechyłowych imperfekcji lokalnych ψ i takie imperfekcje zgodnie z zaleceniami PN-EN 12811-1 należy uwzględnić w rusztowaniach. Maksymalne wychylenie węzłów od idealnej geometrii wyznaczamy ze wzoru:

$$\eta_l = L_k \tan \psi, \quad (4-1)$$

gdzie L_k jest długością stojaka a kąt przechylenia stojaka ψ opisany jest wzorem

$$\tan \psi = \frac{D_{w1} - D_{z0}}{l_{pokrycia}}. \quad (4-2)$$

Oznaczenia ze wzoru (4-2) pokazano na Rys. 4-6.



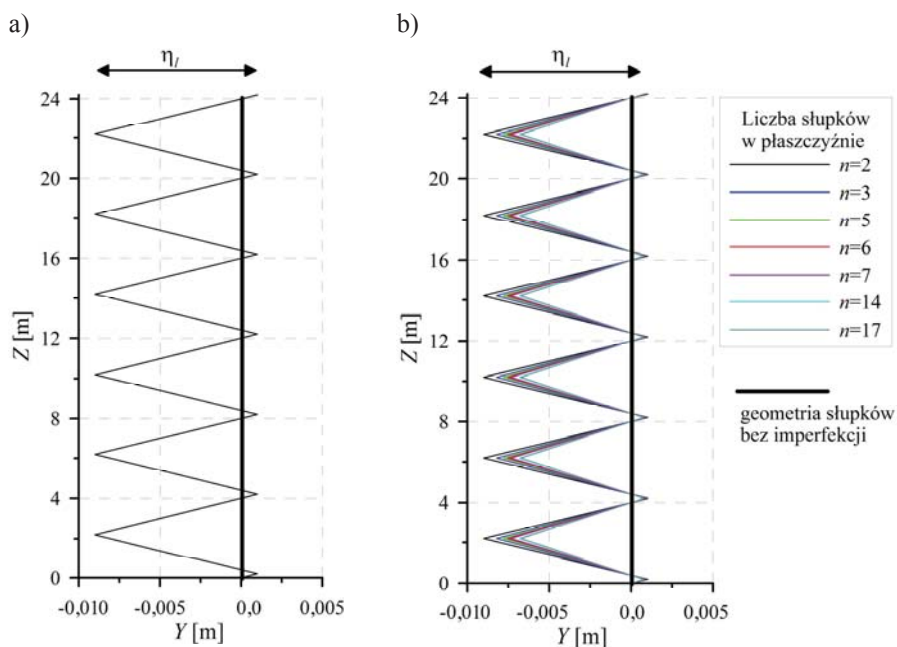
Rys. 4-6. Oznaczenia do wzoru (4-2)

Najmniejsza wartość kąta ψ jaką należy zastosować wynosi $\tan \psi = 0,01$. W celu porównania tej wielkości z wartościami, jakie mogą wystąpić w rusztowaniach, przytoczone zostaną dane w odniesieniu do rusztowania modułowego ALUROTAX. Wewnętrzna średnica rury stojaka wynosi $D_{w1} = 48,3 \text{ mm} - 8,0 \text{ mm} = 40,3 \text{ mm}$, zewnętrzna rura trzpień wynosi $D_{z0} = 38,0 \text{ mm}$ a długość pokrycia elementów $l_{pokrycia} = 160,0 \text{ mm}$. W odniesieniu do tych danych uzyskujemy $\tan \psi = 0,014$ czyli jest to wartość większa niż minimalna. Jednak w analizach statyczno-wytrzymałościowych tego systemu stosuje się przechyłowe imperfekcje lokalne o najmniejszej wartości dopuszczalnej czyli $\tan \psi = 0,01$ a producent systemu zaleca w instrukcjach montażu systemu kontrolę geometrii rusztowania w celu nie przekroczenia wymienione wartości kąta przechylenia ram.

Geometria rusztowania jest tworzona poprzez przesunięcie pomostów względem siebie o odległość η . Przesunięcia pomostów mogą być realizowane wzdłuż rusztowania lub w kierunku prostopadłym do płaszczyzny rusztowania. Ponieważ imperfekcje należy zawsze kierować w kierunku najbardziej niekorzystnym, to kombinacje obciążeń z wiatrem skierowanym wzdłuż rusztowania należy przykładać do rusztowań z imperfekcjami równoległymi do rusztowania i, odpowiednio, kombinacje obciążeń z wiatrem prostopadłym do rusztowania należy przykładać do rusztowania, gdzie imperfekcje zostały wprowadzone na kierunku prostopadłym do rusztowania. Na Rys. 4-7 pokazano wzajemny układ stojaków jednego pionu po wprowadzeniu lokalnych imperfekcji przechyłowych. Na wielkość imperfekcji poza kątami przechyłu ma również wpływ liczba stojaków w danej płaszczyźnie. Uwzględnienie imperfekcji globalnych przy wietrze równoległym do płaszczyzny rusztowania oznacza wprowadzanie imperfekcji w kierunku, gdzie mamy zwykle cały zestaw stojaków. W takim przypadku kąt przechyłu stojaków jest liczony ze wzoru:

$$\tan\psi_n = \sqrt{0,5 + \frac{1}{n} \tan\psi}, \quad (4-3)$$

gdzie n – liczba płaszczyzn ram w rusztowaniu.



Rys. 4-7. Układ stojaków po wprowadzeniu imperfekcji przy $\tan\psi=0,01$: a) w kierunku prostopadłym do płaszczyzny rusztowania, b) wzdłuż rusztowania

Drugi sposób uwzględniania imperfekcji geometrycznych polega na zmianie geometrii rusztowania w taki sposób, aby uzyskany kształt rusztowania odpowiadał jego formie wybożenia. To oznacza, że formę wybożenia, a właściwie kilka form wybożenia, trzeba obliczyć. Dlatego przed przystąpieniem do obliczeń statycznych należy wykonać analizę stateczności przy wszystkich kombinacjach obciążeń, działających na rusztowanie o idealnej geometrii. W ten sposób otrzymujemy współczynniki α_{cr} i formy wybożenia przy każdej z kombinacji obciążeń. Dalsze obliczenia statyczne każdej z kombinacji obciążeń będą wykonywane na innej geometrii, ponieważ każdej kombinacji obciążeń odpowiada inna forma wybożenia. Tu należy zwrócić uwagę, że w obliczeniach stateczności uzyskujemy przemieszczenia, które mają wartości znormalizowane i służą do pokazania kształtu rusztowania podczas utraty stateczności. Nie są to rzeczywiste przemieszczenia, występujące w konstrukcji rusztowania, i dlatego w odniesieniu do każdej kombinacji należy odczytać znormalizowane przemieszczenia a następnie tak je przeskalować, aby w miejscu maksymalnych przemieszczeń uzyskać odchyłkę od idealnej geometrii, obliczoną ze wzoru (4-1). Do tak zmodyfikowanej geometrii rusztowania przykładamy odpowiednią kombinację obciążeń i wykonujemy obliczenia statyczne.

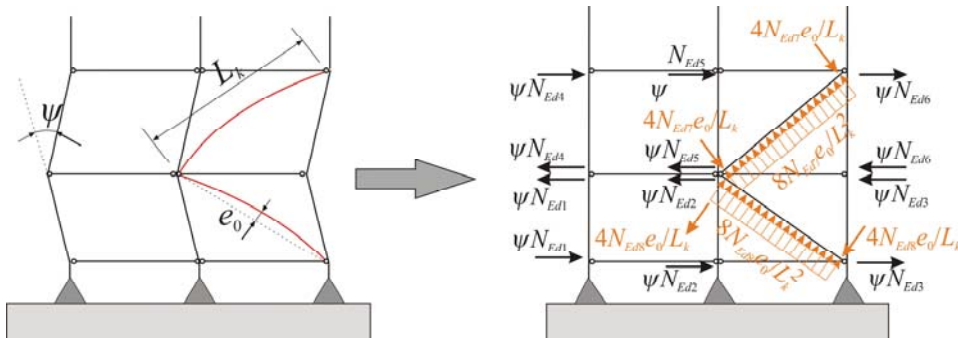
Innym sposobem uwzględniania niedoskonałości geometrycznych, zalecaną w normach, jest zastąpienie ich dodatkowymi siłami poziomymi, przykładanymi do rusztowania o idealnej geometrii tak, jak pokazano to na Rys. 4-8. Imperfekcję przechyłową stojaka można zastąpić parą sił poziomych o wartości ψN_{Ed} , przyłożonych na końcach elementów. Natomiast imperfekcje łukowe można zastąpić obciążeniem równomiernie rozłożonym na elemencie o wartości obliczonej ze wzoru:

$$8N_{Ed}e_0/L_k^2 \quad (4-4)$$

i dwoma siłami o zwrotach przeciwnych do obciążenia ciągłego, obliczonych ze wzoru:

$$4N_{Ed}e_0/L_k. \quad (4-5)$$

Jak pokazano na Rys. 4-8, dodatkowe siły sumują się w węzłach. We wzorach (4-4) i (4-5) występuje siła normalna N_{Ed} . Jest to wartość siły normalnej w danym elemencie otrzymana w obliczeniach statycznych od obliczeniowej kombinacji obciążeń. Oznacza to, że właściwe analizy statyczne należy poprzedzić obliczeniami rusztowania o idealnej geometrii, odczytać siły normalne N_{Ed} w elementach i określić na tej podstawie zastępcze obciążenia. Następnie te obciążenia należy dodać do wcześniej przygotowanych schematów statycznych z obciążeniami i wykonać właściwe obliczenia statyczne.



Rys. 4-8. Zastąpienie imperfekcji obciążeniami poziomymi w odniesieniu do: a) imperfekcji przechyłowych, b) imperfekcji lukowych

W praktyce stosowanie imperfekcji polega na stosowaniu w modelu obliczeniowym lokalnych imperfekcji przechyłowych (Rys. 4-5b) a zaniechuje się w modelu imperfekcje lukowe, które są uwzględniane dopiero na etapie sprawdzania warunku stanu granicznego nośności. Najmniej czasochłonnym sposobem modelowania imperfekcji jest stosowanie lokalnych imperfekcji przechyłowych. Zastosowanie imperfekcji globalnych o kształcie, odpowiadającym formom wyboczenia, lub wprowadzenie obciążeń zastępczych jest bardzo pracochłonne, jeżeli nie mamy odpowiedniego oprogramowania. Dlatego te sposoby, poza badaniami naukowymi, raczej nie są stosowane.

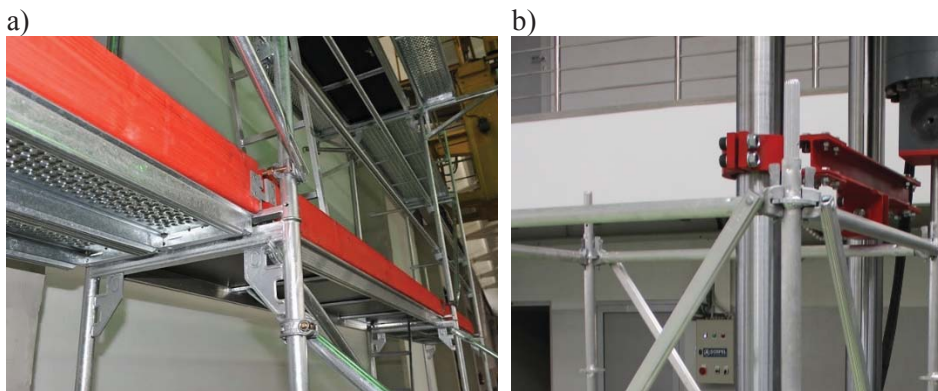
Jeżeli w rusztowaniu wprowadzimy tylko imperfekcje przechyłowe poprzez zmianę geometrii lub poprzez wstawienie zastępczego obciążenia a obliczenia będą wykonane co najmniej zgodnie z teorią II rzędu, to warunek stanu granicznego nośności sprawdzamy ze wzoru:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_1 N_{Rd}} + \frac{M_{2,Ed} + \Delta M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} + \frac{M_{3,Ed} + \Delta M_{3,Ed}}{M_{3,Rd}} \leq 1 \quad (4-6)$$

gdzie: N_{Ed} – siła normalna w elemencie od obciążenia obliczeniowego, N_{Rd} – maksymalna siła normalna jaką może przenieść przekrój (nośność przekroju na ściskanie i rozciąganie), $M_{2,Ed}$ i $M_{3,Ed}$ – momenty zginające względem 2 i 3 osi lokalnego układu współrzędnych, $M_{3,Rd}$ i $M_{3,Rd}$ – maksymalne momenty zginające względem 2 i 3 osi jakie mogą zostać przeniesione przez przekrój (nośność przekroju na zginanie), χ_1 – współczynnik wyboczenia wyznaczony według normy PN-EN 1993-1-1, $\Delta M_{2,Ed} = e_0 N_{Ed}$ i $\Delta M_{3,Ed} = e_0 N_{Ed}$.

W przypadku elementów innych niż stężenia $\chi_1 = 1$ i $e_0 = 0$. W przypadku stężeń rusztowań można również współczynnik wyboczeniowy χ_1 przyjąć jako równy 1. Jednak wtedy jako nośność przekroju N_{Rd} należy przyjąć siłę, wyznaczoną podczas badań rusztowań (por. PN-EN 12811-3, Błazik-Borowa

i Pieńko (2017)). Wynika to stąd, że stężenia mają specyficzną konstrukcję, powodującą, że o ich nośności prawie nigdy nie decyduje przekrój poprzeczny. Na Rys. 4-9 pokazano połączenia stężeń ze stojakami. W przypadku rusztowań ramowych nośnością stężenia jest siła, która powoduje wyjście stężenia z gniazda. W pozostałych typach połączeń rusztowanie jest zamocowane na mimośrodku i to powoduje, że w elemencie powstają momenty zginające. Modelowanie stężenia w osiach konstrukcji, nawet jeżeli uwzględnimy normowe mimośrodki, nie odzwierciedla w pełni zjawisk fizycznych jakie zachodzą w połączeniach. Dlatego najlepszym sposobem jest stosowanie jako siły N_{Rd} wartości wyznaczonej w badaniach.



Rys. 4-9. Połączenia stężeń ze stojakami rusztowania: a) ramowego, b) modułowego [zdjęcia własne]

Jeżeli wszystkie imperfekcje zostały uwzględnione w geometrii rusztowania a analiza statyczna została wykonana co najmniej zgodnie z teorią II rzędu, to warunek stanu granicznego nośności sprowadzamy do zależności:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} + \frac{M_{3,Ed}}{M_{3,Rd}} \leq 1. \quad (4-7)$$

Jednak najłatwiejszą formą obliczeń rusztowań z lokalnymi imperfekcjami przechyłowymi wydają się pełne obliczenia nieliniowe, z nieliniowością geometryczną i materiałową, wykonane metodą elementów skończonych. Ponieważ robimy obliczenia nieliniowe, to nie musimy uwzględniać łukowych imperfekcji lokalnych a warunek stanu granicznego zapisany jest równaniem (4-7). W warunku stanu granicznego nośności można pominąć dodatkowe człony z siłą normalną, ponieważ wpływ wygięcia tych elementów jest uwzględniany podczas obliczeń. Należy tylko pamiętać, że uwzględnienie dodatkowego

naprężenia normalnego w elemencie z powodu jego zginania wymaga podziału pręta między węzłami na co najmniej pięć elementów skończonych.

W tym podpunkcie omówiono zalecenia normowe bez odnoszenia się do rzeczywistego stanu geometrii rusztowań na budowach. W dalszej części przedstawione są inwentaryzacje rusztowań, które wykażą jakie imperfekcje występują w rusztowaniach i, że zalecenia normowe właściwie tego stanu nie uwzględniają.

4.3. Imperfekcje geometryczne w rusztowaniach na budowach

Na temat pomiarów imperfekcji geometrycznych nie ma zbyt wielu prac. Bezpośrednio tego zagadnienia dotyczą właściwie tylko dwie prace Chandrangu i Rasmussen (2011) oraz Zhang i in. (2010). Chandrangu i Rasmussen (2011) przeprowadzili badania lokalnych imperfekcji łukowych i globalnych imperfekcji przechyłowych w rusztowaniach na różnych budowach na terenie Australii. Podczas badania dokonano 302 pomiarów przechyłowych imperfekcji lokalnych i 80 pomiarów przechyłowych imperfekcji globalnych. Badania wykonano na rusztowaniach z połączeniem słupków na trzpień o długości 200 mm. Autorzy nie stwierdzili żadnych korelacji między przechyłowymi imperfekcjami lokalnymi i globalnymi, ponadto według nich kierunki tych imperfekcji są losowe. Średnie zanotowane odchylenie węzłów wyniosło 1,6 mm/m, natomiast maksymalne 2,8 mm/m. Wielkości te były liczone jako iloraz wychylenia rusztowania do wysokości konstrukcji czyli na przykład przy wysokości rusztowania równej 24,2 m, która według normy PN-EN 12811-1 jest traktowana jako maksymalna wysokość typowego rusztowania, oznacza to, że średnie wychylenie z płaszczyzny wyniosłoby 38,4 mm a maksymalne wychylenie nawet 67,2 mm. Według Chandrangu i Rasmussen (2011) wielkości te są mniejsze niż wartości dopuszczone normami australijskimi.

Badania, przeprowadzone przez zespoły badawcze w ramach projektu ORKWIZ, pokazały, że sytuacja na polskich budowach jest znacznie gorsza. Wyniki badań imperfekcji geometrycznych rusztowań zostaną zaprezentowane w kolejnych podpunktach. Ponieważ zastosowano własne metody pomiarów wartości imperfekcji, to rozdziały, zawierające wyniki badań, zostaną poprzedzone opisem metod badawczych.

4.3.1. Imperfekcje łukowe

W trakcie badań rusztowań na budowach, opisanych we wstępie do monografii i w opracowaniach Błazik-Borowej i in. (2016), Hoły i in. (2016), Błazik-Borowej (2017), Borowski i in. (2017), Czarnocki i in. (2017), Błazik-Borowej i in. (2017a), członkowie zespołu badawczego ORKIWZ inwentaryzowali uszkodzenia rusztowań. Na ponad 50 tysięcy komponentów w inwentaryzowanych rusztowaniach, stwierdzono około 2500 uszkodzeń czyli 5% elementów, zastosowanych do budowy rusztowania jest uszkodzonych.

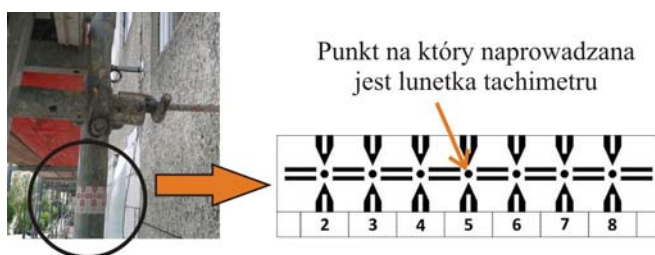
Natomiast liczba imperfekcji łukowych jest bardzo mała. Wśród tych 2500 uszkodzeń stwierdzono 10 imperfekcji łukowych stężeń i 10 imperfekcji łukowych stojaków. W obu wypadkach maksymalne wartości wygięcia wynosiły 50 mm i w większości przypadków były to uszkodzenia mechaniczne.

Robak i in. (2018) zbadali wpływ wygięcia stojaków ram fasadowych na nośność pojedynczych elementów. W swojej pracy wykorzystali zarówno wyniki pomiarów jak i analiz numerycznych i wykazali, że wygięcie stojaka o strzałce do 6 mm nie ma znacznego wpływu na nośność badanej ramy, ale przy większych wygięciach ta nośność znacznie się zmniejsza. Stojak jest elementem konstrukcyjnym rusztowania. Niska nośność takiego elementu w praktyce oznacza możliwość wystąpienia awarii rusztowania, dlatego konieczne należy eliminować ramy i stojaki w rusztowaniach modułowych o uszkodzeniu, polegającym na wygięciu powyżej 6 mm. Dlatego przypadki imperfekcji łukowych o mimośrodzie ok. 50 mm, zaobserwowane na budowie są niedopuszczalne, ale i występują wyjątkowo rzadko.

4.3.2. Pomiary geodezyjne imperfekcji przechyłowych

W ramach projektu ORKWIZ lubelska część zespołu opracowała geodezyjną metodę inwentaryzacji geometrii rusztowania za pomocą tachimetru, opisaną w instrukcji autorstwa Błazik-Borowej i in. (2016). Metoda ta pozwala na wyznaczenie położenia punktów w osi stojaków a następnie imperfekcji przechyłowych ram i określenie rzeczywistej geometrii rusztowania bez imperfekcji łukowych.

Przed przystąpieniem do pomiarów stwierdzono, że podstawowym problemem jest brak widoczności elementów przy zbyt dużych odległościach i brak widoczności elementów z powodu stosowania osłon rusztowań. Dlatego bardzo ważnym aspektem prac przygotowawczych okazało się przygotowanie znaczników punktów pomiarów. To zadanie rozwiązali Borowski i in. (2017). Ci sami autorzy oszacowali błąd pomiaru na 1,5 mm, który wynika z wymiaru średnicy punktu wskazywanego celownikiem tachimetru (Rys. 4-10).



Rys. 4-10. Znacznik punktu pomiaru [zdjęcie – projekt ORKWIZ]

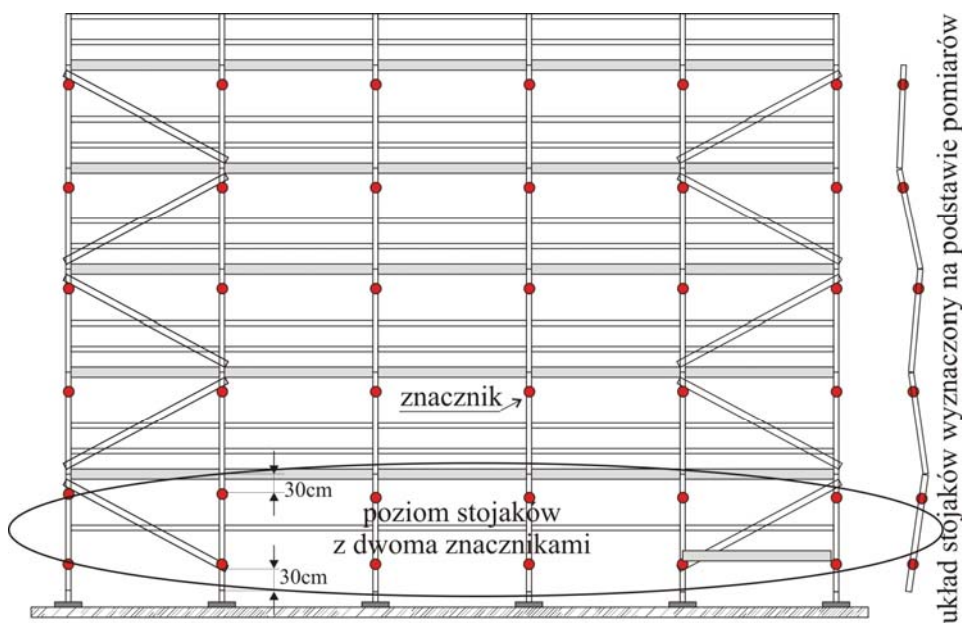
Kolejność wykonywania pomiarów a następnie opracowanie metody wyznaczania poszczególnych punktów rusztowania z zastosowaniem

odpowiedniego aparatu matematycznego zostało opracowane przez A. Borową, A. Robakę, M. Kotowicza pod kierunkiem autorki. Na dzień wydania tego opracowania publikacja, zawierająca szczegółowy opis tego zagadnienia jeszcze nie została opublikowana. Natomiast najważniejsze elementy metody zostały opisane poniżej.

Imperfekcje są określane jako odległość pomiędzy punktem połączenia stojaków w rzeczywistym rusztowaniu a położeniem tego punktu, gdyby rusztowanie miało idealną geometrię bez imperfekcji. Procedura określania tej odległości składa się z trzech etapów:

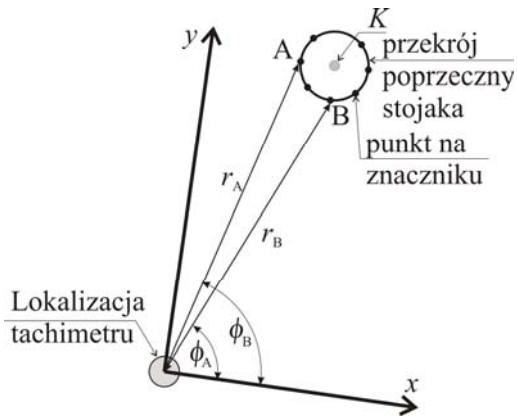
- etap I – wykonanie pomiaru geodezyjnego,
- etap II – wyznaczenie punktów w osi stojaków na wysokości znaczników,
- etap III – określenie geometrii rusztowania.

Przed przystąpieniem do pomiarów należy umieścić na rusztowaniu znaczniki tak, jak pokazano to na Rys. 4-10 i Rys. 4-11. Znaczniki umieszczane są nad podstawkami i pod wszystkimi poziomymi roboczymi zarówno na wewnętrznych jak i zewnętrznych słupkach ramy. Odległość znacznika od połączenia stojaków powinna wynosić 30 cm. Bardzo ważne jest, aby na jednym z poziomów stojaków umieścić po dwa znaczniki.

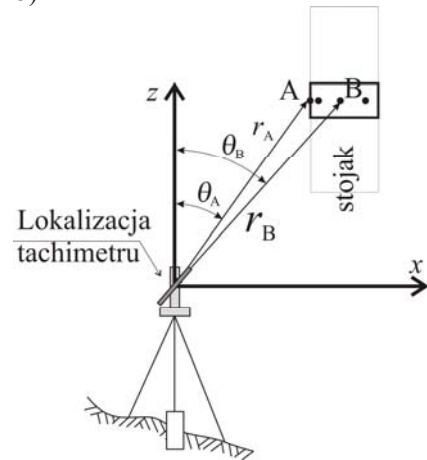


Rys. 4-11. Układ znaczników na rusztowaniu

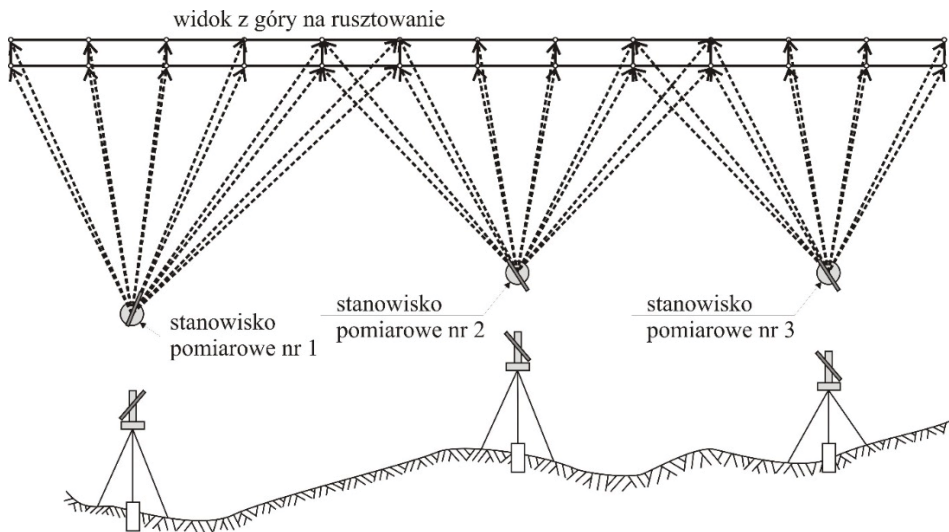
a)



b)



Rys. 4-12. Lokalizacja punktów A i B na znaczniku oraz zastosowane oznaczenia: a) widok z góry, b) widok z boku. Uwaga: r_A i r_B są to odległości od punktu pomiarowego do punktów A i B a na rysunkach tymi symbolami właściwie są oznaczone rzuty tych odległości



Rys. 4-13. Schemat doboru stanowisk pomiarowych

Następnie należy wykonać pomiary geodezyjne. Do pomiarów, których wyniki będą opisywane w kolejnym podpunkcie, wykorzystano tachymetry Leica TS50 o dokładności pomiaru kąta równej $1''$ i odległości równej $1 \text{ mm} + 1 \text{ ppm}$. Na każdym znaczniku należy wykonać pomiary dwóch punktów A i B,

pokazanych na Rys. 4-12, w pierwszym położeniu lunetki a następnie po obrocie lunetki o 180° w drugim położeniu lunetki. Jeżeli rusztowanie jest zbyt duże, to pomiary trzeba wykonać z kilku ustawień tachimetru w taki sposób, aby co najmniej 6 punktów zostało zmierzonych z dwóch stanowisk (Rys. 4-13). Minimalna liczba punktów wynika z algorytmu łączenia wyników pomiarów poszczególnych części rusztowania. Na Rys. 4-13 widoczne są cztery punkty wspólne, ale to jest tylko widok z góry. W każdym z pionów może być zlokalizowanych kilka wspólnych punktów. Wynikiem pomiarów są zestawy danych zawierające: odległość r , kąt w poziomie θ i kąt w płaszczyźnie pionowej ϕ czyli zestawy współrzędnych punktów A i B w sferycznym układzie współrzędnych.

Współrzędne każdego z punktów A i B są mierzone w dwóch położeniach lunetki. Do dalszych obliczeń wykorzystywane są współrzędne, wyznaczone na podstawie tych dwóch pomiarów, ze wzorów:

$$r = \frac{|r_I + r_{II}|}{2},$$

$$\theta = \frac{|\theta_I + \theta_{II}|}{2} - 100\text{grad},$$

$$\phi = \frac{|\phi_I - \phi_{II}|}{2} - 100\text{grad},$$
(4-8)

gdzie: indeks dolny I oznacza pomiar w pierwszej pozycji lunety, indeks dolny II oznacza pomiar w drugiej pozycji lunety po obrocie o 180°.

Dwa pomiary położenia punktów służą także do sprawdzenia możliwości wystąpienia błędów pomiarów takich, jak (por. Borowski i in. (2017)): błąd celowania, geometria stanowisk, stabilizacja stanowiska („płynięcie”), czynniki środowiskowe (słońce, opady), dokładność sprzętu, pominięcie punktu. Błędy są wyznaczone z zależności:

$$\Delta r = \frac{|r_I - r_{II}|}{2},$$

$$\Delta \theta = \theta_I - \theta_{II} - 200 \text{ grad},$$

$$\Delta \phi = \phi_I - \phi_{II} - 400 \text{ grad}$$
(4-9)

i porównywane z założonymi zakresami błędów. W Tab. 4-1 podano zakresy błędów, stosowane podczas realizacji projektu ORKWIZ (por. Błazik-Borowa i in. (2016)). Wartości w Tab. 4-1 wynoszą: $\varepsilon_r = m_d + r m_{d2}$, $m_k = 10^{-3}$ grad (dokładność urządzenia), $m_d = 2 \cdot 10^{-3} \text{m}$, $m_{d2} = 2 \cdot 10^{-6}$ (dokładność urządzenia).

Wyniki badań, w których stwierdzono duży błąd były powtarzane lub uzupełniane.

Tab. 4-1. Przyjęte zakresy błędów pomiarów

| Współrzędne | Brak błędu | Mały błąd | Duży błąd |
|-------------|--|---|---|
| r | $\Delta r \in (0; \sqrt{3} \varepsilon_r)$ | $\Delta r \in (\sqrt{3} \varepsilon_r; \sqrt{6} \varepsilon_r)$ | $\Delta r \in (\sqrt{6} \varepsilon_r; \infty)$ |
| θ | $\Delta \theta \in (0; \sqrt{8} m_k)$ | $\Delta \theta \in (\sqrt{8} m_k; \sqrt{32} m_k)$ | $\Delta \theta \in (\sqrt{32} m_k; \infty)$ |
| ϕ | $\Delta \phi \in (0; \sqrt{8} m_k)$ | $\Delta \phi \in (\sqrt{8} m_k; \sqrt{32} m_k)$ | $\Delta \phi \in (\sqrt{32} m_k; \infty)$ |

Kolejny krok obliczeń, to wyznaczenie położenia punktów w kartezjańskim układzie współrzędnych, związanym ze stanowiskiem pomiaru (Rys. 4-12), ze znanych zależności:

$$X = r \sin \theta \cos \phi, Y = r \sin \theta \sin \phi, Z = r \cos \theta. \quad (4-10)$$

Celem wyznaczenia położenia punktu K (Rys. 4-12), leżącego na osi stojaka, czyli środka okręgu, na którym znajdują się punkty A i B, należy rozwiązać układ równań:

$$\begin{cases} (X_A - X_K)^2 + (Y_A - Y_K)^2 = R^2 \\ (X_B - X_K)^2 + (Y_B - Y_K)^2 = R^2 \end{cases} \quad (4-11)$$

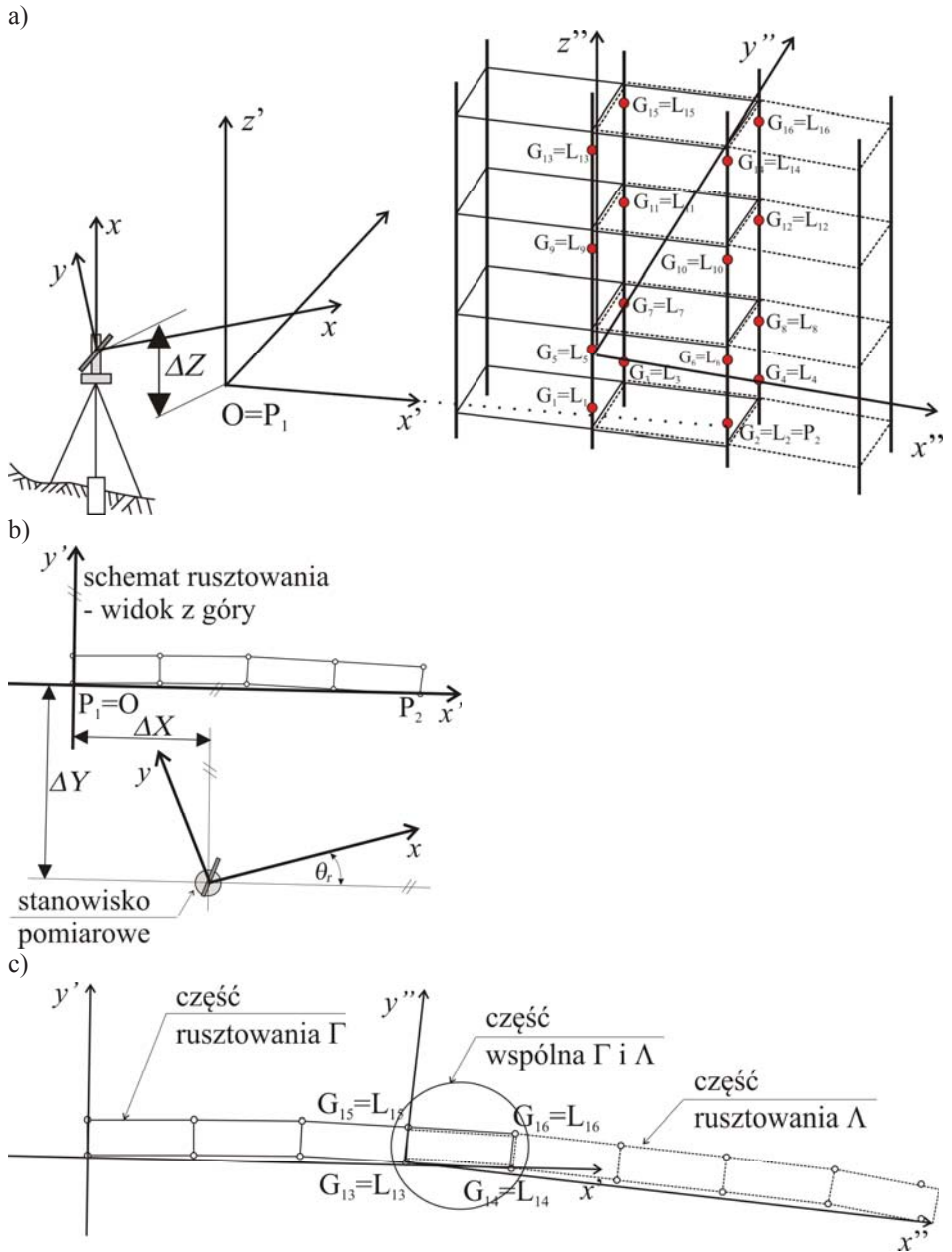
gdzie: X_A, Y_A – współrzędne punktu A, X_B, Y_B – współrzędne punktu B, X_K, Y_K – współrzędne punktu K, R – promień zewnętrzny rury stojaka, zwykle równy $R = 0,0483/2$ m.

Układ równań (4-11) ma dwa rozwiązania. Rozwiązaniem jest punkt, którego odległość od stanowiska pomiarowego jest większa. Trzecia współrzędna punktu K jest wyznaczona jako średnia arytmetyczna współrzędnych punktów A i B czyli:

$$Z_K = \frac{Z_A + Z_B}{2}, \quad (4-12)$$

gdzie Z_A, Z_B są trzecimi współrzędnymi punktów A i B.

Współrzędne w układzie, związanym z tachimetrem, są zwykle niewygodne. Dodatkowo rusztowanie może być zmierzone z kilku stanowisk pomiarowych, a więc w kilku układach współrzędnych. Dlatego następnym krokiem, to transformacja współrzędnych punktów do układu związanego z rusztowaniem. Na Rys. 4-14 pokazano ustawienie poszczególnych układów współrzędnych.



Rys. 4-14. Układy współrzędnych: a) układy współrzędnych w aksonometrii, b) układy współrzędnych związane z tachymetrem i pierwszym fragmentem rusztowania, c) układy współrzędnych związane z dwoma fragmentami rusztowania

Układ współrzędnych rusztowania (lub jego obszaru) jest ustawiony w następujący sposób: środek układu współrzędnych jest wstawiany w punkcie $P_1(X_1, Y_1, Z_1) = O$, oś x' jest skierowana od punktu $P_1(X_1, Y_1, Z_1)$ do wskazanego punktu $P_2(X_2, Y_2, Z_2)$ tak jak to pokazano na Rys. 4-14. Współrzędne punktów w układzie $x'y'z'$ są wyznaczane z zależności:

$$\begin{aligned} X' &= X \cos(\theta_r) - Y \sin(\theta_r) + \Delta X, \\ Y' &= X \sin(\theta_r) + Y \cos(\theta_r) + \Delta Y, \\ Z' &= Z + \Delta Z, \end{aligned} \quad (4-13)$$

gdzie tangens kąta pomiędzy osiami x i x' jest równy

$$\tan(-\theta_r) = \arctan\left(\frac{Y_2 - Y_1}{X_2 - X_1}\right) \quad (4-14)$$

a składowe wektora przesunięcia pomiędzy układami współrzędnych xyz i $x'y'z'$ wynoszą:

$$\begin{aligned} \Delta X &= -X_1 \cos(\theta_r) + Y_1 \sin(\theta_r), \\ \Delta Y &= -X_1 \sin(\theta_r) - Y_1 \cos(\theta_r), \\ \Delta Z &= -Z_1. \end{aligned} \quad (4-15)$$

Jeżeli pomiary są wykonywane z kilku stanowisk pomiarowych, to w każdym fragmencie rusztowania, którego punkty są mierzone z innego stanowiska, powyższą transformację należy wykonać oddzielnie z odpowiednimi parametrami danego stanowiska.

Następnie należy dokonać transformacji poszczególnych obszarów rusztowań do jednego układu współrzędnych $x'y'z'$ czyli układu pierwszego obszaru rusztowania. Połączenie dwóch części rusztowania jest możliwe, jeżeli liczba wspólnych punktów n jest równa lub większa 6 i polega na transformacji współrzędnych z układu lokalnego części Λ do układu lokalnego części Γ . Wspólne punkty punkty obszaru Γ są oznaczone jako G_i a obszaru Λ są oznaczone jako L_i . Do połączenia obu obszarów wykorzystano procedury numeryczne opisane przez Trávisa (2006) oraz Miraldo i Araujo (2015). Po wprowadzeniu własnych oznaczeń kolejne operacje obliczeniowe można zapisać w następujący sposób:

- wyznaczenie punktów o współrzędnych równych średnim arytmetycznym współrzędnych punktów $G_i(X'_i, Y'_i, Z'_i)$ i $L_i(X''_i, Y''_i, Z''_i)$ w układach lokalnych części Γ and Λ ze wzorów:

$$\bar{S}' = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n S'_i, \quad (4-16)$$

$$\bar{S}'' = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n S''_i, \quad (4-17)$$

gdzie $S = X, Y, Z$.

- przesunięcie punktów G_i i L_i tak, aby pokryły się punkty o współrzędnych wyznaczonych ze wzorów (4-16) i (4-17), wykorzystując wzory:

$$\hat{S}' = \bar{S}' - S', \quad (4-18)$$

$$\hat{S}'' = \bar{S}'' - S'', \quad (4-19)$$

gdzie $S = X, Y, Z$.

- wyznaczenie macierzy

$$\mathbf{H} = \mathbf{G}^T \mathbf{L}, \quad (4-20)$$

gdzie:

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} \hat{X}'_1 & \hat{Y}'_1 & \hat{Z}'_1 \\ \hat{X}'_2 & \hat{Y}'_2 & \hat{Z}'_2 \\ \hat{X}'_3 & \hat{Y}'_3 & \hat{Z}'_3 \\ \hat{X}'_4 & \hat{Y}'_4 & \hat{Z}'_4 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \hat{X}'_n & \hat{Y}'_n & \hat{Z}'_n \end{bmatrix}, \quad \mathbf{L} = \begin{bmatrix} \hat{X}''_1 & \hat{Y}''_1 & \hat{Z}''_1 \\ \hat{X}''_2 & \hat{Y}''_2 & \hat{Z}''_2 \\ \hat{X}''_3 & \hat{Y}''_3 & \hat{Z}''_3 \\ \hat{X}''_4 & \hat{Y}''_4 & \hat{Z}''_4 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ \hat{X}''_n & \hat{Y}''_n & \hat{Z}''_n \end{bmatrix},$$

- wyznaczenie za pomocą dekompozycji według wartości osobliwych SVD macierzy ortogonalnych \mathbf{U} i \mathbf{V} oraz macierzy diagonalnej \mathbf{S} , zawierającej nieujemne wartości osobliwe (szczególne), spełniających zależność:

$$\mathbf{R} = \mathbf{U} \mathbf{S} \mathbf{V}^T, \quad (4-21)$$

- wyznaczenie macierzy obrotu

$$\mathbf{R} = \mathbf{V}^T \mathbf{U}^T, \quad (4-22)$$

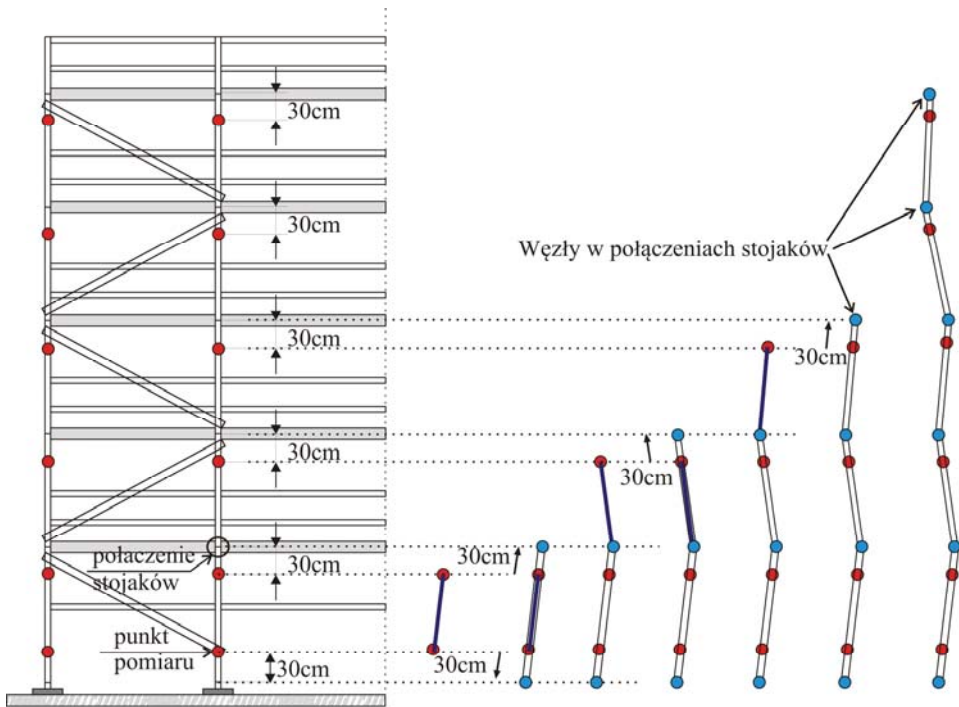
- jeżeli $\det(\mathbf{R}) < 0$ to trzecią kolumnę macierzy \mathbf{V} należy przemnożyć przez -1 i ponownie policzyć macierz obrotu \mathbf{R} .

Do połączenia obu części potrzebny jest również wektor przesunięcia \mathbf{t} , który należy wyznaczyć ze wzoru:

$$\mathbf{t} = -\mathbf{R} \begin{bmatrix} \bar{X}' \\ \bar{Y}' \\ \bar{Z}' \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \bar{X}'' \\ \bar{Y}'' \\ \bar{Z}'' \end{bmatrix}, \quad (4-23)$$

Ostatecznie można wyznaczyć współrzędne wszystkich punktów części A w układzie współrzędnych $x'y'z'$ z zależności:

$$\begin{bmatrix} X' \\ Y' \\ Z' \end{bmatrix} = \mathbf{R} \begin{bmatrix} X'' \\ Y'' \\ Z'' \end{bmatrix} + \mathbf{t}. \quad (4-24)$$



Rys. 4-15. Etapy wyznaczania punktów łączenia stojaków

Gdy zostaną określone współrzędne wszystkich punktów pomiarowych w jednym układzie współrzędnych, to można wyznaczyć współrzędne punktów połączenia stojaków w ich osiach. Kolejne etapy tej operacji pokazane są na Rys. 4-15. Jako pierwsze są łączone punkty pomiarowe z poziomu stojaków, gdzie były umieszczone po dwa znaczniki na stojaku. Następnie długość odcinka jest zwiększana po 30 cm w obu kierunkach i tak otrzymujemy położenie końców

jednego stojaka. Następnie łączymy górny koniec stojaka z następnym punktem, wyznaczonym z pomiarów. Tak otrzymany odcinek wydłużamy o 30 cm. Odcinek wyznaczony w ten sposób określa położenie górnego końca kolejnego stojaka. Operacje są powtarzane aż do uzyskania całego pionu stojaków.

Tak uzyskane punkty połączeń stojaków są podstawą do wyznaczenia odległości pomiędzy węzłami w rusztowaniu o idealnej geometrii i węzłami czyli lokalne imperfekcje przechyłowe węzłów. Wyniki pomiarów są przedstawione w kolejnych podrozdziałach.

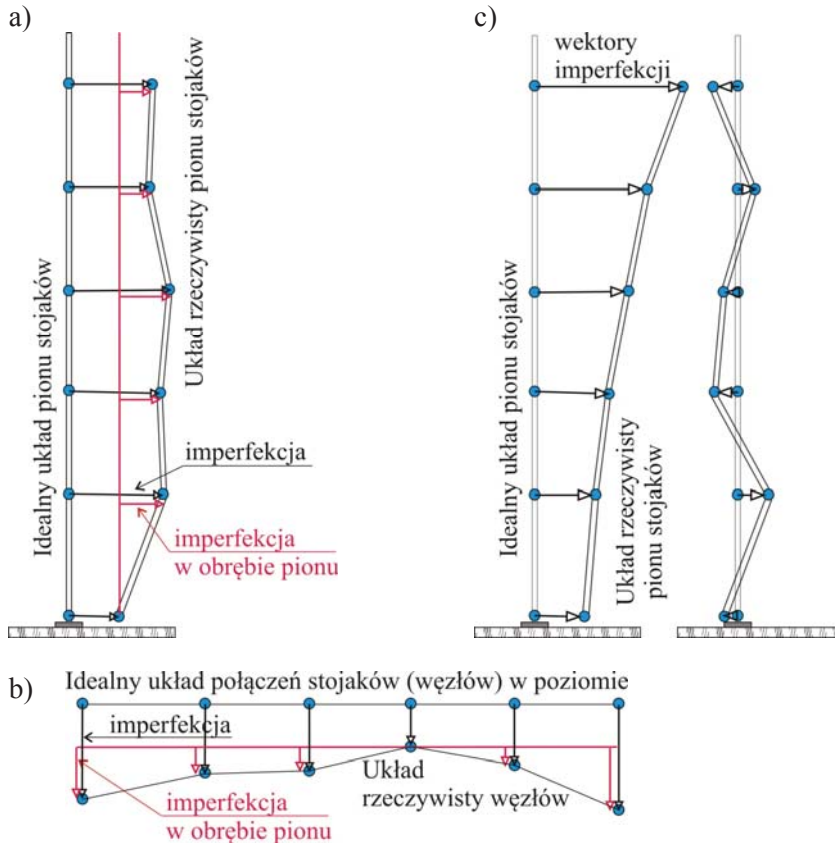
4.3.3. Wyniki badań imperfekcji przechyłowych rusztowań

Imperfekcje przechyłowe rusztowań zależą od wielu czynników. Przede wszystkim na ich wartości ma wpływ stan podłoża, jakość montażu i kotwienie. Ponadto w trakcie użytkowania w rusztowaniu zachodzą zmiany w geometrii, które wynikają ze sposobu użytkowania rusztowania i związanymi z nim obciążeniami konstrukcji rusztowania lub są wywołane przez dynamiczne działania środowiskowe takie, jak działanie wiatr. Przy nierównomiernym zagęszczeniu podłoża, przekładającym się na różne sztywności posadowienia poszczególnych stojaków, niemal każde obciążenie może zmieniać geometrię rusztowania. Problem ten został omówiony w rozdziale 4 a jak to zostanie pokazane w tym podpunkcie wartości imperfekcji dochodzą do 35 cm a układy imperfekcji przyjmują różnorodne formy. Omówienie tego zagadnienia wymaga prezentacji wyników analiz na wielu rysunkach, ale wydaje się, że będzie to najbardziej przejrzysta prezentacja wyników, która pozwoli Czytelnikowi nie tylko na zapoznanie się z analizami, zawartymi w monografii, ale również na wyciągnięcie własnych wniosków.

Podczas prezentacji wyników badań imperfekcji w rusztowaniach na budowach, imperfekcjami przechyłowymi lub po prostu imperfekcjami będą nazywane odległości pomiędzy węzłami (połączenie stojaków na poziomie pomostów) w rzeczywistej geometrii rusztowania od położenia węzła w idealnej geometrii rusztowania (Rys. 4-16). W dalszej części pracy pojawiają się również pojęcia *imperfekcji w obrębie pionu* i *imperfekcji w obrębie poziomu*. Te parametry będą opisywały różnice pomiędzy imperfekcją według wyżej podanej definicji i najmniejszą wartością imperfekcji:

- w danym pionie, gdy używane jest określenie *imperfekcji w obrębie pionu* (Rys. 4-16a),
- w danym poziomie, gdy używane jest określenie *imperfekcji w obrębie poziomu* (Rys. 4-16b).

Na Rys. 4-16a,b zaznaczono kolorem czarnym imperfekcje, które tu zostaną nazwane zwykłymi, i kolorem czerwonym imperfekcje w obrębie pionu lub poziomu.

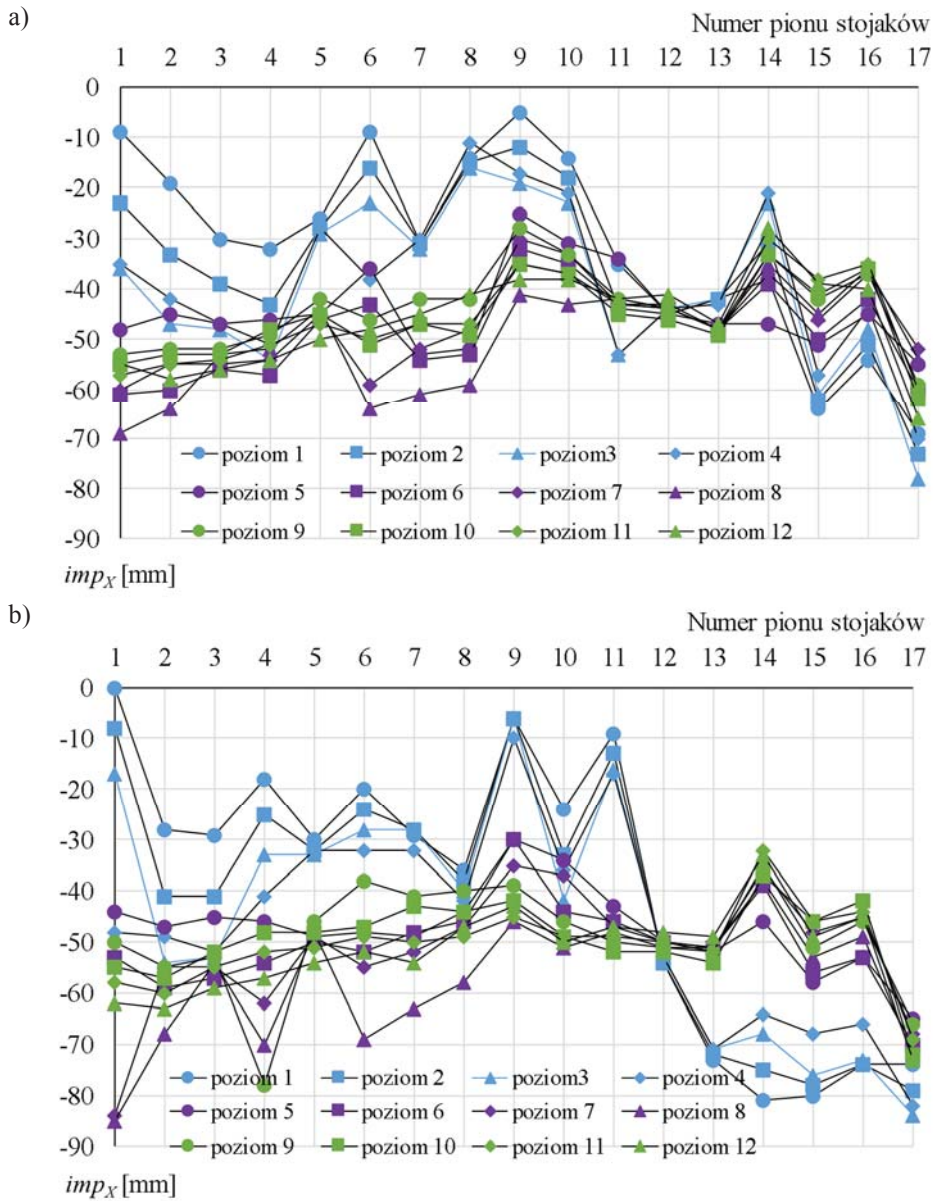


Rys. 4-16. Układy imperfekcji: a) w pionie rusztowania, b) w poziomie rusztowania, c) wektory imperfekcji

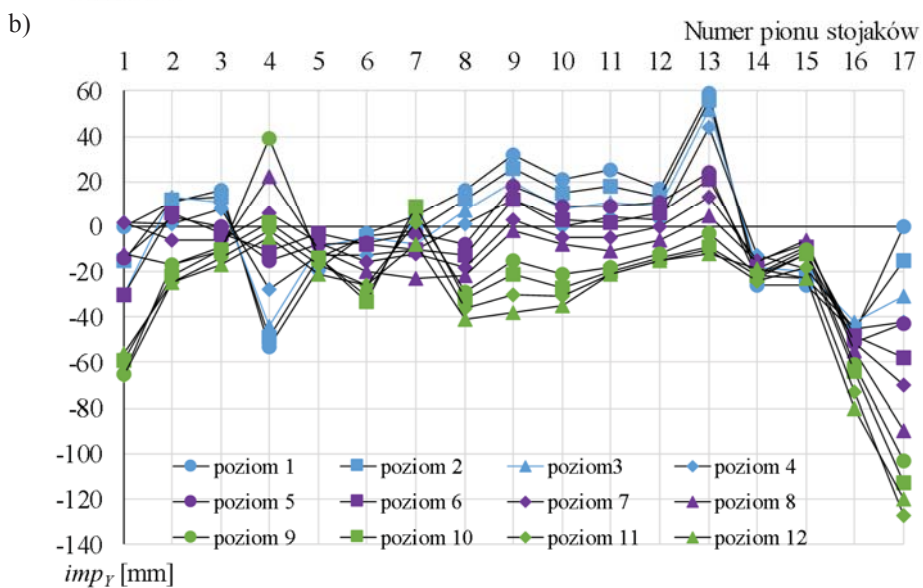
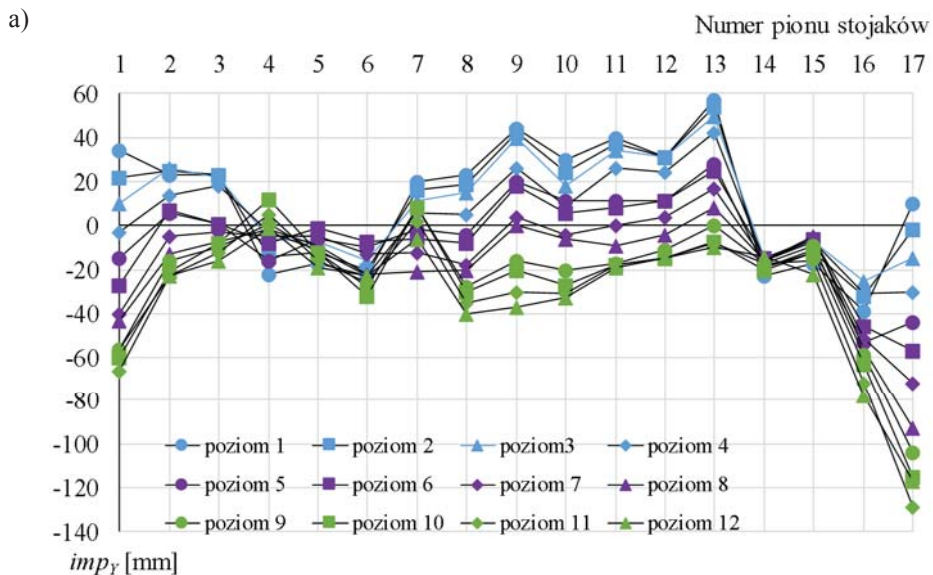
Na początek na Rys. 4-17 ÷ 4-25 pokazane są wyniki pomiarów imperfekcji w odniesieniu do przykładowego rusztowania, w tym przypadku jest to rusztowanie L12. Na kolejnych rysunkach pokazano przesunięcia węzłów względem idealnej geometrii:

- w płaszczyźnie poziomej wzdłuż rusztowania – imperfekcje imp_x ,
- w płaszczyźnie poziomej w kierunku prostopadłym do rusztowania – imperfekcje imp_y ,
- wzdłuż osi prostopadłej do płaszczyzny poziomej czyli w pionie – imperfekcje imp_z ,
- imperfekcje wypadkowe, wyznaczone ze wzoru:

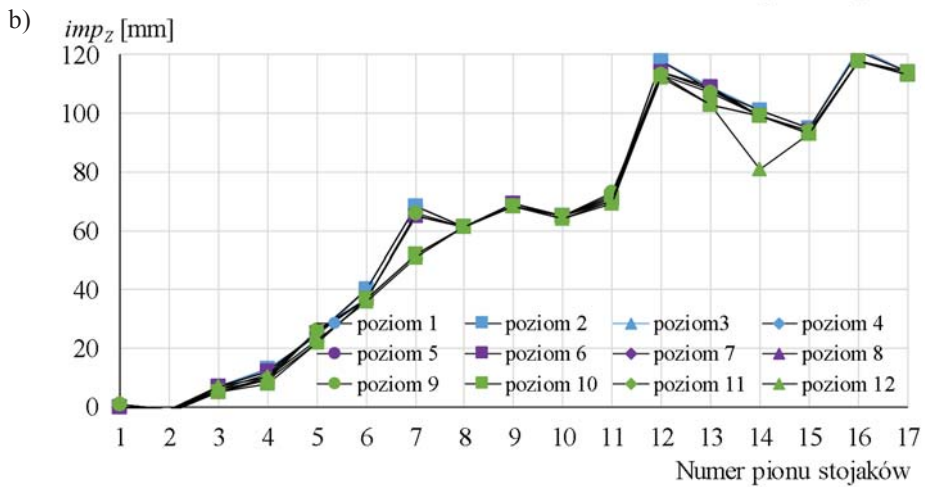
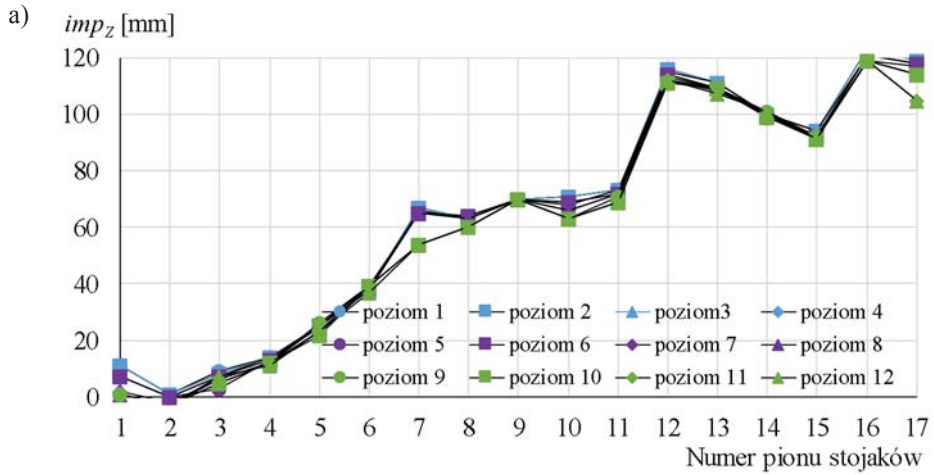
$$imp = \sqrt{imp_x^2 + imp_y^2 + imp_z^2} . \quad (4-25)$$



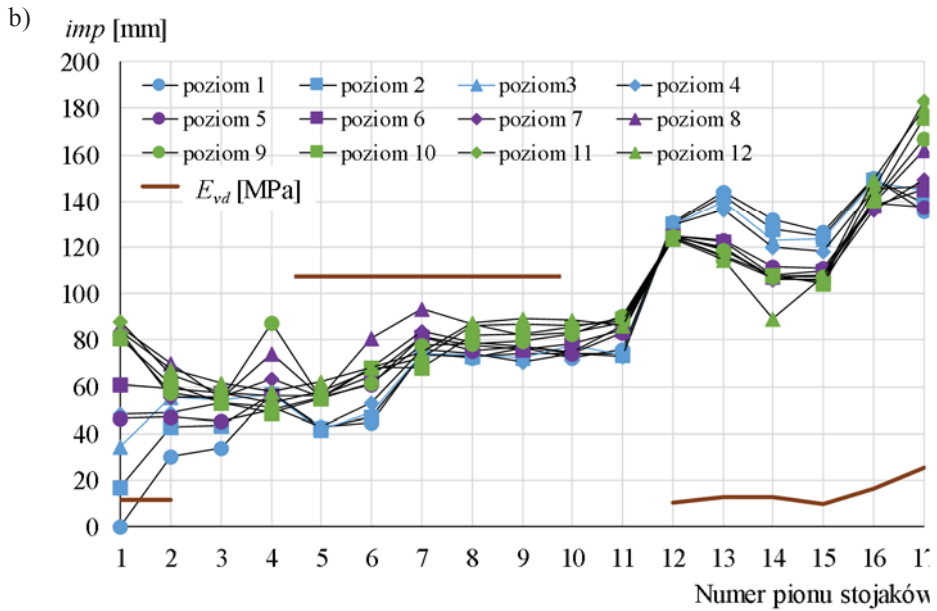
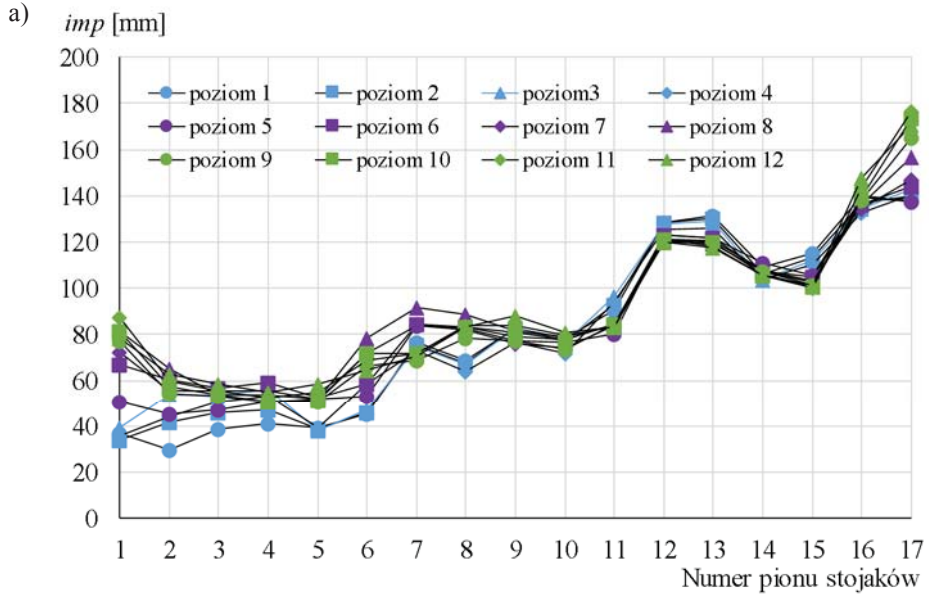
Rys. 4-17. Wykresy poziomych składowych imperfekcji imp_x na poziomach roboczych w rusztowaniu L12: a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz



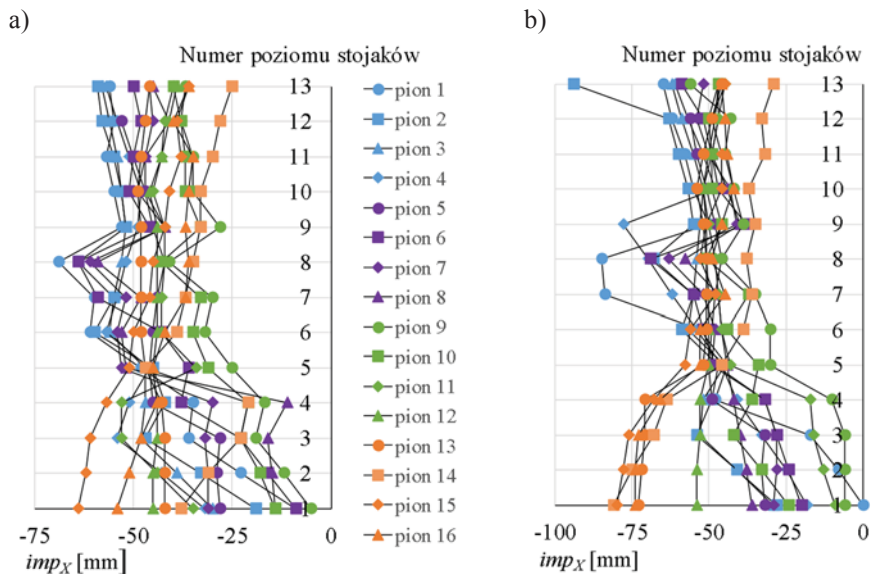
Rys. 4-18. Wykresy poziomych składowych imperfekcji imp_Y na poziomach roboczych w rusztowaniu L12: a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz



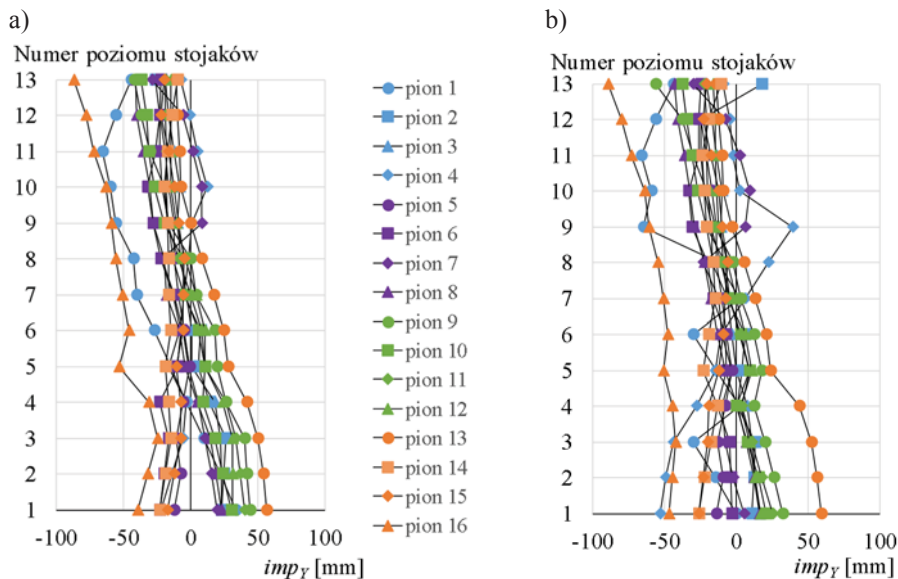
Rys. 4-19. Wykresy pionowych składowych imperfekcji imp_z na poziomach roboczych w rusztowaniu L12, a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz



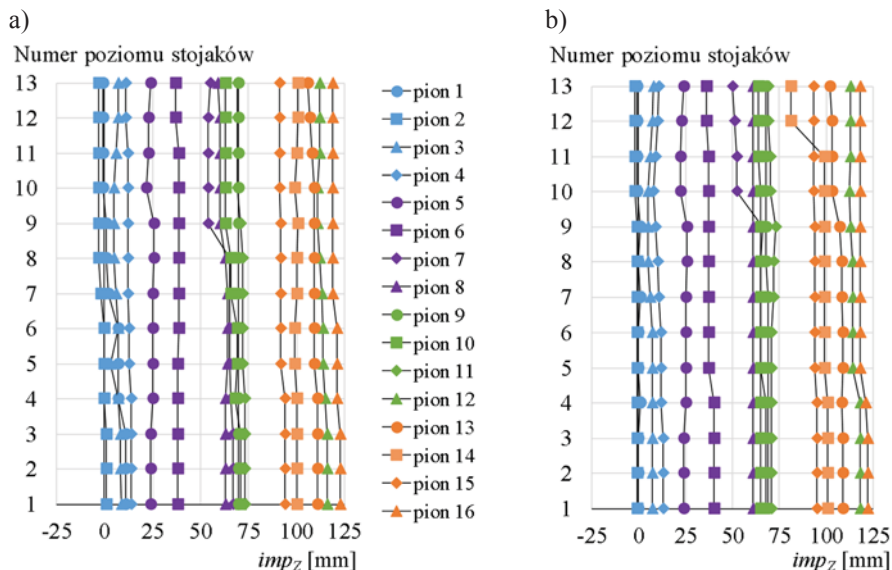
Rys. 4-20. Wykresy wypadkowych imperfekcji imp na poziomach roboczych w rusztowaniu L12: a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz



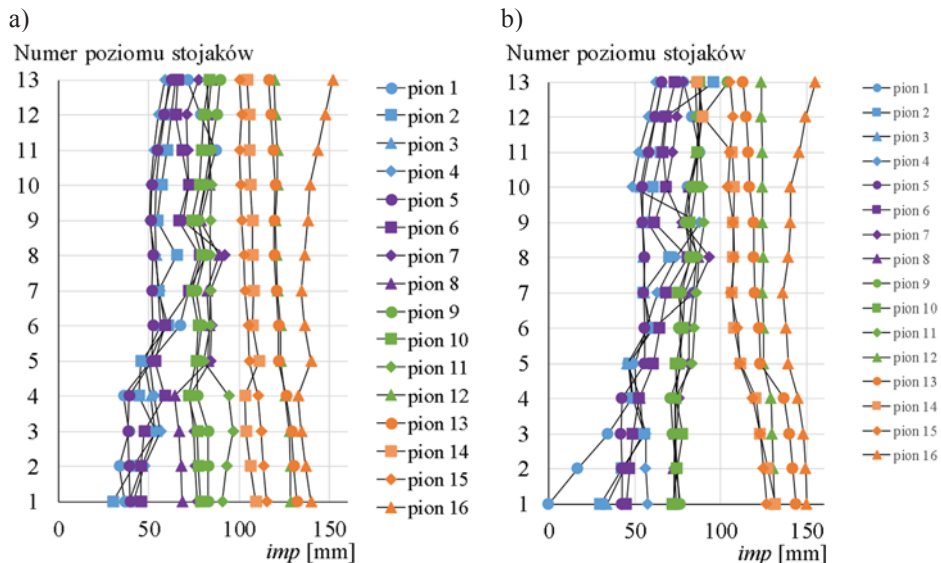
Rys. 4-21. Wykresy poziomych składowych imperfekcji imp_X w pionach ram w rusztowaniu L12: a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz



Rys. 4-22. Wykresy poziomych składowych imperfekcji imp_Y w pionach ram w rusztowaniu L12: a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz



Rys. 4-23. Wykresy pionowych składowych imperfekcji imp_z w pionach ram w rusztowaniu L12: a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz



Rys. 4-24. Wykresy wypadkowych imperfekcji imp w pionach ram w rusztowaniu L12: a) węzły zlokalizowane od ściany b) węzły zlokalizowane na zewnątrz

W rusztowaniu L12 największe wartości składowych imperfekcji występowały w płaszczyźnie poziomej w kierunku prostopadłym do rusztowania, tzn. imperfekcje imp_x . Imperfekcje wzdłuż rusztowania imp_y były mniejsze, ale wartości były tego samego rzędu.

W przypadku składowej pionowej imperfekcji imp_z można zauważyć, że piony ram przesuwają się jako całość względem idealnej geometrii. Warto tu zwrócić uwagę, że między pierwszym a dwunastym pionem występuje różnica około 12 cm czyli pomosty nie są ułożone w poziomie. W przypadku rusztowania L12 rząd wartości imperfekcji imp_z jest podobny do wartości dwóch pozostałych składowych. W przypadku tego rusztowania ten stan jest wynikiem osiadania rusztowania. W tym rusztowania część podkładów stała na podłożu gruntowym a część na podłożu betonowym. Podkłady, ułożone na gruncie, wciąły się w grunt z powodu zbyt niskiej nośności podłoża gruntowego tak, jak pokazano to w rozdziale 3 na Rys. 3-20.

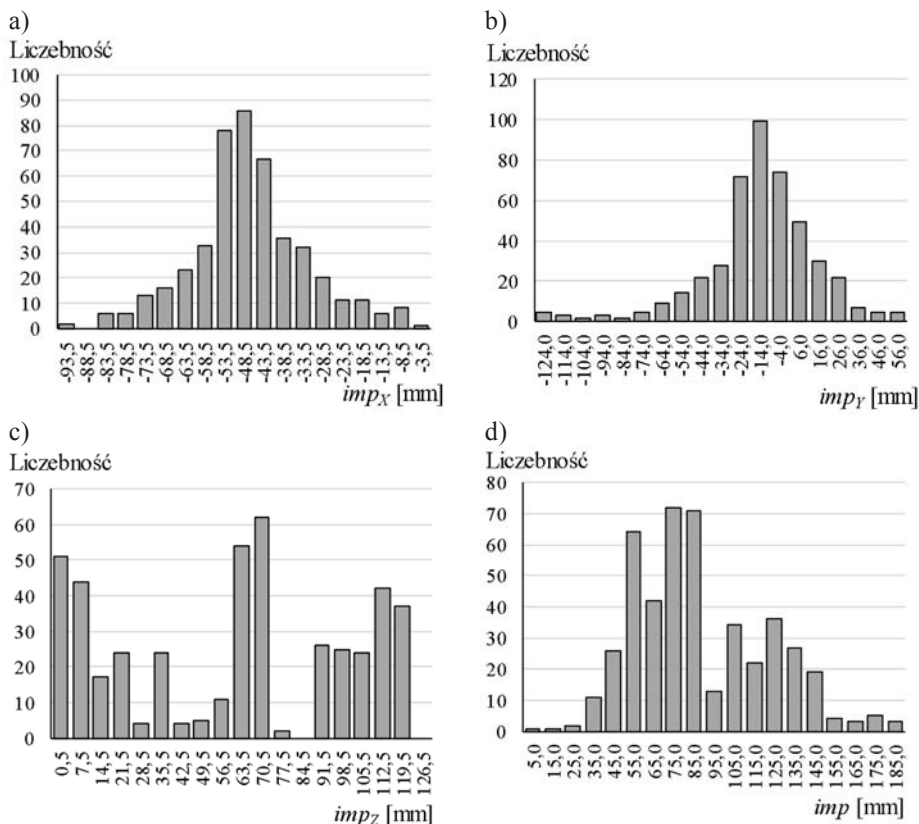
Na Rys. 4-17 ÷ 4-25 widać jeszcze jedną tendencję a mianowicie imperfekcje w płaszczyźnie poziomej dolnych ram mają bardzo różne wartości, natomiast wyżej zaczynają się do siebie zbliżać. Oznacza to, że imperfekcje węzłów dolnych ram są efektem ich nieprawidłowego ustawienia. Wyższe ramy mają możliwość ruchu i następuje ich wyrównanie a dolne ramy w ciągu całego okresu użytkowania pozostają w tym samym położeniu. Na Rys. 4-17 ÷ 4-25 widać również, że częściej występuje zwiększanie się przechylenia ram niż zmiany kierunków ustawienia ram. Inaczej mówiąc, jeżeli imperfekcje potraktujemy jako wektory skierowane od lokalizacji idealnej węzła do lokalizacji tego węzła w rzeczywistej geometrii (Rys. 4-16c), to wektory te zwykle mają ten sam zwrot a tylko czasami dochodzi do jego zmiany względem sąsiednich węzłów. Przechylenie się ram w jedną stronę prowadzi do dużych przesunięć węzłów w poziomie.

Wykresy imperfekcji wypadkowych imp są bardziej regularne niż imperfekcji w płaszczyznach poziomych. Pomosty rusztowań mają znaczącą sztywność w płaszczyźnie poziomej, ale mają też możliwość ruchu na ryglach. Dlatego mogą występować imperfekcje imp_x i imp_y o różnych wartościach i przeciwnych zwrotach. Jednak wypadkowe przesunięcia tak, czy inaczej wynikają z długości pomostu, krawężników i poręczy, czego ostatecznie efektem jest wygładzenie wykresów imperfekcji wypadkowych.

Imperfekcje z poszczególnych węzłów we wszystkich rusztowaniach tworzą zmienne losowe, których argumentami są zdarzenia w , polegając na przesunięciu położenia tychże węzłów. Celem dalszych analiz statystycznych zmienne te zdefiniowano jako:

- zmienna losowa imperfekcji w płaszczyźnie poziomej wzdłuż rusztowania $imp_x(w)$,
- zmienna losowa imperfekcji w płaszczyźnie poziomej w kierunku prostopadłym do rusztowania $imp_y(w)$,

- zmienna losowa imperfekcji wzdłuż osi prostopadłej do płaszczyzny poziomej czyli w pionie $imp_z(w)$,
- zmienna losowa imperfekcji wypadkowych $imp(w)$.



Rys. 4-25. Histogramy imperfekcji w rusztowaniu L12: a) pozioma składowa przesunięcia wzdłuż rusztowania, b) pozioma składowa przesunięcia w kierunku prostopadłym do rusztowania, c) pionowa składowa przesunięcia, d) wypadkowa przesunięcia

Na histogramach imperfekcji, pokazanych na Rys. 4-25, widać, że znaczna liczba składowych poziomych przesunięć jest do siebie zbliżona. W przypadku składowych imperfekcji imp_x większość zawiera się w przedziale od -56,0 mm do -41,0 mm a większość imperfekcji imp_y zawiera się w przedziale od -29,0 mm do 11,0 mm. Oznacza to, że całe rusztowanie jest przechylone wzdłuż ściany w jedną stronę, natomiast w kierunku prostopadłym do rusztowania ramki są obrócone zarówno w kierunku elewacji jak w stronę przeciwną. Histogram pionowych składowych imperfekcji imp_z ma charakter zupełnie inny, ponieważ w tym

przypadku pionów ram osiadają jako całość i imperfekcje pionowe węzłów w tych pionach przyjmują podobne wartości. Na histogramie uwidacznia się to w ten sposób, że nie widać żadnej regularności wartości imp_z .

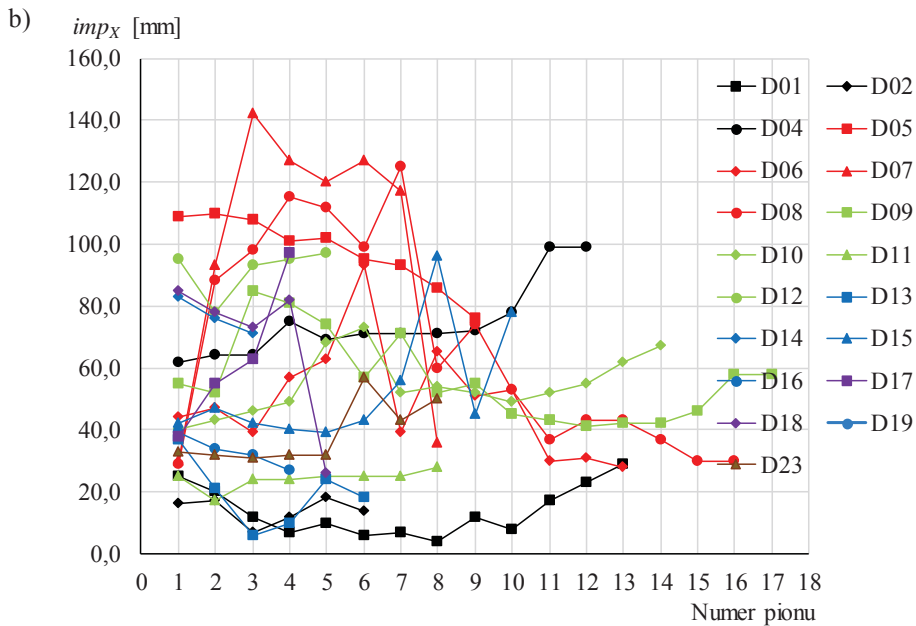
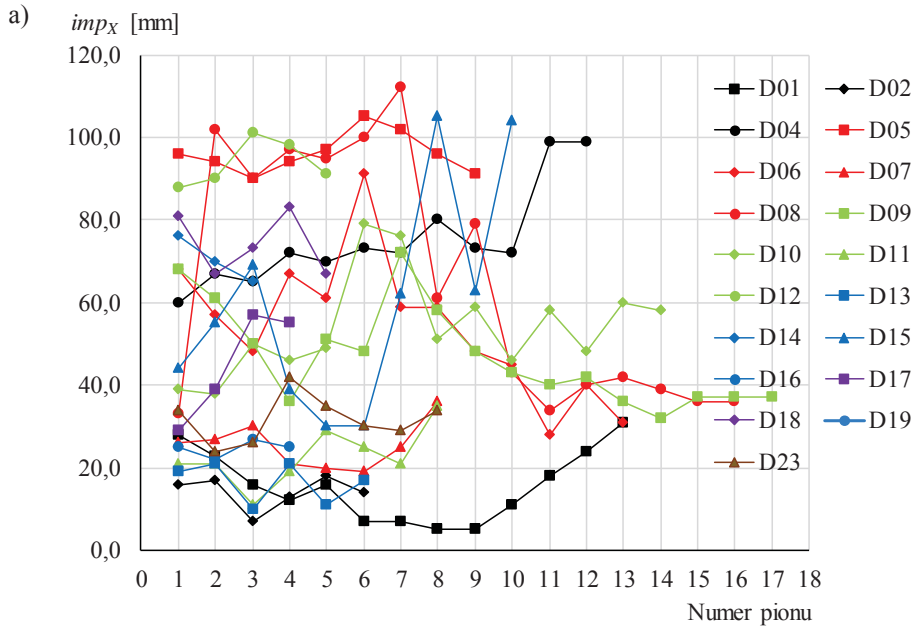
Można zauważyć (Rys. 4-17 ÷ 4-25), że rusztowania przesuwają się jako całość. Na tej podstawie można stwierdzić, że różnice pomiędzy imperfekcjami w obrębie pionów i poziomów będą mniejsze. Na Rys. 4-26 ÷ 4-29 pokazano na przykładzie wybranych rusztowań z województwa dolnośląskiego różnice pomiędzy maksymalnymi a minimalnymi wartościami składowych imperfekcji i wypadkowych imperfekcji w pionach czyli maksymalne wartości imperfekcji w obrębie pionu. Na Rys. 4-30 ÷ 4-33 przedstawiono, jak różnice pomiędzy maksymalnymi a minimalnymi imperfekcjami rozkładają się w poziomach rusztowań czyli jak rozkładają maksymalne imperfekcje w obrębie poziomu. Wykresy są oddzielnie wykonane w odniesieniu do poszczególnych składowych imperfekcji i wartości wypadkowych. Niestety efektem tego jest znaczna liczba rysunków. Dlatego w dalszej części wyniki badań imperfekcji rusztowań w województwie dolnośląskim i pozostałych województwach są przedstawione w skróconej formie, tzn. prezentowane są tylko średnie wartości składowych imperfekcji $\overline{imp_x}$, $\overline{imp_y}$, $\overline{imp_z}$, średnie wartości wypadkowych imperfekcji \overline{imp} oraz odpowiednie współczynniki zmienności czyli ilorazy odchyłeń

standardowych i wartości średnich: $\frac{S_{impX}}{imp_X}$, $\frac{S_{impY}}{imp_Y}$, $\frac{S_{impZ}}{imp_Z}$, $\frac{S_{imp}}{imp}$. Mimo

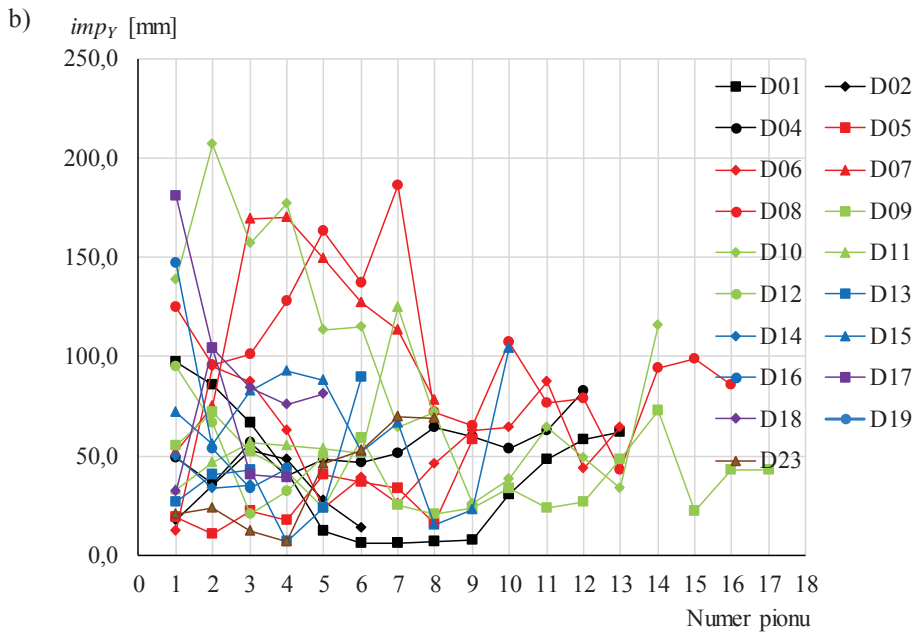
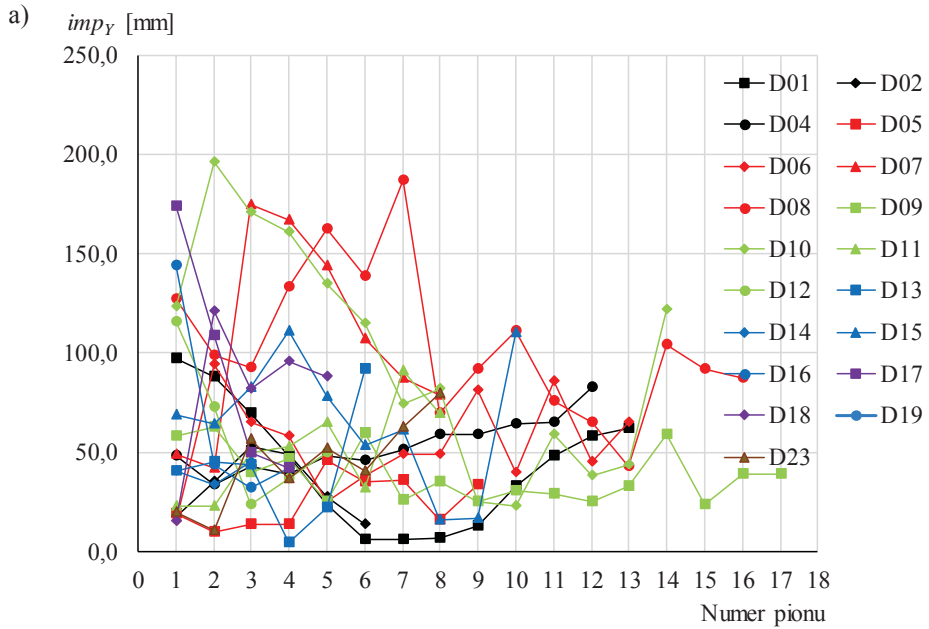
skompilowania wyników nadal liczba rysunków jest duża, ale prezentacja zagadnienia w formie graficznej pozwala na łatwiejszą analizę zjawiska. Za taką formą prezentacji wyników przemawia też to, że pokazują one skalę problemu.

Zawartość Rys. 4-26 ÷ 4-29 potwierdza wnioski wyciągnięte w odniesieniu do wyników badań rusztowania L12, tzn.:

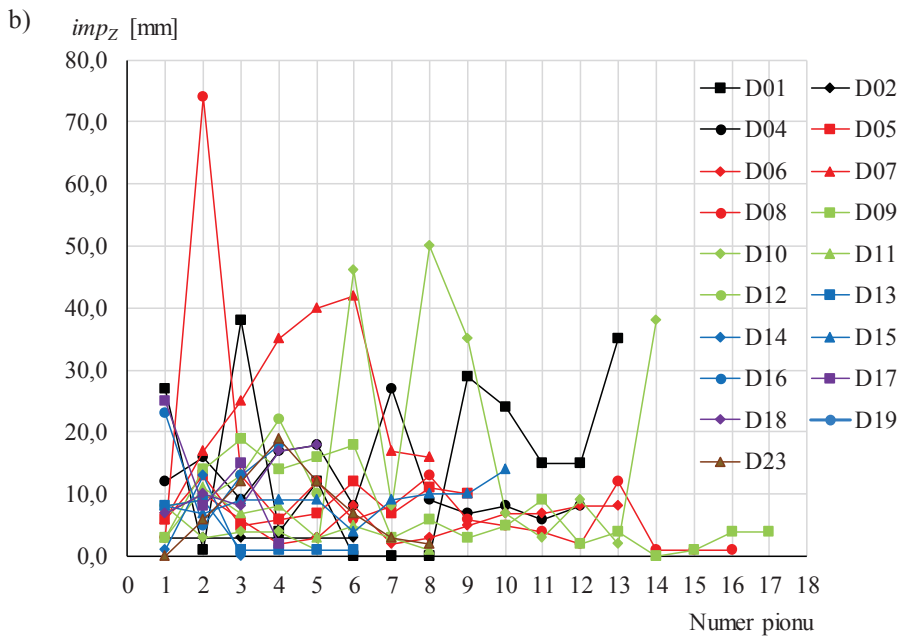
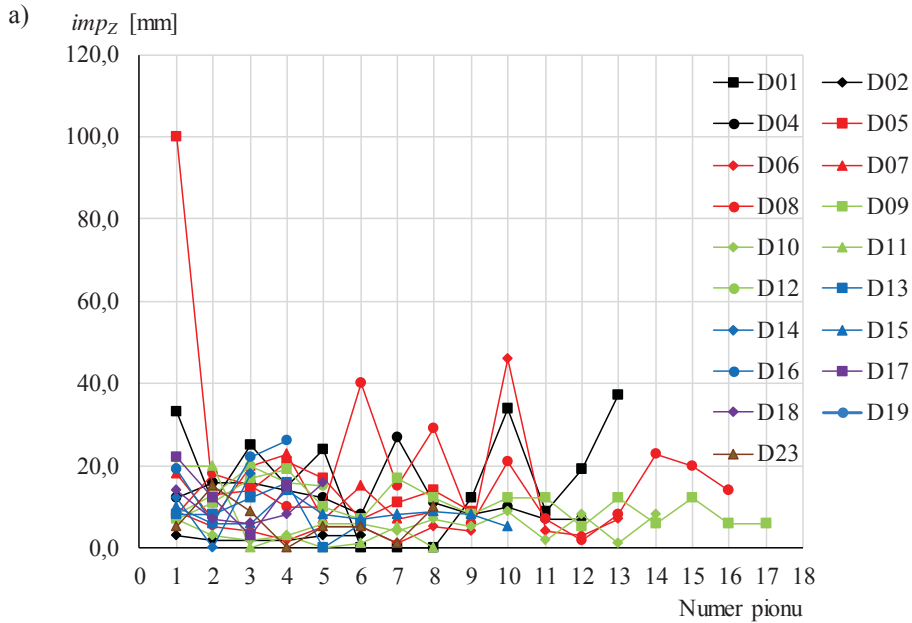
- składowe pionowe imperfekcji imp_z są mniejsze niż składowe imperfekcji w płaszczyźnie poziomej imp_x i imp_y ,
- składowe imperfekcji w płaszczyźnie poziomej imp_x i imp_y mają wartości tego samego rzędu,
- wartości imperfekcji węzłów od strony ściany i od strony zewnętrznej są do siebie zbliżone i to niezależnie od rozpatrywanej składowej imperfekcji,
- wartości imperfekcji w pierwszym poziomie węzłów nad podstawkami są większe niż sąsiednich wyższych poziomach, węzły najniższe są blokowane przez podparcie na podłożu gruntowym i raz źle ustawione nie zmieniają swego położenia w trakcie użytkowania rusztowania,
- czym rusztowania są wyższe tym imperfekcje są większe, a najbardziej odsunięte od idealnej geometrii są wyższe poziomy robocze.



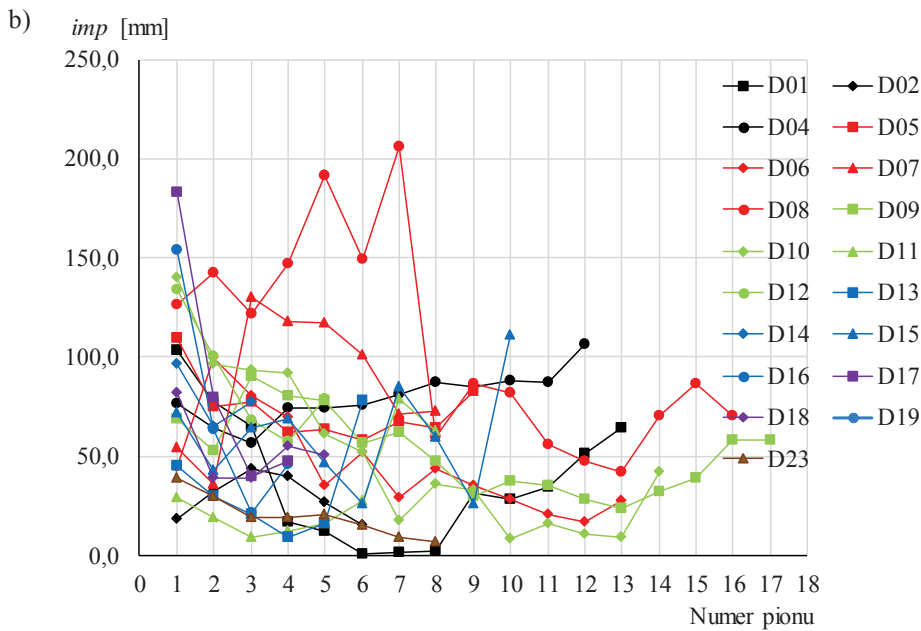
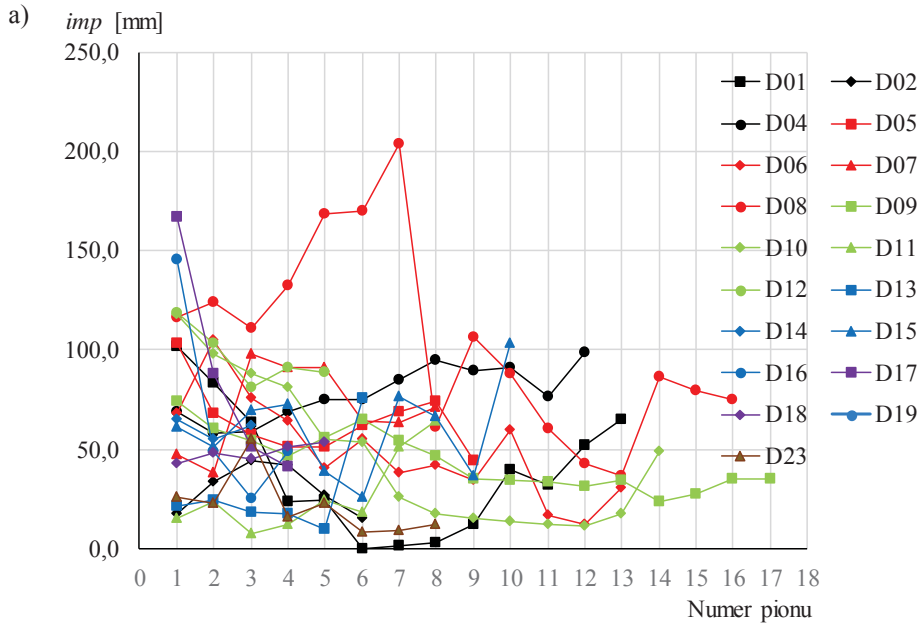
Rys. 4-26. Maksymalne imperfekcje imp_x w obrębie pionów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



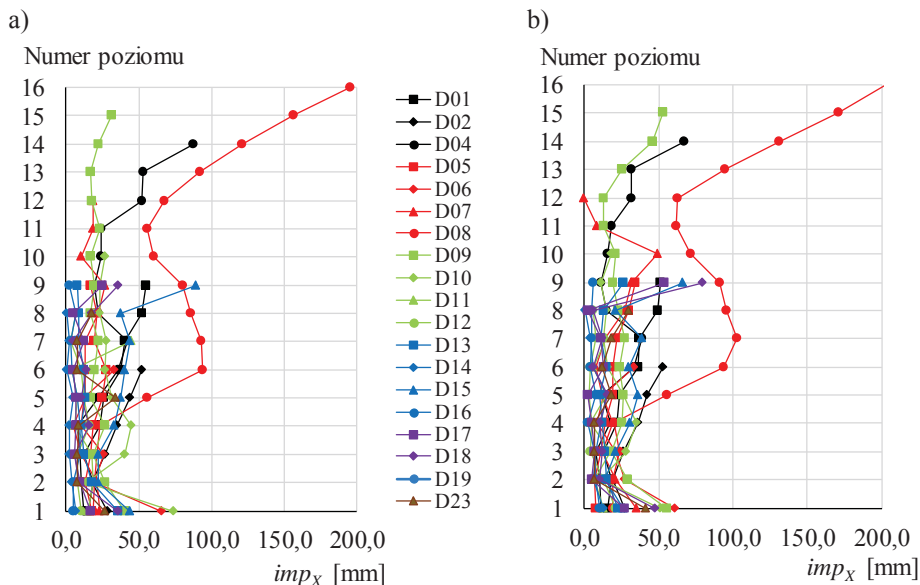
Rys. 4-27. Maksymalne imperfekcje imp_Y w obrębie pionów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



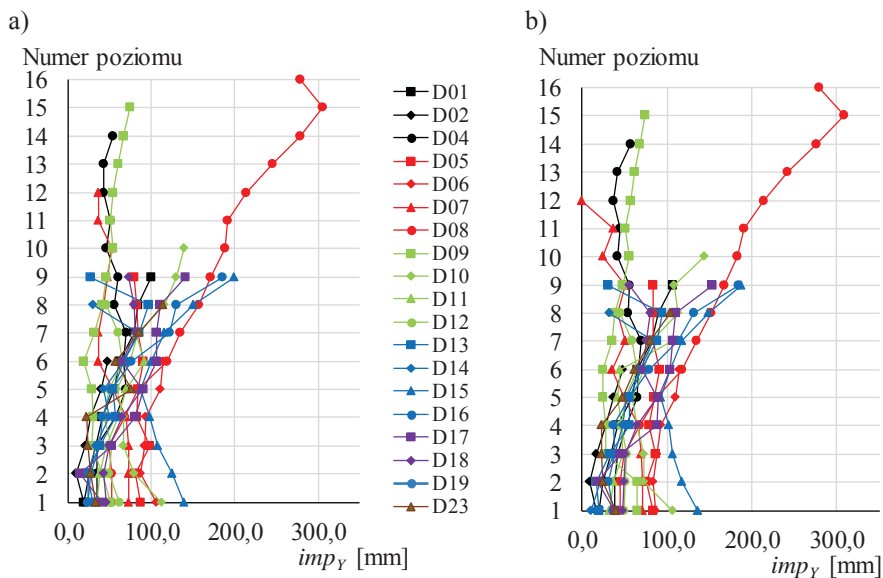
Rys. 4-28. Maksymalne imperfekcje imp_z w obrębie pionów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



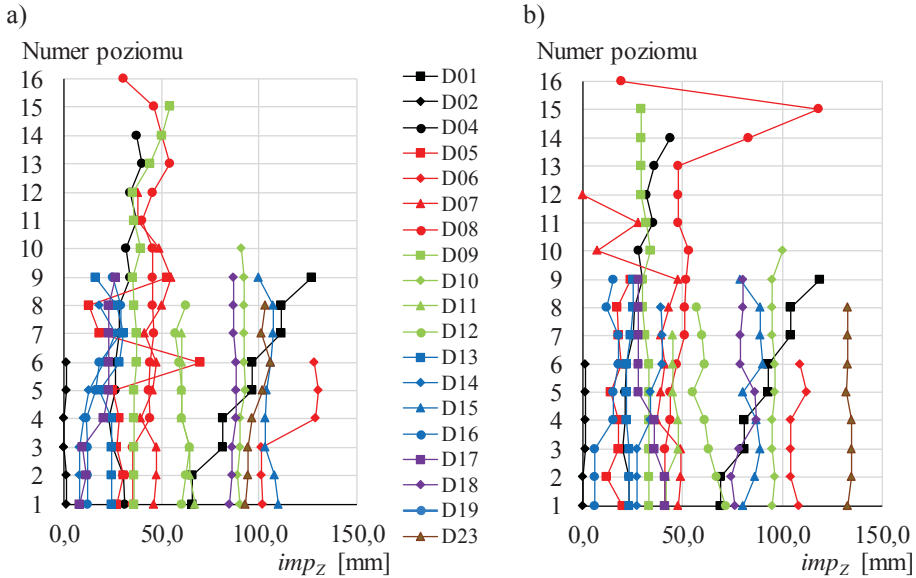
Rys. 4-29. Maksymalne imperfekcje imp w obrębie pionów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



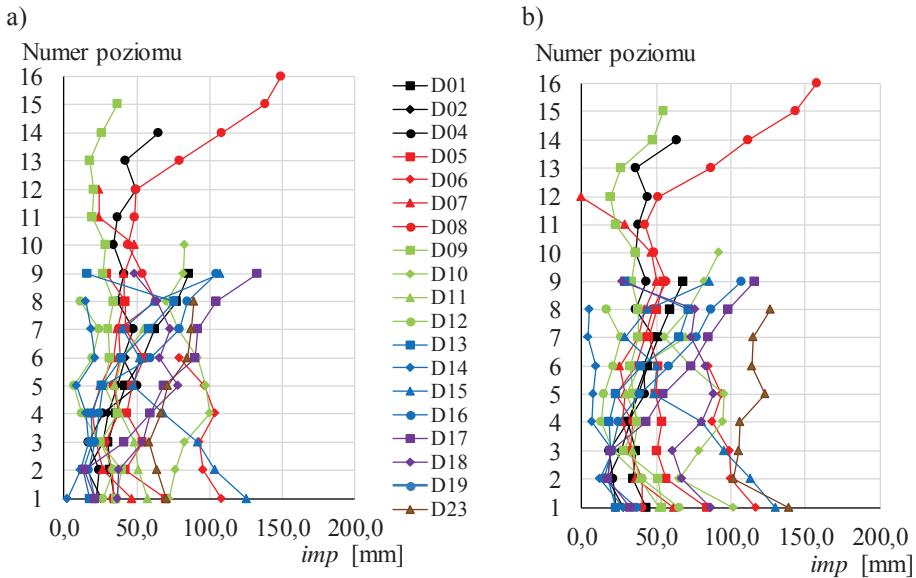
Rys. 4-30. Maksymalne imperfekcje imp_x w obrębie poziomów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



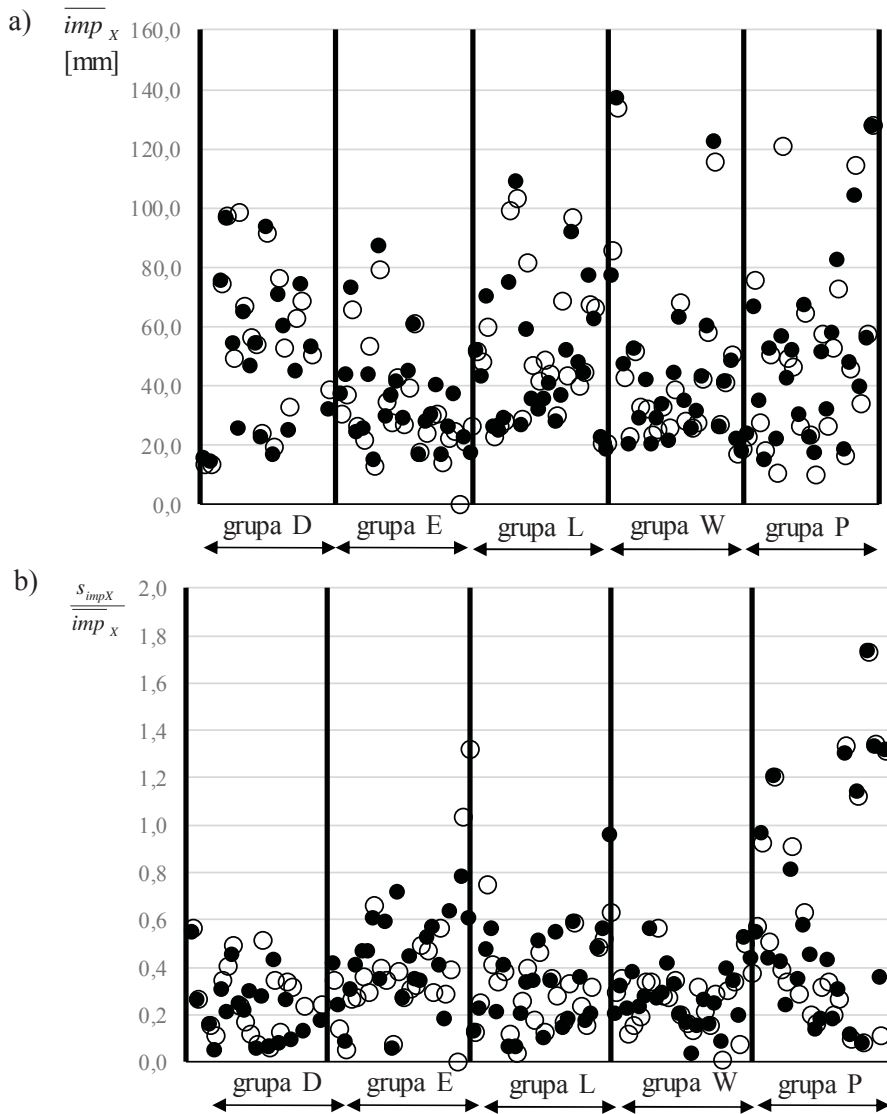
Rys. 4-31. Maksymalne imperfekcje imp_y w obrębie poziomów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



Rys. 4-32. Maksymalne imperfekcje imp_z w obrębie poziomów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



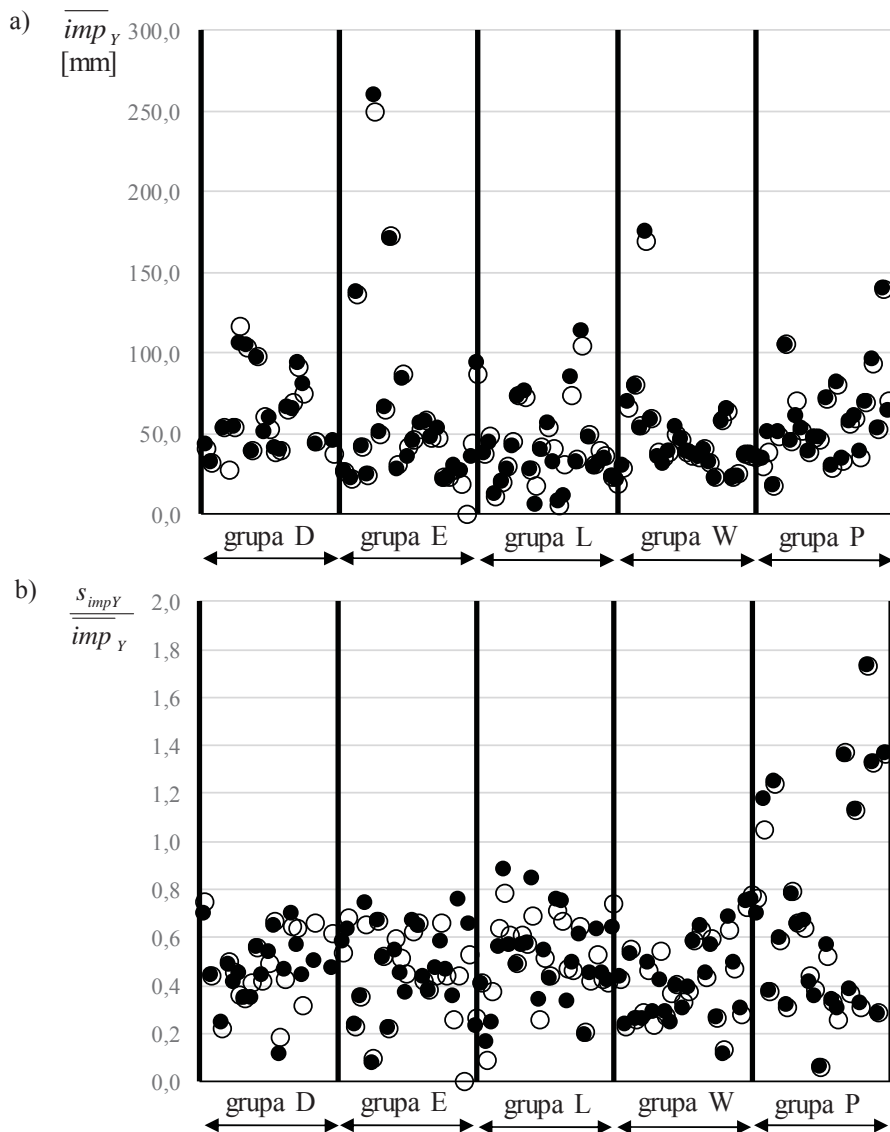
Rys. 4-33. Maksymalne imperfekcje imp w obrębie poziomów w rusztowaniach województwa dolnośląskiego w odniesieniu do: a) węzłów przy elewacji, b) na zewnątrz rusztowania



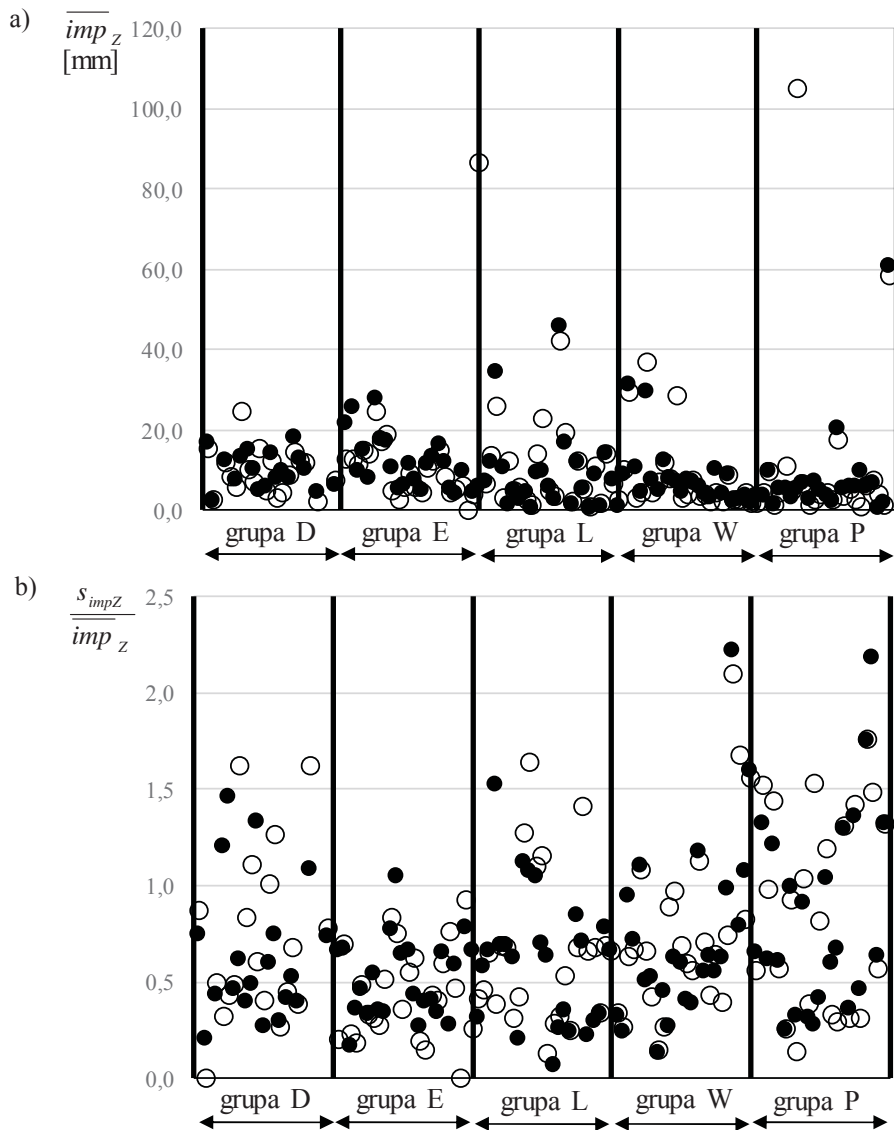
Rys. 4-34. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp_x w obrębie pionów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania

Na Rys. 4-34 ÷ 4-41 przedstawiono wartości średnie maksymalnych imperfekcji w obrębie pionów lub poziomów i ich współczynniki zmienności w odniesieniu do wszystkich badanych rusztowań. Grupa D obejmuje rusztowania województwa dolnośląskiego, grupa E – województwa łódzkiego,

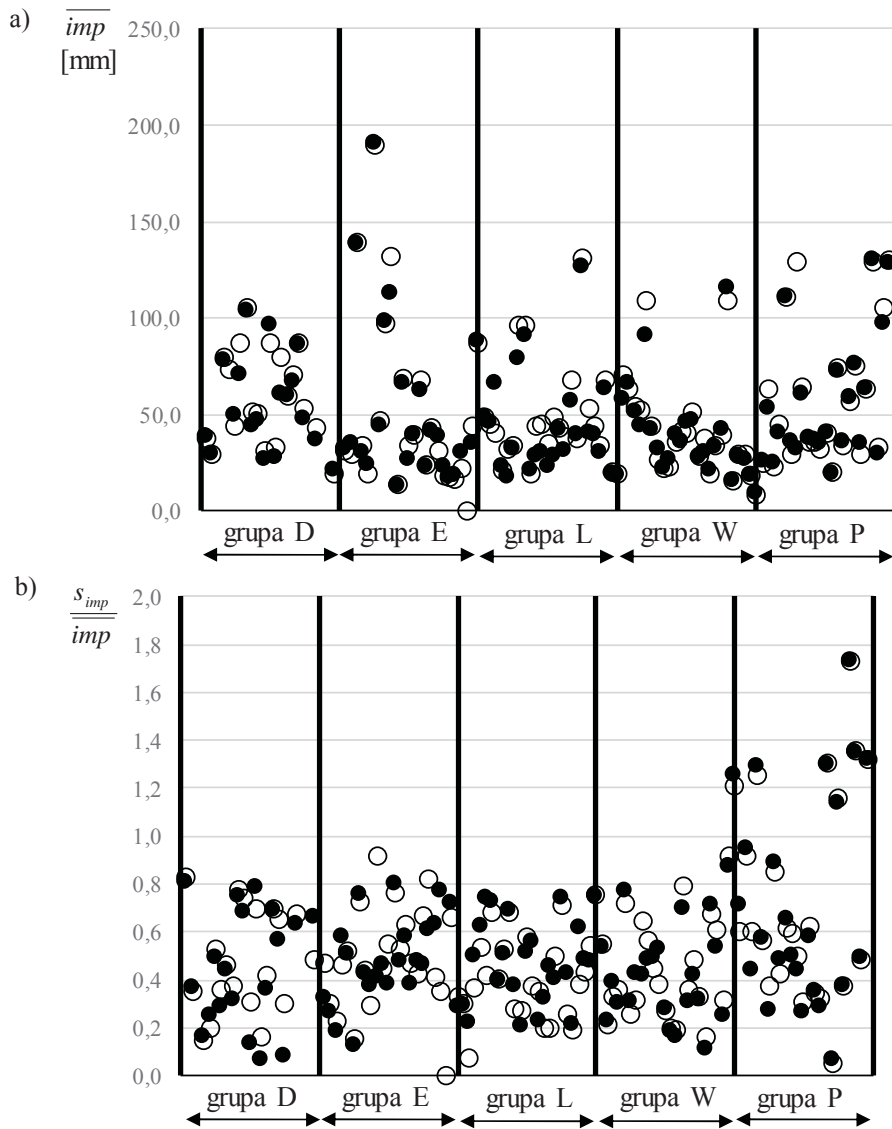
grupa L – województwa lubelskiego, grupa W – województwa mazowieckiego, a grupa P obejmuje rusztowania zlokalizowane w pozostałych województwach, z tymże większość z nich była zlokalizowana w województwie wielkopolskim.



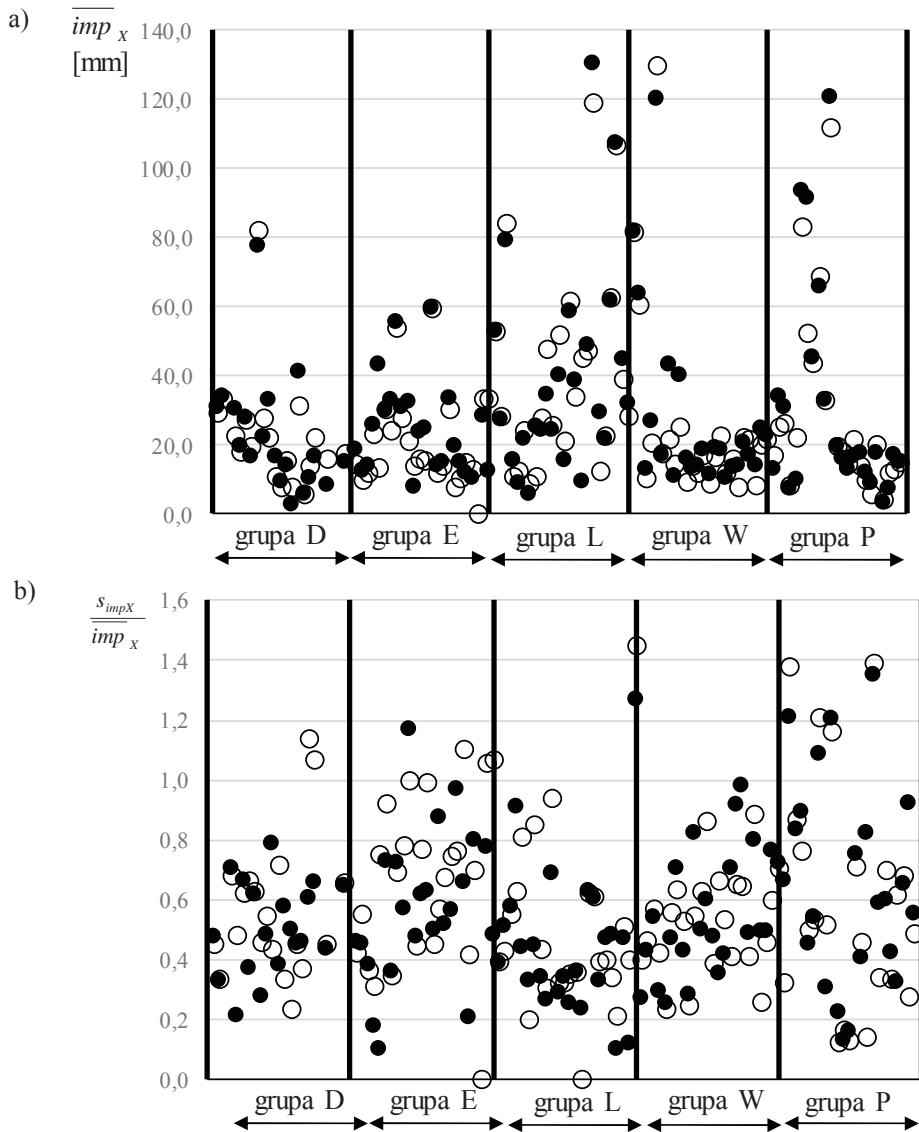
Rys. 4-35. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp_Y w obrębie pionów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania



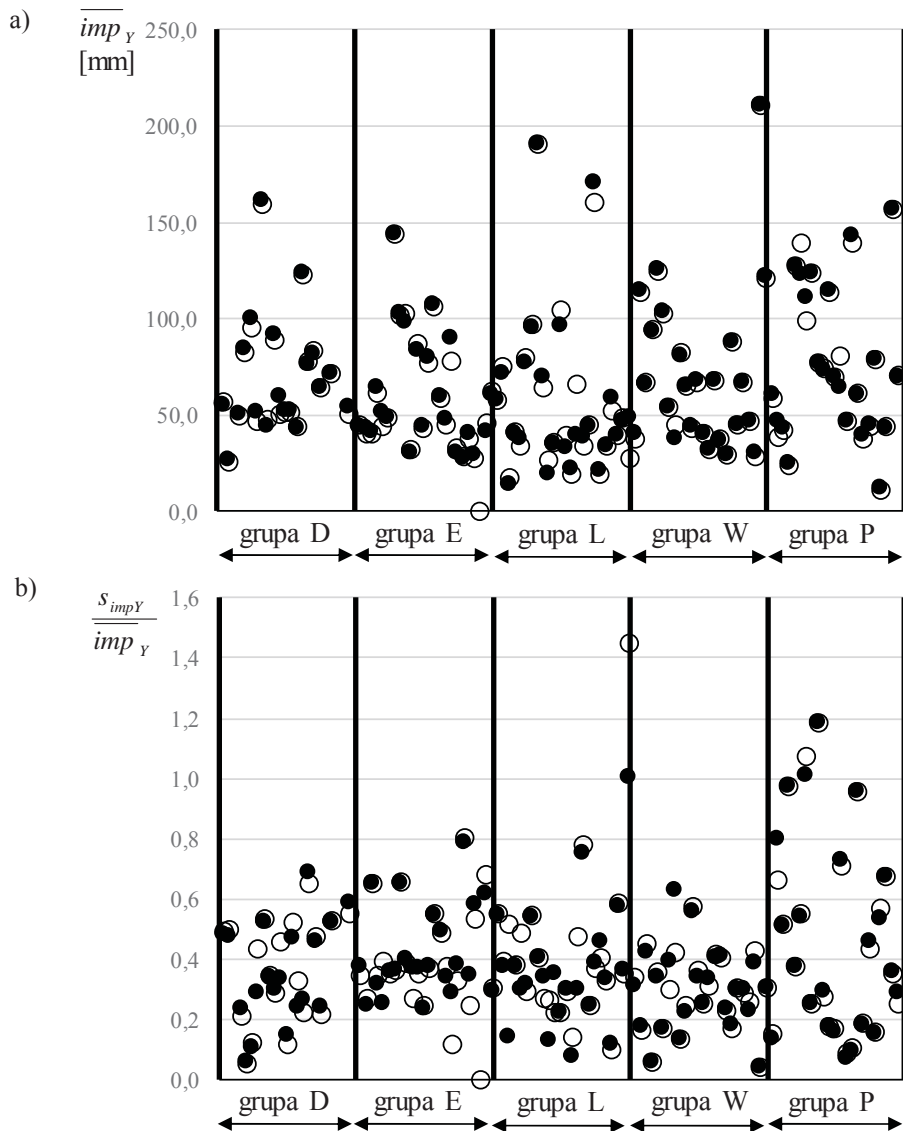
Rys. 4-36. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp_z w obrębie pionów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania



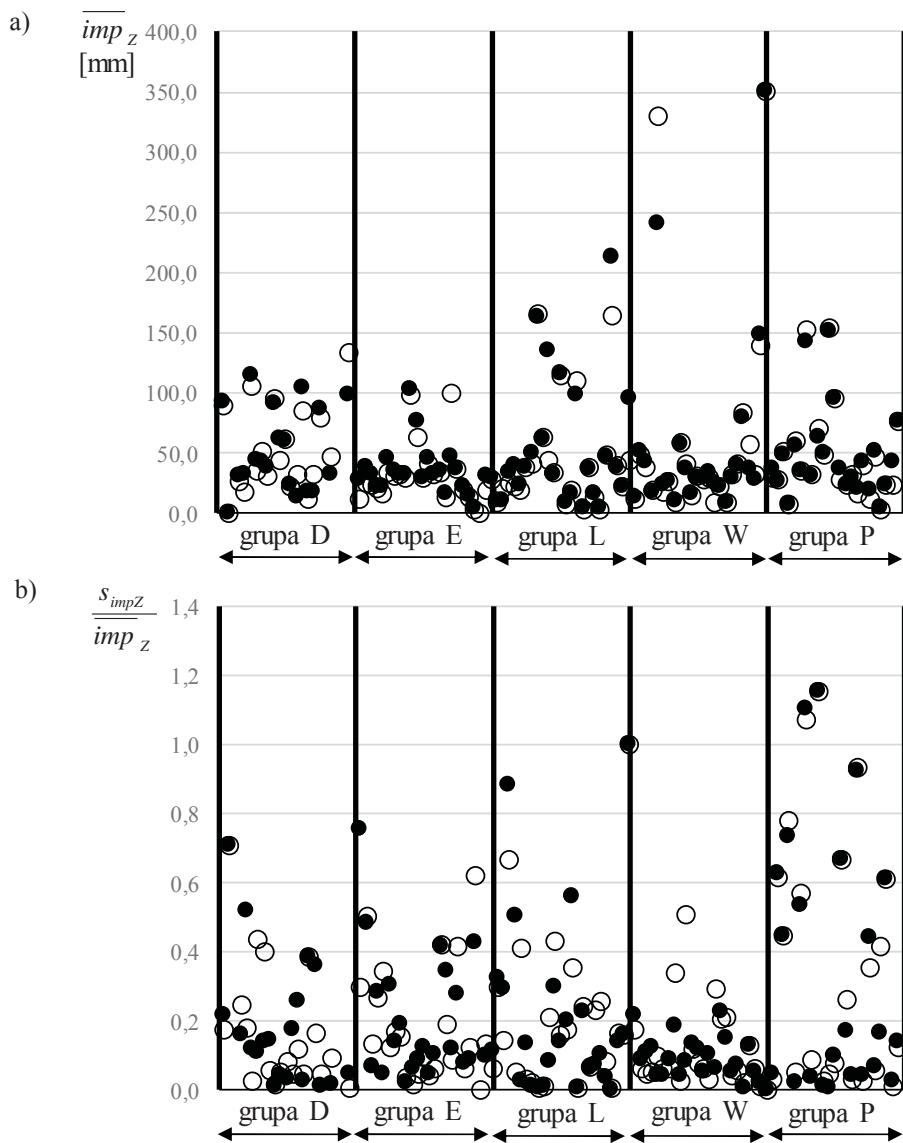
Rys. 4-37. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp w obrębie pionów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania



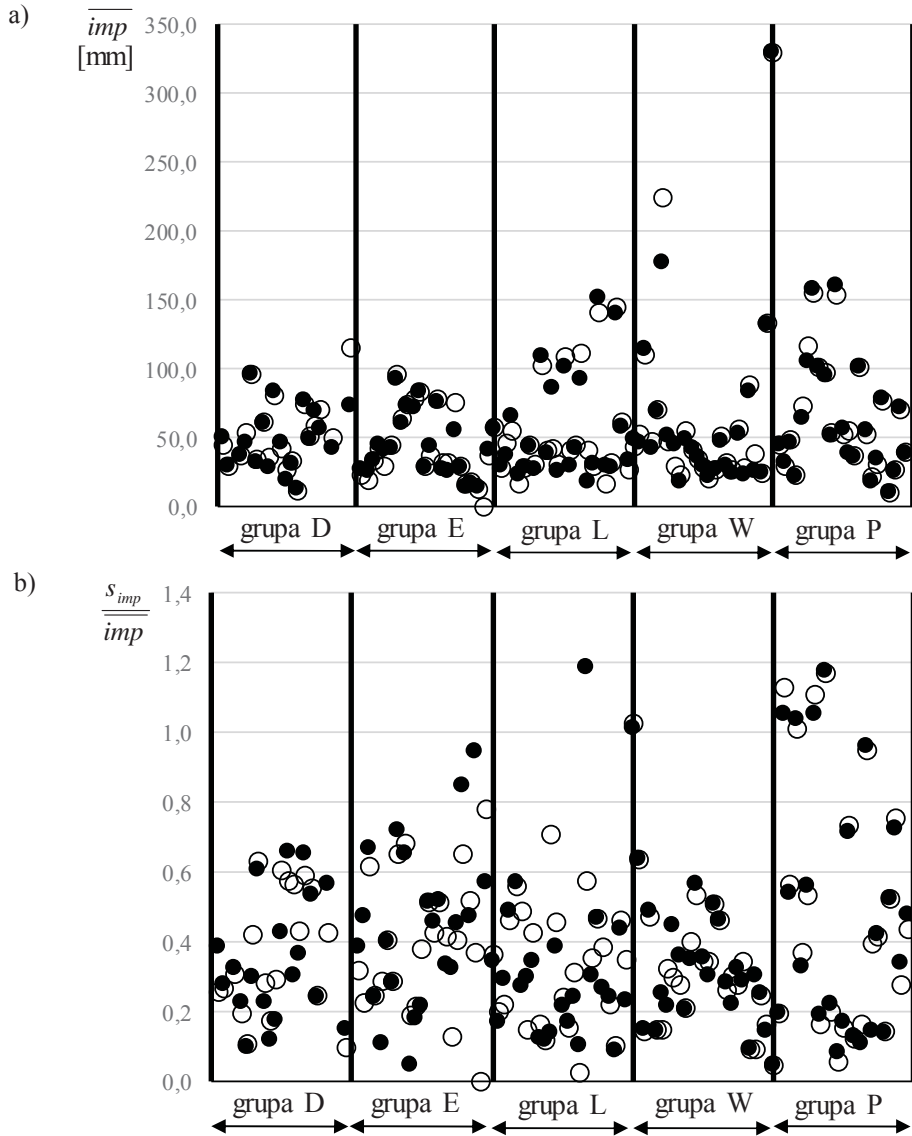
Rys. 4-38. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp_x w obrębie poziomów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania



Rys. 4-39. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp_Y w obrębie poziomów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania



Rys. 4-40. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp_z w obrębie poziomów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania

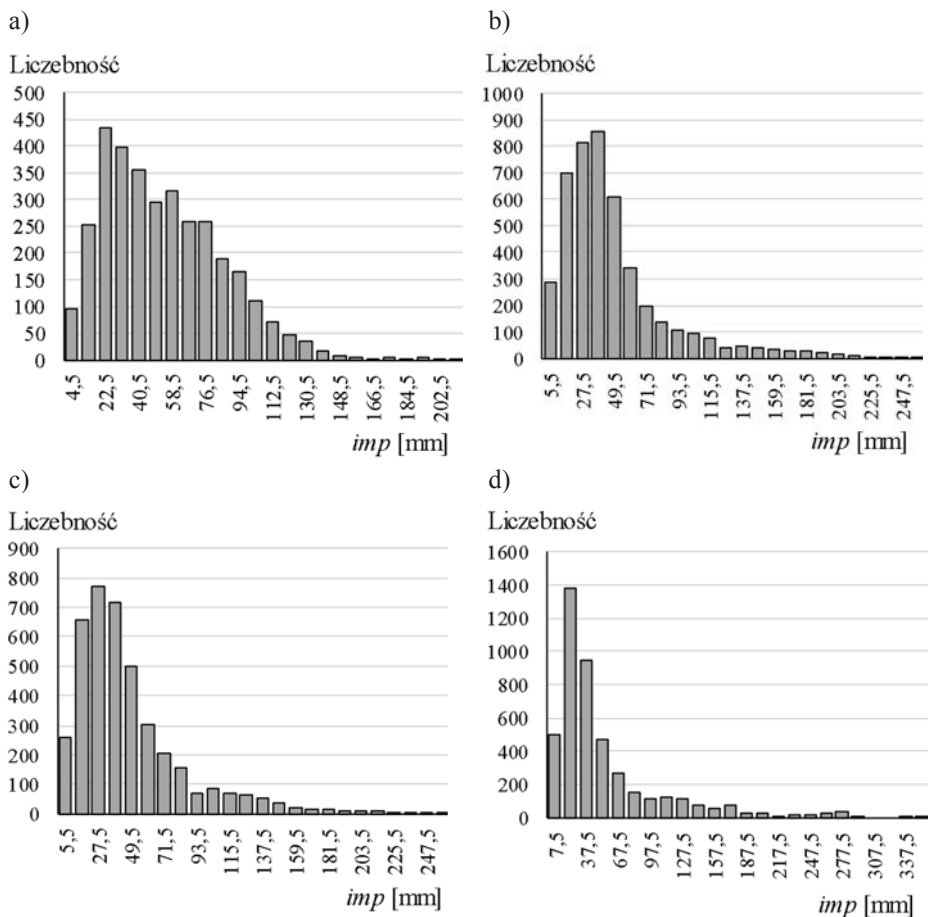


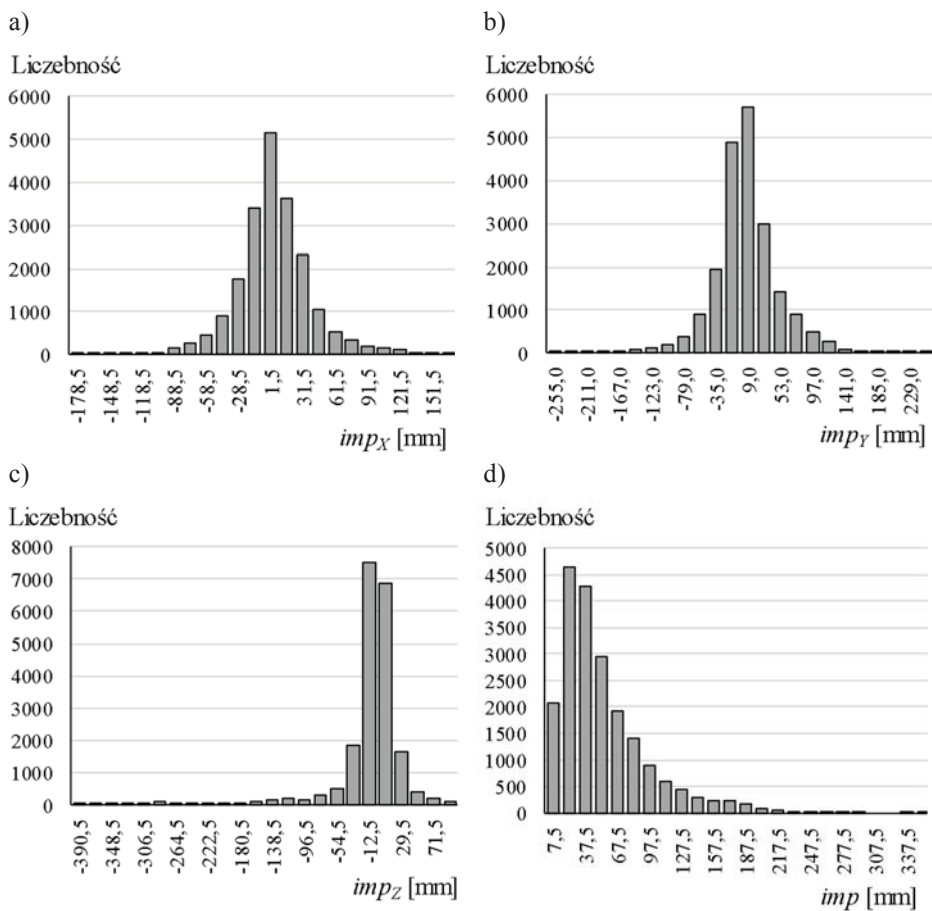
Rys. 4-41. Podstawowe statystyki maksymalnych imperfekcji imp w obrębie poziomów w rusztowaniach w poszczególnych województwach: a) wartości średnie, b) współczynniki zmienności; ● – węzły od strony elewacji, ○ – węzły na zewnątrz rusztowania

Do wniosków wyciągniętych na podstawie wyników pokazanych na Rys. 4-26 ÷ 4-29, można dodać, że średnie wartości składowych imperfekcji imp_z są zwykle mniejsze od 20 mm, natomiast wykresy współczynników

zmienności pokazują, że tym wartościom składowych imperfekcji mogą towarzyszyć imperfekcje sięgające 60 mm. Oczywiście wśród badanych rusztowań zaobserwowano również znacznie większe przesunięcia w pionie niż 60 mm. Zaprezentowany wcześniej wniosek dotyczy sytuacji uznanych za zwykle występujące.

Wartości współczynnika zmienności przekraczają w niektórych rusztowania wartość 2,0. Wynika z tego, że w ramach jednego rusztowania imperfekcje na poszczególnych poziomach lub pionach bardzo się od siebie różnią. Wystąpienie takich różnic jest możliwe z powodu luzów, jakie występują w połączeniach poszczególnych komponentów rusztowań.





Rys. 4-43. Histogramy imperfekcji przechyłowych w rusztowaniach w całej Polsce: a) pozioma składowa imperfekcji wzdłuż rusztowania imp_X , b) pozioma składowa imperfekcji w kierunku prostopadłym do rusztowania imp_Y , c) pionowa składowa imperfekcji imp_Z , d) wypadkowa wartość imperfekcji imp

Na Rys. 4-34 ÷ 4-41 przedstawiono wartości średnie imperfekcji i współczynniki zmienności. Wyniki analiz, zawierające dalsze informacje o imperfekcjach, są przedstawione w formie histogramów wypadkowych imperfekcji poszczególnych węzłów w poszczególnych województwach i w całej Polsce na Rys. 4-42 i 4-43. Są to bezwzględne odległości węzłów rzeczywistej konstrukcji rusztowania w stosunku do konfiguracji o idealnej geometrii. Na podstawie wyników, przedstawionych na tych rysunków i Rys. 4-34 ÷ 4-41, można stwierdzić, że w geometrii rusztowań, używanych w województwach dolnośląskim, łódzkim, lubelskim i mazowieckim nie ma znacznych różnic. Wyniki pomiarów rusztowań w grupie P czyli w pozostałych województwach

pokazują, że można oczekiwać różnic w poszczególnych regionach Polski, ale nie będą one zbyt duże. Zakresy wartości średnich imperfekcji są podobne, jedynie współczynniki zmienności w grupie P są większe. Jednak, gdy porównamy histogramy wartości wypadkowych imperfekcji to widać, że wszystkie, tzn. te wykonane w poszczególnych województwach, jak i w całej Polsce, mają podobny charakter a różnice wynikają z zakresów wartości imperfekcji, umieszczonych na osiach wykresów.

Punkty z wierzchołków słupków histogramów, przedstawionych na Rys. 4-42 i 4-43d, tworzą krzywe zbliżone kształtem do rozkładów Weibulla. Natomiast histogramy składowych imperfekcji imp_x i imp_y , pokazane na Rys. 4-43a,b są niemal symetryczne. Oznacza to, że nie ma preferowanego ułożenia rusztowania względem elewacji. Rusztowanie może być przechylone zarówno w stronę ściany, jak i odchyłone od ściany. W przypadku składowych pionowych imperfekcji wartości mieszczą się w przedziale od -30 mm do 30 mm. Jednak stwierdzono wyraźne osiadanie kilku rusztowań i dlatego na histogramie pojawiły się słupki histogramu przy ujemnych wartościach imp_z znacznie większych co do wartości bezwzględne niż imperfekcje po prawej stronie osi.

W Tab. 4-2 zestawiono kwantyle (por. Krysiński i in. (1999)) imperfekcji rusztowań w Polsce. Jak wynika z tej tabeli w 50% rusztowań maksymalna imperfekcja jest mniejsza niż 20 mm. Natomiast w 75% rusztowań wartości bezwzględne kolejnych składowych przemieszczeń są mniejsze od $|imp_x| \leq 32,9$ mm, $|imp_y| \leq 42,6$ mm, $|imp_z| \leq 24,2$ mm oraz składowa wypadkowa imp jest mniejsza od 70,0 mm. Oczywiście zwiększenie wartości rzędu kwantyla powoduje dalszy wzrost maksymalnej imperfekcji.

Tab. 4-2. Kwantyle imperfekcji przechyłowych rusztowań

| Składowa imperfekcji | Kwantyle rzędu | | |
|----------------------|----------------|---------|----------|
| | 0,50 | 0,75 | 0,95 |
| $ imp_x $ | 17,6 mm | 32,9 mm | 73,0 mm |
| $ imp_y $ | 20,6 mm | 42,6 mm | 96,1 mm |
| $ imp_z $ | 11,5 mm | 24,2 mm | 90,9 mm |
| imp | 41,6 mm | 70,0 mm | 142,4 mm |

Jak już wielokrotnie pisano w tym opracowaniu, wartości imperfekcji w rusztowaniach zależą przede wszystkim od: jakości montażu, w tym przygotowania podłoża, dokładności montowania elementów, kotwienia i sposobu użytkowania rusztowań. Analiza wykresów takich parametrów, jak:

- wartości średnie,
- odchylenia standardowe,
- maksymalne lub minimalne wartości imperfekcji,
- maksymalne imperfekcje w obrębie pionów i poziomów,

w zależności od:

- liczby poziomów,
- liczby pionów,
- powierzchni rusztowania,
- ilorazu minimalnego i maksymalnego dynamicznego modułu odkształcenia podłoża gruntowego E_{vdmin} / E_{vdmax} (por. rozdział 3),

pokazała, że nie ma między tymi parametrami korelacji. Ponieważ negatywny wpływ imperfekcji jest potwierdzony, to albo należy wymagać bezwzględnie dokładniejszego montażu albo uwzględniać to w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych, na przykład generując pole losowe imperfekcji, korzystając z wyników podanych w następnym podpunkcie. Jednak nawet w tym drugim przypadku nie można dopuszczać do tak dużych wartości imperfekcji, jakie otrzymano na podstawie badań rusztowań w Polsce.

4.3.4. Macierze korelacji imperfekcji w węzłach rusztowań

Z zaprezentowanych w poprzednim podpunkcie analiz wynika, że imperfekcje można traktować jako zmienne losowe, których wartości zmieniają się w znacznym zakresie. Jednak wymiary elementów powodują, że imperfekcje z poszczególnych węzłów rusztowania nie mogą one od siebie być niezależne. Widać to na przykład na Rys. 4-26 ÷ 4-33. Wartości maksymalnych wypadkowych imperfekcji w obrębie pionów są równe maksymalnym wartościom składowych a w przypadku tych samych wielkości w obrębie poziomów maksymalne wartości wypadkowych są nawet mniejsze. Dlatego podjęto się wyznaczenia korelacji pomiędzy imperfekcjami w węzłach rusztowania. Oczywiście liczba zbadanych rusztowań daje możliwość wyznaczenia tylko estymatorów parametrów statystycznych. Jednak już na tej liczbie badań widać pewne zależności.

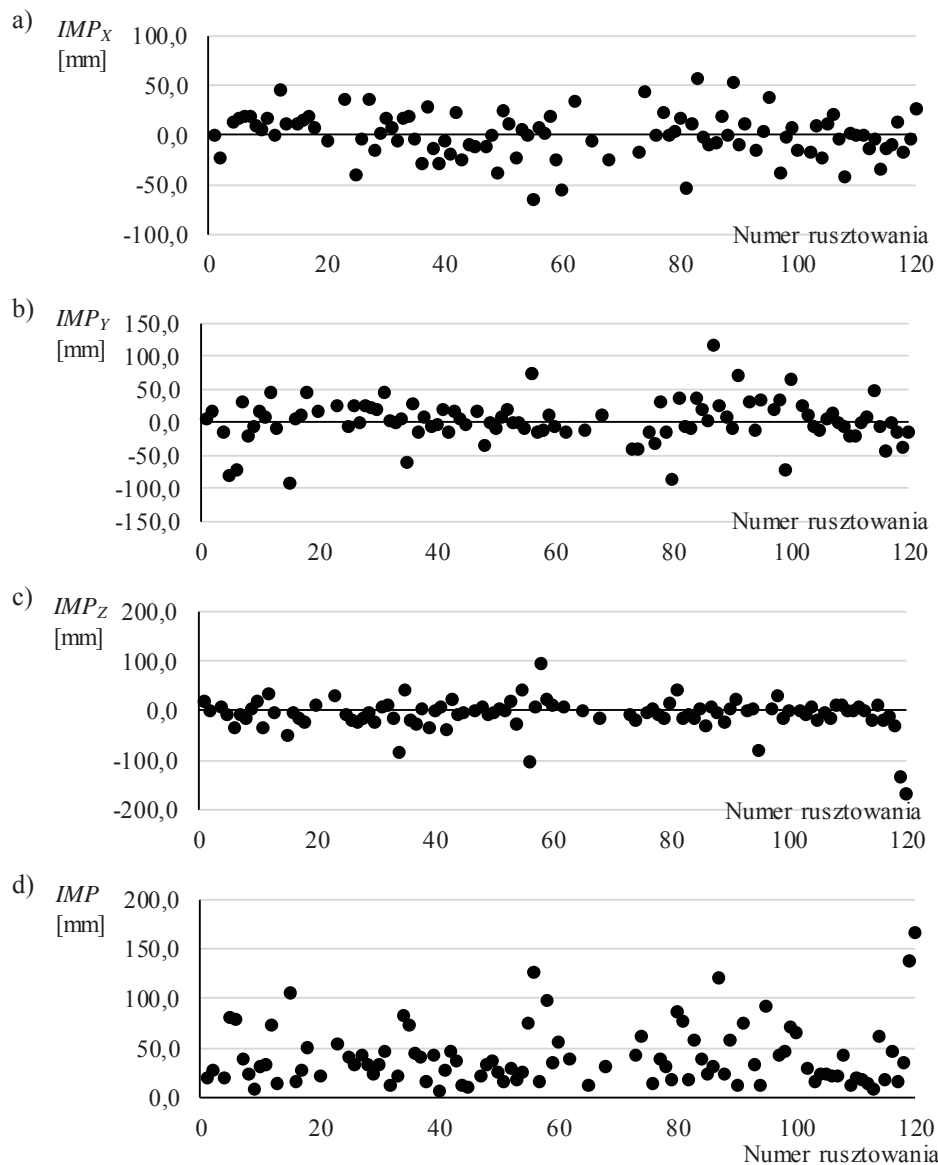
Podczas wyznaczenia korelacji przyjęto, że imperfekcje węzłów, zlokalizowanych w tych samych miejscach rusztowań czyli na h -tym poziomie i w v -tym pionie rusztowania, tworzą zmienne losowe:

- zmienna losowa imperfekcji w płaszczyźnie poziomej wzdłuż rusztowania $\{IMP_{X1}, IMP_{X2}, IMP_{X3}, \dots, IMP_{Xi}, \dots, IMP_{Xn}\}$
- zmienna losowa imperfekcji w płaszczyźnie poziomej w kierunku prostopadłym do rusztowania $\{IMP_{Y1}, IMP_{Y2}, IMP_{Y3}, \dots, IMP_{Yi}, \dots, IMP_{Yn}\}$
- zmienna losowa imperfekcji wzdłuż osi prostopadłej do płaszczyzny poziomej czyli w pionie $\{IMP_{Z1}, IMP_{Z2}, IMP_{Z3}, \dots, IMP_{Zi}, \dots, IMP_{Zn}\}$
- zmienna losowa imperfekcji wypadkowych $\{IMP_1, IMP_2, IMP_3, \dots, IMP_i, \dots, IMP_n\}$,

gdzie: i – numer rusztowania.

Analizowano tylko takie rusztowania, które składały się co najmniej z czterech poziomów roboczych. Maksymalna liczba pionów i poziomów wzięta do analizy wynikała z założenia, że analiza statystyczna będzie prawidłowa, jeżeli w odniesieniu do danego węzła rusztowania, można wyznaczyć co najmniej

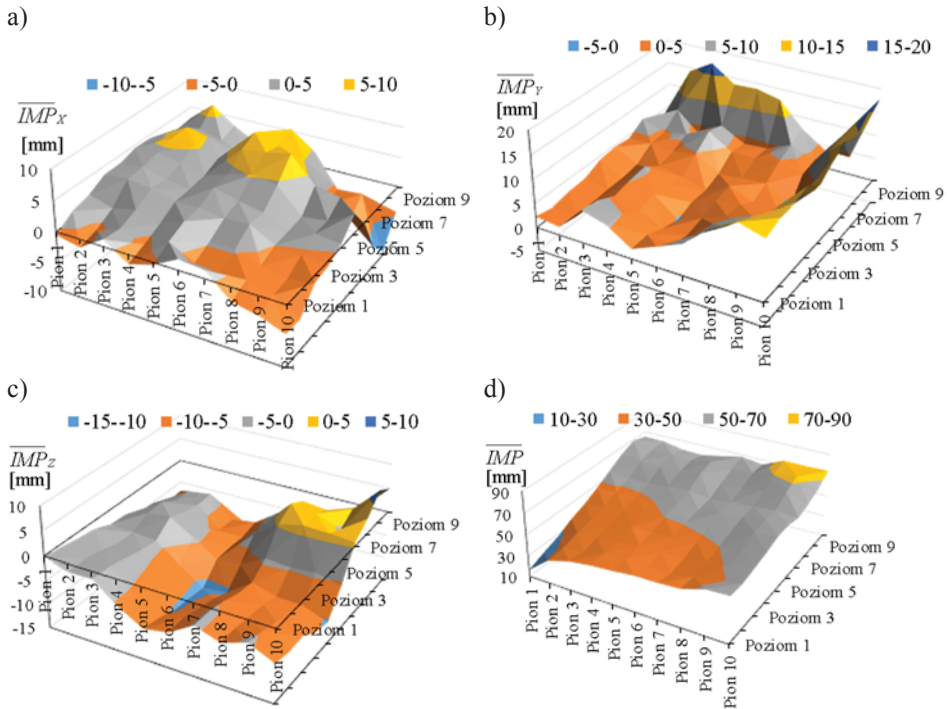
30 zdarzeń losowych. W ten sposób otrzymano zmienne losowe imperfekcji w odniesieniu do stu węzłów ułożonych w 10 poziomach i 10 pionach. Przykładowy zestaw zmiennych losowych w węzle o takiej samej lokalizacji w 110 rusztowaniach przedstawiono na Rys. 4-44.



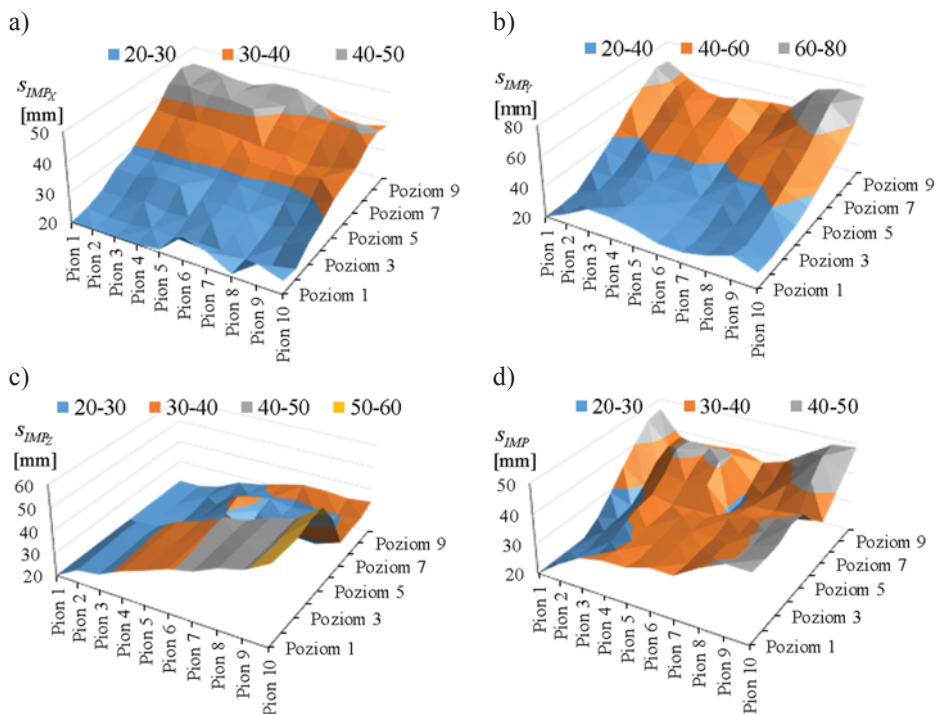
Rys. 4-44. Zmienna losowa imperfekcji w czwartym węzle trzeciego poziomu od strony elewacji: a) IMP_X , b) IMP_Y , b) IMP_Z , d) IMP

W każdym z punktów wyznaczono wartości średnie zmiennych losowych ze wzoru:

$$\begin{aligned}\overline{IMP}_X &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n IMP_{Xi}, \\ \overline{IMP}_Y &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n IMP_{Yi}, \\ \overline{IMP}_Z &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n IMP_{Zi}, \\ \overline{IMP} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n IMP_i\end{aligned}\tag{4-26}$$



Rys. 4-45. Powierzchniowe wykresy wartości średnich imperfekcji w węzłach od strony elewacji: a) \overline{IMP}_X , b) \overline{IMP}_Y , c) \overline{IMP}_Z , d) \overline{IMP}



Rys. 4-46. Powierzchniowe wykresy odchyłeń standardowych imperfekcji w węzłach od strony elewacji: a) S_{IMP_X} , b) S_{IMP_Y} , c) S_{IMP_Z} , d) S_{IMP}

i odchylenia standardowe zmiennych losowych ze wzoru:

$$\begin{aligned}
 S_{IMP_X} &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (IMP_{Xi} - \overline{IMP_X})^2}, \\
 S_{IMP_Y} &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (IMP_{Yi} - \overline{IMP_Y})^2}, \\
 S_{IMP_Z} &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (IMP_{Zi} - \overline{IMP_Z})^2}, \\
 S_{IMP} &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (IMP_i - \overline{IMP})^2}
 \end{aligned}
 \tag{4-27}$$

gdzie: n – liczba rusztowań, w których węzeł występuje.

Wymienione wyżej parametry statystyczne zaprezentowano na Rys. 4-45 i 4-46 w formie wykresów powierzchniowych. Analizując wykresy widać brak regularności wartości średnich składowych imperfekcji. Jednak już wykres wartości średnich wypadkowych imperfekcji jest wykresem wygładzonym. Dość regularne formy przyjmują wszystkie wykresy odchyłeń standardowych. Na przykład na tych wykresach widać wzrost odchyłeń standardowych na wyższych poziomach.

Wartości średnie i odchylenia standardowe zmiennych losowych imperfekcji obliczono, ponieważ są one potrzebne do określenia współczynników korelacji pomiędzy imperfekcjami w poszczególnych węzłach rusztowania. Regularność wykresów powierzchniowych pokazuje, że taka korelacja powinna zachodzić przynajmniej w punktach sąsiadujących ze sobą. Współczynniki korelacji pomiędzy punktami i i j zostały obliczone z następujących wzorów:

$$R_{IMP_X,ij} = \frac{\sum_{k=1}^n (IMP_{Xik} - \overline{IMP}_X)(IMP_{Xjk} - \overline{IMP}_X)}{\sqrt{\sum_{k=1}^n (IMP_{Xik} - \overline{IMP}_X)^2 \sum_{k=1}^n (IMP_{Xjk} - \overline{IMP}_X)^2}},$$

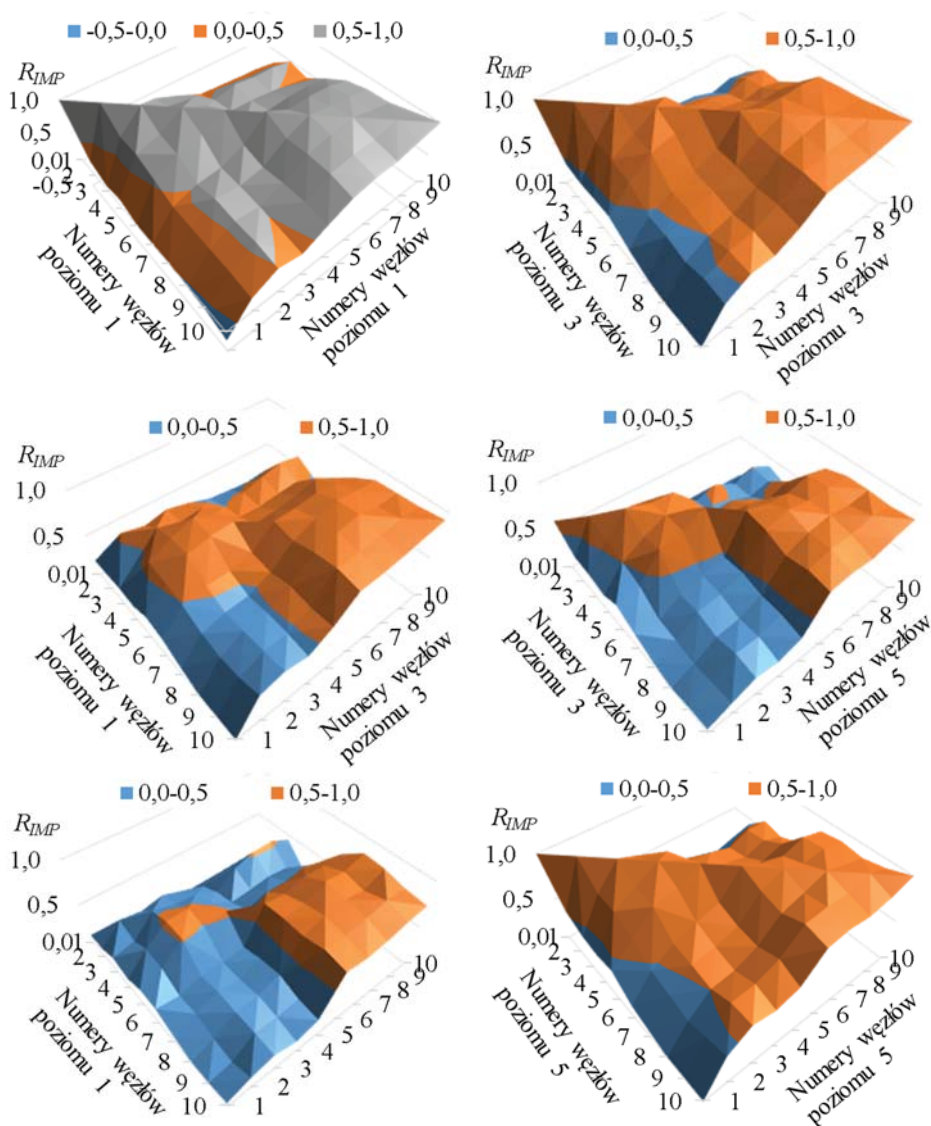
$$R_{IMP_Y,ij} = \frac{\sum_{k=1}^n (IMP_{Yik} - \overline{IMP}_Y)(IMP_{Yjk} - \overline{IMP}_Y)}{\sqrt{\sum_{k=1}^n (IMP_{Yik} - \overline{IMP}_Y)^2 \sum_{k=1}^n (IMP_{Yjk} - \overline{IMP}_Y)^2}},$$

$$R_{IMP_Z,ij} = \frac{\sum_{k=1}^n (IMP_{Zik} - \overline{IMP}_Z)(IMP_{Zjk} - \overline{IMP}_Z)}{\sqrt{\sum_{k=1}^n (IMP_{Zik} - \overline{IMP}_Z)^2 \sum_{k=1}^n (IMP_{Zjk} - \overline{IMP}_Z)^2}},$$

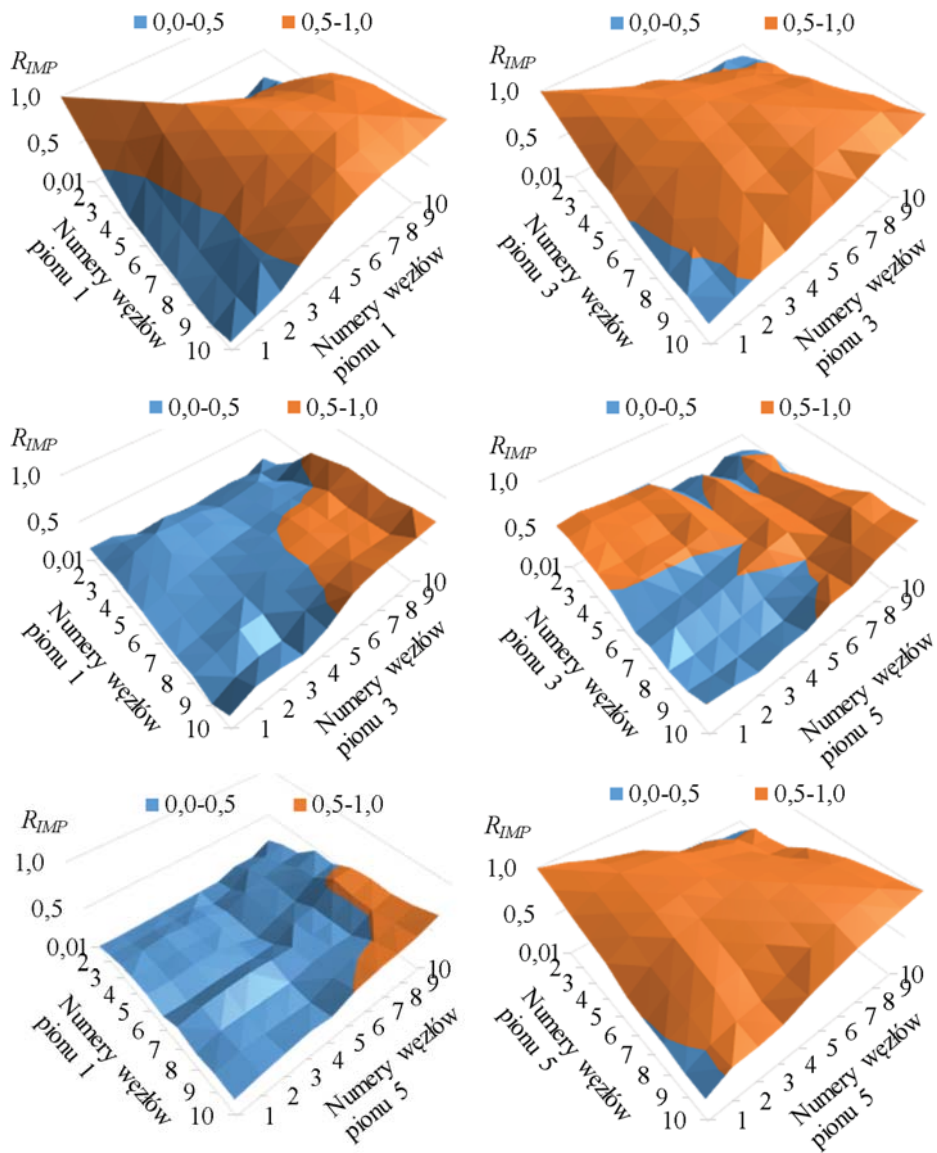
$$R_{IMP,ij} = \frac{\sum_{k=1}^n (IMP_{ik} - \overline{IMP})(IMP_{jk} - \overline{IMP})}{\sqrt{\sum_{k=1}^n (IMP_{ik} - \overline{IMP})^2 \sum_{k=1}^n (IMP_{jk} - \overline{IMP})^2}}.$$
(4-28)

W wyniku obliczeń uzyskano macierze korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji w węzłach i i j o wymiarach 100×100 . Z powodu dużych rozmiarów macierzy nie umieszczono ich bezpośrednio w tekście. Na Rys. 4-47 ÷ 4-50 przedstawiono wybrane wyniki w formie wykresów powierzchniowych ze wskazaniem jakich zmiennych losowych imperfekcji dotyczą, tzn. których składowych imperfekcji lub wypadkowej, i z jakich par

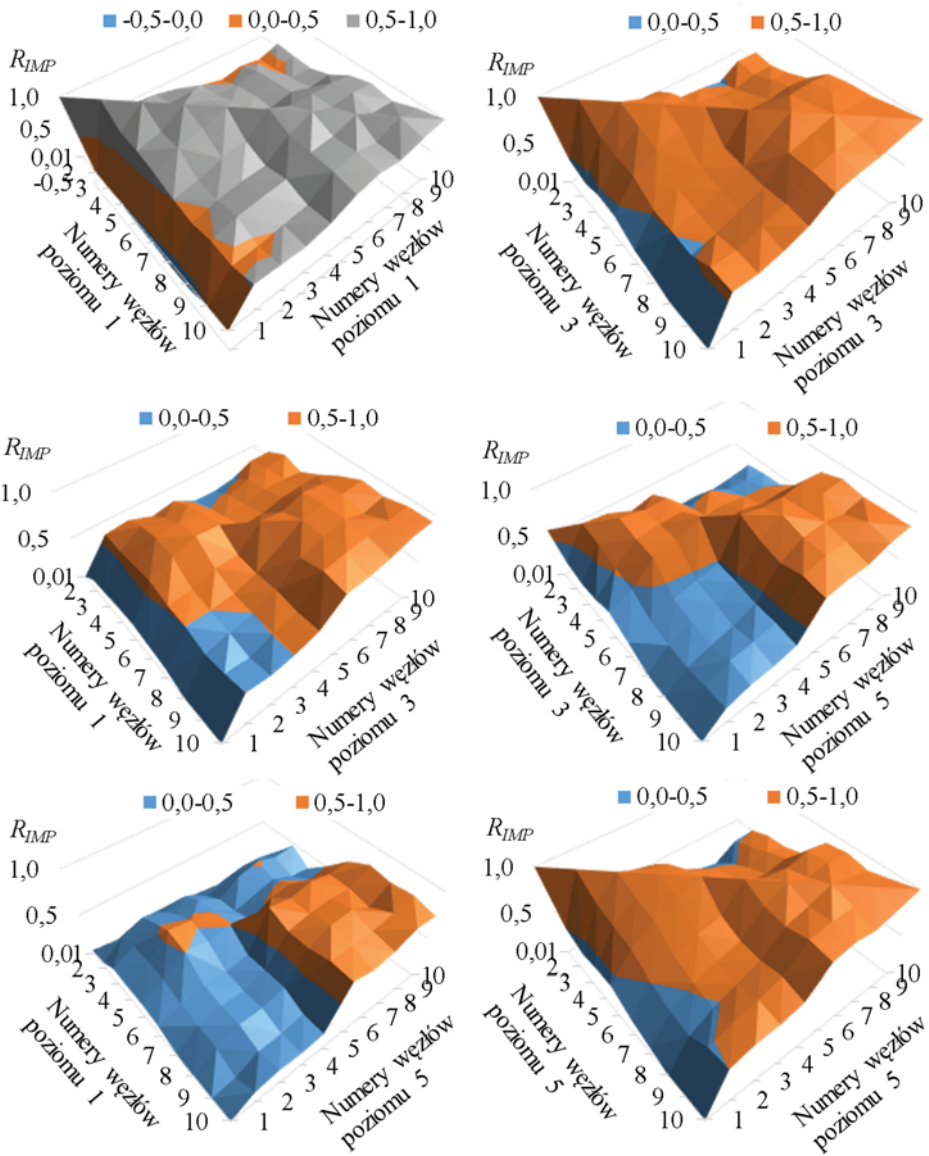
węzłów rusztowania. Na osiach w poziomie są umieszczone numery węzłów i informacja o ich lokalizacji. Pionowa oś układów współrzędnych to wartość współczynnika korelacji obliczona z jednego ze wzorów (4-28). Natomiast macierze współczynników korelacji o wymiarach 36×36 czyli w odniesieniu do 6 węzłów w 6 poziomach zamieszczono w załączniku nr 2. Macierze są przedstawione w układzie punktów w pionach.



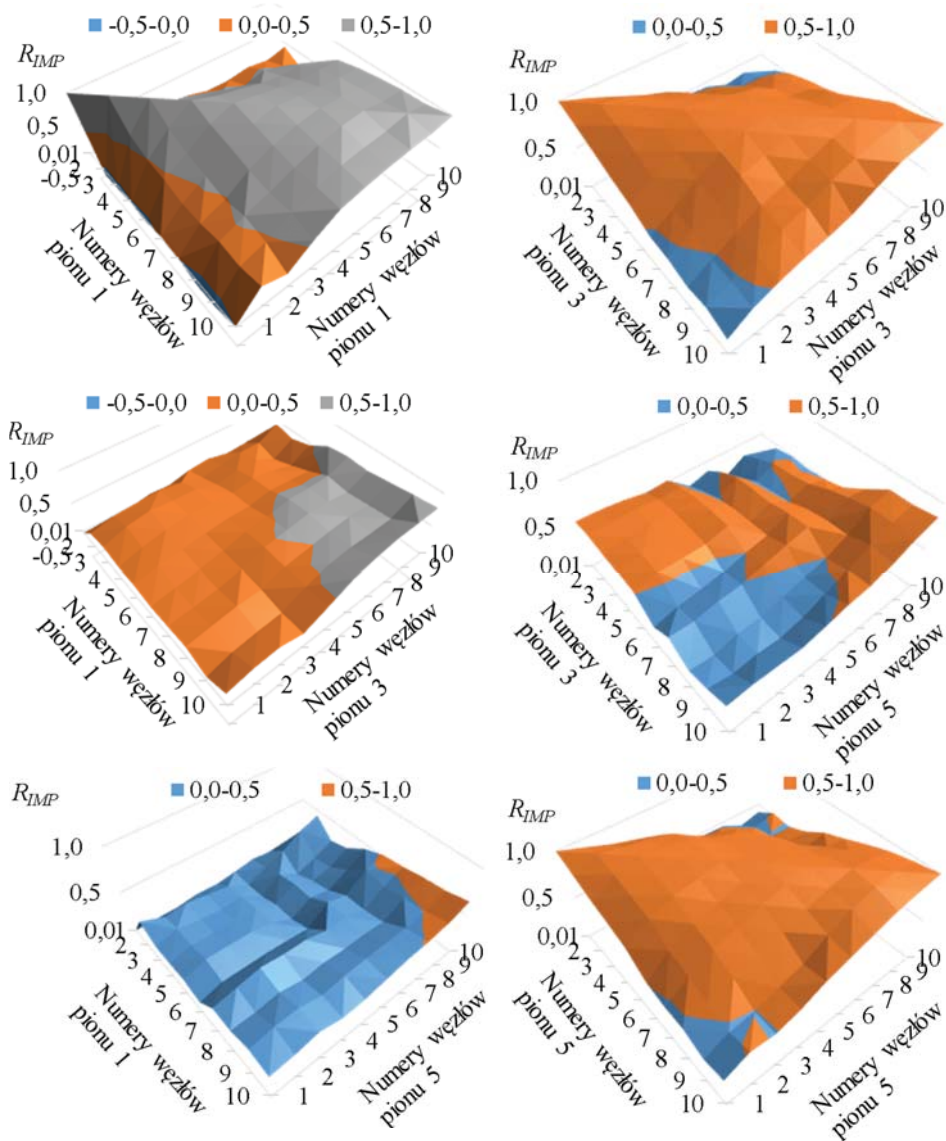
Rys. 4-47. Powierzchniowe wykresy współczynników korelacji R_{IMP} w węzłach poziomów rusztowania od strony elewacji



Rys. 4-48. Powierzchniowe wykresy współczynników korelacji R_{IMP} w węzłach pionów rusztowania od strony elewacji



Rys. 4-49. Powierzchniowe wykresy współczynników korelacji R_{IMP} w węzłach poziomów rusztowania od strony zewnętrznej



Rys. 4-50. Powierzchniowe wykresy współczynników korelacji R_{IMP} w węzłach pionów rusztowania od strony zewnętrznej

Z przedstawionych wykresów powierzchniowych widać wyraźnie, że zachodzi korelacja pomiędzy imperfekcjami w poszczególnych węzłach. W przypadku korelacji pomiędzy punktami poziomów rusztowań widoczna jest zależność wartości korelacji od analizowanego poziomu. Na najniższym poziomie współczynniki korelacji przyjmują najniższe wartości a na wyższych poziomach

ich wartości wzrastają. To już zostało wcześniej zauważone podczas analiz wykresów imperfekcji. Imperfekcje węzłów pierwszego poziomu wynikają z nieprawidłowego ustawienia podkładów podczas montażu. Na wyższych poziomach podczas montażu, a później użytkowania, następuje wyrównanie wzajemnego położenia komponentów, uwidaczniające się w większych wartościach korelacji pomiędzy imperfekcjami.

Korelacje pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji w węzłach pionów są większe niż korelacje pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji w węzłach poziomów. Wykresy współczynników korelacji mają bardziej regularne kształty. W przypadku korelacji zmiennych losowych imperfekcji węzłów w pionach różnice widać jedynie pomiędzy skrajnymi pionami i pionami w środku. Wykresy powierzchniowe współczynników korelacji, dotyczące węzłów w pionach od drugiego do piątego są podobne do siebie. W kolejnych pionach pokazują się niewielkie różnice, ale te wynikają z mniejszej liczby zdarzeń, w odniesieniu do których wyznaczono zmienne losowej imperfekcji, czyli są mniej wiarygodne.

W załączniku nr 2 zestawiono współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji w węzłach 6 pionów i 6 poziomów. Przy wyższych numerach pionów i przy wyższych numerach poziomów do dyspozycji było mniej punktów pomiarowych czego efektem jest mniejsza liczba zdarzeń, którym przyporządkowano zmienne losowe. Dlatego uzyskane estymatory mniej wiarygodne, o czym należy pamiętać wykorzystując te wyniki w przyszłości do dalszych badań zagadnienia imperfekcji w rusztowaniach budowlanych.

W całym rozdziale 3 używano nazw statystycznych: wartość średnia, odchylenie standardowe i współczynniki korelacji. Oczywiście przy ograniczonej liczbie badań wyznaczono jedynie estymatory tych wielkości tak, jak to wcześniej zostało zauważone. W tekście nie używano pełnych określeń w celu niezaburzenia toku analizy. Już ścisłe określenie, która z imperfekcji jest analizowana powodowało wydłużanie zdań i komplikowało zrozumienie tekstu. W dalszej części monografii też będzie pomijane słowo „estymator” po to, aby Czytelnik mógł się skupić na wynikach badań i ich znaczeniu.

4.4. Podsumowanie

W podrozdziale 4.2 opisano trzy sposoby uwzględniania imperfekcji zgodnie z zaleceniami normowymi. Te same sposoby lub ich modyfikacje są niejednokrotnie wykorzystywane w literaturze. Chan i in. (2005) porównali wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych rusztowań, w których wykorzystano dokładnie te same metody jak opisane w punkcie 4.2, tzn.: wprowadzono regularne imperfekcje w geometrii, wprowadzono imperfekcje zgodne z formami wyboczenia oraz uwzględniono imperfekcje za pomocą obciążenia zastępczego. Wnioskiem z pracy było stwierdzenie, że w przypadku wszystkich metod modelowania imperfekcji uzyskuje się podobne wyniki. Podobne wnioski znalazły się w pracach: Błazik-Borowej i Gontarza (2016),

gdzie analizowano wpływ imperfekcji za pomocą dwóch pierwszych sposobów. Sposób modelowania imperfekcji tak, aby rusztowanie przyjęło kształt formy wyboczenia, jest wykorzystywana podczas badania nośności rusztowań modułowych. Wykorzystali ją między innymi Yu i in. (2004), Chu i in. (2002) oraz Yu i Chung (2004). Metoda modelowania imperfekcji geometrycznych za pomocą obciążeń zastępczych jest rzadziej stosowana. Oprócz wcześniej wymienionej pracy, zastosowali się w swoich badaniach nośności rusztowań Peng i in. (2007). Przyłożyli oni do rusztowania obciążenia poziome o wartości od 0,1%–0,5% obciążenia pionowego. Wszyscy autorzy potwierdzają, że imperfekcje mają wpływ na nośność rusztowań.

Badania przedstawione w tym rozdziale pozwolą na rozwój metod modelowania imperfekcji w rusztowaniach jako pól losowych. Dzięki opracowaniu macierzy korelacji imperfekcji w poszczególnych punktach do generowania pól losowych można wykorzystać na przykład takie metody, jak: Metoda Monte Carlo, metody warunkowej akceptacji i odrzucania, opisane przez Górskiego (2006), Winkelmana (2013)), generowanie pól losowych za pomocą rozwinięcia Karhunen-Loève'a, opisane przez Szabatina (2000) lub metodę opisaną przez Cai (2018). Oczywiście w pracach inżynierskich trudno stosować tak wyrafinowane narzędzia, ale w przyszłości dzięki generacji pól losowych będzie można wykalibrować częściowe współczynniki bezpieczeństwa tak, aby uwzględniały specyfikę imperfekcji w rusztowaniach budowlanych.

Wyniki badań, przedstawione w p.4.3.3, potwierdzają, że imperfekcje geometryczne w rusztowaniach osiągają duże wartości, znacznie przekraczające zalecenia producentów i normy EN-PN 12811-1. Imperfekcje łukowe w rusztowaniach nie stanowią zagrożenia, ponieważ elementy są zwykle wycyfrowane z użytkowania. Natomiast imperfekcje, wynikające z luzów w połączeniach i spowodowane takimi czynnikami, jak słaba nośność podłoża, niedokładny montaż, słabe kotwienie, obciążenia dynamiczne przyjmują wartości, które zwiększają znacząco naprężenia w konstrukcji. Oczywiście w obliczeniach można uwzględnić imperfekcje na poziomie kwantyla rzędu 95% czyli o maksymalnych wartościach równych 142,4 mm (por. Tab. 4-2). Jednak takie rusztowania co prawda będą bezpieczne, ale mogą okazać się nieekonomiczne. Dlatego trzeba znaleźć tutaj złoty środek. Z jednej strony zwiększyć imperfekcje uwzględniane w analizach statyczno-wytrzymałościowych, z drugiej zwiększyć kontrolę jakości montażu i wprowadzić kontrole geometrii rusztowania w trakcie użytkowania.



ROZDZIAŁ 5.

ZMIENNE OBCIĄŻENIA STATYCZNE



5. Zmienne obciążenia statyczne

5.1. Wprowadzenie

Do podstawowych zmiennych obciążeń statycznych rusztowań zalicza się obciążenie użytkowe (eksploatacyjne) i działanie wiatru. W rozdziale 2 opisano zalecenia normowe, dotyczące tych obciążeń. W tym rozdziale wrócono do tej tematyki. Zakres gałęzi przemysłu, w których rusztowania znajdują swoje zastosowanie, ciągle się poszerza. Ponadto rusztowania są stosowane w różnych warunkach klimatycznych we wszystkich porach roku. Z tego powodu rusztowania są poddawane działaniu różnorodnych obciążeń, których układu lub rodzaju w normach nie przewidziano. W tym rozdziale zostaną przedstawione badania zmiennych obciążeń statycznych wraz z ich analizą oraz interpretacja zaleceń normowych, dotyczących wpływów środowiskowych, które do tej pory nie były traktowane jako typowe obciążenia rusztowań.

5.2. Obciążenia użytkowe rusztowań

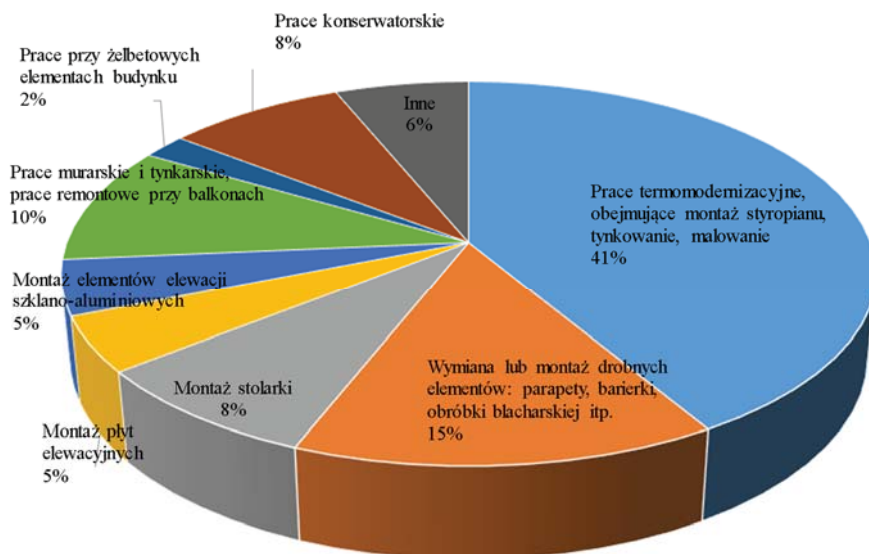
Obciążenia użytkowe (eksploatacyjne) są najważniejszymi obciążeniami rusztowań. Jednak do tej pory nie wykonywano badań tego typu obciążeń i podczas przeglądu literatury nie trafiono na pozycje, które dotyczyłyby tego zagadnienia. W tym punkcie zostaną omówione obciążenia użytkowe ze względu na zastosowanie rusztowań i zaprezentowane wyniki badań, dotyczących użytkowych obciążeń rusztowań, zrealizowanych w ramach projektu ORKWIZ, oraz ich analiza statystyczna. Znajomość sytuacji na budowach pozwala na krytyczną ocenę obciążeń, ocenę prawdopodobieństwa przekroczenia obciążenia i ocenę ewentualnych zapasów nośności w sytuacjach konieczności dociążenia rusztowania.

5.2.1. Obciążenia użytkowe ze względu na wykorzystanie rusztowań budowlanych

Rusztowania mogą być projektowane albo na obciążenie normowe albo na obciążenie, wynikające z planowanych prac, które deklaruje użytkownik. To drugie podejście jest stosowane, gdy nośność rusztowania ze względu na swoje przeznaczenie jest zbyt niska, aby spełnić warunki stanu granicznego nośności przy obciążeniu normowym według PN-EN 12811-1, lub gdy przewidywane obciążenie jest znacznie większe niż klasa obciążenia rusztowania, zadeklarowana jako dopuszczalna przez jego producenta.

Obciążenia użytkowe rusztowań są ściśle związane ze sposobem ich wykorzystania. Rusztowania najczęściej są stosowane w czasie robót przy elewacjach budynków. Na Rys. 5-1 pokazano procentowy udział różnych robót budowlanych, wykonywanych na rusztowaniach fasadowych, na podstawie danych z projektu ORKWIZ. Jak widać, obecnie rusztowania fasadowe są

wykorzystywane przede wszystkim podczas prac termomodernizacyjnych, ale z punktu widzenia projektanta bardziej interesujący jest montaż stolarki i płyt elewacyjnych. Przy tych pracach występują największe obciążenia rusztowania. Dane do obliczenia obciążeń podczas tych robót budowlanych i innych części wykonywanych prac budowlanych, wykorzystujących rusztowania, zestawiono w Tab. 5-1. W wymienionej tabeli podano masę pracowników, narzędzi i materiałów budowlanych, jakie znajdują się na rusztowaniu w trakcie danych robót. W Tab. 5-1 podano także praktyczne informacje na temat możliwości składowania materiałów, jeżeli pomosty rusztowania spełniają wymagania klasy 3 normy PN-EN 12811-1, i zamieszczono odpowiedź na pytanie: czy można pracować na kilku poziomach, oczywiście nie sąsiednich, w jednym pionie. W tym przypadku dotyczy to rusztowań, które spełniają wymagania klasy 3 obciążenia normy PN-EN 12811-1.



Rys. 5-1. Wykorzystanie rusztowań fasadowych

Tab. 5-1. Zestawienie mas pracowników, urządzeń i materiałów podczas wybranych robót budowlanych [sporządził M. Pieńko w ramach projektu ORKWIZ]

| Rodzaj prac | Formy obciążenia (elementy) | Przybliżona masa [kg] | Maksymalna masa w jednym polu [kg] | Możliwość pracy na kilku poziomach w jednym pionie | Składowanie materiałów |
|-----------------------------------|-------------------------------|-----------------------|------------------------------------|--|------------------------|
| Demontaż istniejącej elewacji | pracownik | 80 | 264 | NIE | TAK |
| | młot udarowy | 4 | | | |
| | wiertarka/wkrętarka | 3 | | | |
| | elementy elewacji | 100 | | | |
| | okna | 50 | | | |
| Montaż styropianu lub wełny | pracownik | 80 | 118 | TAK | NIE |
| | wiertarka/wkrętarka | 3 | | | |
| | styropian/wełna | 10 | | | |
| | wiadro z klejem/tynkiem/farbą | 25 | | | |
| Kotwienie styropianu lub wełny | pracownik | 80 | 83 | NIE | NIE |
| | wiertarka/wkrętarka | 3 | | | |
| Zacieranie styropianu lub wełny | pracownik | 80 | 80 | TAK | NIE |
| Wklejanie siatki | pracownik | 80 | 185 | TAK | NIE |
| | wiadro z klejem/tynkiem/farbą | 25 | | | |
| Nakładanie tynku/struktury | pracownik | 80 | 185 | TAK | NIE |
| | wiadro z klejem/tynkiem/farbą | 25 | | | |
| Montaż parapetów/orynnowania | pracownik | 80 | 229 | TAK | TAK |
| | młot udarowy | 4 | | | |
| | wiadro z klejem/tynkiem/farbą | 25 | | | |
| | montowane parapety | 40 | | | |
| Malowanie elewacji | pracownik | 80 | 105 | TAK | NIE |
| | wiadro z klejem/tynkiem/farbą | 25 | | | |
| Montaż konstrukcji stal/aluminium | pracownik | 80 | 219 | TAK | TAK |
| | młot udarowy | 4 | | | |
| | kotwy | 15 | | | |
| | elementy konstrukcji | 40 | | | |

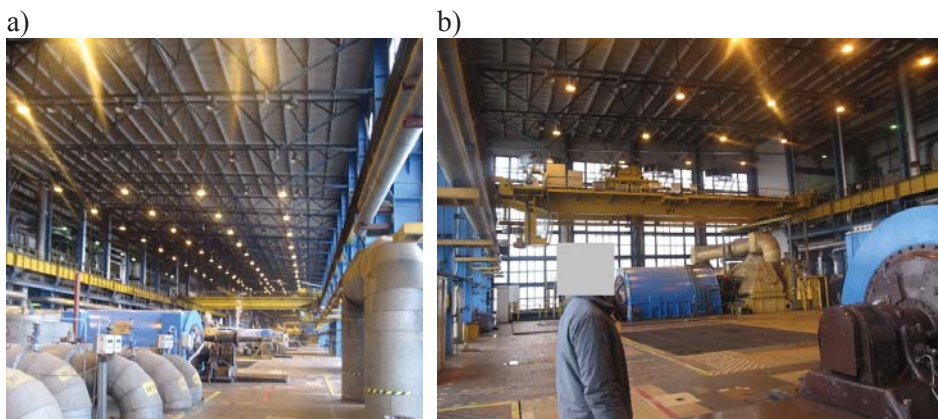
Tab. 5-1. Ciąg dalszy

| Rodzaj prac | Formy obciążenia (elementy) | Przybliżona masa [kg] | Maksymalna masa w jednym polu [kg] | Możliwość pracy na kilku poziomach w jednym pionie | Składowanie materiałów |
|---|---------------------------------|-----------------------|------------------------------------|--|------------------------|
| Montaż okien (szkło) małe bo większe są montowane od środka lub przy użyciu wciągarek | pracownik | 80 | 229 | TAK | TAK |
| | młot udarowy | 4 | | | |
| | kotwy | 15 | | | |
| | okna/szyby | 50 | | | |
| Montaż elementów elewacji z kamienia | pracownik | 80 | 384 | NIE | TAK |
| | młot udarowy | 4 | | | |
| | kotwy | 15 | | | |
| | kamień | 100 | | | |
| | wiadro z klejem / tynkiem/farbą | 25 | | | |
| Montaż elementów elewacji z paneli stalowych/aluminiowych | Pracownik | 80 | 123 | TAK | TAK |
| | wiertarka/wkrętarka | 3 | | | |
| | kotwy | 15 | | | |
| | panel | 25 | | | |
| Wykonanie posadzek na balkonach dodatkowo doczepiony przewód od miksokretu | pracownik | 80 | 84 | NIE | TAK |
| | młot udarowy | 4 | | | |
| Wykonanie poręczy na balkonach | pracownik | 80 | 212 | NIE | TAK |
| | młot udarowy | 4 | | | |
| | wiertarka/wkrętarka | 3 | | | |
| | spawarka | 20 | | | |
| | wiadro z klejem/tynkiem/farbą | 25 | | | |
| Prace konserwatorskie/sztukateria | pracownik | 80 | 155 | NIE | TAK |
| | cegły | 50 | | | |
| | wiadro z klejem /tynkiem/farbą | 25 | | | |

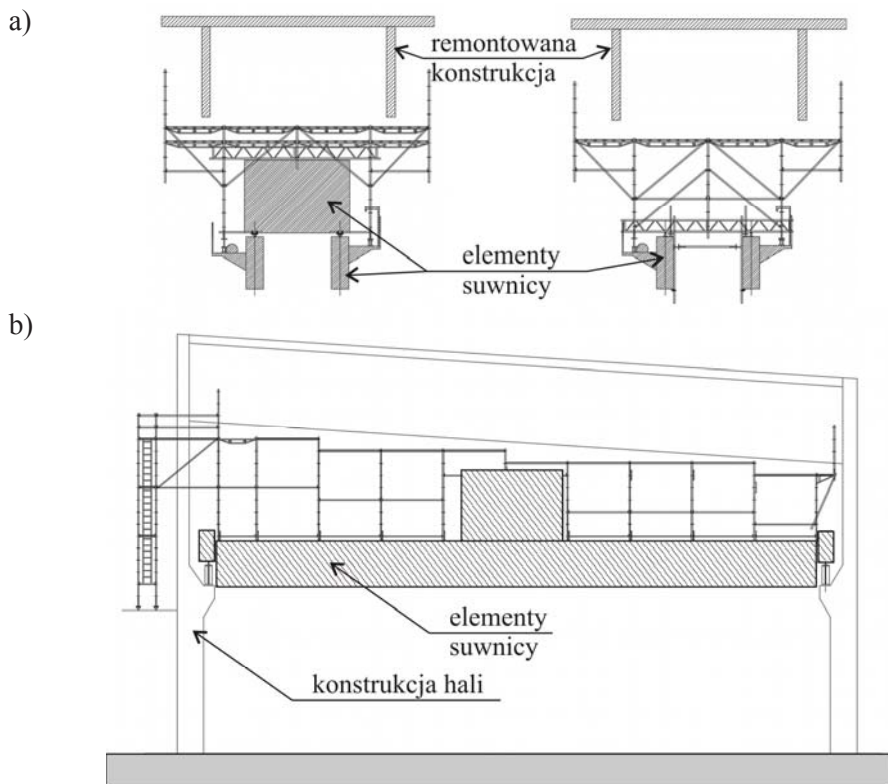
Tab. 5-1. Ciąg dalszy

| Rodzaj prac | Formy obciążenia (elementy) | Przybliżona masa [kg] | Maksymalna masa w jednym polu [kg] | Możliwość pracy na kilku poziomach w jednym pionie | Składowanie materiałów |
|---------------------------------|--------------------------------|-----------------------|------------------------------------|--|------------------------|
| Prace przy piaskowaniu elewacji | pracownik | 80 | 205 | NIE | NIE |
| | piaskarka | 100 | | | |
| | piasek | 25 | | | |
| Prace przy obróbce dachowej | pracownik | 80 | 178 | NIE | TAK |
| | wiertarka/wkrętarka | 3 | | | |
| | elementy obróbki | 15 | | | |
| Murowanie ścian | pracownik | 80 | 155 | NIE | TAK |
| | cegły | 50 | | | |
| | wiadro z klejem /tynkiem/farbą | 25 | | | |
| Zbrojenie wykonanie deskowania | pracownik | 80 | 160 | NIE | NIE |

Drugim zastosowaniem rusztowań jest ich stosowanie jako konstrukcji wsporczych deskowań lub podczas montażu konstrukcji stalowych. Obciążenia podczas tego typu prac szczegółowo zostały omówione w rozdziale 2 na podstawie norm. Natomiast rusztowania budowlane mają znacznie szersze zastosowania. Kilka takich przykładów, które wymagają innych rodzajów obciążeń niż zalecane w normie, zostanie opisanych poniżej.



Rys. 5-2. Hala przemysłowa: a) konstrukcja przekrycia, b) suwnica [zdjęcia – Altrad Mostostal Montaż]



Rys. 5-3. Schemat rusztowania na suwnicy: a) przekroje poprzeczny, b) przekrój podłużny

Z powodów ekonomicznych dążymy do zmniejszenia liczby elementów rusztowania. Oprócz tego nie wszędzie jest miejsce na posadowienie rusztowania. Taki przypadek wystąpił podczas prac remontowych przy kratownicach przekrycia hali, przedstawionej na Rys. 5-2. Z powodów wymienionych wcześniej rusztowanie zmontowano na suwnicy pomostowej natorowej (definicja według PN-EN 1991-3) (Rys. 5-2). Dzięki temu, nie tylko wymienione problemy zostały rozwiązane, ale również suwnica ułatwiła przestawianie rusztowania. Wymiary rusztowania na suwnicy wynosiły długość 25,45 m i szerokość 9,30 m, a całkowita masa konstrukcji wyniosła $m_r = 12,6$ t. Schemat rusztowania przedstawiono na Rys. 5-3.

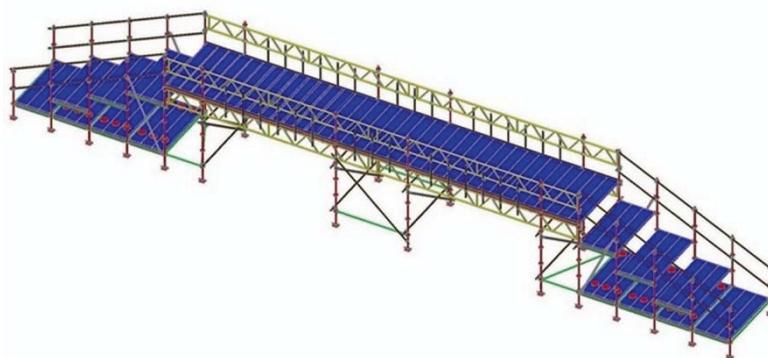
Obciążeniem rusztowania podczas robót było obciążenie użytkowe zgodnie z zaleceniami normowymi, opisanymi w rozdziale 2. Natomiast podczas przestawiania rusztowania, które wiązało się z przejazdem suwnicy, powstają dodatkowe poziome siły bezwładności. Celem zmniejszenia ich wartości, suwnicę należy przesuwac z możliwie najmniejszą prędkością i z możliwie długim czasem rozruchu i hamowania. Mimo to, nie można uniknąć podczas rozruchu

i hamowania powstania przyspieszenia różnego od zera. Przyjmując za Kosuckim (2013) przykładowe dane, tzn. że prędkość suwnicy wynosi $v_s \approx 34$ m/min i czas rozruchu $t_s \approx 2$ s, to (przy założeniu jednostajnej zmiany prędkości) przyspieszenie (lub opóźnienie) suwnicy wyniesie $a_s \approx 0,28$ m/s² czyli na rusztowanie będą działały siły bezwładności o wartości wypadkowej

$$F_{Hk} = a_s m_r \approx 0,28 \text{ m/s}^2 \cdot 12600,0 \text{ kg} = 3,53 \text{ kN}$$

i takie obciążenie należy uwzględnić podczas analiz wytrzymałościowych rusztowania. Należy podkreślić, że suwnice mogą różnić się parametrami technicznymi, ale podana metoda wyznaczania obciążeń może być zastosowana w podobnych sytuacjach.

Innym ciekawym przykładem i dość nietypowym, zastosowania rusztowania budowlanego, jest konstrukcja tymczasowej kładki dla pieszych, która w 2011 roku była symbolem połączenia pokoleń w ramach obchodów 6 rocznicy śmierci Jana Pawła II. Kładka była zlokalizowana na Placu J. Piłsudskiego w Warszawie. Całkowita długość kładki wynosiła 21,0 m, długość pomostu kładki wynosiła 10,0 m, szerokość wynosiła 2,0 m, a pomost był umieszczony na wysokości 2,5 m. Widok aksonometryczny rusztowania przedstawiono na Rys. 5-4.



Rys. 5-4. Kładka dla pieszych wykonana z elementów rusztowania modułowego

W przypadku użytkowania kładki z elementów rusztowania, występują dwie komplikacje:

- obciążeniem użytkowym jest tłum ludzi,
- kładka nie jest kotwiona i może się przewrócić zarówno wtedy, gdy jest użytkowana przez ludzi, jak i wtedy gdy nie będzie na niej ludzi, ale wystąpi silny wiatr.

Oznacza to analizę dwóch wariantów obciążenia. W pierwszym wariantcie należy rusztowanie obciążyć ciężarem własnym, działaniem wiatru o wartości bazowej ciśnienia $q_b = 0,2$ kN/m² czyli takiej, jaką należy przyjmować zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 12811-1 w odniesieniu do rusztowania podczas

eksploatacji i obciążeniami użytkowymi kładek dla pieszych według PN-EN 1991-2. W tym przypadku nie ma potrzeby sprawdzać obciążenia związanego z ruchem rowerów i możliwości wjazdu pojazdu, ponieważ budowa konstrukcji to uniemożliwia. Pozostają natomiast takie obciążenia, jak (por. PN-EN 1991-2):

- obciążenie pionowe od ciężaru tłumy o wartości $5,0 \text{ kN/m}^2$,
- obciążenie poziome, prostopadłe do konstrukcji, które zawsze występuje podczas przejścia ludzi (por. rozdział 6), o wartości 10% całkowitego obciążenia pionowego.

Jeżeli rusztowanie ma zachowywać się prawidłowo przy obciążeniu elementów pomostowych obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $5,0 \text{ kN/m}^2$, to te elementy rusztowania muszą być przystosowane do przenoszenia obciążenia klasy 6 zgodnie z normą PN-EN 12811-1. Jeżeli inwestor decyduje się na rusztowania z elementami pomostowymi, zaprojektowanymi na niższą klasę, to trzeba wprowadzić kontrolę liczny osób, które wchodzi na taki obiekt tak, aby nie przekroczyć dopuszczalnego obciążenia pojedynczego rusztowaniowego elementu pomostowego.

W drugim wariancie obciążenia, w którym rusztowanie nie jest użytkowane, należy rusztowanie obciążyć ciężarem własnym i działaniem wiatru o zgodnie z PN-EN 1991-1-4 tak, jak to zostało opisane w rozdziale 2.

Ponieważ kładka nie jest kotwiona a w obu wariantach obciążenia występuje obciążenie poziome, to może dojść do jej przewrócenia. Także każde dynamiczne oddziaływanie na kładkę może doprowadzić do jej obrotu. Dlatego ze względu na obciążenie ruchem pieszych nie można dopuścić, aby podstawowa częstotliwość drgań własnych konstrukcji była niższa 4 Hz . Konstrukcja musi zostać tak zaprojektowana, aby uzyskać odpowiednią sztywność, gwarantującą wyższe częstotliwości rezonansowe. W następnym rozdziale znajdują się odpowiedzi na pytania:

- z czego wynika konieczność uzyskania częstotliwości drgań własnych powyżej 4 Hz ?
- jak modelować wybrane obciążenia, gdyby osiągnięcie wyższych częstotliwości drgań własnych nie było możliwe?

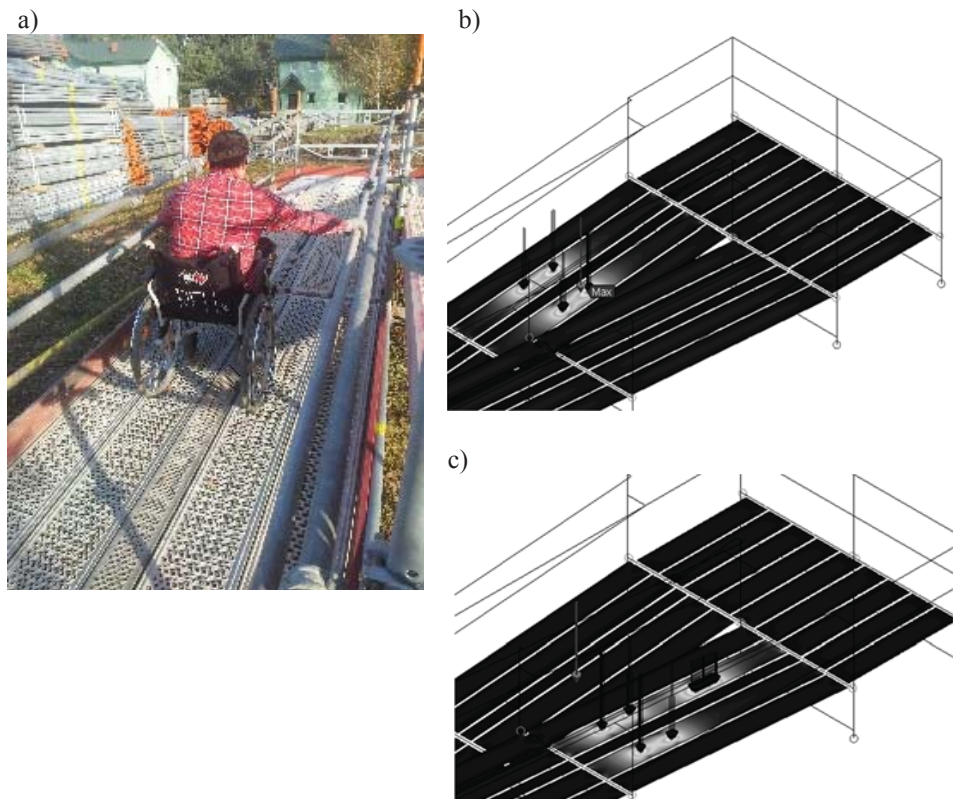
Niekotwiona kładka z rusztowań musi być dodatkowo dociążona na „przyczółkach”. W tej części kładki należy zamontować pomosty a na nich umieścić balast o ciężarze, gwarantującym blokadę przesuwu i obrotu konstrukcji. Ciężar balastu należy ustalić tak, aby w podstawkach rusztowania nie występowała siła rozciągająca przy charakterystycznym obciążeniu pionowym. Z drugiej strony ciężar balastu i sposób jego rozmieszczenia musi być tak dobrany, aby był spełniony warunek stanu granicznego nośności konstrukcji. Zastosowanie obciążników co prawda blokuje obrót kładki, ale ich ciężar także staje się obciążeniem konstrukcji.

Ze względu na zastosowanie komponentów rusztowania do budowy kładki, pierwszym ograniczeniem jest nośność pomostów. Brak możliwości zakotwienia rusztowania wprowadza kolejne ograniczenia. Dlatego ze względu na bezpieczeństwo taka konstrukcja wymaga szczególnej uwagi inwestora. W podanym przypadku zastosowano pomosty, przenoszące obciążenie klasy 3, co wymusiło ograniczenie liczby osób, jednocześnie znajdujących się na kładce, do 50. Konstrukcja także musiała być zabezpieczona przed możliwością uszkodzenia przez pojazdy mechaniczne.

Kolejny nietypowy przykład zastosowania rusztowania to pochylnia dla ludzi niepełnosprawnych. Przykład takiej konstrukcji przedstawiono na Rys. 5-5. Podstawowym obciążeniem tego typu konstrukcji jest osoba, siedząca na wózku lub osoba siedząca na wózku i opiekun, idący za wózkiem. Charakterystyczny ciężar osoby i wózka można przyjąć jako równy 1,0 kN. To obciążenie należy rozłożyć na cztery powierzchnie styku kół z pomostami o całkowitym polu 37,5 cm². Ciężar człowieka, idącego za wózkiem, wynosi ok. 0,8 kN. Najbardziej niekorzystną sytuacją obliczeniową jest sytuacja, gdy człowiek stoi jedną stopą na powierzchni pomostu. Dlatego, w obliczeniach statycznych to obciążenie rozłożono na jedną powierzchnię o polu 150,0 cm². Układ sił w obu przypadkach pokazano na Rys. 5-6. Dokładniejsza metoda modelowania przejścia człowieka jest opisana w rozdziale 6.

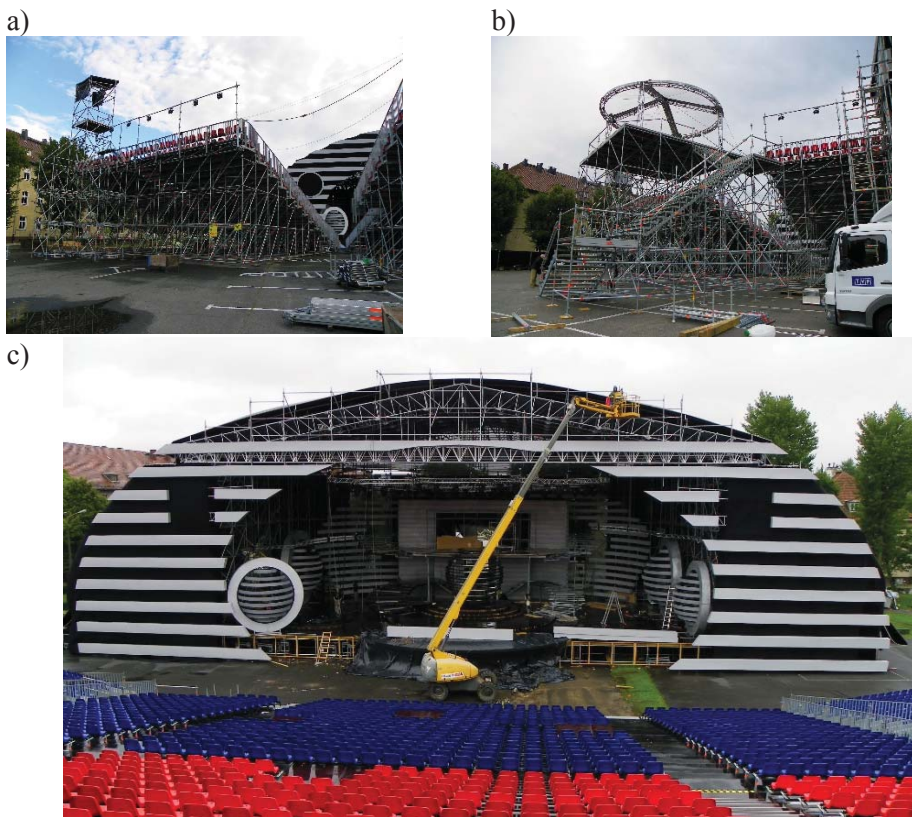


Rys. 5-5. Pochylnia dla niepełnosprawnych [zdjęcie własne]



Rys. 5-6. Układ sił skupionych na pomoście w obliczeniach statycznych (Błazik-Borowa i in. (2015b)): a) widok wózka na pochylni, b) obciążenie wózkiem z osobą niepełnosprawną, c) obciążenie wózkiem z osobą niepełnosprawną i ciężarem opiekuna [zdjęcie własne]

Błazik i in. (2015b), w celu oszacowania dynamicznych wpływów obciążenia pochylni, wykonali obliczenia statyczne i analizę dynamiczną, której obciążeniem był przejazd wózka z osobą niepełnosprawną w I wariantcie oraz przejazd wózka z osobą niepełnosprawną i przejście za wózkiem opiekuna w II wariantcie obciążenia. W obliczeniach przyjęto następujące założenia: prędkość przejazdu wózka $V = 0,768 \text{ m/s}$, krok czasowy obliczeń $\Delta t = 0,0325$, obliczenia wykonano w ramach 660 kroków obliczeniowych, pominięto tłumienie. Porównanie wyników analizy dynamicznej i statycznej pozwoliło na wyznaczenie współczynnika dynamicznego $\beta = 1,15$, natomiast w praktyce inżynierskiej można projektować tego typu konstrukcje przy obciążeniu statycznym, zwiększonym o 15%.



Rys. 5-7. Tymczasowy amfiteatr w Opolu: a) konstrukcja trybun, b) stanowisko prezenterskie, c) scena [zdjęcia – Anna Rawska-Skotniczny]

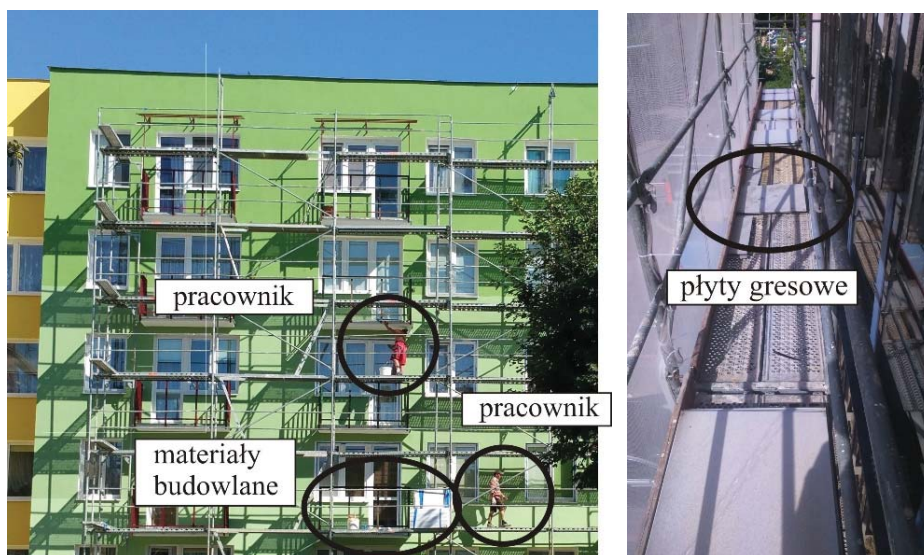
Rusztowania stosowane są również jako trybuny i sceny. Rawska-Skotniczny (2017) opisała tymczasowy amfiteatr w Opolu, użytkowany w 2009 roku, pokazując problemy prawne i techniczne, jakie występują przy tego typu konstrukcjach. Rawska-Skotniczny (2013) zwróciła również uwagę, że trzeba rozróżniać konstrukcje tymczasowe według Prawa budowlanego (Dz. U. 1994 Nr 89 poz. 414) od konstrukcji pomocniczych na budowach, także w normach rusztowaniowych (np. PN-EN 12810-1, PN-EN 12810-2, PN-EN 12811-1) nazywane konstrukcjami tymczasowymi. Podczas projektowania konstrukcji z rusztowań trzeba przeanalizować szczegółowo zalecenia normowe, dotyczące zastosowania obiektu, a następnie poddać analizie zachowanie się rusztowania pod wpływem tego obciążenia. Może się okazać, że trzeba wprowadzić rozwiązania zapobiegające efektom wszelkiego rodzaju oddziaływań, na przykład zamontować balasty lub tłumiki (por. Lasowicz i Jankowski (2017)). W tym rozdziale pokazano przykłady zastosowania rusztowań, które to potwierdzają.

Z niektórych zaprezentowanych przykładów zastosowania rusztowań wynika konieczność wykonywania analiz dynamicznych rusztowań i modelowanie niektórych obciążeń użytkowych jako obciążeń zmiennych w czasie lub w czasie i przestrzeni. Najważniejsze zagadnienia tego typu zostaną opisane w rozdziale 6. Natomiast w następnym podpunkcie wrócono do tematu statycznych obciążeń użytkowych rusztowań podczas typowych robót budowlanych i zaprezentowano analizę statystyczną wartości obciążeń użytkowych na podstawie badań przeprowadzonych w ramach projektu ORKWIZ.

5.2.2. Analiza statystyczna obciążeń rusztowań budowlanych podczas typowych robót budowlanych

W celu wyznaczenia rzeczywistych obciążeń rusztowań w trakcie badań rusztowań na budowach wykonywano inwentaryzacje użytkowych obciążeń statycznych, do których zaliczono ciężar pracowników, urządzeń i materiałów budowlanych (Rys. 5-8). Inwentaryzacja tych obciążeń polegała na umieszczeniu na szkicu rusztowania maksymalnych obciążeń z następujących okresów dnia roboczego:

- I tura badań od godz. 8.00 ÷ 10.00,
- II tura badań od godz. 11.00 ÷ 13.00,
- III tura badań od godz. 14.00 ÷ 16.00.



Rys. 5-8. Lokalizacja obciążeń użytkowych na rusztowaniu

Następnie na podstawie kart z badań określano w poszczególnych i -tych dniach każdego modułu rusztowania:

- maksymalną wartość obciążenia spośród działających na pomosty w j -tym module $Q_{e,ij}$,
- maksymalną wartość obciążenia, działającą w jednym czasie i zsumowaną ze wszystkich pomostów w j -tym module $P_{e,ij}$,
- maksymalną wartość obciążenia równomiernie rozłożonego pomostu w j -tym module, obliczoną ze wzoru:

$$q_{e,ij} = \frac{Q_{e,ij}}{l_j}, \quad (5-1)$$

- maksymalną wartość obciążenia równomiernie rozłożonego, które jest sumą ze wszystkich pomostów j -tego modułu,

$$p_{e,ij} = \frac{P_{e,ij}}{l_j}, \quad (5-2)$$

gdzie: l_j - długość j -tego pomostu.

Badania są obarczone błędem, ponieważ rusztowania niejednokrotnie były udostępniane do pomiarów dopiero wtedy, gdy wykonawca robót budowlanych uznał, że rusztowanie nie będzie w pełni wykorzystywane. W celu wyeliminowania tego błędu, pominięto te dni pomiarów, w których nie było pracowników na rusztowaniu. Z drugiej strony, jeżeli pracownik znajduje się na stanowisku pracy, to musiał do niego dojść. Dlatego od najbliższego pionu komunikacyjnego do miejsca pracy wstawiano wartość obciążenia 1,0 kN jako sumę ciężarów, wynikających z masy człowieka oraz narzędzi i materiałów, które mógł przenosić. Przykładowe zestawienia w odniesieniu do jednego rusztowania o pięciu modułach pokazano w Tab. 5-2 ÷ 5-5.

Tab. 5-2. Przykładowe zestawienie maksymalnych obciążeń pojedynczych pomostów $Q_{e,ij}$

| | | Szerokość modułów | | | | | |
|--------------|-------------|-------------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | | 2,5 m | 2,5 m | 3,0 m | 3,0 m | 2,5 m | |
| Dzień | Kolumna j | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Wiersz i | | | | | | |
| Poniedziałek | 1 | | 0,00 kN | 0,00 kN | 0,05 kN | 0,00 kN | 0,30 kN |
| Wtorek | 2 | | 0,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN | 2,00 kN |
| Środa | 3 | | 1,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN |
| Czwartek | 4 | | 2,00 kN | 2,00 kN | 2,00 kN | 2,00 kN | 2,00 kN |
| Piątek | 5 | | 0,00 kN | 1,00 kN | 0,00 kN | 0,00 kN | 0,00 kN |

Tab. 5-3. Przykładowe zestawienie maksymalnych wartości sumy obciążeń z modułów $P_{e,ij}$

| Szerokość modułów | | 2,5 m | 2,5 m | 3,0 m | 3,0 m | 2,5 m |
|-------------------|-------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Dzień | Kolumna j | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Wiersz i | | | | | |
| Poniedziałek | 1 | 0,00 kN | 0,00 kN | 0,05 kN | 0,00 kN | 0,45 kN |
| Wtorek | 2 | 0,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN | 2,00 kN |
| Środa | 3 | 5,00 kN | 3,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN | 1,00 kN |
| Czwartek | 4 | 2,00 kN | 3,00 kN | 2,00 kN | 2,00 kN | 2,00 kN |
| Piątek | 5 | 0,00 kN | 1,00 kN | 0,00 kN | 0,00 kN | 0,00 kN |

Tab. 5-4. Przykładowe zestawienie maksymalnych obciążeń równomiernie rozłożonych pojedynczych pomostów $q_{e,ij}$

| Szerokość modułów | | 2,5 m | 2,5 m | 3,0 m | 3,0 m | 2,5 m |
|-------------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Dzień | Kolumna j | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Wiersz i | | | | | |
| Poniedziałek | 1 | 0,00 kN/m | 0,00 kN/m | 0,02 kN/m | 0,00 kN/m | 0,12 kN/m |
| Wtorek | 2 | 0,00 kN/m | 0,40 kN/m | 0,33 kN/m | 0,33 kN/m | 0,80 kN/m |
| Środa | 3 | 0,40 kN/m | 0,40 kN/m | 0,33 kN/m | 0,33 kN/m | 0,40 kN/m |
| Czwartek | 4 | 0,80 kN/m | 0,80 kN/m | 0,67 kN/m | 0,67 kN/m | 0,80 kN/m |
| Piątek | 5 | 0,00 kN/m | 0,40 kN/m | 0,00 kN/m | 0,00 kN/m | 0,00 kN/m |

Tab. 5-5. Przykładowe zestawienie maksymalnych obciążeń równomiernie rozłożonych działających jednocześnie na wszystkie pomosty jednego modułu $p_{e,ij}$

| Szerokość modułów | | 2,5 m | 2,5 m | 3,0 m | 3,0 m | 2,5 m |
|-------------------|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Dzień | Kolumna j | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| | Wiersz i | | | | | |
| Poniedziałek | 1 | 0,00 kN/m | 0,00 kN/m | 0,02 kN/m | 0,00 kN/m | 0,18 kN/m |
| Wtorek | 2 | 0,00 kN/m | 0,40 kN/m | 0,33 kN/m | 0,33 kN/m | 0,80 kN/m |
| Środa | 3 | 2,00 kN/m | 1,20 kN/m | 0,33 kN/m | 0,33 kN/m | 0,40 kN/m |
| Czwartek | 4 | 0,80 kN/m | 1,20 kN/m | 0,67 kN/m | 0,67 kN/m | 0,80 kN/m |
| Piątek | 5 | 0,00 kN/m | 0,40 kN/m | 0,00 kN/m | 0,00 kN/m | 0,00 kN/m |

Uwaga: Kolumny oznaczone zielonym kolorem wskazują lokalizację pionu komunikacyjnym

Każda z liczb w tabeli jest traktowana jako wartość zmiennej losowej jednego zdarzenia elementarnego. W odniesieniu do badań z każdego z województw wyznaczono:

- maksymalne obciążenie pomostów $q_{e,max}$ i pionów $p_{e,max}$,
- liczbę obserwacji N ,
- wartości średnie, wyznaczone ze wzorów:

$$\bar{q}_e = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N q_{e,k} \quad (5-3)$$

$$\bar{p}_e = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N p_{e,k} \quad (5-4)$$

- odchylenia standardowe, wyznaczone ze wzorów:

$$s_q = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{k=1}^N (q_{e,k} - \bar{q}_e)^2} \quad (5-5)$$

$$s_p = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{k=1}^N (p_{e,k} - \bar{p}_e)^2} \quad (5-6)$$

- współczynniki skośności, wyznaczone ze wzorów:

$$sk_q = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \frac{\sum_{k=1}^N (q_{e,k} - \bar{q}_e)^3}{s_q^3} \quad (5-7)$$

$$sk_p = \frac{N}{(N-1)(N-2)} \frac{\sum_{k=1}^N (p_{e,k} - \bar{p}_e)^3}{s_p^3} \quad (5-8)$$

- gęstości rozkładów prawdopodobieństwa i dystrybuanty zmiennych losowych ciągłych, opisujących maksymalne wartości obciążenia pomostów i maksymalne wartości obciążenia pionów.

Ten sam zakres analiz wykonano w odniesieniu do zestawienia danych ze wszystkich województw. Wyniki obliczeń pierwszych pięciu wielkości zestawiono w Tab. 5-6 i 5-7, natomiast określenie gęstości rozkładów prawdopodobieństwa wymaga dodatkowych analiz liczebności przedziałów klasowych i ich długości (Krysicki i in. (1999)).

Tab. 5-6. Wyniki analiz statystycznych maksymalnych obciążeń użytkowych pomostów

| Oznaczenie zestawu badań | Wartość maksymalna $q_{e,max}$ [kN/m] | Liczba obserwacji N | Wartość średnia \bar{q}_e [kN/m] | Odchylenie standardowe s_q [kN/m] | Współczynnik skośności sk_q [/] |
|--------------------------|---|--------------------------|--|--|--------------------------------------|
| D | 1,33 | 489 | 0,21 | 0,23 | 1,10 |
| E | 1,64 | 877 | 0,31 | 0,23 | 0,44 |
| L | 3,33 | 568 | 0,26 | 0,26 | 3,28 |
| W | 2,00 | 585 | 0,33 | 0,24 | 0,78 |
| P | 3,13 | 831 | 0,34 | 0,37 | 4,00 |
| Polska | 3,33 | 3350 | 0,31 | 0,32 | 3,04 |

Tab. 5-7. Wyniki analiz statystycznych maksymalnych obciążeń użytkowych pionów

| Oznaczenie zestawu badań | Wartość maksymalna $p_{e,max}$ [kN/m] | Liczba obserwacji N | Wartość średnia \bar{p}_e [kN/m] | Odchylenie standardowe s_p [kN/m] | Współczynnik skośności sk_p [/] |
|--------------------------|---|--------------------------|--|--|--------------------------------------|
| D | 1,58 | 489 | 0,26 | 0,31 | 1,40 |
| E | 2,00 | 877 | 0,33 | 0,28 | 1,28 |
| L | 3,33 | 568 | 0,31 | 0,33 | 2,43 |
| W | 2,70 | 585 | 0,43 | 0,45 | 2,35 |
| P | 3,13 | 831 | 0,39 | 0,43 | 3,11 |
| Polska | 3,33 | 3350 | 0,35 | 0,37 | 2,64 |

Wstępnie oszacowano liczbę przedziałów jako liczbę całkowitą po zaokrągleniu wyników, otrzymanych ze wzorów (Krysicki i in. (1999), Szer i in. (2017)):

$$k_1 \approx \sqrt{N}, \quad (5-9)$$

$$k_2 \approx 1 + 3,322 \ln N, \quad (5-10)$$

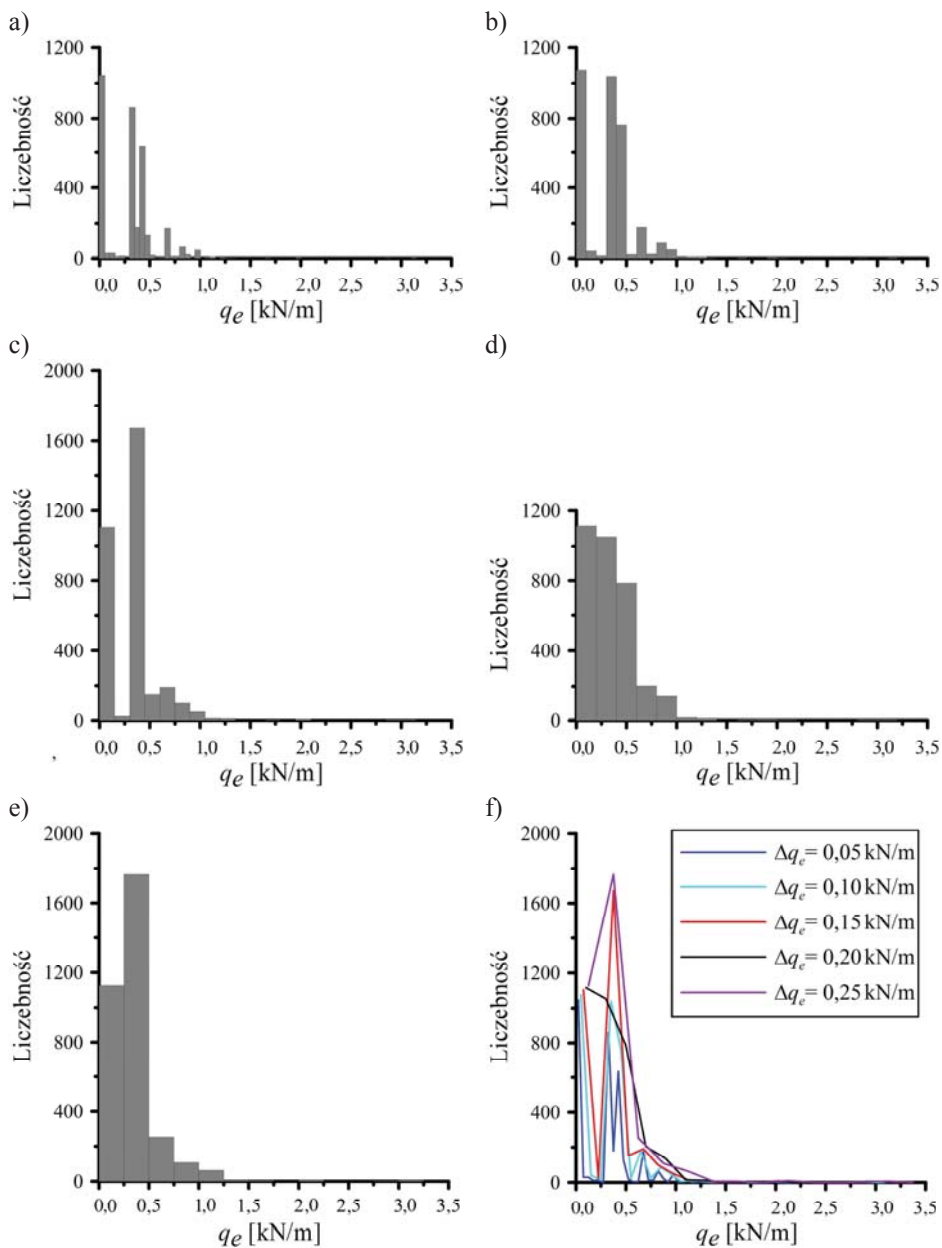
$$k_3 \approx 5 \ln N. \quad (5-11)$$

W Tab. 5-8 zestawiono liczby przedziałów klasowych, wyznaczone z powyższych wzorów, i odpowiadające im długości. Jak widać możliwy zakres długości przedziału wynosi od 0,05 do 0,15. Krysicki i in. (1999) zalecają przyjmowanie mniejszej liczby przedziałów klasowych niż otrzymujemy ze wzorów (5-9), (5-10) i (5-11), ale większej lub równej 5 i mniejszej lub równej 25. Ponieważ zbyt małe przedziały prowadzą do powstawania przedziałów bez prób a zbyt duże powodują, że zaniebywane są istotne dane, pozwalające na opis zjawiska, to jeszcze dodatkowo w kolejnym kroku wykonano zestawiania

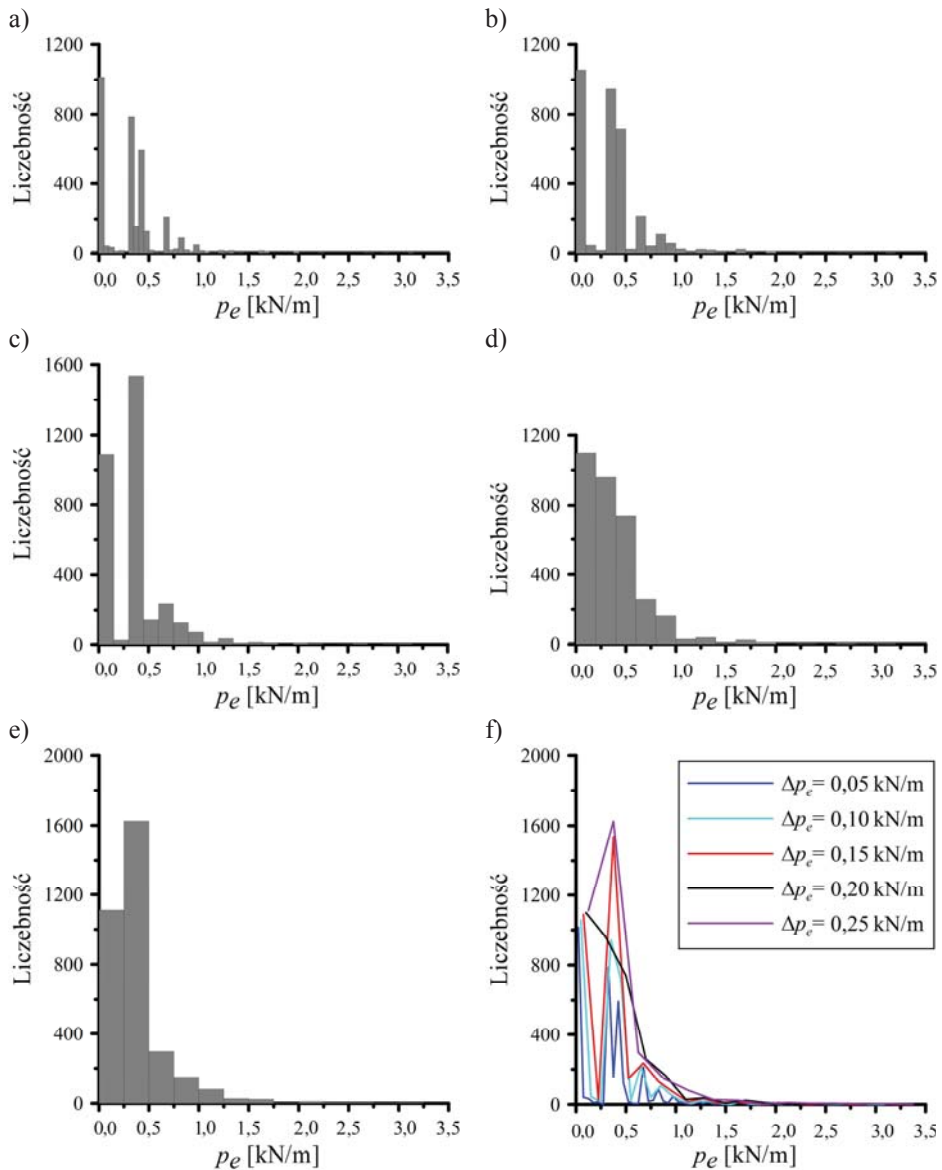
liczebności obserwacji w kolejnych przedziałach, uzyskanych przy różnych długościach tych przedziałów. Na Rys. 5-9 ÷ 5-15 pokazano wyniki przy pięciu różnych długościach przedziałów Δq_e i Δp_e : 0,05 kN/m, 0,10 kN/m, 0,15 kN/m, 0,20 kN/m i 0,25 kN/m. Zaprezentowane wykresy są histogramami i powinny być zaprezentowane w formie wykresów słupkowych tak, jak to zrobiono na Rys. 5-9 i 5-10. Jednak taki układ wymaga zbyt wielu rysunków i zdecydowano się na skumulowanie rysunków poprzez prezentację histogramów w formie wykresów krzywo-liniowych, w którym odcinki liniowe łączą wierzchołki histogramów. Dzięki temu widać, jak wzrost długości przedziału klasowego, wpływa na kształt wykres. Przy zbyt krótkich przedziałach wykresy przeskakują od zera do wysokich wartości. Przy zwiększaniu długości przedziału wykresy się wygładzają i przy długościach przedziałów 0,20 kN/m i 0,25 kN/m są wykresami, które mogą być podstawą do aproksymacji wyników badań rozkładami prawdopodobieństwa.

Tab. 5-8. Zestawienie danych do obliczeń długości przedziału klasowego

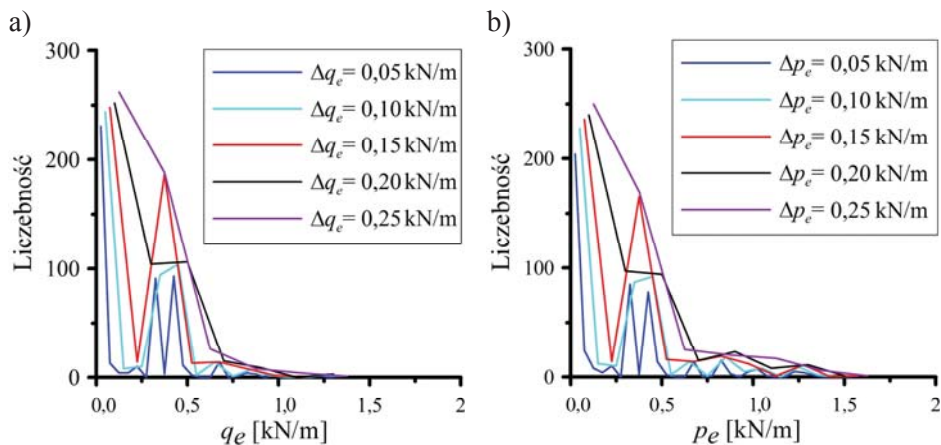
| Oznaczenie zestawu badań | N | k_1 | k_2 | k_3 | $q_{e,max}$ [kN/m] | $p_{e,max}$ [kN/m] | $\Delta q_{e,1}$ [kN/m] |
|--------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------------|----------------------------|
| D | 489 | 22 | 21 | 30 | 1,33 | 1,58 | 0,06 |
| E | 877 | 29 | 23 | 33 | 1,64 | 2,00 | 0,06 |
| L | 568 | 23 | 22 | 31 | 3,33 | 3,33 | 0,14 |
| W | 585 | 24 | 22 | 31 | 2,00 | 2,70 | 0,08 |
| P | 831 | 28 | 23 | 33 | 3,13 | 3,13 | 0,11 |
| Polska | 3350 | 57 | 27 | 40 | 3,33 | 3,33 | 0,06 |
| Oznaczenie zestawu badań | $\Delta q_{e,2}$ [kN/m] | $\Delta q_{e,3}$ [kN/m] | $\Delta p_{e,1}$ [kN/m] | $\Delta p_{e,2}$ [kN/m] | $\Delta p_{e,3}$ [kN/m] | | |
| D | 0,06 | 0,04 | 0,07 | 0,08 | 0,05 | | |
| E | 0,07 | 0,05 | 0,07 | 0,09 | 0,06 | | |
| L | 0,15 | 0,11 | 0,14 | 0,15 | 0,11 | | |
| W | 0,09 | 0,06 | 0,11 | 0,12 | 0,09 | | |
| P | 0,14 | 0,09 | 0,11 | 0,14 | 0,09 | | |
| Polska | 0,12 | 0,08 | 0,06 | 0,12 | 0,08 | | |



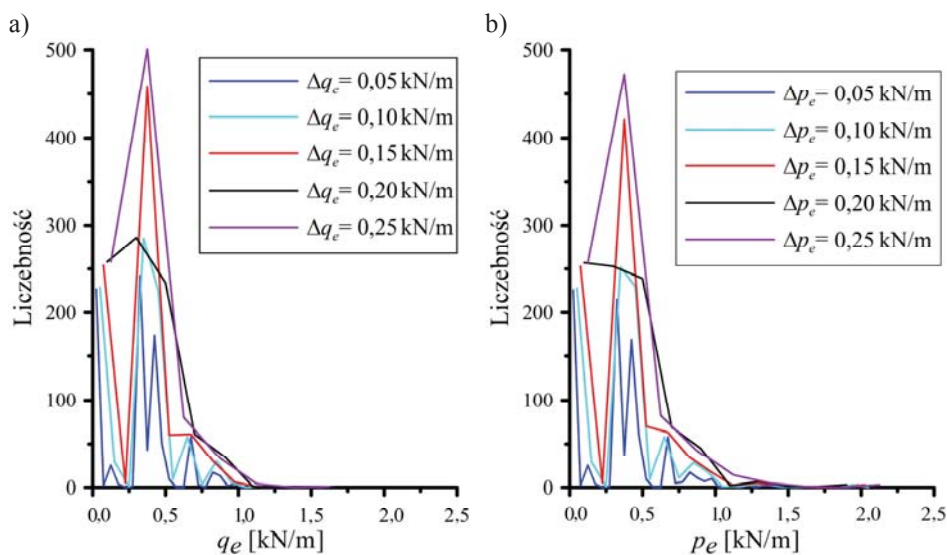
Rys. 5-9. Liczebności prób obciążeń użytkowych pojedynczych pomostów, otrzymane w zestawie badań Polska, w przedziałach klasowych: a) histogram przy $\Delta q_e = 0,05$ kN/m, b) histogram przy $\Delta q_e = 0,10$ kN/m, c) histogram przy $\Delta q_e = 0,15$ kN/m, d) histogram przy $\Delta q_e = 0,20$ kN/m, e) histogram przy $\Delta q_e = 0,25$ kN/m, f) zbiorcze zestawienie histogramów



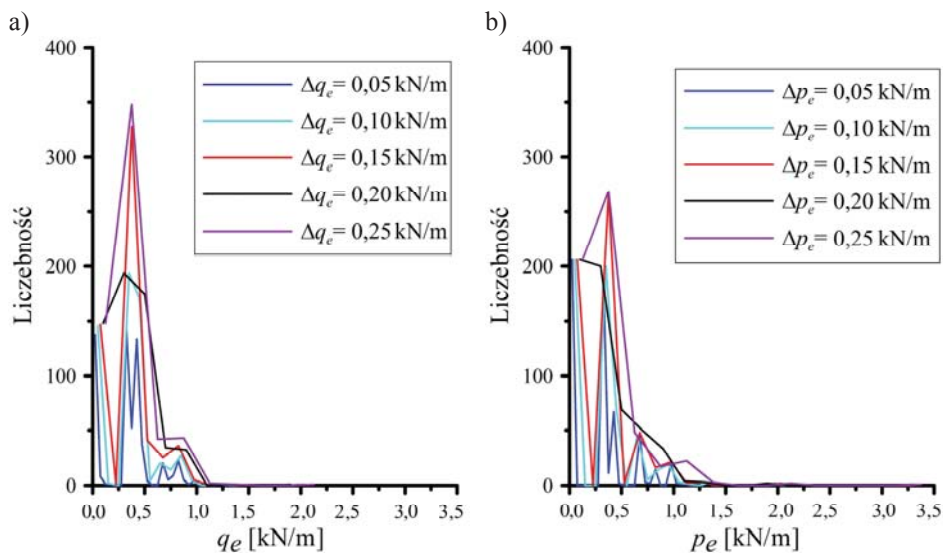
Rys. 5-10. Liczebności prób obciążeń użytkowych pionów rusztowań, otrzymane w zestawie badań Polska, w przedziałach klasowych: a) histogram przy $\Delta p_e = 0,05$ kN/m, b) histogram przy $\Delta p_e = 0,10$ kN/m, c) histogram przy $\Delta p_e = 0,15$ kN/m, d) histogram przy $\Delta p_e = 0,20$ kN/m, e) histogram przy $\Delta p_e = 0,25$ kN/m, f) zbiorcze zestawienie histogramów



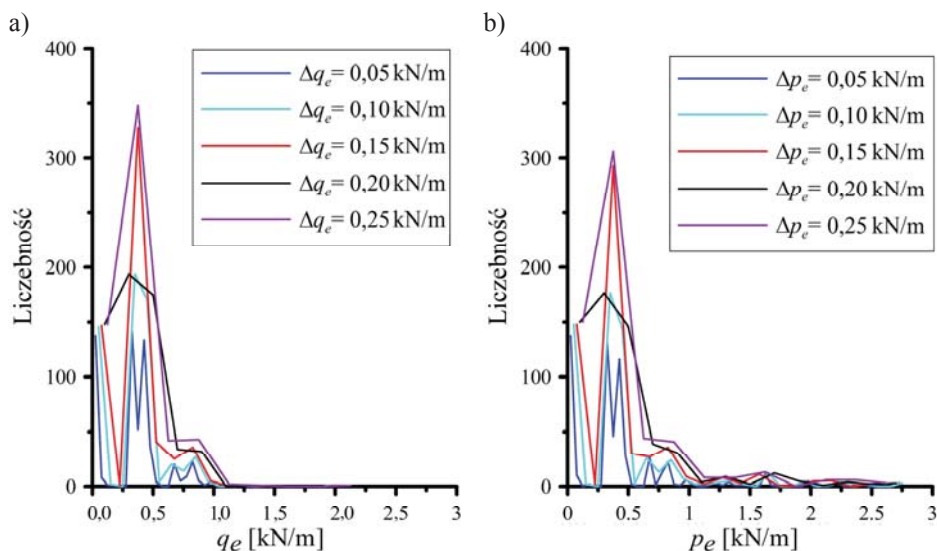
Rys. 5-11. Liczebności prób obciążeń użytkowych przy różnych długościach przedziałów klasowych, otrzymane w zestawie badań D w odniesieniu do: a) pomostów, b) pionów rusztowań



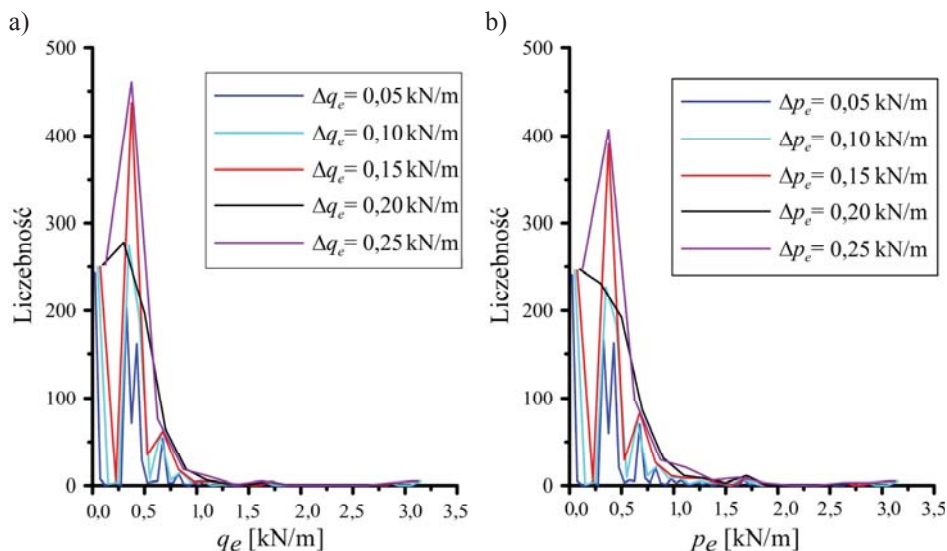
Rys. 5-12. Liczebności prób obciążeń użytkowych przy różnych długościach przedziałów klasowych, otrzymane w zestawie badań E w odniesieniu do: a) pomostów, b) pionów rusztowań



Rys. 5-13. Liczebności prób obciążeń użytkowych przy różnych długościach przedziałów klasowych, otrzymane w zestawie badań L w odniesieniu do: a) pomostów, b) pionów rusztowań.



Rys. 5-14. Liczebności prób obciążeń użytkowych przy różnych długościach przedziałów klasowych, otrzymane w zestawie badań w odniesieniu do: a) pomostów, b) pionów rusztowań



Rys. 5-15. Liczebności prób obciążeń użytkowych przy różnych długościach przedziałów klasowych, otrzymane w zestawie badań P w odniesieniu do: a) pomostów, b) pionów rusztowań

Kolejny etap analizy wyników będzie polegał na doborze funkcji rozkładu gęstości prawdopodobieństwa obciążenia użytkowego z dotychczasowym podziałem czyli obciążenia pomostów i pionów w poszczególnych zestawach badań. Ponieważ analizowane zmienne losowe zostały wyznaczone jako wartości maksymalne z prób, to analiza zostanie wykonana w odniesieniu do rozkładów, które stosujemy do zmiennych losowych wartości maksymalnych (por. np. Castillo i in. (2005), Kotowski i in. (2010), Nowak i Collins (2013), Kończak (2013), Pekasiewicz (2015)), tzn.:

- rozkładu Gumbela (Fisher-Tippett typu I) zmiennych losowych wartości maksymalnych, opisanego wzorem:

$$f(x) = \frac{1}{\delta} e^{\frac{x-\bar{\lambda}}{\delta}} e^{-\frac{x-\bar{\lambda}}{\delta}}, \quad (5-12)$$

oraz dystrybuantą rozkładu opisaną wzorem:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\bar{\lambda}}{\delta}}}, \quad (5-13)$$

gdzie:

$$\hat{\delta}^2 = \frac{6s_x^2}{\pi^2}, \quad (5-14)$$

$$\hat{\lambda} = \bar{x} - 0,5772156649 \hat{\delta}, \quad (5-15)$$

- rozkładu Weibulla (Fisher-Tippett typu III) zmiennych losowych wartości maksymalnych, opisanego wzorem:

$$f(x) = \frac{\beta}{\tilde{\delta}} \left(\frac{x - \tilde{\lambda}}{\tilde{\delta}} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x - \tilde{\lambda}}{\tilde{\delta}} \right)^\beta}, \quad (5-16)$$

oraz dystrybuantą rozkładu opisaną wzorem:

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x - \tilde{\lambda}}{\tilde{\delta}} \right)^\beta}, \quad (5-17)$$

gdzie:

$$\tilde{\delta}^2 = \frac{s_x^2}{\left[\Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) - \left[\Gamma\left(1 + \frac{1}{\beta}\right) \right]^2 \right]}, \quad (5-18)$$

$$\tilde{\lambda} = \bar{x} - \tilde{\delta} \Gamma\left(1 + \frac{2}{\beta}\right), \quad (5-19)$$

funkcja Eulera
$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt, \quad (5-20)$$

s_x odchylenie standardowe zmiennej losowej x , \bar{x} wartość średnia zmiennej losowej x .

Poddanie analizie dwóch funkcji rozkładów gęstości prawdopodobieństwa zmiennych losowych maksymalnych wartości wynika z braku danych o rozkładzie gęstości prawdopodobieństwa zmiennych losowych obciążenia pomostów i pionów rusztowania, które są podstawą wyznaczenia wartości maksymalnych analizowanych zmiennych losowych (por. Castillo i in. (2005), Pekasiewicz (2015)). Rozkłady są dopasowywane następującymi metodami:

- metoda 1 na podstawie powyższych wzorów, opisujących współczynniki

rozkładu w zależności od wartości średniej \bar{x} i odchylenia standardowego s_x , podanych w Tab. 5-6 i 5-7,

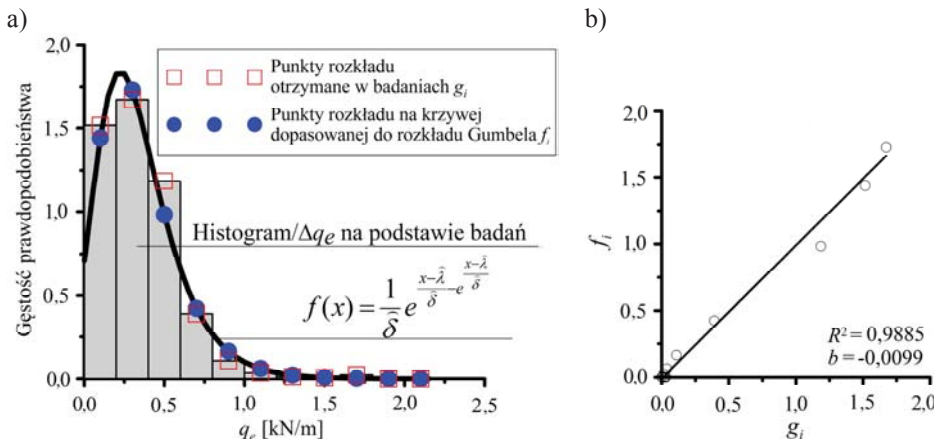
- metoda 2 – dopasowanie równań krzywych do wyników badań za pomocą metody najmniejszych kwadratów,
- metoda 3 – metoda mieszana, tzn. wybrane współczynniki rozkładu są wyznaczone ze wzorów, opisujących współczynniki rozkładu w zależności od wartości średniej \bar{x} i odchylenia standardowego s_x , a pozostałe z dopasowania krzywych do wyników badań za pomocą metody najmniejszych kwadratów.

Metoda 3 została wykorzystana do dopasowania rozkładu Weibulla. Parametry $\tilde{\lambda}$ i $\tilde{\delta}$ są wyznaczone z równań (5-18) i (5-19). W tych wzorach, oprócz takich parametrów jak wartość średnia \bar{x} i odchylenie standardowe s_x zmiennej losowej x , występuje parametr β . Ten ostatni parametr jest dobierany w taki sposób, aby krzywa rozkładu Weibulla przechodziła przez wierzchołki zmodyfikowanych histogramów obciążeń użytkowych.

W odniesieniu do każdego wyniku doboru rozkładu został wyznaczony współczynnik Pearsona R^2 ze wzoru:

$$R^2 = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (g_i - \bar{g})(f_i - \bar{f}) \right]^2}{\sum_{i=1}^n (g_i - \bar{g})^2 \sum_{i=1}^n (f_i - \bar{f})^2}, \quad (5-21)$$

gdzie: f_i i g_i – wartości poszukiwanej funkcji i wartości z badań dla zmiennej x_i , \bar{f} i \bar{g} – wartości średnie funkcji f i g dla zbioru n punktów.



Rys. 5-16. Dobór rozkładu Gumbela (wzór (5-12)): a) rozkład gęstości prawdopodobieństwa, b) układ punktów (g_i, f_i) względem prostej $y = x + b$

Graficzna ilustracja tych działań pokazana jest na przykładzie zestawu badań grupy P w odniesieniu do obciążeń pojedynczych pomostów na Rys. 5-16. Na Rys. 5-16a pokazano wykres w formie pionowych słupków, otrzymany poprzez podzielenie wartości z histogramu liczebności przez długość przedziału $\Delta q_e = 0,2 \text{ kN/m}$. Punkty na wierzchołkach tego wykresu o wartościach g_i są podstawą dopasowania wykresu o równaniu, opisującym rozkład prawdopodobieństwa. W tym przypadku jest to rozkład Gumbela, opisany równaniem (5-12). Na tym rysunku zaznaczono na krzywej rozkładu również punkty o wartościach funkcji f_i , wyznaczonych w odniesieniu do środków poszczególnych przedziałów klasowych i . Na Rys. 5-16b pokazano rozmieszczenie kolejnych punktów o współrzędnych (g_i, f_i) , nazywanych dalej punktami dopasowania, wokół prostej $y = x + b$. Gdyby równanie rozkładu było poprowadzone dokładnie przez punkty z badań, to punkty dopasowania ułożyłyby się dokładnie na prostej $y = x + b$ a wartość współczynnika R^2 równałaby się 1,0. Czym punkty dopasowania są bardziej oddalone od prostej $y = x + b$, tym wartość współczynnika R^2 jest mniejsza a dopasowanie jest mniej dokładne i mniej wiarygodne.

W celu porównania dobieranych rozkładów z rozkładem z założenia nieprawidłowym, wykonano podobne obliczenia w celu wyznaczenia rozkładu Gumbela wartości minimalnych zmiennej losowej, opisanego wzorem:

$$f(x) = \frac{1}{\delta} e^{-\frac{x-\tilde{\lambda}}{\delta}} e^{-\frac{x-\tilde{\lambda}}{\delta}}, \quad (5-22)$$

oraz dystrybuantą rozkładu opisaną wzorem:

$$F(x) = 1 - e^{-e^{-\frac{x-\tilde{\lambda}}{\delta}}}, \quad (5-23)$$

gdzie:

$$\tilde{\delta}^2 = \frac{6s_x^2}{\pi^2}, \quad (5-24)$$

$$\tilde{\lambda} = \bar{x} + 0,5772156649 \tilde{\delta}. \quad (5-25)$$

Wyniki dopasowywania krzywych zestawiono w Tab. 5-9 ÷ 5-14. Do oceny prawidłowości rozkładu wybrano trzy parametry: dokładność oszacowania wartość średniej $\bar{x} - \bar{x}_d$ (gdzie: \bar{x} – wartość średnia z Tab. 5-6 i 5-7, \bar{x}_d – wartość średnia, wyznaczona w odniesieniu do wartości zmiennej losowej, opisanej dopasowaną krzywą), dokładność oszacowania odchylenia standardowego $s_x - s_{xd}$ (gdzie: s_x – odchylenie standardowe z Tab. 5-6 i 5-7,

s_{xd} – odchylenie standardowe, wyznaczone w odniesieniu do wartości zmiennej losowej, opisanej dopasowaną krzywą) oraz współczynnik R^2 . Parametry \bar{x}_d , s_{xd} i R^2 również zamieszczono w Tab. 5-9 ÷ 5-14. W przypadku metody 1 wartości średnich i odchyłeń standardowych są dokładnie takie, jakie były podstawą obliczeń współczynników w funkcjach rozkładów czyli są to wartości, które już zestawiono w Tab. 5-6 i 5-7.

W przypadku rozkładu Gumbela dopasowywano funkcję rozkładu dwoma metodami. Metody zostały ocenione na podstawie układu punktów dopasowania względem prostej $y = x + b$. Na Rys. 5-17 i 5-18 pokazano ułożenie wszystkich punktów. Tutaj widzimy, że punkty dopasowania, otrzymane metodą 2, są zwykle położone bliżej prostej niż punkty, otrzymane za pomocą metody 1. W związku z tym równania, otrzymane metodą 1, zostały odrzucone jako mniej wiarygodne.

Ponieważ analiza dotyczy wartości maksymalnych obciążeń użytkowych, to rozkład Gumbela minimalnych wartości według wzoru (5-22) nie może być rozkładem prawidłowym. Te zestawienia, w których parametry rozkładu Gumbela zmiennych losowych minimalnych wartości, wyraźnie będą się różniły od wartości oczekiwanych (np. współczynnik R^2 powinien być zbliżony do 1,0), zostaną wykorzystane do oceny rozkładów prawdopodobieństwa.

Na Rys. 5-19 ÷ 5-24 są pokazane porównania, pozwalające na ocenę rozkładu, ze względu na dokładność oszacowania wartości średniej $\bar{x} - \bar{x}_d$, dokładność oszacowania odchylenia standardowego $s_x - s_{xd}$ oraz współczynnik R^2 .

Tab. 5-9. Wyniki doboru współczynników rozkładu Gumbela, opisanego wzorem (5-12), zmiennej losowej maksymalnych obciążeń użytkowych pojedynczych pomostów

| Oznaczenie zestawu badań | Długość przedziału Δq_e [kN/m] | Na podstawie wzorów (5-14) i (5-15) – metoda 1 | | | Dopasowanie krzywych do punktów, reprezentujących prawdopodobieństwa w poszczególnych przedziałach – metoda 2 | | | | |
|--------------------------|--|--|-----------------|--------|---|-----------------|--------|--------------------|------------------|
| | | $\tilde{\lambda}$ [kN/m] | δ [kN/m] | R^2 | $\tilde{\lambda}$ [kN/m] | δ [kN/m] | R^2 | \bar{x}_d [kN/m] | s_{std} [kN/m] |
| D | 0,20 | 0,1065 | 0,1793 | 0,8525 | 0,0987 | 0,1536 | 0,9077 | 0,1874 | 0,1971 |
| | 0,25 | | | 0,9225 | | | | | 0,1353 |
| E | 0,20 | 0,2065 | 0,1793 | 0,9370 | 0,2033 | 0,2019 | 0,9473 | 0,3198 | 0,2589 |
| | 0,25 | | | 0,6901 | | | | | 0,2502 |
| L | 0,20 | 0,1430 | 0,2027 | 0,9330 | 0,2000 | 0,1558 | 0,9982 | 0,2899 | 0,1999 |
| | 0,25 | | | 0,6751 | | | | | 0,2471 |
| W | 0,20 | 0,2220 | 0,1871 | 0,9081 | 0,2033 | 0,2019 | 0,8830 | 0,3198 | 0,2589 |
| | 0,25 | | | 0,6559 | | | | | 0,2502 |
| P | 0,20 | 0,1735 | 0,2885 | 0,8261 | 0,2252 | 0,1999 | 0,9885 | 0,3406 | 0,2564 |
| | 0,25 | | | 0,3570 | | | | | 0,2594 |
| Polska | 0,20 | 0,1660 | 0,2495 | 0,9266 | 0,2033 | 0,2019 | 0,9799 | 0,3198 | 0,2589 |
| | 0,25 | | | 0,6444 | | | | | 0,2502 |

Tab. 5-10. Wyniki doboru współczynników rozkładu Gumbela, opisanego wzorem (5-12), zmiennej losowej maksymalnych obciążeń użytkowych wszystkich pomostów w jednym pionie

| Oznaczenie zestawu badań | Długość przedziału Δp_e [kN/m] | Na podstawie wzorów (5-14) i (5-15) – metoda 1 | | | Dopasowanie krzywych do punktów, reprezentujących prawdopodobieństwa w poszczególnych przedziałach – metoda 2 | | | | |
|--------------------------|--|--|-----------------------|--------|---|-----------------------|--------|--------------------|-----------------|
| | | $\hat{\lambda}$ [kN/m] | $\hat{\delta}$ [kN/m] | R^2 | $\hat{\lambda}$ [kN/m] | $\hat{\delta}$ [kN/m] | R^2 | \bar{x}_d [kN/m] | s_{sd} [kN/m] |
| D | 0,20 | 0,1205 | 0,2417 | 0,6051 | 0,0863 | 0,1599 | 0,9289 | 0,1786 | 0,2050 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| E | 0,20 | 0,2040 | 0,2183 | 0,9379 | 0,2334 | 0,2236 | 0,9445 | 0,3624 | 0,2867 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| L | 0,20 | 0,1615 | 0,2573 | 0,8664 | 0,1789 | 0,1248 | 0,9835 | 0,3349 | 0,1601 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| W | 0,20 | 0,2275 | 0,3509 | 0,7521 | 0,2469 | 0,1325 | 0,9922 | 0,3253 | 0,1700 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| P | 0,20 | 0,1965 | 0,3353 | 0,0777 | 0,2524 | 0,1031 | 0,9845 | 0,3119 | 0,1322 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| Polska | 0,20 | 0,1835 | 0,2885 | 0,8926 | 0,1929 | 0,2178 | 0,9829 | 0,3187 | 0,2794 |
| | 0,25 | | | | | | | | |

Tab. 5-11. Wyniki doboru współczynników rozkładu Weibulla, opisanego wzorem (5-16), zmiennej losowej maksymalnych obciążeń użytkowych pojedynczych pomostów

| Oznaczenie zestawu badań | Długość przedziału Δq_e [kN/m] | Dopasowanie krzywych do punktów, reprezentujących prawdopodobieństwa w poszczególnych przedziałach – metoda 3, na podstawie wzorów (5-18) i (5-19) | | | | | |
|--------------------------|--|--|-------------------------|---------------|--------|--------------------|-----------------|
| | | $\tilde{\lambda}$ [kN/m] | $\tilde{\delta}$ [kN/m] | β | R^2 | \bar{x}_d [kN/m] | S_{xd} [kN/m] |
| D | 0,20 | -0,0689 | 0,3156 | 1,8120 | 0,8721 | 0,2119 | 0,1605 |
| | 0,25 | -0,0849 | 0,3323 | 1,7076 | 0,9562 | 0,2130 | 0,1750 |
| E | 0,20 | -0,0410 | 0,3916 | 1,5435 | 0,9241 | 0,3109 | 0,2368 |
| | 0,25 | 0,0319 | 0,3156 | 1,9164 | 0,9058 | 0,3124 | 0,1527 |
| L | 0,20 | -0,0667 | 0,3694 | 1,7875 | 0,9832 | 0,2620 | 0,1906 |
| | 0,25 | -0,0291 | 0,3289 | 2,0490 | 0,8605 | 0,2619 | 0,1503 |
| W | 0,20 | -0,0196 | 0,3923 | 1,6276 | 0,9002 | 0,3310 | 0,2242 |
| | 0,25 | 0,0477 | 0,3209 | 1,9997 | 0,9480 | 0,3325 | 0,1508 |
| P | 0,20 | -0,0840 | 0,4825 | 2,0718 | 0,9887 | 0,3435 | 0,2159 |
| | 0,25 | -0,0343 | 0,4266 | 2,4105 | 0,9870 | 0,3438 | 0,1674 |
| Polska | 0,20 | -0,0844 | 0,4472 | 1,8780 | 0,9866 | 0,3130 | 0,2180 |
| | 0,25 | -0,0415 | 0,4003 | 2,1363 | 0,9598 | 0,3127 | 0,1759 |

Tab. 5-12. Wyniki doboru współczynników rozkładu Weibulla, opisanego wzorem (5-16), zmiennej losowej maksymalnych obciążeń użytkowych wszystkich pomostów w jednym pionie

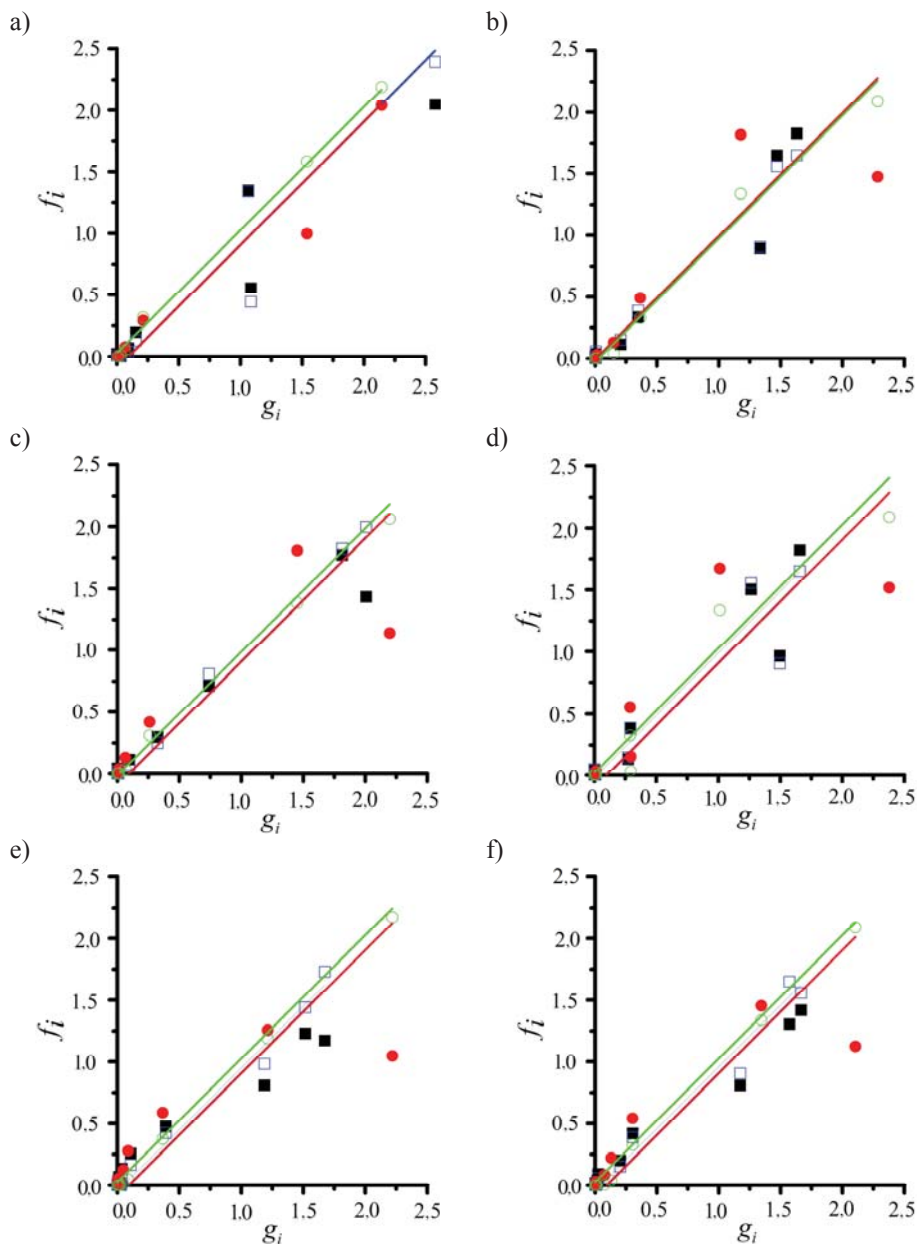
| Oznaczenie zestawu badań | Długość przedziału Δp_e [kN/m] | Dopasowanie krzywych do punktów, reprezentujących prawdopodobieństwa w poszczególnych przedziałach – metoda 3, na podstawie wzorów (5-18) i (5-19) | | | | | |
|--------------------------|--|--|-------------------------|---------------|--------|--------------------|-----------------|
| | | $\tilde{\lambda}$ [kN/m] | $\tilde{\delta}$ [kN/m] | β | R^2 | \bar{x}_d [kN/m] | S_{xd} [kN/m] |
| D | 0,20 | -0,0631 | 0,3681 | 2,2216 | 0,6773 | 0,2627 | 0,1562 |
| | 0,25 | -0,1008 | 0,4097 | 1,9427 | 0,9819 | 0,2637 | 0,1908 |
| E | 0,20 | -0,0638 | 0,4431 | 1,6775 | 0,9513 | 0,3320 | 0,2432 |
| | 0,25 | -0,0017 | 0,3770 | 1,9842 | 0,9388 | 0,3324 | 0,1725 |
| L | 0,20 | -0,0694 | 0,4315 | 2,0257 | 0,9351 | 0,3128 | 0,1982 |
| | 0,25 | -0,0683 | 0,4302 | 2,0328 | 0,9637 | 0,3128 | 0,1971 |
| W | 0,20 | -0,0554 | 0,5532 | 2,3665 | 0,8506 | 0,4348 | 0,2210 |
| | 0,25 | 0,0126 | 0,4746 | 2,8663 | 0,7573 | 0,4357 | 0,1603 |
| P | 0,20 | -0,0921 | 0,5492 | 2,1976 | 0,9241 | 0,3945 | 0,2328 |
| | 0,25 | -0,0478 | 0,4989 | 2,4671 | 0,9367 | 0,3947 | 0,1921 |
| Polska | 0,20 | -0,0875 | 0,4974 | 2,0150 | 0,9533 | 0,3536 | 0,2277 |
| | 0,25 | -0,0533 | 0,4595 | 2,2098 | 0,9665 | 0,3535 | 0,1955 |

Tab. 5-13. Wyniki doboru współczynników rozkładu Gumbela, opisanego wzorem (5-22), zmiennej losowej maksymalnych obciążeń użytkowych pojedynczych pomostów

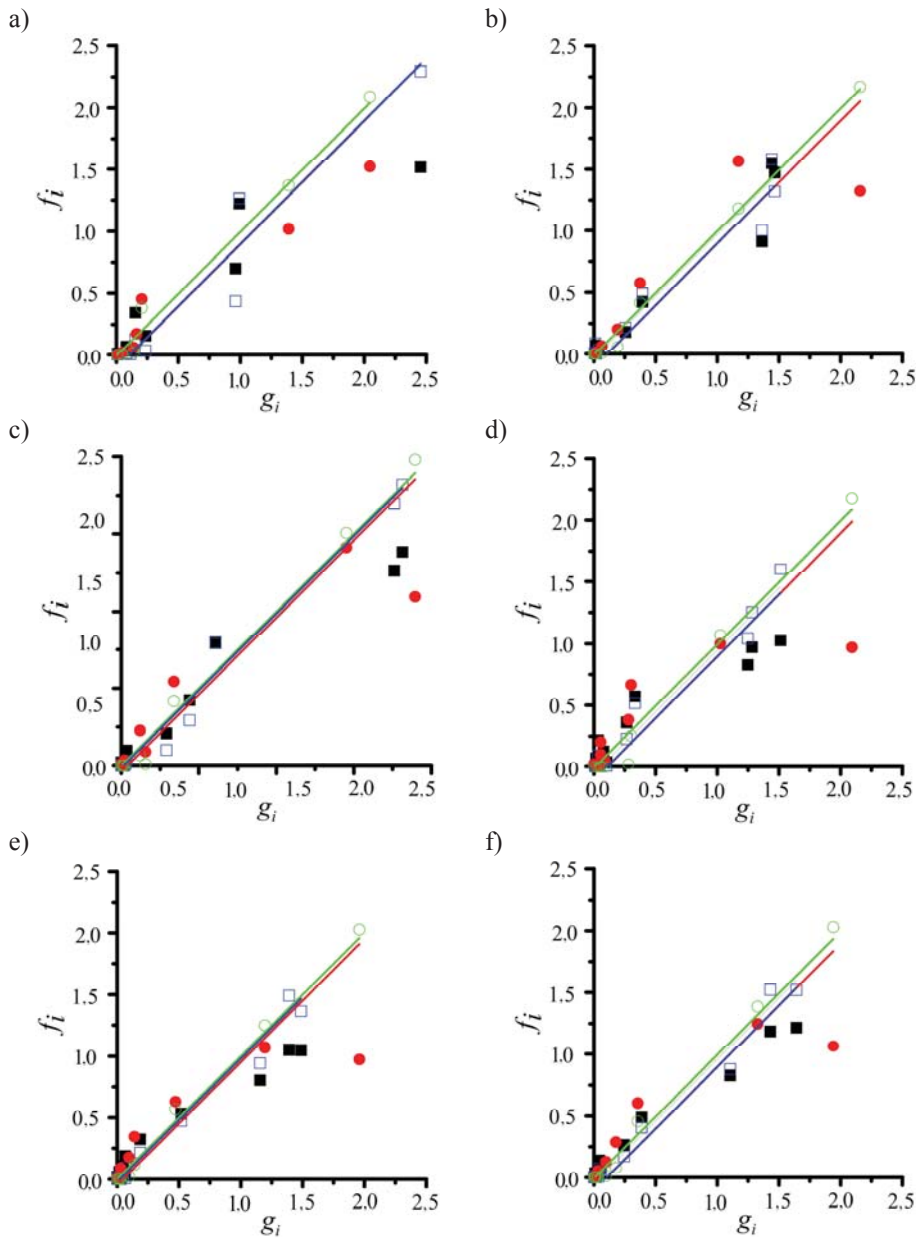
| Oznaczenie zestawu badań | Długość przedziału Δq_e [kN/m] | | Na podstawie wzorów (5-24) i (5-25) – metoda 1 | | | | Dopasowanie krzywych do punktów, reprezentujących prawdopodobieństwa w poszczególnych przedziałach – metoda 2 | | | |
|--------------------------|--|------|--|-----------------------|--------|------------------------|---|--------|--------------------|-----------------|
| | 0,20 | 0,25 | $\bar{\lambda}$ [kN/m] | $\bar{\delta}$ [kN/m] | R^2 | $\bar{\lambda}$ [kN/m] | $\bar{\delta}$ [kN/m] | R^2 | \bar{x}_d [kN/m] | s_{vd} [kN/m] |
| D | 0,20 | 0,25 | 0,3135 | 0,1793 | 0,3356 | 0,1493 | 0,1346 | 0,8394 | 0,0716 | 0,1726 |
| | 0,20 | 0,25 | 0,4135 | 0,1793 | 0,8515 | 0,3061 | 0,2257 | 0,9482 | 0,1758 | 0,2895 |
| L | 0,20 | 0,25 | 0,3770 | 0,2027 | 0,9247 | 0,3436 | 0,1758 | 0,9834 | 0,2421 | 0,2254 |
| | 0,20 | 0,25 | 0,4380 | 0,1871 | 0,7343 | 0,2662 | 0,1819 | 0,9613 | 0,1612 | 0,2333 |
| W | 0,20 | 0,25 | 0,5065 | 0,2885 | 0,9061 | 0,3264 | 0,1633 | 0,9925 | 0,2322 | 0,2094 |
| | 0,20 | 0,25 | 0,4540 | 0,2495 | 0,8983 | 0,3717 | 0,2107 | 0,9716 | 0,2501 | 0,2703 |
| Polska | 0,20 | 0,25 | 0,4540 | 0,2495 | 0,7734 | 0,3852 | 0,1548 | 0,9860 | 0,2959 | 0,1986 |
| | 0,20 | 0,25 | 0,4540 | 0,2495 | 0,5208 | 0,3220 | 0,2220 | 0,9571 | 0,1939 | 0,2848 |
| | 0,20 | 0,25 | 0,4540 | 0,2495 | 0,1669 | 0,3679 | 0,1696 | 0,9967 | 0,2700 | 0,2176 |
| | 0,20 | 0,25 | 0,4540 | 0,2495 | 0,6878 | 0,3061 | 0,2257 | 0,9321 | 0,1758 | 0,2895 |
| | 0,20 | 0,25 | 0,4540 | 0,2495 | 0,5482 | 0,3436 | 0,1758 | 0,9938 | 0,2421 | 0,2254 |

Tab. 5-14. Wyniki doboru współczynników rozkładu Gumbela, opisanego wzorem (5-22), zmiennej losowej maksymalnych obciążeń użytkowych wszystkich pomostów w jednym pionie.

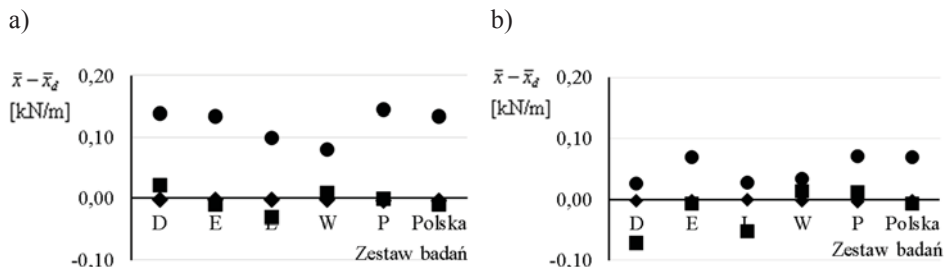
| Oznaczenie zestawu badań | Długość przedziału Δp_e [kN/m] | Na podstawie wzorów (5-24) i (5-25) – metoda 1 | | | Dopasowanie krzywych do punktów, reprezentujących prawdopodobieństwa w poszczególnych przedziałach – metoda 2 | | | | |
|--------------------------|--|--|-----------------------|--------|---|-----------------------|--------|--------------------|-----------------|
| | | $\bar{\lambda}$ [kN/m] | $\bar{\delta}$ [kN/m] | R^2 | $\bar{\lambda}$ [kN/m] | $\bar{\delta}$ [kN/m] | R^2 | \bar{x}_d [kN/m] | s_{sd} [kN/m] |
| D | 0,20 | 0,3995 | 0,2417 | 0,0 | 0,1377 | 0,1457 | 0,8695 | 0,0536 | 0,1868 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| E | 0,20 | 0,4560 | 0,2183 | 0,8025 | 0,3525 | 0,2397 | 0,9372 | 0,2141 | 0,3075 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| L | 0,20 | 0,4585 | 0,2573 | 0,3938 | 0,2379 | 0,1949 | 0,9402 | 0,1253 | 0,2500 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| W | 0,20 | 0,6325 | 0,3509 | 0,5633 | 0,3242 | 0,1911 | 0,9879 | 0,2138 | 0,2451 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| P | 0,20 | 0,5835 | 0,3353 | 0,3581 | 0,3336 | 0,2610 | 0,9347 | 0,1830 | 0,3348 |
| | 0,25 | | | | | | | | |
| Polska | 0,20 | 0,5165 | 0,2885 | 0,1905 | 0,2997 | 0,2448 | 0,9193 | 0,1584 | 0,3140 |
| | 0,25 | | | | | | | | |



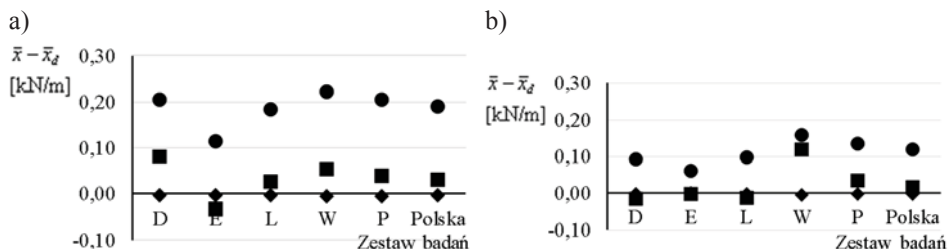
Rys. 5-17. Układ punktów dopasowania równania rozkładu Gumbela (wzór (5-12)) do badań obciążeń pomostów w zestawie badań: a) D, b) E, c) L, d) W, e) P, f) Polska; oznaczenia: ■ – $\Delta q_e = 0,20$ kN/m, metoda 1, □ – $\Delta q_e = 0,20$ kN/m, metoda 2, ● – $\Delta q_e = 0,25$ kN/m, metoda 1, ○ – $\Delta q_e = 0,25$ kN/m, metoda 2



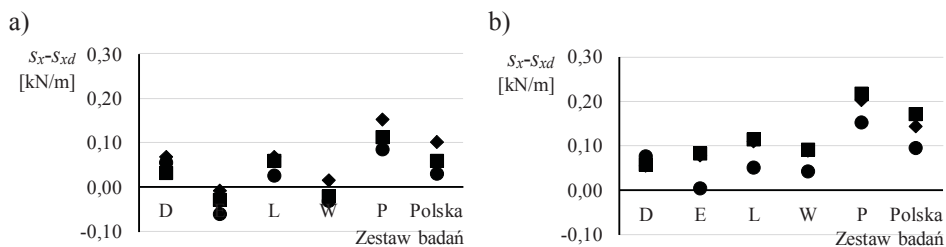
Rys. 5-18. Układ punktów dopasowania równania rozkładu Gumbela (wzór (5-12)) do badań obciążeń pionów w zestawie badań: a) D, b) E, c) L, d) W, e) P, f) Polska; oznaczenia: ■ - $\Delta p_e = 0,20$ kN/m, metoda 1, □ - $\Delta p_e = 0,20$ kN/m, metoda 2, ● - $\Delta p_e = 0,25$ kN/m, metoda 1, ○ - $\Delta p_e = 0,25$ kN/m, metoda 2



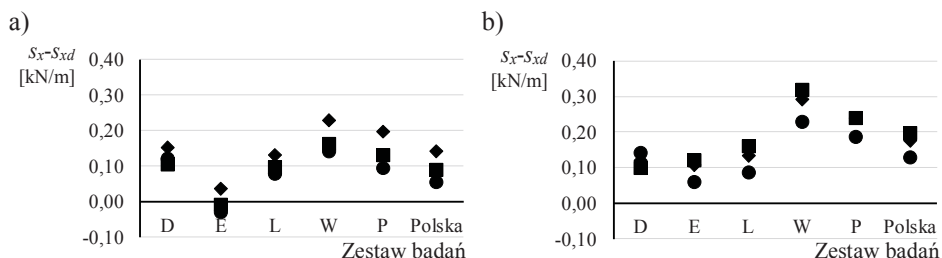
Rys. 5-19. Różnice pomiędzy wartościami średnimi zmiennej z badań \bar{x} i wartościami \bar{x}_d , wynikającymi z dopasowanych funkcji rozkładu obciążeń pomostów metodami 2 i 3 przy: a) $\Delta p_e = 0,20$ kN, b) $\Delta p_e = 0,25$ kN/m; oznaczenia: ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), ◆ – rozkład Weibulla, wzór (5-16), ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22)



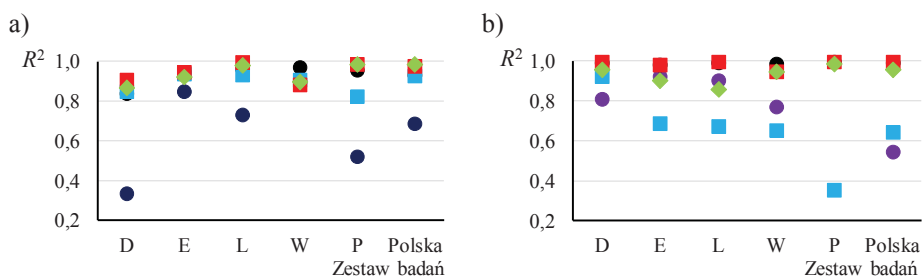
Rys. 5-20. Różnice pomiędzy wartościami średnimi zmiennej z badań \bar{x} i wartościami \bar{x}_d , wynikającymi z dopasowanych funkcji rozkładu obciążeń pionów rusztowań metodami 2 i 3 przy: a) $\Delta p_e = 0,20$ kN, b) $\Delta p_e = 0,25$ kN/m; oznaczenia: ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), ◆ – rozkład Weibulla, wzór (5-16), ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22)



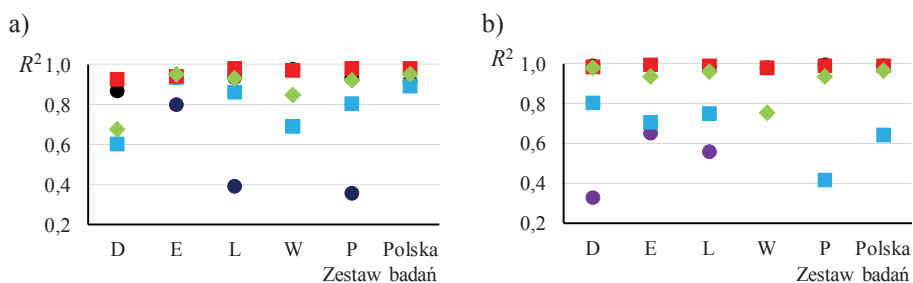
Rys. 5-21. Różnice pomiędzy odchyleniami standardowymi z badań s_x i wartościami s_{xd} , wynikającymi z dopasowanych funkcji rozkładu obciążeń pomostów metodami 2 i 3 przy: a) $\Delta p_e = 0,20$ kN, b) $\Delta p_e = 0,25$ kN/m; oznaczenia: ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), ◆ – rozkład Weibulla, wzór (5-16), ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22)



Rys. 5-22. Różnice pomiędzy odchyleniami standardowymi z badań s_x i wartościami s_{xd} , wynikającymi z dopasowanych funkcji rozkładu obciążeń pionów rusztowań metodami 2 i 3 przy: a) $\Delta p_e = 0,20$ kN, b) $\Delta p_e = 0,25$ kN/m; oznaczenia: ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), ◆ – rozkład Weibulla, wzór (5-16), ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22)



Rys. 5-23. Współczynniki Pearsona R^2 dopasowania funkcji rozkładu obciążeń pomostów przy: a) $\Delta p_e = 0,20$ kN, b) $\Delta p_e = 0,25$ kN/m; oznaczenia: ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), metoda 1, ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), metoda 2, ◆ – rozkład Weibulla, wzór (5-16), metoda 3, ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22), metoda 1, ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22), metoda 2

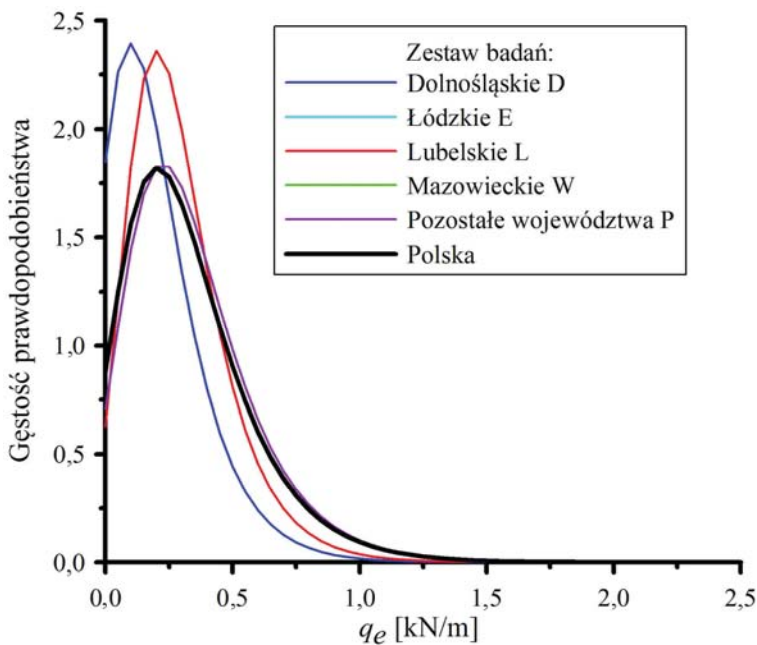


Rys. 5-24. Współczynniki Pearsona R^2 dopasowania funkcji rozkładu obciążeń pionów przy: a) $\Delta p_e = 0,20$ kN, b) $\Delta p_e = 0,25$ kN/m; oznaczenia: ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), metoda 1, ■ – rozkład Gumbela, wzór (5-12), metoda 2, ◆ – rozkład Weibulla, wzór (5-16), metoda 3, ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22), metoda 1, ● – rozkład Gumbela, wzór (5-22), metoda 2

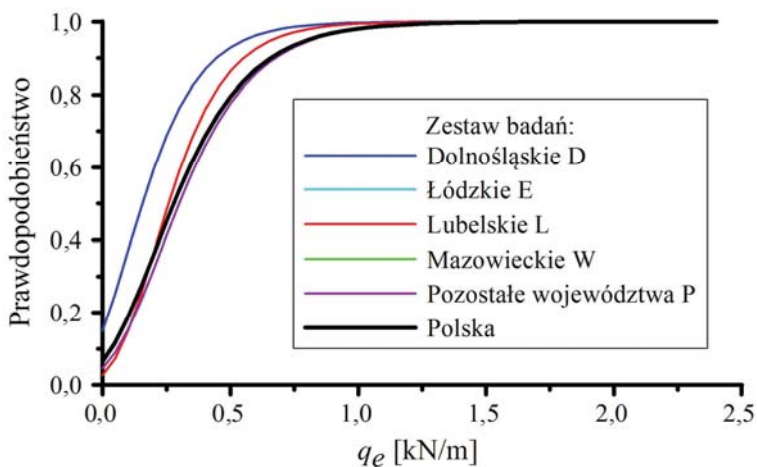
Większość przedstawionych porównań pomiędzy dopasowaniami w odniesieniu do dwóch długości przedziałów klasowych 0,20 kN/m i 0,25 kN/m wskazują, że dopuszczalne są analizy na podstawie obu długości. Jednak pozostawiono mniejszą długość przedziału, ponieważ dzięki temu dopasowywanie rozkładów odbywa się w odniesieniu do większej liczby punktów dopasowania.

Rys. 5-23 i 5-24 potwierdzają, że wyniki doboru równań rozkładów metodą 1 są mniej wiarygodne niż pozostałymi metodami, ponieważ wartości współczynników R^2 dopasowań, uzyskanych tą metodą, są mniejsze niż w odniesieniu do pozostałych metod. Współczynniki R^2 dopasowania pozostałych rozkładów, nawet rozkładu Gumbela minimalnych wartości zmiennych losowych, przyjmują w większości przypadków wartości zbliżone do 1,0 a na pewno są większe od 0,8. Należy tu przypomnieć, że ten rozkład jest nieprawidłowy, ponieważ tutaj analizowane są zmienne losowe wartości maksymalnych. Rozkład Gumbela zmiennej losowej minimalnych wartości daje wyraźnie inne wyniki niż pozostałe rozkłady tylko w odniesieniu do różnicy średnich wartości $\bar{x} - \bar{x}_d$, pokazanych na Rys. 5-19 i 5-20. W związku z tym ten błąd jest podstawą wyboru funkcji rozkładu gęstości prawdopodobieństwa. Na podstawie tych porównań można przyjąć, że rozkład z najlepszym dopasowaniem wartości średniej, jest najbardziej wiarygodny i jest to rozkład Weibulla.

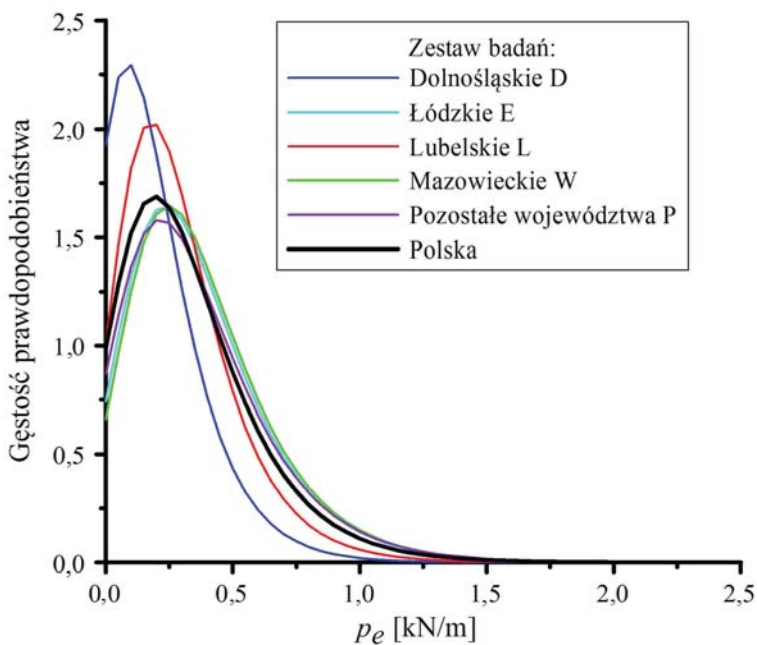
Na Rys. 5-25 ÷ 5-32 przedstawiono ostateczne funkcje gęstości prawdopodobieństwa rozkładu Gumbela (wzór (5-12)) i rozkładu Weibulla (wzór (5-16)) wszystkich zestawów badań i ich dystrybuanty. Współczynniki równań, pokazanych na rysunkach rozkładów, są zestawione w Tab. 5-9 ÷ 5-12, gdzie zostały pogrubione.



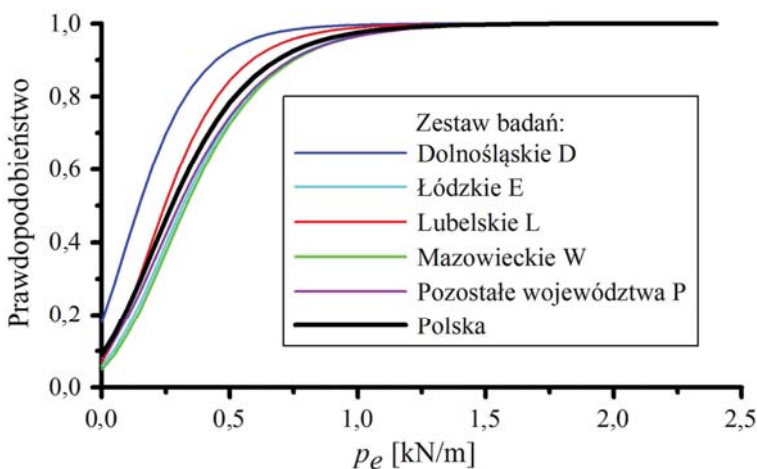
Rys. 5-25. Funkcja gęstości prawdopodobieństwa rozkładu Gumbela wartości maksymalnych obciążenia użytkowego q_e pomostów



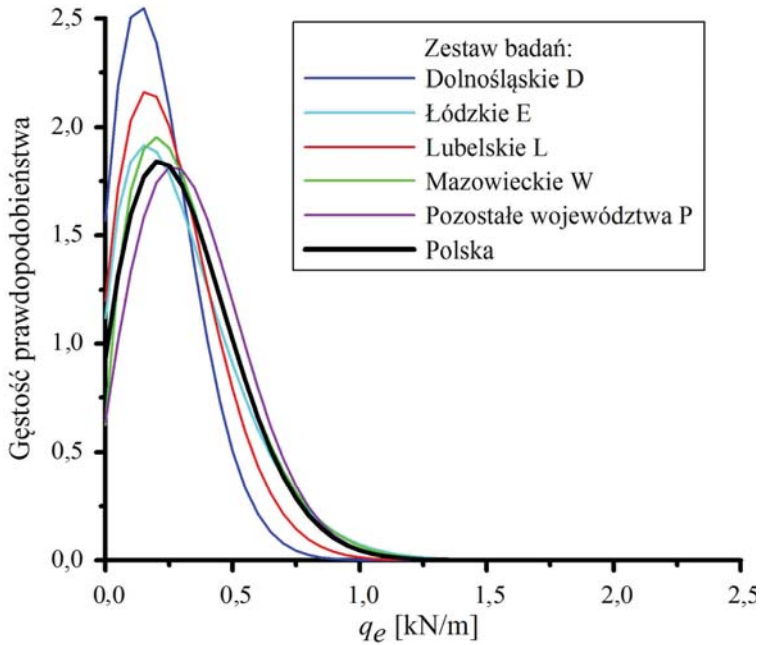
Rys. 5-26. Dystrybuanta rozkładu Gumbela wartości maksymalnych obciążenia użytkowego q_e pomostów



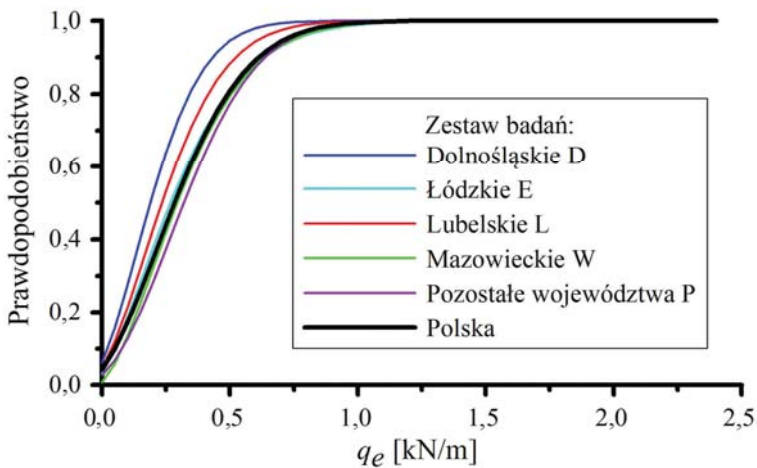
Rys. 5-27. Funkcja gęstości prawdopodobieństwa rozkładu Gumbela wartości maksymalnych sumarycznego obciążenia użytkowego pomostów w jednym module p_e



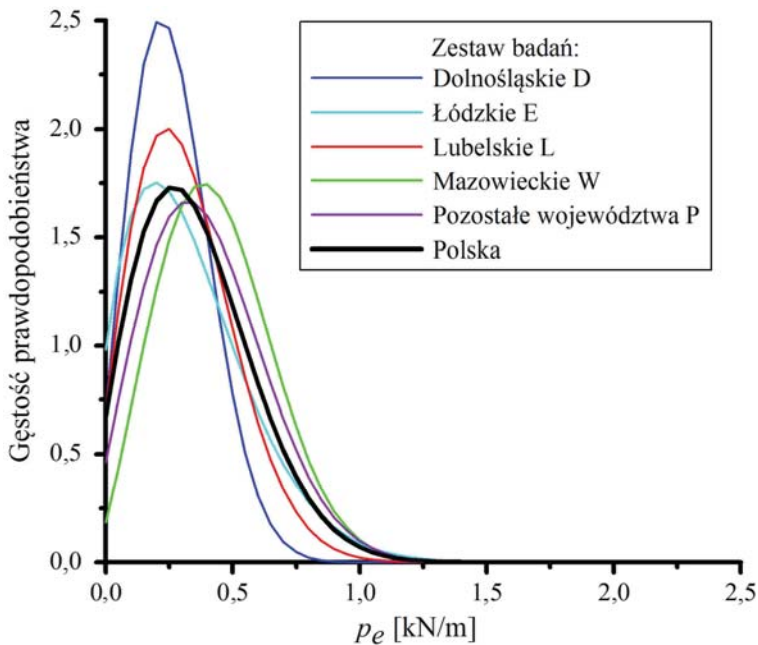
Rys. 5-28. Dystrybuanta rozkładu Gumbela wartości maksymalnych sumarycznego obciążenia użytkowego pomostów w jednym module p_e



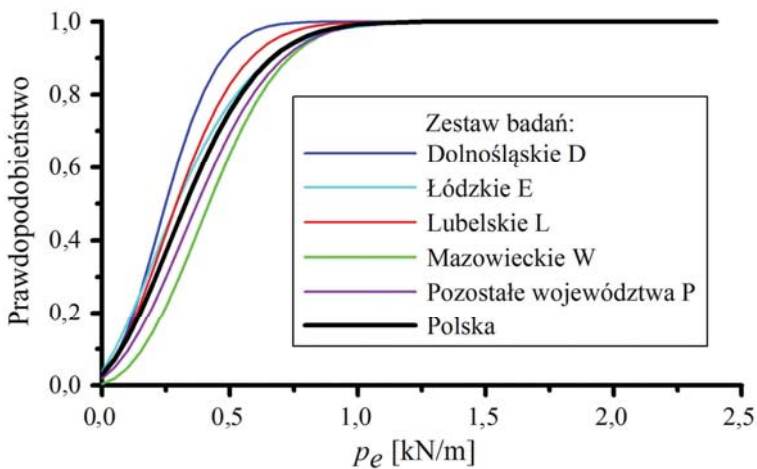
Rys. 5-29. Funkcja gęstości prawdopodobieństwa rozkładu Weibulla wartości maksymalnych obciążenia użytkowego q_e pomostów



Rys. 5-30. Dystrybuanta rozkładu Weibulla wartości maksymalnych obciążenia użytkowego q_e pomostów



Rys. 5-31. Funkcja gęstości prawdopodobieństwa rozkładu Weibulla wartości maksymalnych sumarycznego obciążenia użytkowego pomostów w jednym module p_e



Rys. 5-32. Dystrybuanta rozkładu Weibulla wartości maksymalnych sumarycznego obciążenia użytkowego pomostów w jednym module p_e

Podsumowując, obciążenie użytkowe można opisać rozkładem Weibulla o współczynnikach zestawionych w Tab. 5-11 i 5-12. W odniesieniu do tego rozkładu podane zostanie prawdopodobieństwo przekroczenia obciążenia użytkowego klasy 3 według normy PN-EN 12811-1. Informacja ta jest istotna podczas projektowania rusztowań z wykorzystaniem metod niezawodności konstrukcji. Wymienione obciążenie normowe wynosi $2,0 \text{ kN/m}^2$. W przypadku rusztowań o szerokości $0,7 \text{ m}$, obciążenie $q_e = p_e = 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,7 \text{ m} = 1,4 \text{ kN/m}$. Okres badań odpowiada 110 tygodniom roboczym czyli dwóm latom. Jeżeli skorzystamy z rozkładu Weibulla to prawdopodobieństwo nie przekroczenia wciągu dwóch lat tego obciążenia w Polsce na jednym pomoście wynosi:

$$F(1,4 \text{ kN/m}) = 1 - e^{-\left(\frac{1,4 \text{ kN/m} - (-0,0844 \text{ kN/m})}{0,4472 \text{ kN/m}}\right)^{1,8780}} = 0,99993$$

a w sumie na wszystkich pomostach jednego modułu rusztowania wyniesie:

$$F(1,4 \text{ kN/m}) = 1 - e^{-\left(\frac{1,4 \text{ kN/m} - (-0,0875 \text{ kN/m})}{0,4974 \text{ kN/m}}\right)^{2,0150}} = 0,99989$$

Jak zauważono wcześniej powyższe wartości mogą zostać wykorzystane w analizach niezawodności rusztowań i kalibracji częściowych współczynników bezpieczeństwa w stanach granicznych nośności.

5.3. Obciążenia środowiskowe w sytuacjach nietypowych

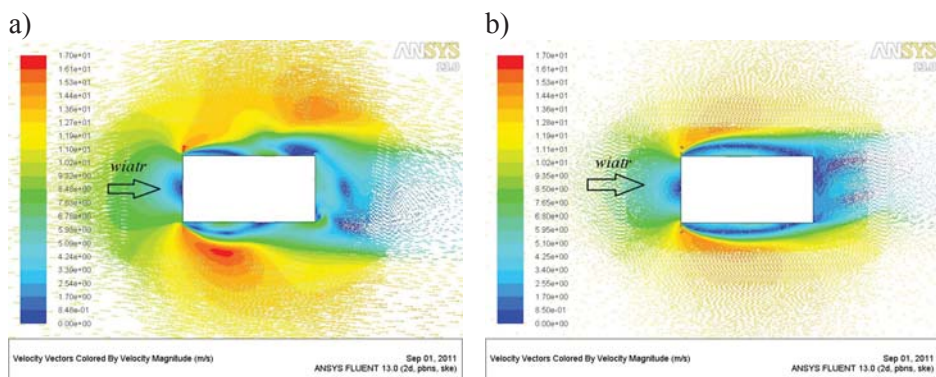
W sytuacji, gdy rusztowanie montowane jest na zewnątrz budynku, nie da się uniknąć wpływów środowiskowych. Normy PN-EN 12811-1 i PN-EN 12810-1 dość szczegółowo opisują obciążenie wiatrem w typowych sytuacjach. W sytuacjach nietypowych działania wiatru i w odniesieniu do wszystkich pozostałych wpływów środowiskowych, wymienione normy odsyłają do Eurokodów. Oczywiście zalecenia tej grupy norm nie uwzględniają specyfiki rusztowań a ich zastosowanie do wyznaczenia obciążeń rusztowań wymaga adaptacji ich zapisów. I to zagadnienie jest głównym tematem tego podpunktu.

5.3.1. Działanie wiatru w sytuacjach nietypowych

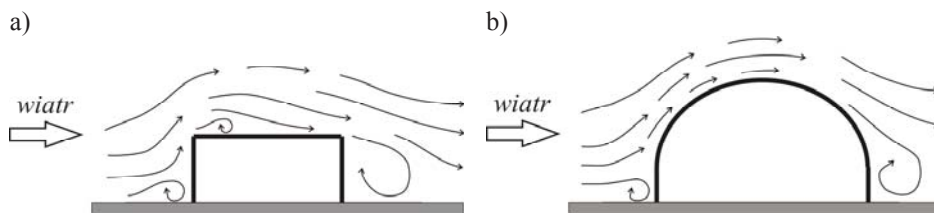
Zjawisko przepływu powietrza wokół obiektów jest zjawiskiem skomplikowanym, któremu towarzyszy wiele fenomenów. Opływ rusztowań wolnostojących lub stojących w sąsiedztwie budynków nie jest wyjątkiem. W rozdziale 2, oprócz zasad przyjmowania obciążenia według norm PN-EN 12811-1, PN-EN 12810-1 i PN-EN 1991-1-4, omówiono również niektóre zjawiska opływu budynku z rusztowaniem, wyjaśniające zalecenia normowe. Wzory, dotyczące działania wiatru na rusztowania, podane w rozdziale 2 są aktualne w większości przypadków obciążeń, ale przy znacznym stopniu uproszczenia. Dokładniejsze określenie działania wiatru polega na zmianie kierunku działania wiatru lub jego wartości poprzez zmianę współczynnika aerodynamicznego. Zrozumienie podstaw wprowadzania tych zmian wymaga

zapoznania się przynajmniej z najważniejszymi zjawiskami, jakie towarzyszą opływowi rusztowań.

Kierunek działania wiatru w danym punkcie przestrzeni jest kierunkiem prędkości wiatru a wartość obciążenia jest wprost proporcjonalna do kwadratu prędkości wiatru. Ponieważ budynek powoduje zmianę kierunku przepływu a właściwie całkowicie zmienia jego charakter, to siły spowodowane działaniem wiatru na rusztowanie, nigdy nie są ani równoległe ani też prostopadłe do średniego kierunku prędkości wiatru przed budynkiem. Na Rys. 5-33 pokazano wyniki obliczeń z programu ANSYS FLUENT (oprogramowanie do obliczeń pól parametrów przepływu takich, jak prędkość i ciśnienie, oparty na metodzie objętości skończonych, por. np. Błazik-Borowa (2008b)). Na obu częściach rysunku przedstawiono pola prędkości przepływu wokół budynku w jego przekroju poziomym. Jak widać na Rys. 5-33a przy narożach odrywają się wiry. Jeżeli w takim wirze znajdzie się rusztowanie, to siły działające na elementy tego rusztowania mają kierunki i zwroty zgodne z wektorami prędkości przepływu w tym wirze. Na Rys. 5-33b przy obrysie budynku zamodelowano przekroje rur. Pole przepływu takiego układu zmienia się w stosunku do tego pokazanego na Rys. 5-33a. Przekroje rur wprowadziły zaburzenia w strukturze przepływu przez co zmienił się także układ wirów. Rys. 5-33 przedstawia pole przepływu dwuwymiarowego. W rzeczywistości opływ jest przestrzenny i znacznie bardziej skomplikowany. Elementy rusztowania zaburzają przepływ wokół budynku, wywołując jego turbulizację. Jednak zanim do tego dojdzie, to od strony nawietrznej może dojść do uszkodzenia rusztowania z powodu sił, znacznie przekraczających wartości normowe, co zostanie pokazane na kolejnych rysunkach.

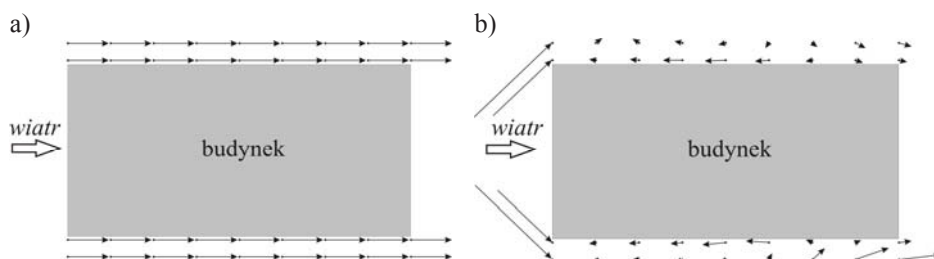


Rys. 5-33. Rozkład prędkości przepływu dwuwymiarowego wokół budynku, uzyskany w programie ANSYS FLUENT: a) budynek, b) budynek z rusztowaniem (Błazik-Borowa i in. (2012))

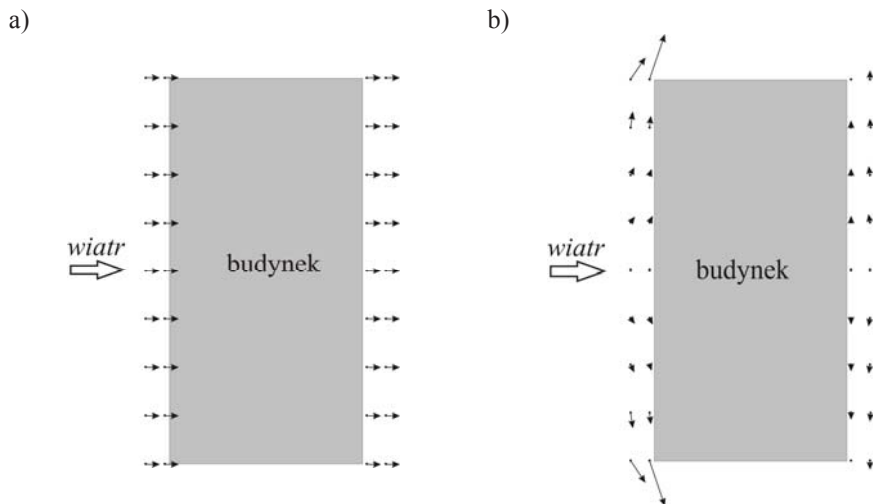


Rys. 5-34. Linie prądu przepływu wokół budynków: a) z dachem płaskim na podstawie pracy Błazik-Borowej (2008b), b) z kopułą na podstawie pracy Soleimani i in. (2016)

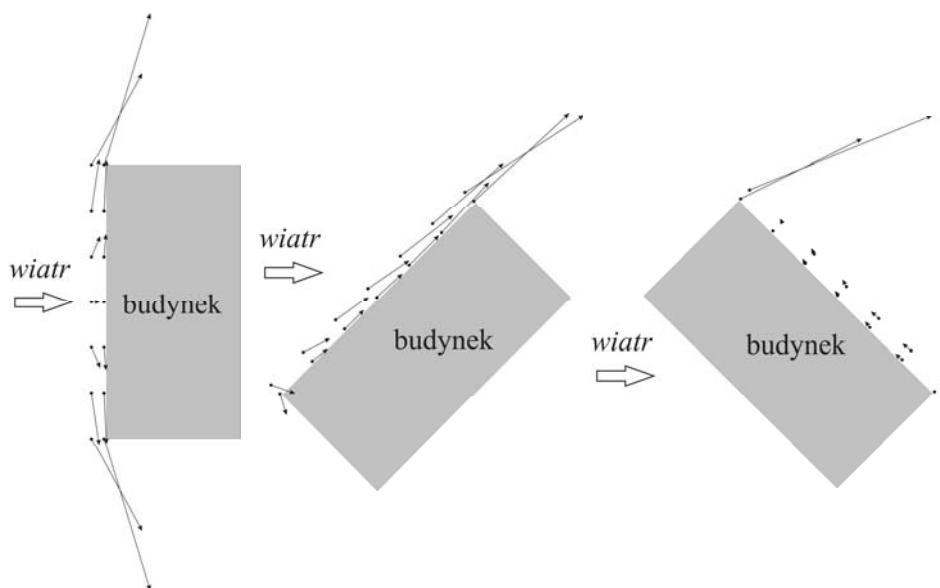
Na Rys. 5-33 pokazane są pola prędkości przepływu w przekroju poziomym. Na Rys. 5-34 pokazano linie prądu przepływu wokół budynków w przekroju pionowym. Rozkład prędkości w przepływie wokół budynków przekłada się na kierunek, zwrot i wartość obciążenia wiatrem elementów rusztowania. Nadal idealizując sytuację, czyli pokazując tylko wyniki analiz dwuwymiarowych opływu budynków z rusztowaniem w sąsiedztwie, na Rys. 5-35a, 5-36a i 5-37 przedstawione są wektory działania sił od wiatru na rusztowanie. W celu porównania układów sił, wyznaczonych w symulacjach komputerowych, z siłami, oszacowanymi na podstawie norm na Rys. 5-35b i 5-36b przedstawiono siły, które powinny być przyłożone zgodnie z zaleceniami normowymi. Na Rys. 5-35a,b i 5-36a,b zachowano tę samą skalę wektorów. Jak widać siły, zalecane przez normy, nie tylko mają inne wartości, ale także kierunki. Dodatkowo warto zwrócić uwagę na to, że siły od wiatru skracają konstrukcję, a więc podczas silnych porywów mogą dojść inne niekorzystne w przypadku konstrukcji efekty działania wiatru.



Rys. 5-35. Układ sił, wywołanych działaniem wiatru, przy kierunku wiatru równoległym do dłuższego boku budynku: a) zgodnie z zaleceniami normowymi, b) wynik obliczeń CFD programem ANSYS FLUENT



Rys. 5-36. Układ sił, wywołanych działaniem wiatru, przy kierunku wiatru prostopadłym do dłuższego boku budynku: a) zgodnie z zaleceniami normowymi, b) wynik obliczeń CFD programem ANSYS FLUENT



Rys. 5-37. Układ sił, wywołanych działaniem wiatru, przy różnych kierunkach natarcia wiatru na podstawie obliczeń CFD programem ANSYS FLUENT (Jamińska (2013))

Na podstawie dotychczasowych rozważań, należy stwierdzić, że rusztowanie zmienia opływ wokół budynku. Jednak o układzie linii prądu, a więc także sił działania wiatru na rusztowanie, decyduje w znacznej mierze kształt budynku. Wartości prędkości wokół budynku bez rusztowania są też większe niż, gdy ustawimy przy nim rusztowanie, wprowadzając turbulizację przepływu. Dlatego w sytuacjach nie określonych normą PN-EN 12811-1, gdy można przypuszczać, że opływ wokół obiektu lub obiektów będzie się znacznie różnił od opływu budynku w kształcie prostopadłościanu, proponuje się przyjmowanie wartości i kierunki sił, spowodowanych działaniem wiatru, na podstawie pola prędkości, wyznaczonego np. metodami komputerowej mechaniki płynów (por. Baker (1983), Flaga i in. (2004), Błazik-Borowa (2008b)) lub w tunelu aerodynamicznym (por. Flaga (2008)). W ten sposób w znacznym stopniu uwzględnia się wpływ zawirowań przepływu wokół obiektów a przyłożone siły będą większe niż wartości ich rzeczywistych odpowiedników, ale o tym samym rzędzie wartości. Takie rozwiązanie daje przybliżenie, które ze względu na warunki stanów granicznych nośności będzie bezpieczniejsze w odniesieniu do rusztowania.

Ze względów bezpieczeństwa lub technologii wykonywanych robót rusztowania są osłaniane siatkami lub plandekami. Jeżeli rusztowanie zostanie osłonięte, to także można przyjąć uproszczenie a mianowicie założyć, że na osłonę rusztowania będzie działał wiatr tak, jak na budynek o pełnej elewacji o kształcie, ograniczonym osłoną rusztowania. Rozkład działania ciśnienia wiatru na powierzchniach budynków w odniesieniu do wielu kształtów można znaleźć w normie PN-EN 1991-1-4, ale również znajdują się w opracowaniach takich autorów, jak Żurański (1978), Flaga (2008), Rawska-Skotniczny (2013), Lipecki (2015), itp. Norma PN-EN 1991-1-4 zaleca przyjmowanie kierunku prostopadłego do elewacji jako kierunku działania wiatru. Wiotkość plandek i siatek rusztowania powoduje, że wiatr działa na ich powierzchnię również wzdłuż rusztowania, dlatego do obciążenia prostopadłego do ściany trzeba dodać obciążenie wzdłuż elewacji, wyznaczone ze wzorów (2-4) i (2-5). We wzorach (2-4) i (2-5) współczynnik aerodynamiczny zgodnie z normą PN-EN 12810-1 przyjmuje wartość $C_x = 0,1$. Ponadto, określając działanie wiatru na osłonę rusztowania z siatek przepuszczalnych wiatr, można założyć, że statyczne działanie wiatru będzie mniejsze niż na pełną elewację, np. można zmniejszyć je proporcjonalnie o powierzchnię otworów siatki w stosunku do całej powierzchni siatki. Próbę odpowiedzi na pytanie, jaka część obciążenia wiatrem jest przekazywana z okrycia rusztowania na jego konstrukcję, podjęli Wang i in (2013). Rusztowania są konstrukcjami trudnymi do zbadania w tunelach aerodynamicznych. Budowa modelu rusztowania tak, aby odzwierciedlał niezbędne parametry bezwymiarowe lub cechy aeroelastyczne (por. Flaga 2008) jest właściwie niemożliwa. Wynika to stąd, że wymiary przekrojów elementów rusztowania w stosunku do wymiarów budynków, przy których ustawione są rusztowania, są bardzo małe. Budowa modeli obiektów o takich wymiarach, że

można je umieścić w tunelu aerodynamicznym, oznaczałoby, że średnica modeli stojaków wynosiłaby dziesiątne lub nawet setne części milimetra. Dlatego Wang i in. (2013) nie modelowali rusztowania a jedynie badali działanie wiatru na sztywne panele z otworami, ustawione w sąsiedztwie budynku. Ze względu na znaczne przybliżenie modelu do rzeczywistości, wiarygodnymi wynikami są tylko jakościowe wyniki tych badań. Wang i in. (2013) potwierdzili, że obciążenie wiatrem perforowanych paneli zmniejsza się wraz ze wzrostem powierzchni otworów od 0% do 40%, a potem już jest to wartość stała.

Na podstawie opisanych propozycji określania działania wiatru, pokazane zostaną dwa praktyczne przykłady przyjmowania obciążenia rusztowania, które było ustawione przy kopule w Hodyszewie, i rusztowania z plandeką wokół kuli, które było zmontowane w Holandii. W pierwszym przypadku z rusztowania wykonywano prace remontowe wieży kościoła. W drugim przypadku zbiornik na gaz w kształcie kuli został wycofany z użytkowania i oddany artystom malarzom. Ci ostatni potrzebowali rusztowań, żeby mogli malować na powierzchni kuli, i osłony przed warunkami pogodowymi, dlatego całe rusztowanie zostało okryte plandeką.

Konstrukcja rusztowania, która była zmontowana wokół wieży na kopule Kościoła w Hodyszewie wraz z pionem komunikacyjnym i rusztowaniem bocznym, stanowiącym wzmocnienie rusztowania właściwego, została przedstawiona Rys. 5-38. Konstrukcja wokół wieży (Rys. 5-38a), wykonana była głównie z elementów systemu fasadowego, natomiast pion komunikacyjny (Rys. 5-38b) i fragment rusztowania, które stanowiło połączenie rusztowania wokół wieży z dodatkowym kotwieniem (Rys. 5-38c), były wykonane z elementów rusztowania modułowego. Promień zewnętrzny obrysu konstrukcji wokół wieży wynosił 7,30 m. Wysokość tej części rusztowania wynosiła 10,0 m a wysokość całości rusztowania wynosiła 44,25 m. Schemat statyczny całej konstrukcji przedstawiono na Rys. 5-39. Na przykładzie tej konstrukcji zostanie omówiony sposób przyjmowania wartości działania wiatru na pomosty nad kopułą. Podczas analiz statystycznych rusztowań fasadowych nie obciążamy pomostów działaniem wiatru. W przypadku rusztowania, ustawionego na kopule tego obciążenia nie można zaniedbać, ponieważ linie prądu przepływu (Rys. 5-34b), układają się tak, że niemal nad całą kopułą działa ssanie wiatru czyli komponenty rusztowania będą unoszone.

a)



b)



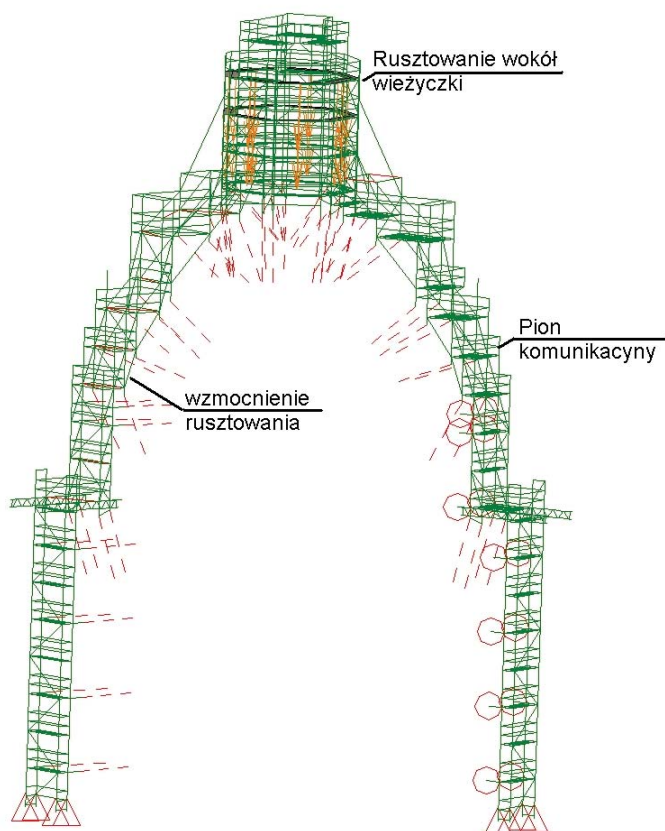
c)



Rys. 5-38. Rusztowanie przy kościele w Hodyszewie: a) rusztowanie wokół wieży, b) pion komunikacyjny, c) część rusztowania, stanowiąca wzmocnienie kotwienia konstrukcji [zdjęcia własne]

Wartość działania wiatru jako obciążenia ciągłego należy obliczyć ze wzoru (2-4) (por. rozdział 2). Współczynnik ekspozycji c_e należy określić w odniesieniu do wysokości $z = H+h$ w zależności od kategorii terenu. Bazowe ciśnienie wiatru q_b należy określić w odniesieniu do odpowiedniej strefy obciążenia wiatrem. Współczynnik miejsca należy przyjąć $c_s = 1$ a wpływ budynku zostanie ujęty we współczynniku aerodynamicznym C_x i kierunku działania obciążenia. Współczynnik ciśnienia zostanie dobrany w odniesieniu do każdego z pomostu

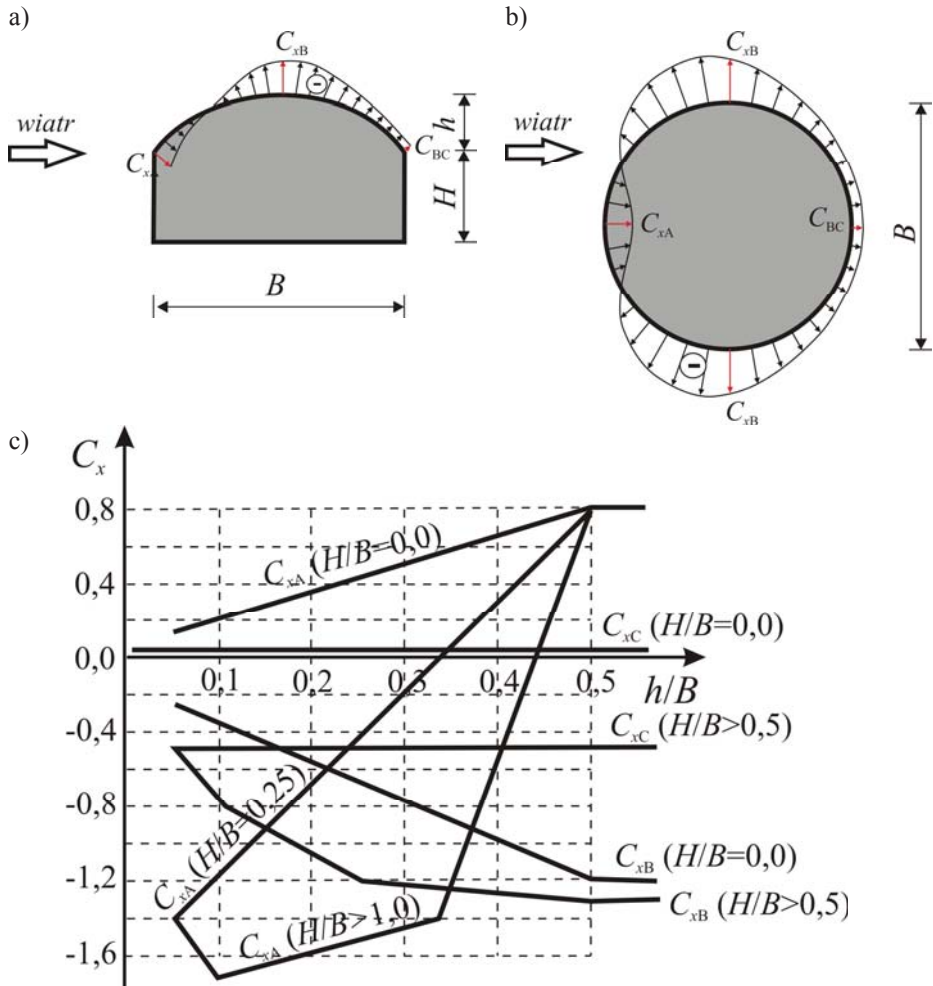
oddzielnie na podstawie Rys. 5-40. W przypadku kościoła parametry z Rys. 5-40 wynoszą $H = 18,1$ m, $h = 13,5$ m, $B = 24,0$ m czyli $H/B = 0,75$ i $h/B = 0,56$, $C_{xA} = 0,8$, $C_{xB} = -1,3$, $C_{xC} = -0,5$. Na Rys. 5-41 naniesiono na zdjęcie kopuły wykres współczynnika aerodynamicznego oraz umieszczono na pomostach wektory, wskazujące zwrot i kierunek działania wiatru oraz wartości współczynnika aerodynamicznego. Po podstawieniu tak określonego współczynnika C_x do wzoru (2-4), otrzymamy również wartości obciążenia ciągłego równomiernie rozłożonego na pomosty.



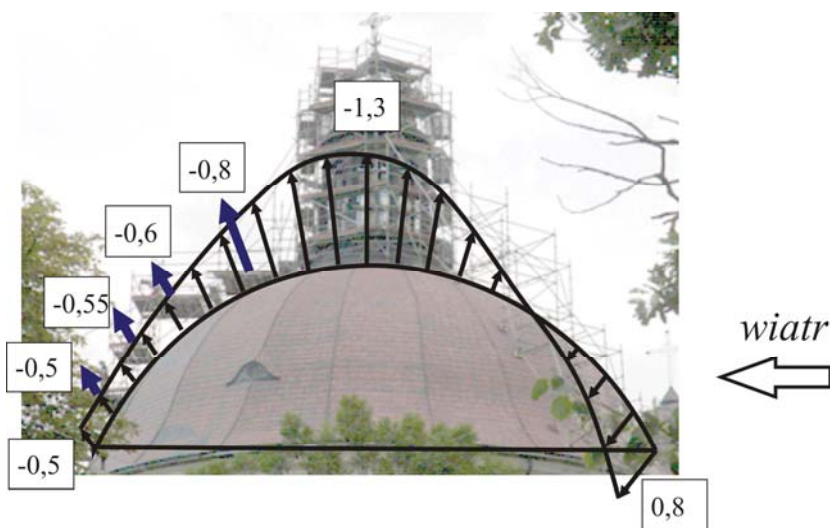
Rys. 5-39. Schemat rusztowania w Hodyszewie

Jak widać na Rys. 5-41 siły działania wiatru na pomosty są skierowane do góry, co oznacza, że jeżeli pomosty nie będą zabezpieczone przed wypięciem z rusztowania, to może nastąpić ich wysunięcie. Podobna sytuacja może wystąpić w odniesieniu do rusztowań, ustawionych przy innych obiektach. Tak, jak

przedstawiono na Rys. 5-35a, na pomosty na wysokości gzymsu działają siły pionowe skierowane do góry. Dlatego pomosty muszą mieć zabezpieczenie przed wypięciem a stojaki przed wysunięciem z trzpieni lub kielichów.



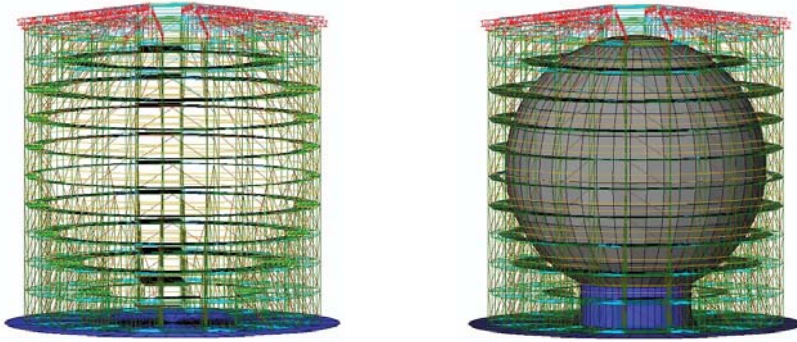
Rys. 5-40. Wykres współczynnika aerodynamicznego C_x na kopule wraz ze zwrotami ciśnienia na podstawie PN-EN 1991-1-4: a) rozkład w przekroju pionowym, b) rozkład w przekrojach poziomych, c) wykresy zmian współczynnika w wybranych punktach



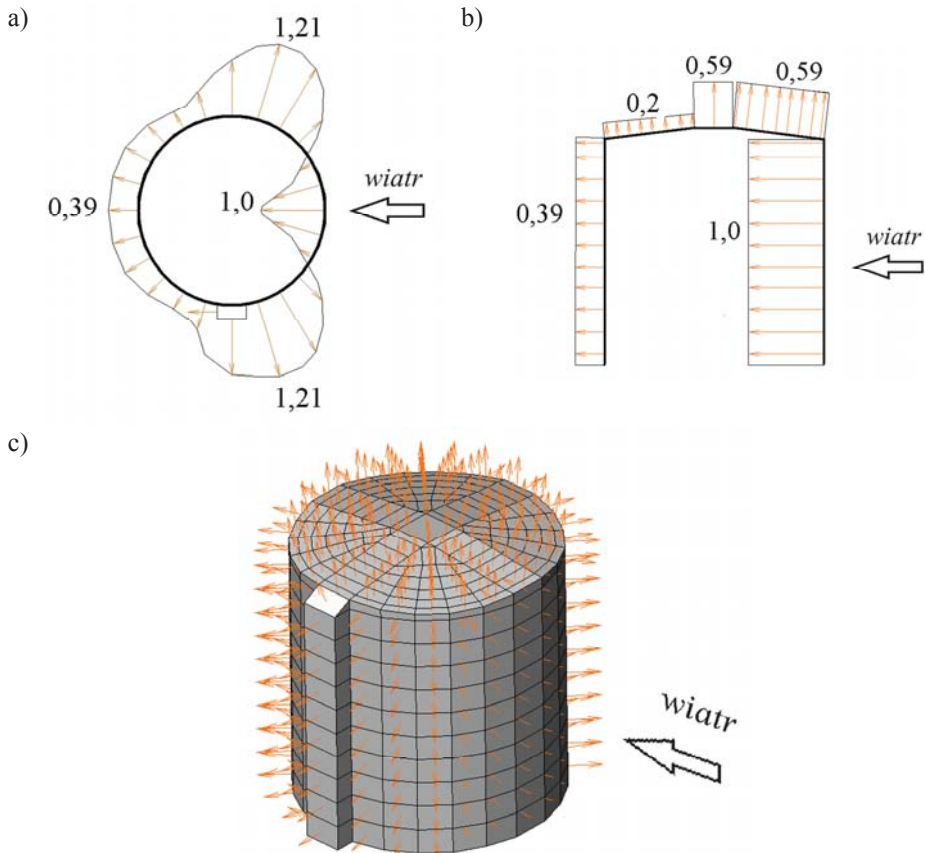
Rys. 5-41. Wykres współczynnika aerodynamicznego C_x na kopule kościoła w Hodzszewie opracowany na podstawie normy PN-EN 1991-1-4

Drugi przykład określania działania wiatru został opisany w odniesieniu do osłoniętego plandeką rusztowania modułowego. Rusztowanie było wykorzystywane przez artystów malarzy podczas malowania płaszcza zbiornika kulistego zlokalizowanego w Emmen w Holandii. Rusztowanie było zlokalizowane wokół zbiornika o średnicy 18,0 m i wysokości, uwzględniającej podstawę, równej 20,0 m. Konstrukcję zadaszenia tworzyły stalowe dźwigary kratowe. Na dźwigarach zamontowano rury uniwersalne, stanowiące oparcie desek, na których ułożono plandekę. Wizualizacje rusztowania pokazano na Rys. 5-42.

Wartość działania wiatru jako obciążenia ciągłego należy obliczyć ze wzoru (2-4) (por. rozdział 2). Tak, jak w poprzednim przykładzie, współczynnik ekspozycji c_e i bazowe ciśnienie wiatru q_b należy wyznaczyć na podstawie normy PN-EN 1991-1-4, ale w tym przypadku w odniesieniu do załączników holenderskich do normy. W odniesieniu do lokalizacji zbiornika należało przyjąć prędkość bazową $v_b = 27,5\text{m/s}$, której odpowiada ciśnienie bazowe o wartości 0,45 kPa. Współczynnik miejsca tak, jak poprzednio należy przyjąć jako równy $c_s = 1$, a rozkład współczynnika aerodynamicznego wraz z kierunkiem i zwrotem działania wiatru w przekroju poziomym oraz pionowym wzdłuż kierunku napływu wiatru przedstawiono na Rys. 5-43a,b. Wykresy opracowano na podstawie zaleceń normy PN-EN 1991-1-4 w odniesieniu do obiektów o przekroju walcowym bez wpływu efektów końca. W efekcie w programie komputerowym przyłożono obciążenie bezpośrednio do plandeki jako obciążenie ciągłe tak, jak pokazano na Rys. 5-43c.



Rys. 5-42. Wizualizacja rusztowania wokół zbiornika w kształcie kuli



Rys. 5-43. Współczynnik aerodynamiczny C_x działania wiatru plandekę wokół rusztowania w kształcie walca: a) wykres w przekroju poziomym, b) wykres w przekroju pionowym, c) widok w aksonometrii układu sił na plandecę

Obciążenie wiatrem rusztowań w nietypowych sytuacjach sprawia projektantom dość duży kłopot. Omówione w tym podpunkcie zagadnienia powinny rozszerzyć wiedzę inżynierów, dotyczącą rusztowań, i rozwiązać przynajmniej najważniejsze wątpliwości.

5.3.2. Obciążenie śniegiem i oblodzeniem rusztowania

Zwykle rusztowań nie używa się w zimie a przynajmniej tak było do tej pory. Teraz z powodów ekonomicznych wykorzystuje się do robót budowlanych każdy moment ocieplenia podczas miesięcy zimowych a to łączy się z użytkowaniem rusztowań także w tym okresie. Użytkowanie rusztowania w zimie wiąże się z możliwością oblodzenia konstrukcji lub zasypaniem jej śniegiem. W obu przypadkach rusztowanie nie powinno być użytkowane ze względów bezpieczeństwa, ale warto się zastanowić jak wzrosną naprężenia w konstrukcji nie używanej przez pracowników, ale obciążonej dodatkowo przez oblodzenie lub śnieg. Oczywiście w zimie najważniejszym obciążeniem jest obciążenie śniegiem, które należy przyjmować zgodnie z PN-EN 1991-1-3. Ustalenia tej normy nie opisują, w jaki sposób należy obciążać konstrukcje typu rusztowania. Jednak można w tym celu adoptować pewne zalecenia tejże normy. Jeżeli rusztowanie jest odkryte, to podczas opadów, śnieg znajdzie się na pewno na najwyższym pomoście. Jeżeli opadom będzie towarzyszył wiatr, to śnieg będzie się odkładał także na niższych pomostach. Najbardziej zbliżoną sytuacją do opisaną jest tworzenie się zasp w kształcie trójkąta na płaskich zadaszeniach, jak pokazano na Rys. 5-44. Charakterystyczne obciążenie śniegiem pomostu w takiej sytuacji jest obliczone ze wzoru:

$$S_k = 0,8 \mu_1 C_e C_t s_k, \quad (5-26)$$

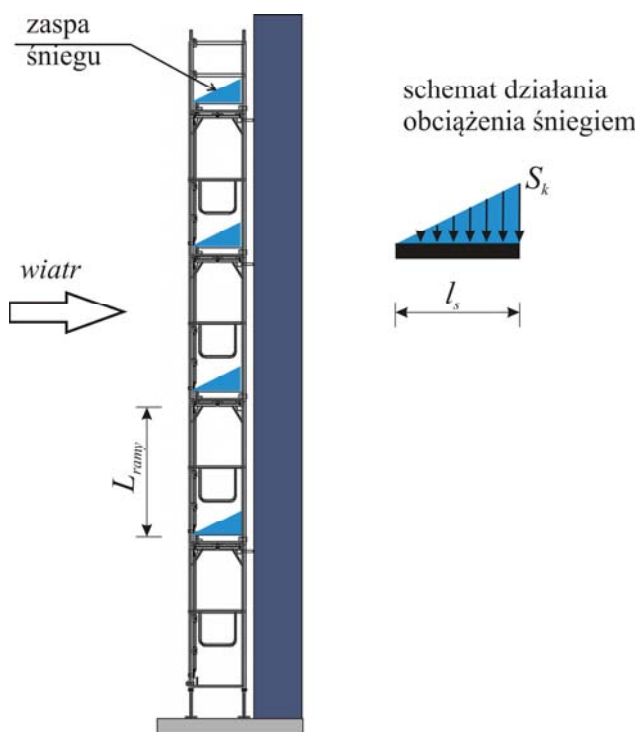
gdzie: s_k – wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu podana w Tab. 5-15, μ_1 – współczynnik kształtu, $C_e = 1,0$ współczynnik ekspozycji w terenie normalnym, $C_t = 1,0$ – współczynnik termiczny. Wartości współczynnika kształtu μ_1 wyznaczone ze wzoru:

$$\mu_1 = \frac{2 L_{ramy}}{s_k}, \quad (5-27)$$

i zestawiono w Tab. 5-15. Wysokość L_{ramy} , podana w metrach, jest równa wysokości ramy w świetle po uwzględnieniu wysokości krawężnika czyli $L_{ramy} = 1,8\text{m}$. We wzorze (5-26) mnożnik 0,8 wynika z przeliczenia obciążenia śniegiem, wyznaczonego w odniesieniu do 50 lat powrotu, na okres powrotu równy 10 lat zgodnie z normą PN-EN 1991-1-3.

Tab. 5-15. Zestawienie danych do obliczania obciążenia śniegiem na podstawie PN-EN 1991-1-3

| Strefa obciążenia śniegiem Rys. 5-45 | Wartości charakterystyczna obciążenia śniegiem gruntu s_k [kPa] | Współczynnik kształtu μ_1 |
|--------------------------------------|---|-------------------------------|
| 1 | 0,7 | 5,00 |
| 2 | 0,9 | 4,00 |
| 3 | 1,2 | 3,00 |
| 5 | 1,6 | 2,25 |
| 6 | 2,0 | 1,80 |



Rys. 5-44. Układ zasp śniegu na rusztowaniu na podstawie normy PN-EN 1991-1-3



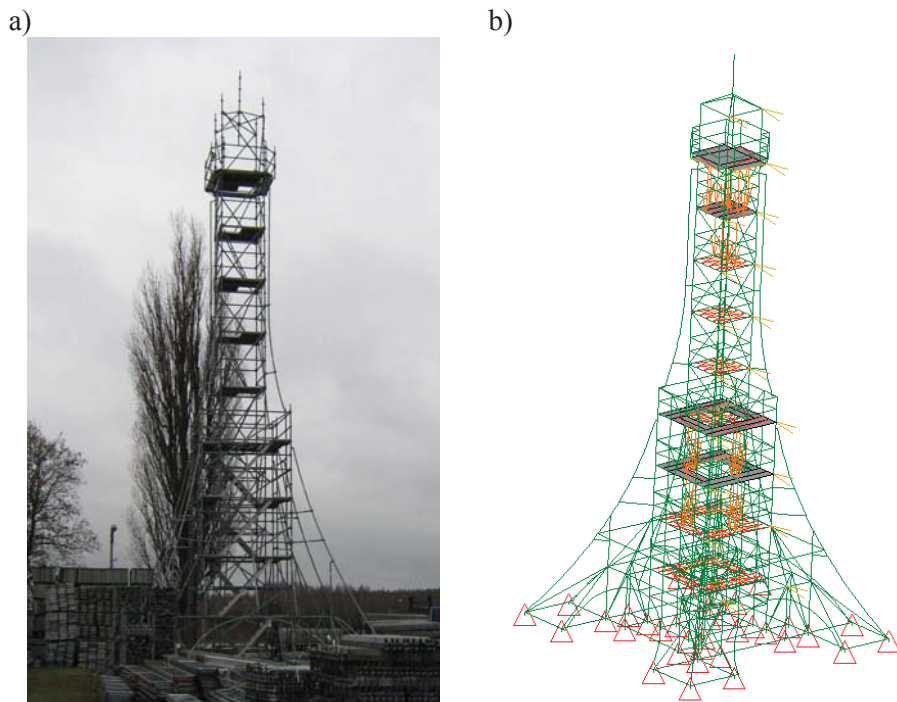
Rys. 5-45. Strefy obciążenia śniegiem w Polsce na podstawie PN-EN 1991-1-3

Przykładowo wartość charakterystyczna obciążenia śniegiem w strefie drugiej przy założeniu, że jest to obciążenie drugorzędne wyniesie $S_k = 2,0$ kPa. Wartość ta jest równa dopuszczalnemu użytkowemu obciążeniu klasy 3 według PN-EN 12811-1, ale obciążenie śniegiem ma rozkład trójkątny a obciążenie użytkowe równomierny. Oznacza to, że podczas opadów pomosty przeniosą obciążenie, bo są przystosowane do przeniesienia obciążeń klasy 3. Natomiast konstrukcję rusztowania należy sprawdzić w ramach analiz statyczno-wytrzymałościowych, ponieważ wartość obciążenia każdego rusztowania o liczbie pomostów większej od dwóch znacznie przekracza obciążenie klasy 3. Można również stosować sposoby zmniejszające obciążenie śniegiem, na przykład poprzez założenie plandek lub usuwanie śniegu z rusztowań. Należy jednak pamiętać, że usuwanie śniegu jest niebezpieczne i, jeżeli zachodzi konieczność wejścia na rusztowanie, to pracownicy powinni podczas takich prac korzystać ze środków ochrony indywidualnej.

W rusztowaniach wsporczych deskowań nie uwzględniamy obciążenia śniegiem. Analizujemy stan naprężenia w konstrukcji w dwóch sytuacjach: podczas układania mieszanki betonowej i podczas przygotowania do układania mieszanki. W tej drugiej sytuacji może dojść do opadów śniegu a więc obciążenia konstrukcji ciężarem śniegu. Ponieważ oba rodzaje obciążeń, tzn. obciążenie ciężarem mieszanki betonowej i obciążenie śniegiem, nie mogą wystąpić jednocześnie, to rusztowanie wsporcze sprawdzamy na możliwość przeniesienia większego obciążenia a jest nim ciężar mieszanki betonowej.

Drugim obciążeniem, występującym w zimie, jest oblodzenie. Rusztowania służą na przykład do budowy obiektów małej architektury. Z rusztowań stawiane

są konstrukcje choinek, np. w 2001 roku firma PERI zmontowała taką konstrukcję o wysokości 72 m przez Pałacem Kultury i Nauki. Przez wiele lat na terenie firmy Altrad Mostostal w Siedlcach stała konstrukcja o wysokości 21,0 m w kształcie wieży Eiffel'a. Na Rys. 5-46 przedstawiono zdjęcie tej konstrukcji i jej model obliczeniowy. Konstrukcja choinki stała w miesiącach zimowych, natomiast konstrukcja w kształcie wieży Eiffel'a stała przez kilka lat na placu. Na obie konstrukcje działały obciążenia, występujące w zimie czyli oprócz typowych obciążeń rusztowań, konstrukcje mogły ulegać oblodzeniu.



Rys. 5-46. Konstrukcja w kształcie wieży Eiffel'a: a) zdjęcie własne konstrukcji, b) schemat statyczny rusztowania

Ponieważ nadal nie wprowadzono normy zharmonizowanej, dotyczącej oblodzenia, to na przykład norma PN-EN 1993-3-1, dotycząca projektowania wież i masztów zaleca nadal stosowanie normy PN-B-02013. Zgodnie z tą normą obciążenie oblodzeniem należy przyjmować jako obciążenie pionowe równomiernie rozłożone na powierzchni elementów o wartości

$$g_k = \gamma_b b \mu_b \xi, \quad (5-28)$$

gdzie: $\gamma_b = 7,0 \text{ kN/m}^3$ – gęstość objętościowa lodu, b – grubość warstwy oblodzenia w zależności od strefy obciążenia oblodzenia (Tab. 5-16) i tak np. dla Warszawy $b = 0,012 \text{ m}$, μ_b – współczynnik kształtu, który dla rur wynosi 0,67 a dla kształtowników 0,5, $\xi = \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.3}$ – współczynnik ekspozycji elementu nad terenem o minimalnej wartości 0,8 a Z – wysokość. Strefy obciążenia oblodzenia znajdują się w normie PN-B-02013 i w wielu pracach np. Rawskiej-Skotniczny (2013).

Tab. 5-16. Wartości charakterystyczne grubości warstwy oblodzenia według PN-B-02013

| Strefa obciążenia oblodzeniem | Grubość warstwy oblodzenia b [m] |
|-------------------------------|---------------------------------------|
| I | 0,012 |
| II | 0,018 |
| III | 0,024 |

Przykładowo dodatkowe obciążenie rur $\phi 48,3 \text{ mm} \times 2,7 \text{ mm}$ w okolicach Warszawy na wysokości 10,0 m z powodu oblodzenia będzie wynosiło

$$q_k = 7,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,012 \text{ m} \cdot 0,67 \cdot \pi \cdot 0,0483 \text{ m} = 0,0085 \text{ kN/m}$$

co stanowi 28% ciężaru metra bieżącego rury $\phi 48,3 \text{ mm} \times 2,7 \text{ mm}$. Oblodzenie dotyczy także pomostów i przy tych samych warunkach wyniesie

$$g_k = 7,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,012 \text{ m} \cdot 0,5 = 0,042 \text{ kN/m}^2.$$

Jeżeli zbierzemy obciążenie z rur i pomostów, to całkowite obciążenie, przypadające na stojaki nie powinno być większe niż (przy rozstawie $3,0 \text{ m} \times 0,73 \text{ m}$ pomiędzy stojakami) 0,1 kN co w porównaniu z obciążeniem użytkowym pomostów stanowi około 2%. Ponieważ obciążenie użytkowe przykładamy tylko do dwóch najwyższych pomostów, a oblodzenie powinno być uwzględnione w ciężarze całej konstrukcji, to przy niskich rusztowaniach można pominąć oblodzenie, bo naprężenie w rusztowaniu, spowodowane oblodzeniem, będzie mniejsze niż naprężenie od obciążeń użytkowych. Przy wyższych rusztowaniach i w strefach klimatycznych z większą grubością oblodzenia niestety ciężar tego oblodzenia będzie powodował większe naprężenie niż obciążenia użytkowe a samo oblodzenie zwiększy powierzchnię obciążenia wiatrem. W takiej sytuacji należy wykonać szczegółowe obliczenia statyczne, w których należy zwiększyć gęstość objętościową elementów w taki sposób, aby ciężar konstrukcji, określony w obliczeniach, uwzględniał także ciężar oblodzenia elementów.

5.3.3. Działanie temperatury na rusztowanie

Działanie temperatury właściwie nie dotyczy rusztowań budowlanych, ze względu na luzy w połączeniach. Współczynnik rozszerzalności termicznej

stali wynosi $1,2 \cdot 10^{-5} / \text{K}$. Oznacza to, że elementy o długości 3,0 m przy zmianie temperatury o $\Delta t = 30 \text{ K}$ wydłużą się o 1 mm. Pomosty rusztowań, jeżeli nie są zablokowane nieprawidłowym montażem, to mają możliwość ruchu w poziomie o kilka milimetrów czyli wydłużenia rzędu 1 mm nie stanowią problemu i nie spowodują wzrostu sił wewnętrznych.

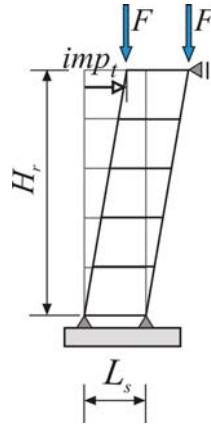
Gdy rusztowanie jest nieprawidłowo złożone, to elementy mogą być zablokowane. Wtedy wydłużenia, spowodowane temperaturą w elementach kolejnych modułów, będą się do siebie dodawały. Wymuszenia, powstające podczas wzrostu temperatury, w części górnej nie będą miały żadnego wpływu na siły wewnętrzne a dołem najprawdopodobniej doprowadzą do przesunięcia podkładów lub obrotu podstawek. Tych zjawisk nie da się sprawdzić w czasie analiz statyczno-wytrzymałościowych na poziomie inżynierskim, bo tu nie tyle zagrożeniem jest przekroczenie dopuszczalnego naprężenia co nie kontrolowane ruchy konstrukcji, które w przyszłości mogą stwarzać zagrożenie dla użytkowników. Na przykład przy wzrastających temperaturach może dojść do wypięcia się poręczy a następnie takiego zaklinowania mocowania, że poręcz będzie założona, ale nie będzie przenosiła obciążeń poziomych czyli nie zabezpieczy pracownika, który gwałtownie się o nią oprze. W przypadku rusztowań ramowych nie wiadomo także, w którym momencie przy dużych różnicach temperatur, wyjdą z gniazda stężenia, zmieniając schemat statyczny rusztowania. To są tylko przykładowe scenariusze negatywnych wpływów zmian temperatury w otoczeniu rusztowania. Jednak pokazują, że należy unikać obciążenia temperaturą rusztowań a można to zrobić dzieląc długie rusztowania na kilka sekcji.

W przypadku rusztowań wsporzecznych pod deskowania sytuacja już nie jest taka prosta. Rusztowanie jest od góry zablokowane elementami deskowania. Duży ciężar mieszanki powoduje, że siła tarcia blokuje także ruch podstawek. Dlatego norma PN-EN 12812 podaje zalecenia podczas projektowania rusztowań wieżowych jako rusztowań systemowych, które powinien przeprowadzić producent. Podczas weryfikacji produktu, do wieży należy przyłożyć obciążenie pionowe a w geometrii wprowadzić przesunięcie poziome jej końców o odległość (Rys. 5-47):

$$imp_t = imp_s \frac{H_r}{L_s}, \quad (5-29)$$

gdzie: H_r – wysokość wieży, L_s – rozstaw stojaków w wieży, parametr imp_s policzony ze wzoru:

$$imp_s = 2,5 \cdot 10^{-3} L_s \leq 5 \text{ mm}. \quad (5-30)$$



Rys. 5-47. Schemat obciążenia wież rusztowań wsporczych podczas badania nośności konstrukcji

Oznacza to, że rusztowanie jest przystosowane do powstania maksymalnych przesunięć poziomych, spowodowanych temperaturą o wartości imp_t . Na tej podstawie można wyznaczyć maksymalną długość jednego fragmentu rusztowania wsporczego ze wzoru:

$$L_r = \frac{imp_t}{\alpha_t \Delta t} \quad (5-31)$$

Jeżeli przyjmiemy następujące parametry rusztowania: $H_r = 10,0$ m, $L_s = 1,088$ m, $imp_s = 0,005$ m, oraz obciążenie różnicą temperatur $\Delta t = 30$ K, to maksymalna dopuszczalna długość rusztowania stalowego wyniesie 150,0 m.

Z powyższych analiz wynika, że działanie temperatury przy zachowaniu rozsądnych długości sekcji rusztowań, nie przyczyni się do znacznego wzrostu sił wewnętrznych.

5.4. Modelowanie obciążeń zmiennych w analizach statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji rusztowań

W zasadzie w trakcie omawiania obciążeń przedstawione były przykłady ich modelowania. Tutaj zostaną podane tylko przykłady uwzględniania w schematach statycznych zwykle stosowanych obciążeń rusztowań.

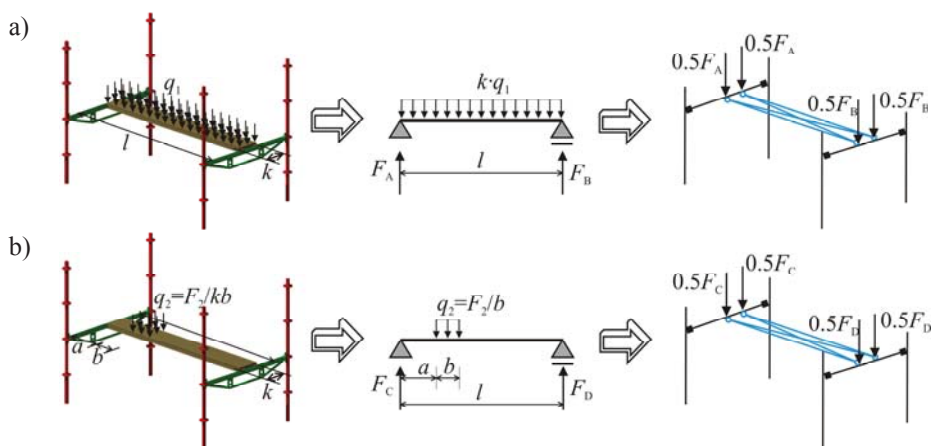
Najważniejszym obciążeniem rusztowań jest obciążenie użytkowe, omówione w p.2.3 i p.5.2, które według normy PN-EN 12811-1 należy przykładać do pomostów jako obciążenie równomiernie rozłożone. Pomosty mają dość skomplikowaną geometrię i nie są wprost modelowane w obliczeniach komputerowych. Zastępuje się je innymi elementami tak, aby uzyskać

prawidłową sztywność poziomą. Temu tematowi poświęcili swoją pracę Błazik-Borowa i Robak (2017).

Pionowe obciążenia stref roboczych w postaci obciążenia równomiernie rozłożonego lub w postaci sił skupionych muszą zostać przeniesione przez pomosty na konstrukcję nośną rusztowania. W schemacie statycznym, podczas projektowania rusztowania, obciążenie trzeba prawidłowo przekazać na rygle poprzeczne. W związku z tym, że pomosty są oparte zwykle na uchwytach, pozwalających na swobodny obrót, to sam pomost można potraktować jak belkę swobodnie podpartą czyli pręt podparty z jednej strony na podporze, blokującej dwa przesuwu a z drugiej przesuw pionowy. Wartości sił przykładanych do rygli będą się równały reakcjom w podporach belki. W związku z tym obciążenie z pomostów można przyłożyć jako siły skupione w punkcie ich oparcia na ryglach. Wartości tych sił, w odniesieniu do jednego pomostu, można obliczyć z następujących wzorów (Rys. 5-48):

$$F_A = F_B = \frac{k q_1}{2}, \quad F_C = \frac{2a+b}{l} F_2, \quad F_D = \frac{l-(2a+b)}{l} F_2. \quad (5-32)$$

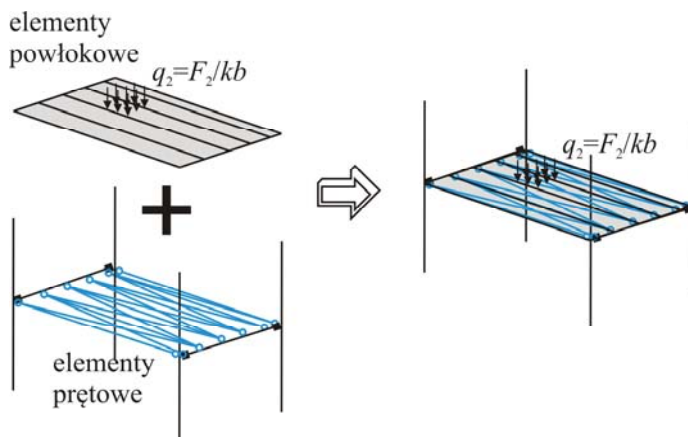
Oznaczenia z powyższego wzoru są przedstawione na Rys. 5-48.



Rys. 5-48. Schemat przekazywania sił z pomostów na konstrukcję: a) obciążenie całego pomostu, b) obciążenie fragmentu pomostu

Jeżeli nie sprawdzamy stateczności układu, to można obciążenie modelować w mniej pracochłonny sposób, tzn. do schematu statycznego dołożyć elementy powłokowe o wielkości pomostów tak, jak jest to pokazane na Rys. 5-49. Ponieważ te elementy nie modelują pomostów, to nie mogą mieć zbyt dużej sztywności, co osiąga się przez wprowadzenie małego modułu Young'a, np. $E = 1000 \text{ kPa}$ i przez podanie małej grubości elementu. Ten ostatni warunek jest ważny także dlatego, że te elementy nie mogą dokładać dodatkowego ciężaru

własnego czyli muszą mieć małą grubość i małą gęstość objętościową. Istnieje też inny sposób wykorzystania ciężaru tych sztucznych elementów. Można tak dobrać ich grubość i gęstość objętościową materiału, aby był on równy ciężarowi elementów niekonstrukcyjnych rusztowania, nie uwzględnionych w schemacie statycznym.



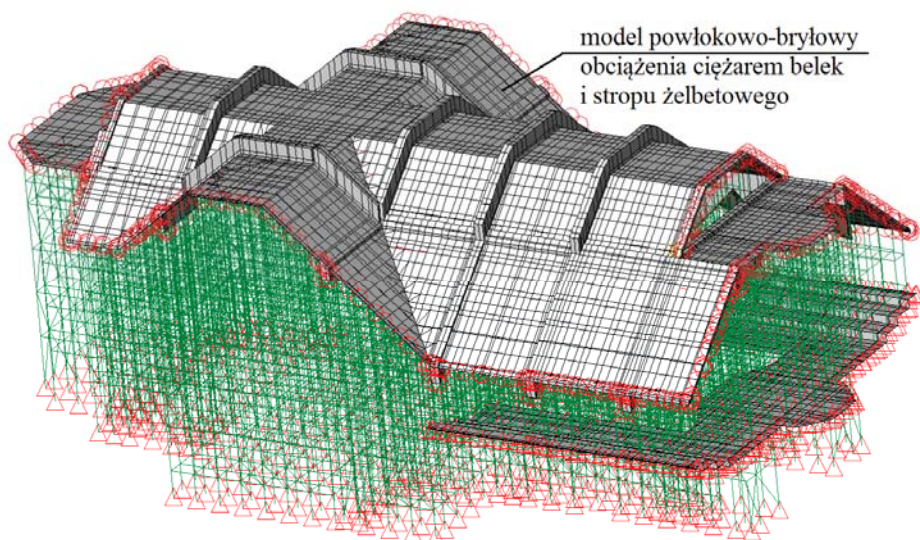
Rys. 5-49. Schemat przekazywania sił z pomostów na konstrukcję rusztowania z wykorzystaniem elementów powłokowych w metodzie elementów skończonych

Niezależnie czy obciążenie pionowe przykładamy jako siły skupione czy jako obciążenie ciągłe elementów powłokowych, istotne jest aby uwzględnić to, że rygle poprzeczne są zginane. Nie powinno się całego obciążenia z pomostów przykładać jako sił skupionych do stojaków, bo w przypadku rusztowań o skomplikowanej geometrii, gdzie zwykle rygle poprzeczne są nie tylko zginane, ale również ściskane, może przejść do przekroczenia nośności.

Użytkowe obciążenia poziome są przenoszone przez takie elementy, jak borbice i poręcze, na stojaki. Tak jak w przypadku pomostów, elementy te muszą być odpowiednio zaprojektowane i wykonane przez producenta, natomiast w projektowaniu samych rusztowań obciążenia te można przyłożyć do modelu w formie poziomych sił skupionych. Do obciążeń użytkowych można także zaliczyć ciężar siatek lub plandek ochronnych. Najłatwiejszym sposobem uwzględnienia ciężaru siatki lub plandeki jest zamodelowanie siatki jako elementów powłokowych o zanedbywalnie małej sztywności, połączonej z konstrukcją w punktach zaczepienia siatki.

Sposób modelowania działania wiatru został omówiony w rozdziale 2 i p.5.3. Natomiast tu jeszcze raz zostanie pokazany przykład modelowania obciążenia rusztowania wsporczego podczas układania mieszanki betonowej. Jeżeli konstrukcja ma regularne kształty, to obciążenie ciężarem mieszanki betonowej i zbrojenia sprowadza się do wprowadzenia pionowego obciążenia równomiernie

rozłożonego i odpowiednich obciążeń poziomych. Gdy kształt elementów nie jest regularny to proces obciążania rusztowania staje się dość pracochłonny. Rozwiązaniem tego problemu jest zamodelowanie bryły w kształcie betonowanych elementów, wykorzystując elementy bryłowe metody elementów skończonych. W odniesieniu do tych elementów należy przyjąć prawidłową gęstość objętościową oraz sztuczny moduł Young'a rzędu 1000 kPa. Niska wartość modułu odkształcenia wynika stąd, że elementy bryłowe nie powinny zwiększać sztucznie sztywności analizowanej konstrukcji. Przykład modelowania obciążenia w ten sposób przedstawiono na Rys. 5-50.



Rys. 5-50. Model rusztowania wsporcze wraz z modelem obciążenia w postaci bryłowych elementów metody elementów skończonych

Rusztowanie wsporcze z elementów rusztowania modułowego było wykorzystane do podtrzymania deskowania żelbetowej konstrukcji dachu kościoła w Rzeszowie, która składała się z płyty żelbetowej i belek o wysokości dochodzącej do 2 m. Konstrukcję rusztowania zaplanowano z elementów rusztowania modułowego ROTAX o wymiarach zewnętrznych 18,0 m × 35,0 m × 13,83 m. W przypadku tego rusztowania warto zwrócić jeszcze na jedną rzecz uwagę. W związku z dużymi obciążeniami przekazywanymi za pośrednictwem rusztowania na grunt, rusztowanie zostało posadowione na podłożu z chudego betonu. To zagwarantowało, że kształt dachu odpowiadał wizji architekta.

5.5. Podsumowanie

Rusztowania z jednej strony służą do typowych robót budowlanych, z drugiej strony znajdują zastosowanie w wielu dziedzinach gospodarki. Z tego powodu temat zmiennych obciążeń rusztowań jest bardzo szeroki i właściwie nie można go wyczerpać. Jednak najważniejsze zagadnienia zostały omówione a wyniki analiz statystycznych obciążeń użytkowych pozwolą w przyszłości na projektowanie rusztowań za pomocą bardziej zaawansowanych metod, na przykład stosując analizę niezawodności.



ROZDZIAŁ 6.

**OBCIĄŻENIA DYNAMICZNE
RUSZTOWAŃ BUDOWLANYCH**



6. Obciążenia dynamiczne rusztowań budowlanych

6.1. Wprowadzenie

W przeciwieństwie do dotychczasowego podejścia do obciążeń rusztowań i przyjmowania ich tylko jako obciążeń statycznych, w tym rozdziale przedstawione zostaną również oddziaływania dynamiczne. Z powodu niskich częstości drgań własnych rusztowań, są one podatne na wzbudzenia, spowodowane przez użytkowników podczas przejścia po rusztowaniu (por. Cyniak i in. (2017)), urządzenia mechaniczne (por. Bęc i in. (2018), Burdach (2017)) i dynamiczne działanie wiatru (por. Lipecki i in. (2018), Bednarek (2017)). Na rusztowania działają również obciążenia wyjątkowe, np. uderzenia samochodów lub maszyn budowlanych (Flaga (2005), Kałuziński i Mańko (2007), Rawska-Skotniczny (2013)), zerwanie materiałów z zawiesi żurawi, wandalizm, pożar. Norma PN-EN 12811-1 jako obciążenie wyjątkowe podaje również gwałtowne uderzenie w elementy zabezpieczające podczas upadku pracownika na poręcz. Jednak to ostatnie obciążenie występuje bardzo często, dlatego możliwość przeniesienia tego obciążenia przez poręcz i połączenia poręczy ze stojakiem powinna być zawsze sprawdzana na etapie projektowania konstrukcji rusztowania jako systemu.

Omówienie znaczenia użytkowych obciążeń dynamicznych wymaga wprowadzenia, zawierającego informacje o właściwościach dynamicznych rusztowań. Budowa rusztowań, jak w każdej konstrukcji, ma duży wpływ na jej parametry dynamiczne takie, jak drgania własne i tłumienie. W modelu tłumienia materiałowo-szywnościowego Rayleigha, najczęściej stosowanego w budownictwie, zakładamy, że tłumienie jest sumą efektów tłumienia materiałowego, powstającego w wyniku oddziaływań wewnętrznych struktur w materiale, oraz tłumienia konstrukcyjnego, powstającego jako oddziaływania poszczególnych elementów konstrukcji. Dokładniejsze omówienie wymienionego modelu można znaleźć między innymi w pracach Kaliskiego (1986), Lewandowskiego (2006), Wielgosa (2010) i wielu innych. W przypadku rusztowań, sposób montażu komponentów, a więc i tłumienie konstrukcyjne, ma znacznie większe znaczenie niż stosowane materiały do wykonania tych konstrukcji. Jako pierwszy element, wpływający na formę i częstość drgań własnych, należy przeanalizować posadowienie. Rusztowania są stawiane na podkładach. Takie posadowienie głównie zabezpiecza przed zapadaniem się podstawek w gruncie. Jeżeli rusztowanie jest wysokie a co z tym jest związane również ciężkie, to tarcie pomiędzy gruntem i podkładem oraz podkładem i podstawką blokuje ruch w poziomie. Taki sposób ustawienia sprawdza się również przy niższych rusztowaniach, gdy rusztowanie jest poddawane działaniom statycznym. Podczas oddziaływań, wywołujących drgania, tarcie może zostać „przełamane”, tzn. siła pozioma może przekroczyć wartość siły tarcia

statycznego, i może dochodzić do ruchu poziomego podstawek. Przy lekkich rusztowaniach mogą one poruszać się również w kierunku pionowym. Ten problem dotyczy także wyższych, już niedociążonych poziomów rusztowań. Podczas drgań na połączeniach pomiędzy stojakami, wyższe stojaki wysuwają się z trzpieni i jednocześnie obracają. Dlatego oprócz ruchu pionowego dochodzi do dodatkowych poziomych drgań ram. Z drugiej strony luzy, występujące w połączeniach poszczególnych komponentów, zwiększają znacząco tłumienie konstrukcyjne i zmniejszają obszar rozprzestrzeniania się drgań. Wydaje się, że największy wpływ na tłumienie mają pomosty, które są ułożone tak, że pomiędzy uchwytami a rygłem, na którym są ułożone powstaje kilkumilimetrowy luz. W trakcie drgań poziomych rusztowania, tarcie pojedynczych pomostów o uchwyty oraz tarcie pomiędzy pomostami powoduje, że w kierunku poziomym drgania o niewielkich amplitudach lub wysokich częstościach zanikają w kierunku wzdłuż rusztowania. Niestety nie dotyczy to drgań o niskich częstościach i odpowiednio dużych amplitudach większych niż luzy na uchwytach pomostów. Te drgania przenoszą się na całą konstrukcję i powodują drgania całego rusztowania, ale z powodu dużego tłumienia po ustaniu wymuszenia dość szybko zanikają. W trakcie trwania takiego wymuszenia, drgania mają niekorzystny wpływ zarówno na stan naprężenia w konstrukcji jak i na komfort ludzi, znajdujących się na rusztowaniu. Zmniejszenie efektów dynamicznych jest możliwe poprzez stężenie konstrukcji i przede wszystkim prawidłowe zakotwienie.

Źródłem drgań wymuszonych występującym na każdym rusztowaniu, jest przejście pracownika. W tym rozdziale zostaną przedstawione symulacje tego typu obciążeń rusztowań i odpowiedzi konstrukcji. Ponadto krótko zostaną opisane inne obciążenia dynamiczne takie, jak działanie wiatru i wymuszenie drgań przez urządzenia. Analizy dynamiczne zostaną poprzedzone prezentacją podstawowych parametrów dynamicznych rusztowań, które określono na podstawie pomiarów dynamicznych rusztowań, wykonanych w ramach projektu ORKWIZ na budowach.

6.2. Metody określania właściwości dynamicznych na przykładzie rusztowania P06

W trakcie badań rusztowań wykonano szereg pomiarów przyspieszeń rusztowań za pomocą zestawów firmy Brüel & Kjær. Badania dynamiczne wraz z metodami wykorzystania ich wyników w komputerowych symulacjach dynamicznych opisali Cyniak i in. (2017), Cyniak i in. (2018), Lipecki i in. (2018), Jamińska-Gadomska i in. (2018). W odniesieniu do wszystkich przebiegów czasowych, pokazujących zmiany przyspieszeń w czasie, wykonano analizę FFT (FFT – Fast Fourier Transform, por. Broch (1980), Boggess i Narcowich (2002), Rucka i Wilde (2012)) celem określenia częstotliwości drgań swobodnych konstrukcji i częstotliwości wymuszeń od urządzeń lub

poruszających się ludzi. Częstotliwości drgań własnych i uzyskane formy tych drgań, reprezentowane przez kierunki przesunięć w punktach pomiarów, wykorzystano do analizy warunków brzegowych rusztowania a następnie weryfikacji modeli numerycznych rusztowań. Przytoczona metodyka badań zostanie zaprezentowana na przykładzie rusztowania P06, pokazanego na Rys. 6-1. Schemat statyczny tego rusztowania przedstawiono na Rys. 6-2.

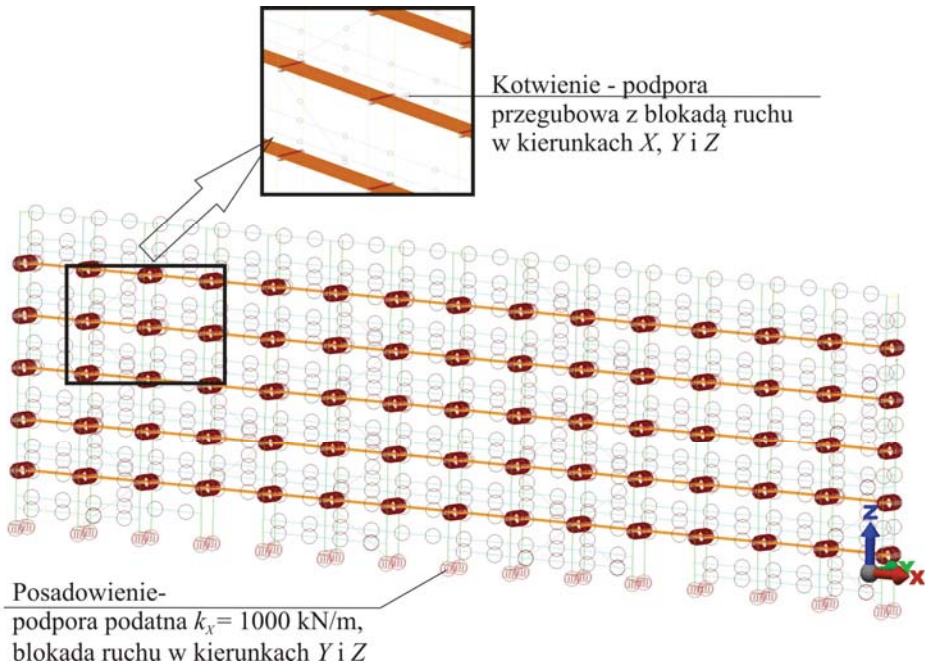
a)



b)

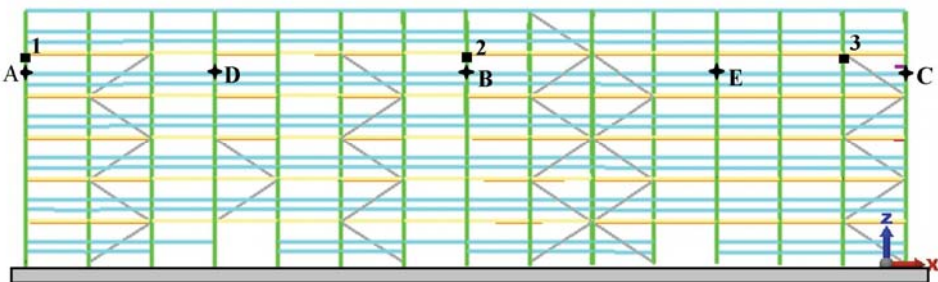


Rys. 6-1. Rusztowanie P06: a) widok rusztowania, b) przykłady ustawienia rusztowania na podkładach [zdjęcia – projekt ORKWIZ]



Rys. 6-2. Schemat statyczny rusztowania P06

a)



b)

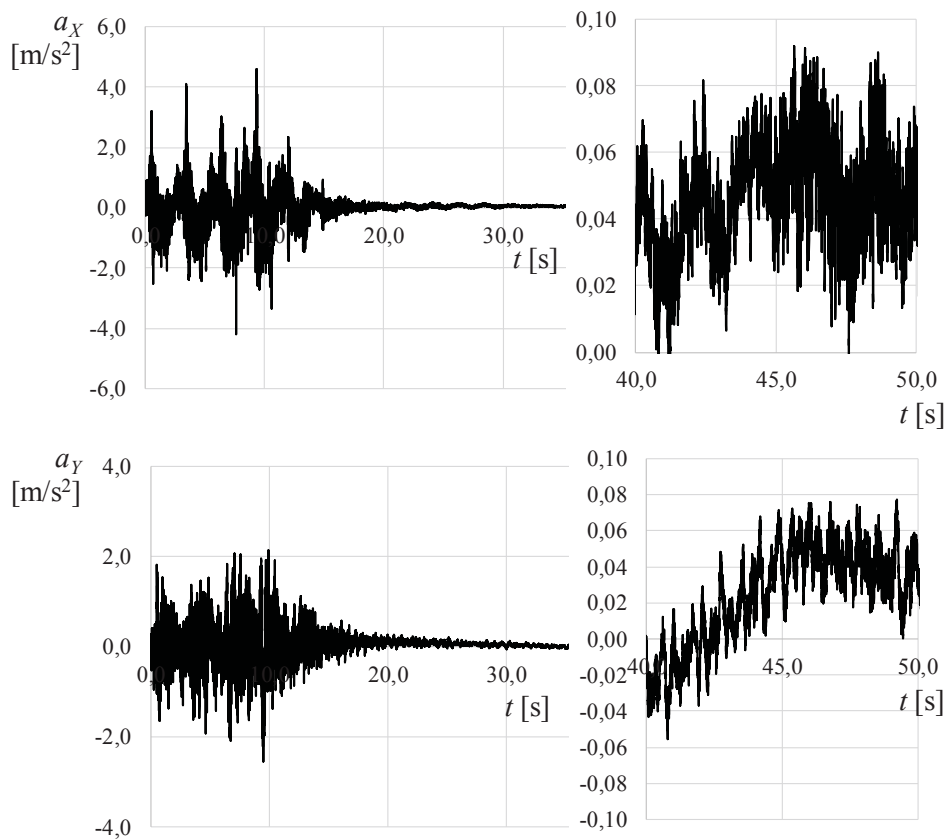


Rys. 6-3. Rozmieszczenie punktów pomiaru przyspieszeń i wymuszeń drgań: a) rozmieszczenie na rusztowaniu, b) akcelerometry na rusztowaniu podczas pomiarów

Na Rys. 6-3 przedstawiono punkty lokalizacji akcelerometrów czyli punkty pomiaru przyspieszeń i punkty realizacji wymuszenia drgań na rusztowaniu P06. Układ współrzędnych, stosowany w całej monografii, jest pokazany między innymi na Rys. 6-2. W przypadku rusztowania P06 wykonano 50 pomiarów. Ponieważ w ramach badań tego rusztowania wykorzystano tylko z dwóch akcelerometrów jednoosiowych, to każdy z pomiarów oznaczał rejestrację w tym samym czasie dwóch składowych przyspieszeń a_X i a_Y w jednym punkcie (Rys. 6-3a, Rys. 6-3b). W celu zobrazowania dalszych analiz wybrano następujące reprezentatywne przebiegi czasowe:

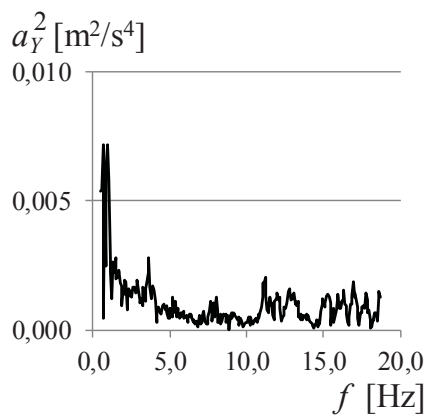
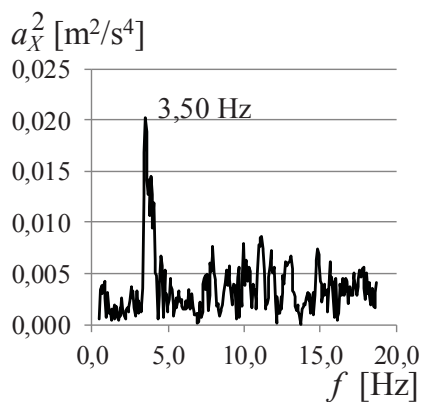
- pomiar przyspieszeń nr 1 – wymuszenie drgań w punkcie B w kierunku X , pomiar przyspieszeń w punkcie 1, na rusztowaniu znajduje się tylko osoba; wymuszająca drgania,
- pomiar przyspieszeń nr 2 – wymuszenie drgań w punkcie B w kierunku Y , pomiar przyspieszeń w punkcie 1, na rusztowaniu znajduje się tylko osoba; wymuszająca drgania,
- pomiar przyspieszeń nr 3 – wymuszenie drgań w punkcie D w kierunku X , pomiar przyspieszeń w punkcie 2, na rusztowaniu znajdują się pracownicy oraz jest używana wiertarka;
- pomiar przyspieszeń nr 4 – wymuszenie drgań w punkcie D w kierunku Y , pomiar przyspieszeń w punkcie 2, na rusztowaniu znajdują się pracownicy a do prac budowlanych jest używana wiertarka;
- pomiar przyspieszeń nr 5 – wymuszenie drgań w punkcie B w kierunku X , pomiar przyspieszeń w punkcie 3, na rusztowaniu znajduje się tylko osoba; wymuszająca drgania,
- pomiar przyspieszeń nr 6 – wymuszenie drgań w punkcie C w kierunku X , pomiar przyspieszeń w punkcie 3, na rusztowaniu znajduje się tylko osoba; wymuszająca drgania.

Przykładowy fragment wyniku pomiaru przyspieszeń przedstawiono na Rys. 6-4.

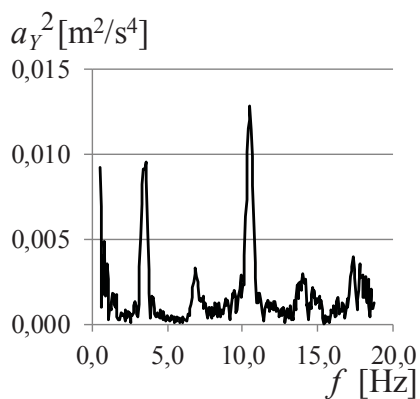
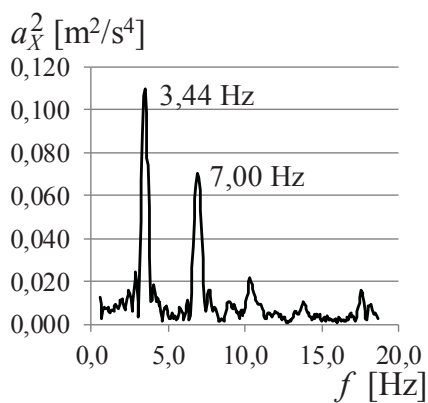


Rys. 6-4. Przykłady przebiegów czasowych, otrzymanych w wyniku pomiaru przyspieszeń nr 3

a)

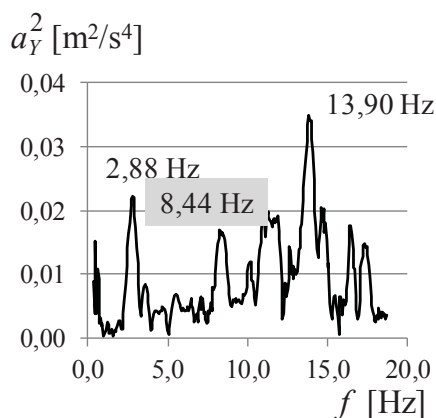
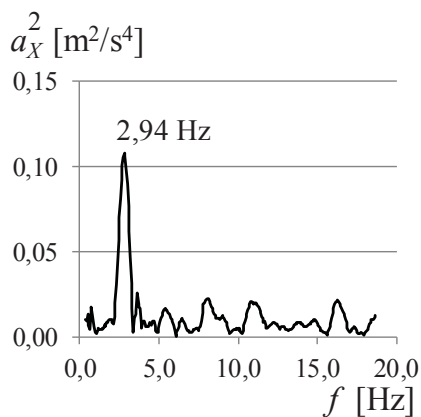


b)

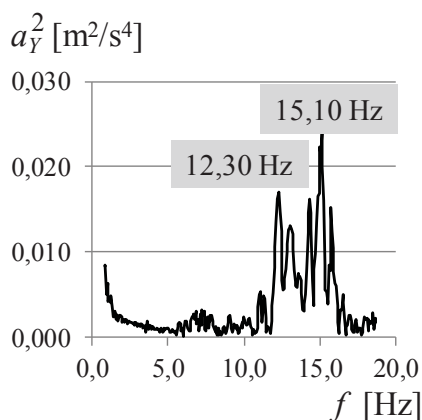
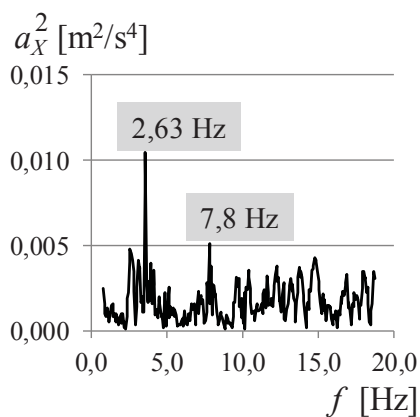


Rys. 6-5. Rezultaty analizy FFT wyników pomiaru wykonanych w punkcie 1: a) pomiar 1 – wymuszenie w punkcie B wzdłuż rusztowania, b) pomiar 2 – wymuszenie w punkcie B w kierunku prostopadłym do rusztowania

a)

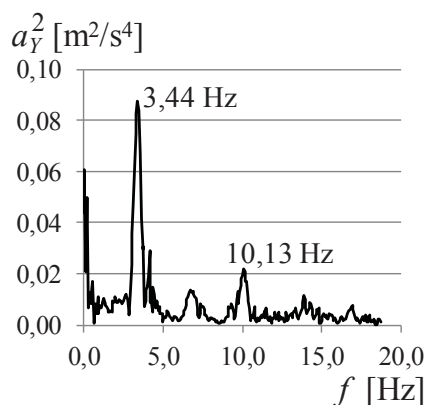
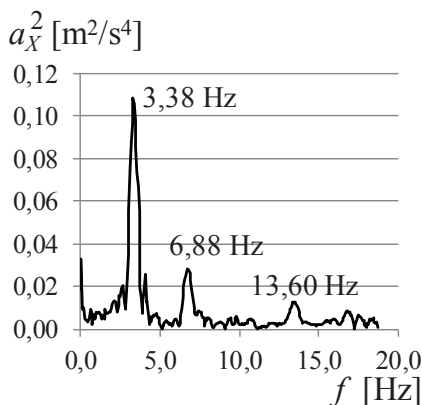


b)

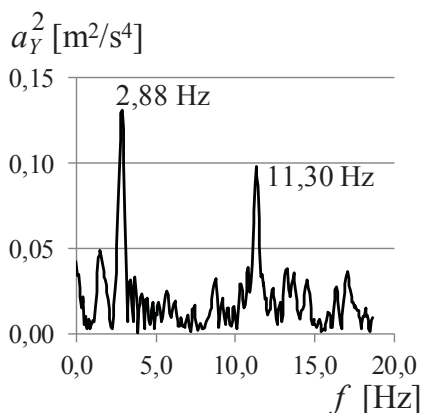
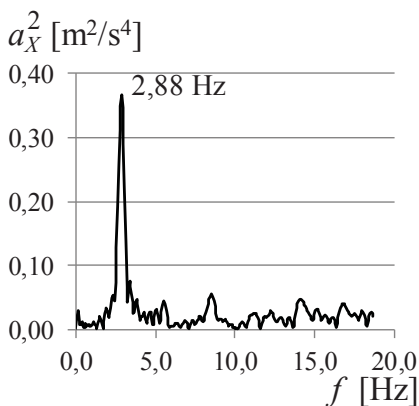


Rys. 6-6. Wyniki analizy FFT wyników pomiaru wykonanych w punkcie 2: a) pomiar 3 – wymuszenie w punkcie D wzdłuż rusztowania, b) pomiar 4 – wymuszenie w punkcie D w kierunku prostopadłym do rusztowania z dodatkowymi wzbudzeniami

a)



b)



Rys. 6-7. Wyniki analizy FFT wyników pomiaru wykonanych w punkcie 3: a) pomiar 5 – wymuszenie w punkcie B wzdłuż rusztowania, b) pomiar 6 – wymuszenie w punkcie C wzdłuż rusztowania

Na podstawie zarejestrowanych w czasie zmian przyspieszeń wykonano analizę FFT. Wyniki analizy sześciu wcześniej wymienionych pomiarów przedstawiono na Rys. 6-5, 6-6 i 6-7. Te wykresy i pozostałe wykresy, pokazujące wyniki analizy FFT pomiarów przyspieszeń na rusztowaniu P06, są podstawą weryfikacji modelu numerycznego.

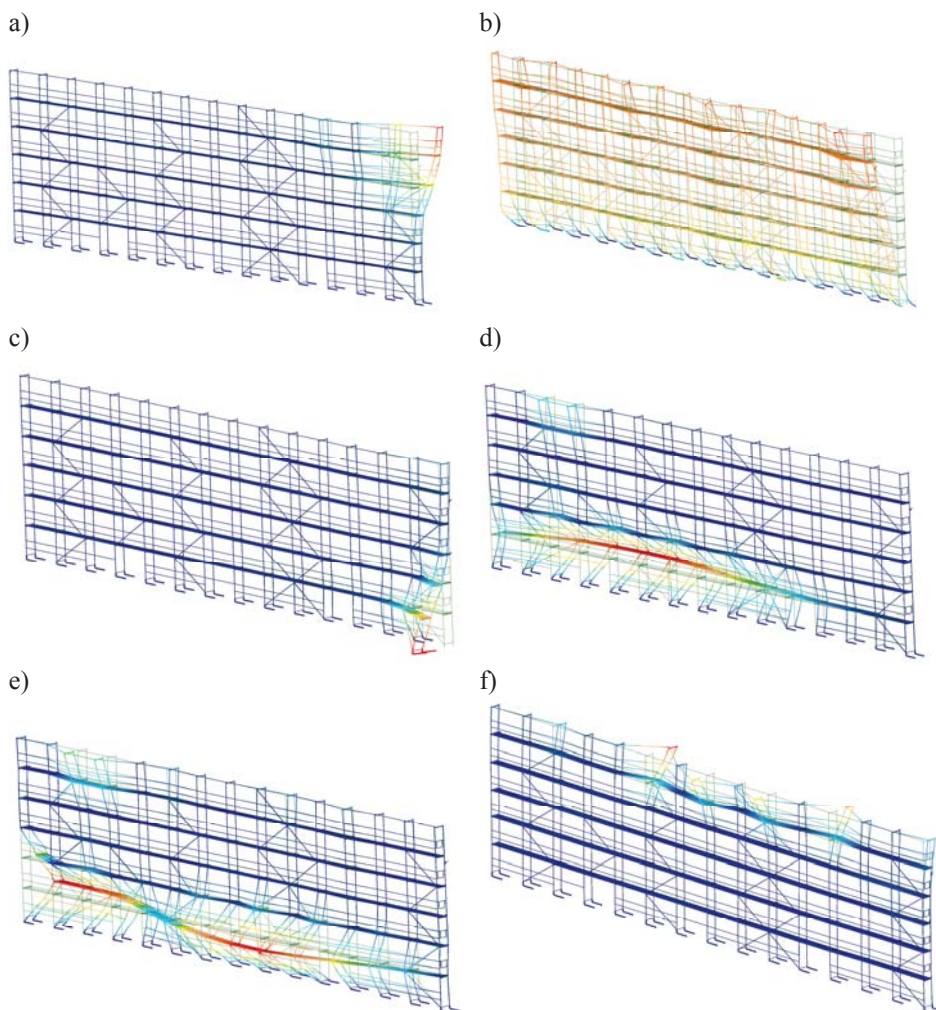
Weryfikacja modelu polega na dobraniu warunków brzegowych (podpór i połączeń elementów) w taki sposób, aby pierwsze wartości i formy drgań własnych z obliczeń były zbliżone do wartości i form drgań swobodnych, uzyskanych w pomiarach. Dobrane warunki brzegowe (podpory) muszą także odpowiadać stanowi konstrukcji w rzeczywistości, dlatego równolegle jest wykonywana analiza samej konstrukcji. Na Rys. 6-1b pokazano ustawienie

rusztowania na podkładach, które są oddzielone od kostki brukowej folią. W efekcie podczas drgań rusztowania, które jest rusztowaniem niskim o małym ciężarze i małych wartościach sił nacisku na podłoże, dochodzi do jego poślizgu. To zjawisko zamodelowano w schemacie rusztowania przez zastosowanie w miejscu podparcia podstawek podpór podatnych o $k_X = 1000$ kN/m na kierunku X (wzdłuż rusztowania) oraz podpór z pełnymi blokadami na kierunku Y i Z . Sztywność podpór podatnych została dobrana w taki sposób, aby uzyskać, jako drugą formę drgań, formę o wiodących przemieszczeniach wzdłuż elewacji i częstotliwości o wartości około 3,4 Hz. Ten kształt formy drgań i wartość częstotliwości drgań własnych wynika z Rys. 6-5, 6-6 i 6-7, ale również z analizy FFT innych przebiegów, nieprezentowanych w monografii. Przy częstotliwości około 3,4 Hz drgania wzdłuż elewacji ujawniają się we wszystkich punktach. Wartość częstotliwości jest mniejsza w przypadku pomiaru 3 i 5. Zmniejszenie częstotliwości wynika z tego, że na rusztowaniu podczas pomiarów znajdowało się kilku pracowników. Ze względu na niskie masy elementów rusztowania (np. pojedynczy stalowy pomost, produkowany przez firmę ALTRAD, o szerokości 32 cm i długości 3,07 m ma masę 20,5 kg), to masa kilku pracowników wpływa na obniżenie częstości drgań.

Należy zdawać sobie sprawę, że podpory, modelujące oparcie podstawek na podłożu, nie odzwierciedlają w pełni analizowanego podparcia na podłożu. Prezentowane w tym rozdziale analizy dynamiczne są przeprowadzone w odniesieniu do układów, spełniających postulaty Clapeyrona (np. por. Nowacki (1976)), w tym postulat, że w trakcie ruchu konstrukcji nie powstają nowe punkty podparcia. Ponieważ podczas drgań może dochodzić również do ruchu pionowego rusztowania, to może dochodzić także do podnoszenia się podstawek a następnie powrotu podstawek do punktu podparcia. Z powodu ograniczeń zastosowanych narzędzi komputerowych, to zjawisko zostało pominięte w obliczeniach. Jednak z pomiarów przyspieszeń rusztowań na budowach wynika, że przesunięcia w kierunku pionowym są znacznie mniejsze niż w płaszczyźnie poziomej a więc zaniedbanie nieliniowości, związanych z drganiami w tym kierunku jest dopuszczalne i nie wpływa na ocenę zjawisk, związanych z zachowaniem rusztowań pod wpływem oddziaływań dynamicznych.

Kotwienie w ścianie wstępnie zamodelowano jako mocowanie sztywne. Uzyskano w ten sposób zbyt wysokie częstotliwości drgań własnych, dlatego podpory zamieniono na podpory przegubowe. Wyjątek stanowią prawe skrajne podpory rusztowania w okolicach punktu C, gdzie podpory zostały usunięte. Pierwsza postać drgań własnych wyraźnie ujawniła się tylko w wykresach FFT sygnałów z pomiaru 4 i 6. Jest to forma o przemieszczeniach właśnie prawej górnej części rusztowania w kierunku prostopadłym. W rusztowaniu musiało dojść do wyrwania kotwy w tym miejscu, co spowodowało swobodę ruchu rusztowania w kierunku prostopadłym do elewacji. Podczas weryfikacji modelu uzyskano taki efekt w obliczeniach, gdy usunięto podpory, modelujące kotwienie

na prawej krawędzi rusztowania a co z tym jest związane umożliwiono właśnie ruch rusztowania w kierunku prostopadłym do ściany.



Rys. 6-8. Formy drgań własnych: a) pierwsza forma drgań własnych, $f_1 = 2,68$ Hz, b) druga forma drgań własnych, $f_2 = 3,50$ Hz, c) trzecia forma drgań własnych, $f_3 = 3,93$ Hz, d) czwarta forma drgań własnych, $f_4 = 5,44$ Hz, e) piąta forma drgań własnych, $f_5 = 5,57$ Hz, f) trzynasta forma drgań własnych, $f_{13} = 7,07$ Hz

W innych rusztowaniach stwierdzano również nieprawidłowy stan kotwienia najwyższych ramek lub całkowity jego brak. To powoduje, że podczas drgań rusztowania ramki wykonują ruch pionowy a następnie się obracają. Połączenie

między ramkami zamienia się w przegub co zmniejsza sztywność rusztowania i także może prowadzić do obniżenia wartości częstości drgań swobodnych.

Ostatecznie warunki brzegowe, modelujące posadowienie rusztowania, jak i podpory przegubowe, zastosowane do zamodelowania kotwienia w ścianie, przedstawione są na Rys. 6-2. Celem potwierdzenia prawidłowości przyjętych warunków brzegowych, na Rys. 6-8 pokazano formy drgań własnych, uzyskane w obliczeniach komputerowych. W trakcie badań można wyznaczyć tylko te częstości drgań swobodnych, które wywołują przyspieszenia w miejscach pomiaru i nie dochodzi do drgań o zbliżonych wartościach. Natomiast w obliczeniach komputerowych uzyskujemy wszystkie kolejne wartości własne czyli w przypadku analizy drgań własnych ich częstotliwości. W zaprezentowanych pomiarach wykonywano pomiary przyspieszeń tylko na najwyższym poziomie rusztowania, dlatego formy z drganiami na niższych poziomach nie ujawniają się na wykresach FFT.

Weryfikując wartości drgań własnych należy pamiętać o zależności pomiędzy drganiami własnymi (uzyskiwanymi w obliczeniach drgań bez tłumienia) i swobodnymi (uzyskiwanymi w pomiarach, gdzie występuje tłumienie), którą można zapisać jako (Kaliski (1986)):

$$\omega_s^2 = \omega^2 - \gamma^2, \quad (6-1)$$

gdzie: ω – częstość drgań własnych, γ – współczynnik tłumienia.

Równanie (6-1) jest przybliżeniem zależności pomiędzy częstotliwościami drgań własnych i swobodnych rusztowań, ponieważ jest wyprowadzone w odniesieniu do układu o jednym stopniu swobody. Z drugiej strony to przybliżenie jest wystarczająco dokładne w analizach, gdzie znacznie większe błędy występują na przykład podczas modelowania rusztowania lub szacowania parametrów tłumienia. Ponadto należy pamiętać o każdej dodatkowej masie. Obecność osoby, wymuszająca drgania o masie około 80 kg, także powoduje zmniejszenie wartości częstości drgań swobodnych. Różnica w wartościach częstości drgań własnych pomiędzy obliczeniami rusztowania bez masy, osoby wymuszającej drgania, i z masą tej osoby może dochodzić nawet do około 0,5 Hz.

Na szczególną uwagę zasługują wykresy, przedstawione na Rys. 6-6. Analiza FFT została wykonana w odniesieniu do przebiegów czasowych przyspieszeń, zmierzonych gdy na rusztowaniu przebywali pracownicy i działała wiertarka. Dlatego na wykresie pojawiły się ekstrema przy innych częstościach niż na Rys. 6-5 i 6-7. Wartości te są umieszczone na szarym tle i można przypuszczać, że one są efektem dodatkowych wymuszeń. Drgania o częstości 2,63 Hz są prawdopodobnie efektem działań pracowników, którzy wzbudzili pierwszą formę drgań własnych. Jak już wcześniej wspomniano ta forma nie ujawnia się we wszystkich pomiarach, ponieważ dotyczy tylko prawej górnej części rusztowania. Wyższe częstości drgań są efektem działania sprzętu typu wiertarki. Samo urządzenie wzbudza znacznie wyższe częstości. Natomiast drgania

z urządzenia na rusztowanie są przenosze przez operatora urządzenia, którego ciało filtruje wyższe częstotliwości i przekazuje tylko częstotliwości rezonansowe ciała człowieka. Marchetti i in. (2017) przeprowadzili badania, z których wynika, że są to częstotliwości około 8,0 Hz i częstotliwości w zakresie od 23,0 Hz do 34,0 Hz w zależności od materiału, w którym wykonywane są otwory. Na Rys. 6-6a na kierunku drgań prostopadłym do elewacji pojawiła się częstotliwość o wartości 8,44 Hz, która może być efektem działania wiertarki. Przekazywanie drgań przez ramiona człowieka w zakresie od 7 Hz do 9 Hz zostało także potwierdzone przez Xu i in. (2017).

Drugim istotnym parametrem, wpływającym na efekt działania obciążeń dynamicznych, jest tłumienie. Procedura wyznaczania współczynnika tłumienia została przedstawiona na Rys. 6-9 na przykładzie pomiaru przyspieszeń nr 6. Każdy pomiar przyspieszeń (Rys. 6-9a) polegał na wstępnym wymuszeniu drgań i rejestracji przyspieszeń w trakcie realizacji wymuszenia a także w czasie, gdy wymuszenie już nie występowało. W tej drugiej części amplitudy drgań się zmniejszały w związku z występującym tłumieniem drgań. Te przebiegi zostały poddane filtrowaniu za pomocą filtra Butterwortha rzędu 8. W przypadku wyników, pokazanych na Rys. 6-9, zastosowano filtr o paśmie od 2,85 Hz do 3,85 Hz a częstotliwość drgań swobodnych odpowiadająca tym drganiom to $\omega = 2 \pi f = 2 \pi 2,88 \text{ Hz} = 18,0 \text{ rad/s}$. W wyniku działania filtra uzyskano przebiegi pokazane na Rys. 6-9b. Z fragmentu przefiltrowanego przebiegu wybrano fragment z tłumieniem i dla tego fragmentu wyznaczono lokalne maksima. Następnie układ punktów aproksymowano krzywą o równaniu:

$$y_a = A e^{-\gamma t}, \quad (6-2)$$

gdzie: γ – współczynnik tłumienia.

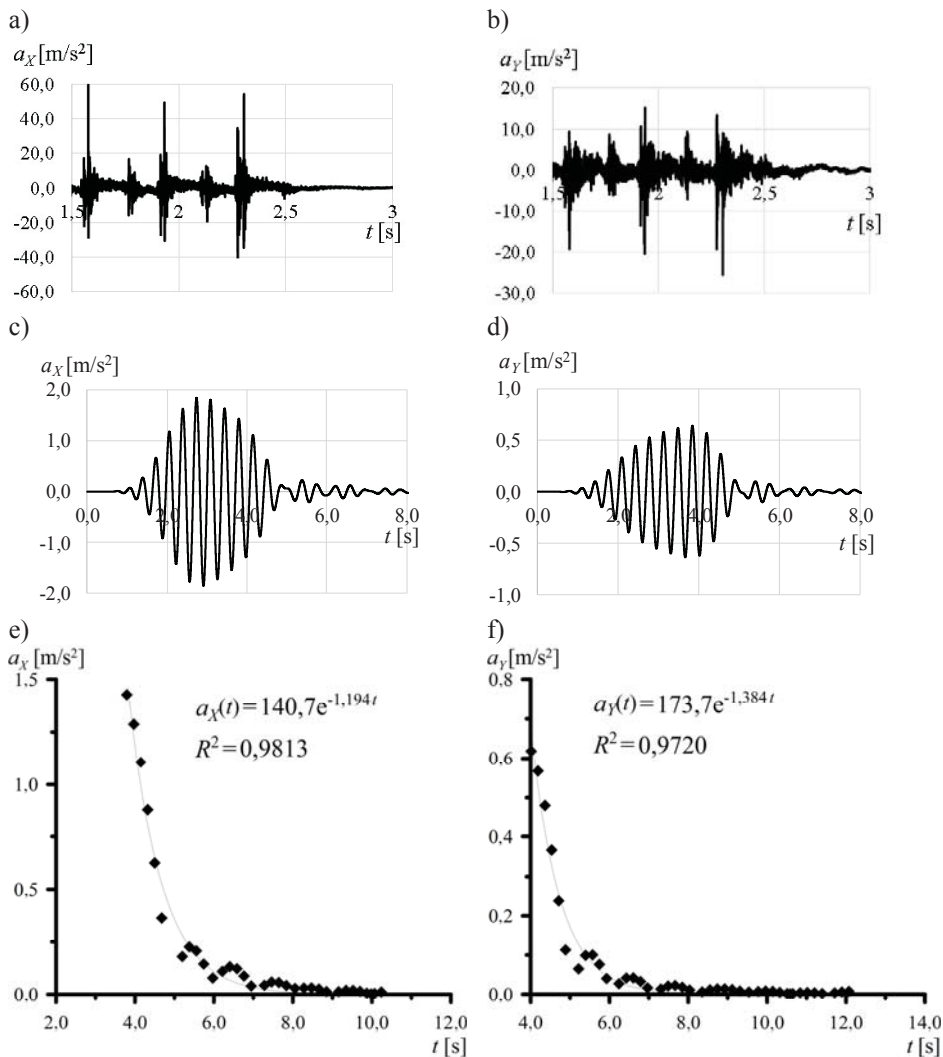
Logarytmiczny dekrement tłumienia wynosi:

$$\Delta = \frac{\gamma}{\omega}, \quad (6-3)$$

gdzie: ω – częstotliwość drgań własnych, γ – współczynnik tłumienia.

Punkty, reprezentujące maksima obu składowych przyspieszeń, i krzywe, je aproksymujące, pokazano na Rys. 6-9c. Dokładność dopasowania krzywych jest oceniana na podstawie wartości współczynnika Pearsona R^2 . Czym wartość tego współczynnika jest bliższa wartości jeden tym dopasowanie jest dokładniejsze. W zaprezentowanym przykładzie współczynnik ten osiąga wartości powyżej 0,97. Wartość współczynnika, odczytana z wykresów, wynosi $\gamma = 1,194 \text{ rad/s}$ w odniesieniu do kierunku X , i $\gamma = 1,384 \text{ rad/s}$ w odniesieniu do kierunku Y , czyli logarytmiczny dekrement tłumienia, odpowiednio, wynosi:

$$\Delta = \frac{1,19 \text{ rad/s}}{18,00 \text{ rad/s}} = 0,07 \text{ i } \Delta = \frac{1,38 \text{ rad/s}}{18,00 \text{ rad/s}} = 0,08.$$



Rys. 6-9. Wyznaczenie współczynnika tłumienia na podstawie przebiegu pomiaru przyspieszeń 6: a) fragmenty zmierzonych przebiegów czasowych, b) fragmenty przebiegów po filtrowaniu, c) dopasowanie krzywej do maksimów

Prezentowane w tym punkcie metody należą do ogólnie znanych metod wyznaczania parametrów tłumienia. Metody zostały opisane w celu wyjaśnienia genezy wyników badań przedstawianych w następnych punktach, gdzie zostaną podane tylko wyniki ostatecznych analiz, wykonane dla wybranego zestawu ruszowań.

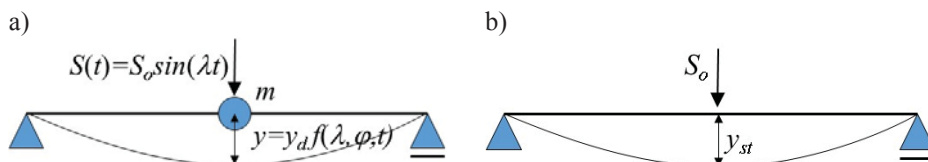
6.3. Właściwości dynamiczne konstrukcji rusztowań

W przypadku obciążeń dynamicznych na efekt działania tych obciążeń na rusztowanie oprócz sztywności konstrukcji, która jest istotna przy każdym rodzaju obciążeń, mają wpływ właściwości dynamiczne konstrukcji. Zależność współczynnika dynamicznego β od częstości drgań własnych ω i współczynnika tłumienia γ układu o jednym stopniu swobody, na którą działa siła harmoniczna, jest opisana w każdej książce, dotyczącej zagadnień dynamicznych (np. por. Naleszkiewicz (1952), Nowacki (1961), Kaliski (1986), Dyląg i in. (1986), Ciesielski i in (1991), Chmielewski i Zembaty (1998), Lewandowski (2006), Wielgos (2010)). Mimo, że jest to zależność w odniesieniu do prostego układu, który może modelować np. zachowanie belki swobodnie podpartej z jedną masą w środku rozpiętości, to widać na nim wpływ wymienionych parametrów na odpowiedź konstrukcji. Dlatego również zostaje zamieszczona w tej monografii a jest opisana równaniem:

$$\beta = \frac{y_d}{y_{st}} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\lambda}{\omega}\right)^2\right)^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{\lambda}{\omega}\right)^2}}, \quad (6-4)$$

gdzie: ω – częstość drgań własnych, γ – współczynnik tłumienia, λ – częstość wymuszenia, y_d – amplituda drgań, wywołanych siłą harmoniczną $S(t) = S_o \sin(\lambda t)$ (Rys. 6-10a), y_{st} – przemieszczenie spowodowane siłą S_o czyli amplitudy siły harmoniczej (Rys. 6-10b).

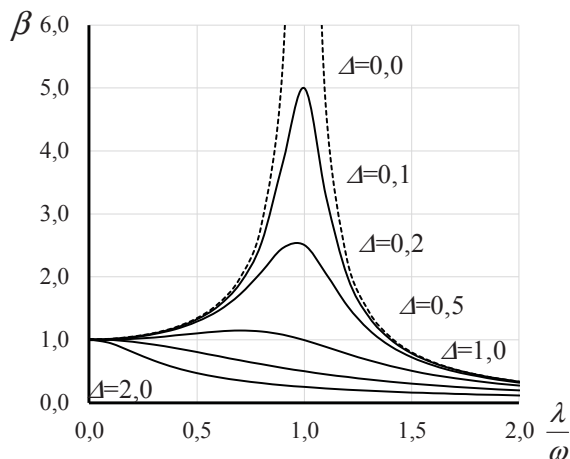
Powyższą zależność obrazują wykresy pokazane na Rys. 6-11.



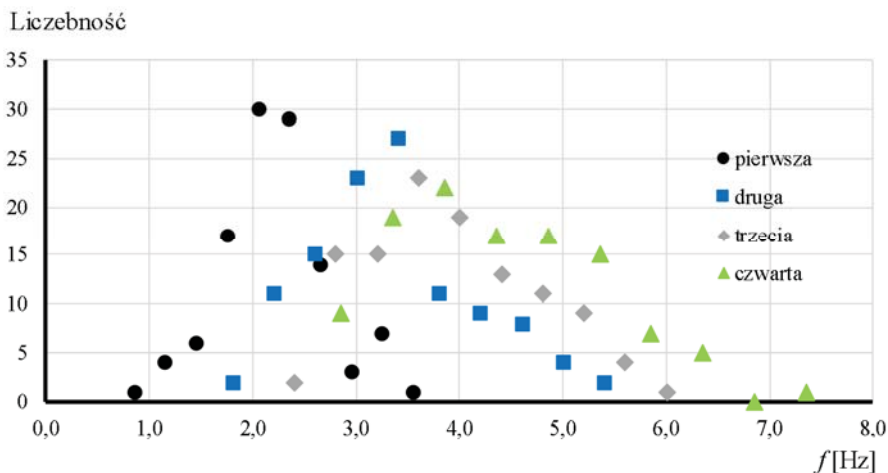
Rys. 6-10. Ilustracja oznaczeń z równania (6-4) na przykładzie belki swobodnie podpartej: a) działanie siły zmiennej w czasie, b) działanie siły statycznej

Badania drgań własnych i swobodnych zostały wykonane zgodnie z opisaną w poprzednim podpunkcie procedurą w odniesieniu do 110 rusztowań. Rozkład wartości częstotliwości drgań własnych, wyznaczonych za pomocą obliczeń komputerowych, pokazano na Rys. 6-12. Na tej podstawie stwierdzono, że wartości pierwszych częstotliwości drgań własnych mieszczą się w przedziale od 1,0 Hz do 4,0 Hz. Najwięcej rusztowań ma pierwszą częstość zbliżoną do 2,0 Hz. W przypadku 85% rusztowań pierwsza forma drgań własnych dotyczy drgań

podłużnych. Taki układ jest bardzo niekorzystny ze względu na możliwość zajścia zjawiska rezonansu pomiędzy ruchem rusztowania i przejściem pracowników, czemu specjalnie zostanie poświęcony p.6.4.1.



Rys. 6-11. Wykres rezonansowy zależności współczynnika dynamicznego β od częstości wymuszenia λ , logarytmicznego dekrementu tłumienia Δ i częstości drgań własnych ω



Rys. 6-12. Rozkład wartości częstotliwości drgań własnych pierwszych czterech form

Wraz ze wzrostem numeru częstości drgań własnych oczywiście zakresy częstości przesuwają się w prawo na osi poziomej (Rys. 6-12). Jednak nadal są to częstości dość niskie. Badania częstości drgań własnych rusztowań do tej pory

właściwie nie były omawiane w literaturze. Jednymi z niewielu prac, poruszających problem parametrów dynamicznych, są prace: Chen i in. (2005), Lasowicz i Jankowski (2015), Lasowicz i Jankowski (2017) oraz prace, osób współpracujących z autorką książki, np. Błazik-Borowa i in. (2015b), Jamińska i in. (2016), Błazik-Borowa i in. (2017a), Cyniak i in. (2017), Cyniak i in. (2018), Lipecki i in. (2018). Wszystkie te prace potwierdzają, że rusztowania charakteryzują się niskimi częstotliwościami drgań własnych. Największe wartości, bo ok. 4,5 Hz uzyskali Lasowicz i Jankowski (2015) oraz Lasowicz i Jankowski (2017), ale ten zespół badał rusztowania z tłumikami i w warunkach laboratoryjnych.

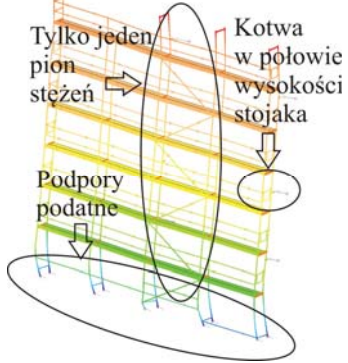
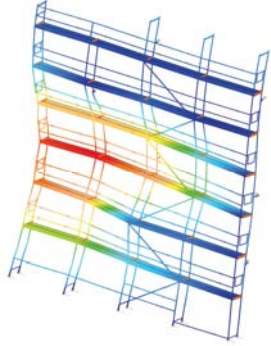
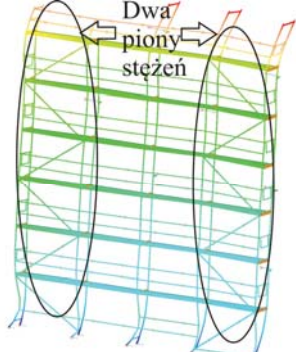
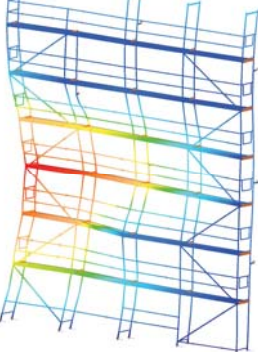

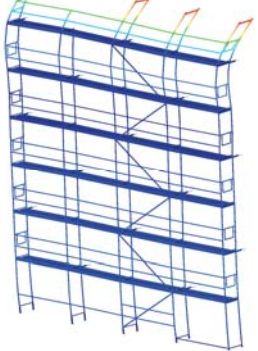
Drugim istotnym parametrem dynamicznym konstrukcji jest tłumienie. Oszacowanie parametrów tłumienia wykonano w odniesieniu do pięciu rusztowań. Wartości tego parametru zestawiono w Tab. 6-1. Średnie wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia i odchylenia standardowe tego parametru otrzymano na podstawie 20 przebiegów czasowych przyspieszeń, zmierzonych w badaniach danego rusztowania. Ostatecznie otrzymano wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia zbliżony do 0,06. Warto porównać tę wartość z wartościami tego parametru wybranych materiałów, które są podane w literaturze. Według Bachmanna i in. (1995) logarytmiczny dekrement tłumienia betonu wynosi od 0,005 do 0,040 w zależności od stanu zarysowania, kompozytów od 0,002 do 0,003 a stali od 0,001 do 0,002. Po zastosowaniu tych materiałów w konstrukcjach przybliżone wartości logarytmicznego dekrementu tłumienia według normy PN-EN 1991-1-4 wynoszą w przypadku budynków żelbetowych – 0,10, w przypadku mostów z tworzywa sztucznego od 0,04 do 0,08, w przypadku budynków o konstrukcji stalowej 0,05, w przypadku mostów i wież stalowych w zależności od stosowanych połączeń od 0,02 do 0,05. Spośród wymienionych konstrukcji najbardziej zbliżone do rusztowań wydają się wieże, ponieważ są także konstrukcjami z elementów, które można sklasyfikować jako prętowe. Biorąc pod uwagę luzy, jakie występują w rusztowaniach, wartość tłumienia powinna być większa niż w wieżach. Oznacza to, że wartość logarytmicznego dekrementu tłumienia równa 0,06 jest wartością, która jest wiarygodna i może być przyjmowana w symulacjach dynamicznych rusztowań.

Tab. 6-1. Logarytmiczne dekrement tłumienia wybranych rusztowań

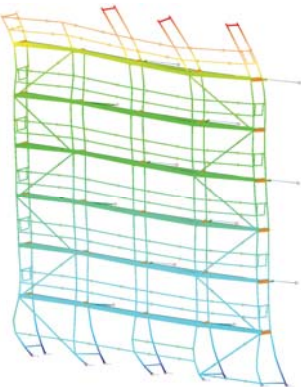
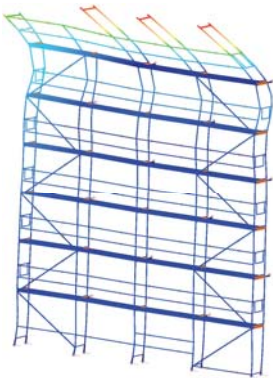
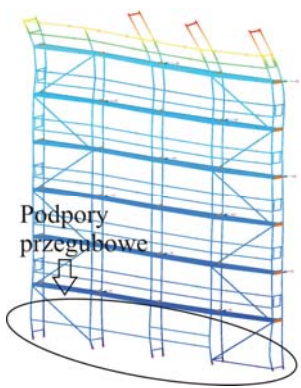
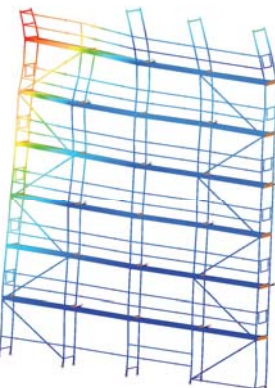
| Symbol rusztowania | Pierwsza częstota drgań własnych [Hz] | Logarytmiczny dekrement tłumienia | |
|--------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|------------------------|
| | | Średnia wartość | Odchylenie standardowe |
| P04 | 3,11 | 0,0632 | 0,0133 |
| P05 | 3,08 | 0,0540 | 0,0156 |
| P06 | 3,50 | 0,0571 | 0,0146 |
| P10 | 1,83 | 0,0553 | 0,0119 |
| E05 | 3,10 | 0,0617 | 0,0146 |

Powyższe wyniki uzyskano w odniesieniu do rusztowań o rzeczywistej geometrii, w której uwzględniono niedokładności montażu, osiadanie rusztowań i zmiany geometrii w trakcie użytkowania. Modele rusztowań uwzględniały również możliwość poślizgu rusztowań i zruszenie kotew. W znacznej części rusztowań niska wartość częstości drgań własnych, a co jest z tym związane możliwość spowodowania ruchu rusztowania pod wpływem przejścia pracownika, jest efektem nieprawidłowego posadowienia i użytkowania rusztowania, które powodują wyrywanie kotew. Niemal we wszystkich badanych rusztowaniach, podczas weryfikacji modelu numerycznego na podstawie pomiarów przyspieszeń, stwierdzano, że zakotwienie należy modelować podporami przegubowymi, blokującymi przesuwu w trzech kierunkach. Mimo wprowadzania kotew w ściany, sztywne zamocowania, blokujące przesunięcia i obroty w modelu w punktach kotwienia, nie opisują prawidłowo zachowania konstrukcji. Natomiast po zastosowaniu podpór przegubowych w tym miejscu uzyskuje się dość dobrą zgodność pomiędzy obliczeniami i pomiarami.

Poprawienie własności dynamicznych rusztowania, rozumiane jako zwiększenie częstości drgań własnych, jest możliwe poprzez zwiększenie jego sztywności. Wprowadzenie dodatkowych stężeń powoduje zwiększenie sztywności w płaszczyźnie rusztowania a zwiększenie liczby kotew powoduje zwiększenie sztywności w kierunku prostopadłym do ściany. Jaki wpływ mają poszczególne elementy na wartość częstości przedstawiono na Rys. 6-13 na przykładzie zmian wprowadzanych w rusztowaniu P17. W rusztowaniu na budowie zamontowano jeden pion stężeń a powinny być dwa piony w skrajnych polach. Łączniki kotew były połączone ze stojakami w połowie ich wysokości a samych kotew po prostu było za mało. Ostatni problem, który występuje w niskich rusztowaniach, to możliwość ruchu rusztowań w poziomie podczas drgań. Mały ciężar rusztowania oznacza niskie wartości nacisku na grunt i ostatecznie brak tarcia pomiędzy podstawkami i podkładami. Opisany stan rusztowania uwzględniono w wariancie 0, który pokazany jest na Rys. 6-13. W kolejnych wariantach wprowadzono stężenia w dwóch pionach, poprawiono kotwienie i zablokowano możliwość ruchu w trzech kierunkach w punktach oparcia rusztowania na podłożu. Ostatecznie w pokazanym przykładzie zwiększono wartości częstotliwości drgań własnych a pierwsza częstość z pierwotnej o wartości 2,63 Hz osiągnęła wartość 4,2 Hz. Wprowadzone w kolejnych wariantach korekty rusztowania są zalecane przez producentów systemów rusztowań i normy (por. Kmiecik i in. (2018), Błazik-Borowa i Pieńko (2017)). Wyniki, zaprezentowane na Rys. 6-13, pokazują, że stosowanie zasad prawidłowego montażu rusztowań wystarczy, aby poprawić parametry dynamiczne konstrukcji.

| Stan rusztowania | Pierwsza forma drgań własnych – drganie wzdłuż rusztowania | Druga forma drgań własnych – drganie prostopadłe do rusztowania lub po usztywnieniu podłużne |
|---|---|--|
| Wariant 0 – rusztowanie w stanie z budowy |  <p>$f_1=2,26\text{Hz}$</p> |  <p>$f_2=4,19\text{Hz}$</p> |
| Wariant 1 – Prawidłowe ustawienie stężeń w dwóch skrajnych modułach |  <p>$f_1=3,20\text{Hz}$</p> |  <p>$f_2=4,13\text{Hz}$</p> |
| Wariant 2 – prawidłowe ustawienie kotew |  <p>$f_1=2,24\text{Hz}$</p> |  <p>$f_2=4,94\text{Hz}$</p> |

Rys. 6-13. Porównanie form i częstotliwości drgań własnych rusztowania P17 w zależności zastosowanych elementów usztywniających

| Stan rusztowania | Pierwsza forma drgań własnych – drganie wzdłuż rusztowania | Druga forma drgań własnych – drganie prostopadłe do rusztowania lub po usztywnieniu podłużne |
|--|--|---|
| Wariant 3 – prawidłowe ustawienie stężeń i kotew |  <p style="text-align: center;">$f_1=3,22\text{Hz}$</p> |  <p style="text-align: center;">$f_2=5,17\text{Hz}$</p> |
| Wariant 4 – prawidłowe ustawienie stężeń i kotew, brak możliwości przesuwu podstawek |  <p style="text-align: center;">$f_1=4,20\text{Hz}$</p> |  <p style="text-align: center;">$f_2=5,36\text{Hz}$</p> |

Rys. 6-13. Ciąg dalszy

Na uwagę zasługuje fakt, że zmniejszenie rozstawu ram lub stojaków, niekoniecznie spowoduje zwiększenie częstości drgań własnych. Zmniejszenie rozstawu ram powoduje wzrost sztywności, ale jednocześnie zwiększa masę rusztowania. Ponieważ częstości drgań własnych wzrastają wraz ze wzrostem sztywności, ale maleją przy wzroście masy, to ostatecznie zabieg zagęszczenia stojaków nie wpływa na częstość drgań własnych.

Wraz ze wzrostem wysokości rusztowania zmniejsza się częstość drgań własnych. W takim przypadku zwiększenie częstości, poza wcześniej wymienionymi zabiegami, jest możliwe poprzez zastosowanie kotew podwójnych typu V, które zwiększają sztywność kotwienia wzdłuż elewacji. Kotwy typu V są zwykle stosowane, gdy zakładane są siatki lub plandeki. Wynika to stąd, że

zwiększa się wtedy obciążenie wiatrem i należy wzmocnić nośność kotew. Natomiast nie stosuje się ich w celu poprawienia parametrów dynamicznych, bo na budowach problem drgań rusztowań jest bagatelizowany. W punkcie 6.4 zostanie pokazane, jak korekta konstrukcji rusztowania, poprawia jego funkcjonalność.

6.4. Dynamiczne działanie obciążeń użytkowych

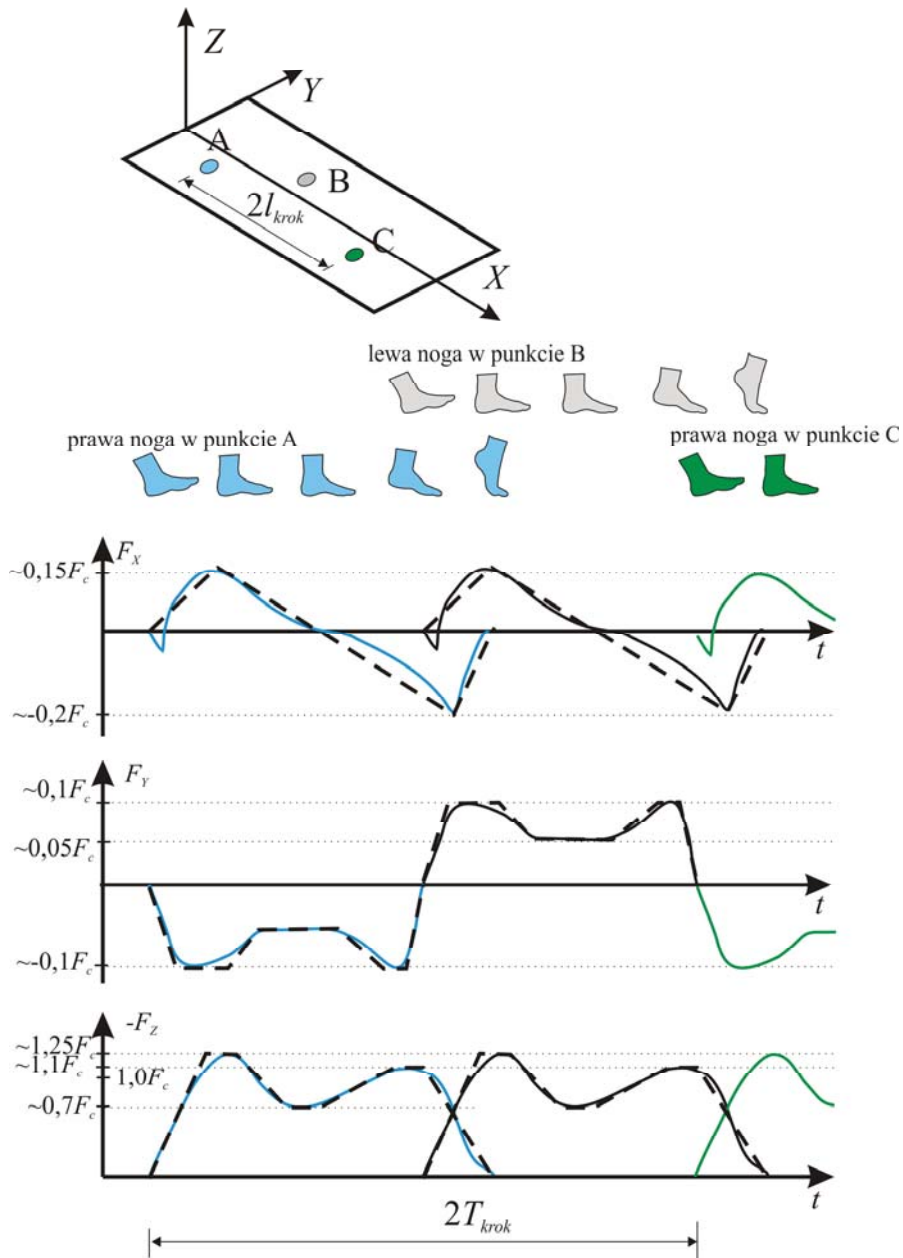
W trakcie realizacji projektu ORKWIZ członkowie zespołu stwierdzili, że podczas przebywania na rusztowaniu odczuwają dyskomfort z powodu drgań konstrukcji. Regularnie spotykanym wymuszeniem było przejście pracowników po rusztowaniu. Drgania były również odczuwane podczas podawania mieszanki przez przewód pompy torcretowej, podwieszony do elementów rusztowania, podczas zrzucania śmieci w zsypie budowlanym lub, gdy działały urządzenia typu winda towarowa lub młot udarowy w budynku. Wybrane źródła drgań zostaną omówione w tym podpunkcie, a dodatkowo jeszcze zostanie zasygnalizowany problem dynamicznego działania wiatru na rusztowania.

6.4.1. Wymuszenia drgań przejściem pracowników po rusztowaniu

Obciążeniem rusztowań, którego nie można uniknąć, są ich użytkownicy. Pracownicy na rusztowaniach nie tylko pracują, ale również muszą dojść do stanowiska pracy. Poruszając się po konstrukcji, wymuszają drgania o niskich częstościach rzędu $1,0 \div 2,0$ Hz. W przypadku konstrukcji wiotkich o niskich częstościach drgań własnych, do których można zaliczyć rusztowania, tego typu wymuszenie jest znaczącym obciążeniem dynamicznym, powodującym wzrost naprężenia w elementach konstrukcji i dyskomfort ludzi (por. Cyniak i in. (2017)).

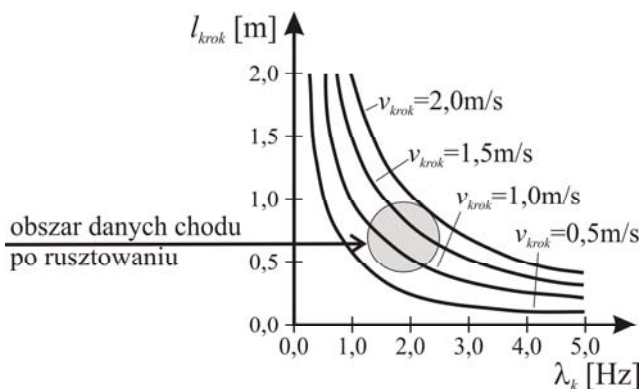
Badania obciążeń konstrukcji, wywołanych przez poruszających się ludzi, są prowadzone od kilkudziesięciu lat. Znacząca liczba publikacji dotycząca tego problemu, została wydana w latach 70. ubiegłego stulecia. Są to na przykład prace Matsumoto (1972), Wiss i Parmelee (1974), Andriacchi i in. (1977), Matsumoto i in. (1978), ale można też znaleźć wiele wcześniejszych prac na ten temat, nawet z kresu początku XX wieku, np. prace Fenna (1930). Zainteresowanie tą problematyką wynika ze wznoszenia budowli, które ze względów ekonomicznych lub estetycznych mają niskie częstości drgań własnych, i obiektów, mających funkcję związaną wyłącznie z przebywaniem ludzi. Takimi konstrukcjami są kładki dla pieszych, schody, trybuny obiektów sportowych i hal widowiskowych a także właśnie rusztowania. Wyniki badań wymuszenia drgań przez poruszających się (chodzących, biegających, podskakujących) ludzi zostały zebrane przez Bachmanna i in. (1995), Racic i in. (2009) i Flagę (2011). Natomiast w niniejszym opracowaniu za wymienionymi pracami zostaną przytoczone wyniki, podsumowujące przeglądy literatury i przydatne podczas projektowania rusztowań. Przede wszystkim podczas obciążania konstrukcji

istotny jest rozkład sił podczas ruchu, prędkość przemieszczania się i wynikające z tego częstości wymuszenia (por. Rys. 6-14).



Rys. 6-14. Wykresy sił podczas normalnego chodu jednej osoby: linia ciągła – wyniki badań, linia przerywana – propozycja modelu obciążenia

Na Rys. 6-14 przedstawiono wykresy składowych sił podczas dwóch pełnych kroków i fragmentu trzeciego. Rysunek opracowano po uaktualnieniu wyników badań z prac wcześniej wymienionych o badania Racica i in. (2011), Racica i Brownjohna (2012), Kali i in. (2012). Jak widać na tym rysunku, w czasie przejścia człowieka, oprócz składowej pionowej, osoba poruszająca się wywołuje również składowe poziome wzdłuż kierunku ruchu i w kierunku prostopadłym. Ponadto czym wyższa jest prędkość poruszania się tym są wyższe wartości ilorazu siły pionowej i ciężaru człowieka. Z badań przedstawionych przez Wheelera (1982) wynika, że przy normalnym chodzie prędkość poruszania zmienia się od 1,1m/s do 1,5m/s a długość kroku l_{krok} odpowiednio od 0,6m do 0,75m. Częstotliwość stawiania nóg, która jest jednocześnie częstotliwością wymuszenia drgań podczas przejścia zależy od tych dwóch parametrów, co zostało pokazane na Rys. 6-15.



Rys. 6-15. Zależność pomiędzy długością kroku l_{krok} , prędkością chodu v_{krok} i częstotliwością λ_k na podstawie pracy Wheelera (1982)

Obciążenie rusztowania zależy również od masy człowieka. Średnia masa dorosłego człowieka pod koniec XX wieku to około 80 kg (por. Flagą (2011)). Według Cutlipa i in. (2002) masa monterów rusztowań w USA czyli pracowników, od których wymaga się znacznie większego wysiłku fizycznego niż przeciętnego pracownika fizycznego, jest wyższa i wynosi średnio 92,2 kg z odchyleniem standardowym równym 16,9 kg. Siły wewnętrzne w konstrukcji wzrastają wraz ze wzrostem obciążeń, dlatego do badań zachowania rusztowania pod wpływem chodu należy przyjmować masę, która da gwarancję że prawdopodobieństwo człowieka o większej masie będzie małe. Z rozkładu gęstości prawdopodobieństwa, podanego przez Flagą (2011) wynika, że 95% dorosłych mężczyzn ma masę mniejszą lub równą 100kg i taką masę autorka proponuje, aby przyjmować podczas badań stanu naprężenia w elementach rusztowania podczas przejścia pracownika.

Wszystkie wymienione parametry przejścia pracownika takie, jak prędkość chodu, długość kroku i częstotliwość kroków, zależą od masy, wysokości i budowy fizycznej pracownika. Wykresy z Rys. 6-14 przedstawiają najbardziej prawdopodobny przebieg obciążenia podczas przejścia. Kolejne prezentowane wyniki badań, opisane w literaturze, dotyczą rozkładów gęstości prawdopodobieństwa częstotliwości wymuszenia podczas chodu wzdłuż kierunku ruchu i w kierunku do niego prostopadłym. Na podstawie literatury przyjęto następujące rozkłady normalne gęstości prawdopodobieństwa częstotliwości wymuszenia drgań, jakie mogą zostać wywołane przez pracownika, poruszającego się po rusztowaniu:

- wymuszenie drgań wzdłuż rusztowania (por. Racic i in.(2009) na podstawie Matsumoto (1972), Matsumoto i in. (1978))

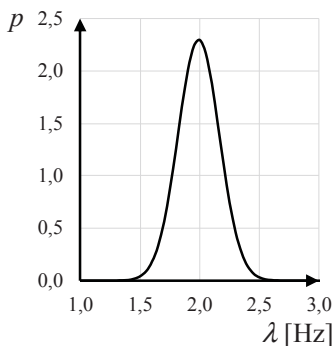
$$p_I(\lambda) = \frac{1}{0,173 \text{ Hz} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\lambda-1,99 \text{ Hz})^2}{2(0,173 \text{ Hz})^2}}, \quad (6-5)$$

- wymuszenie drgań w kierunku prostopadłym do rusztowania (por. Racic i Brownjohn (2012))

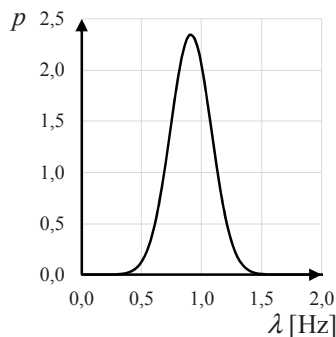
$$p_{II}(\lambda) = \frac{1}{0,17 \text{ Hz} \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\lambda-0,91 \text{ Hz})^2}{2(0,17 \text{ Hz})^2}}. \quad (6-6)$$

Wykresy rozkładów normalnych, opisanych równaniami (6-5) i (6-6), pokazano, na Rys. 6-16.

a)



b)



Rys. 6-16. Rozkłady gęstości prawdopodobieństwa wystąpienia wymuszenia o danej częstotliwości drgań podczas chodu: a) wymuszenie drgań wzdłuż rusztowania, b) wymuszenie drgań w kierunku poprzecznym do rusztowania

Uwzględnienie obciążenia dynamicznego przejściem pracownika można wykonać trzema sposobami:

- przez wykonanie dokładnej analizy dynamicznej rusztowania z symulacją przejścia pracownika i określenie stanu naprężenia,
- przez sprawdzenie prawdopodobieństwa zajścia rezonansu pomiędzy konstrukcją i wymuszeniem podczas przejścia,
- zaprojektować rusztowanie o częstotliwości drgań własnych powyżej 4,0 Hz.

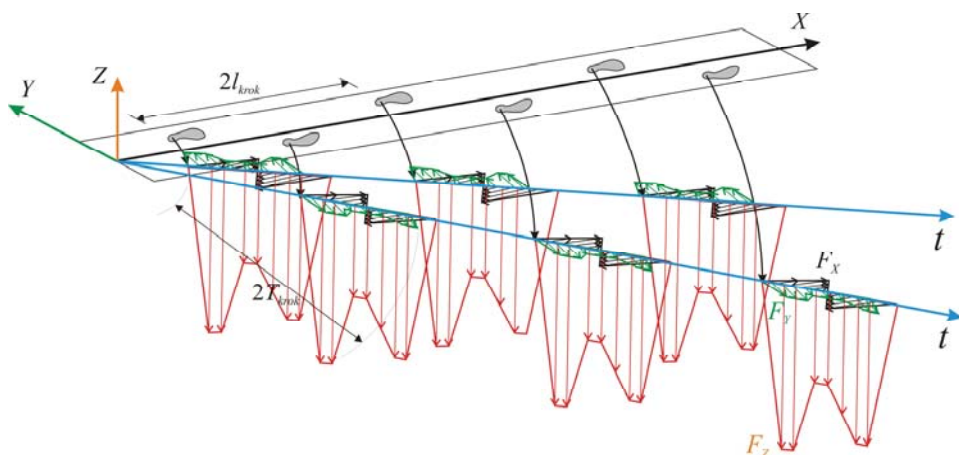
Wyznaczenie sił wewnętrznych w konstrukcji pod wpływem obciążenia zmiennego w czasie, jakim jest przejście pracownika, wymaga symulacji samego przejścia pracownika po rusztowaniu. Obciążenie konstrukcji, które jest efektem działania człowieka w ruchu, zmienia zarówno swoje wartości w czasie jak i przestrzeni. Bachmann i in. (1995) zaproponowali opis zmian wartości sił pod stopą idącego człowieka w formie sumy funkcji harmonicznnych kolejnych składowych:

$$\begin{aligned}
 F_X(t) &= F_c \sum_j \alpha_{Xj} \sin\left(2\pi j \frac{\lambda_k}{2} t - \phi_{Xj}\right), \\
 F_Y(t) &= F_x \sum_j \alpha_{Yj} \sin\left(2\pi j \frac{\lambda_k}{2} t - \phi_{Yj}\right), \\
 F_Z(t) &= -F_c \left| 1 + \sum_j \alpha_{Zj} \sin(2\pi j \lambda_k t - \phi_{Zj}) \right|,
 \end{aligned} \tag{6-7}$$

gdzie: λ_k – częstotliwość wymuszenia kolejno podczas chodu (liczba kroków w ciągu sekundy), α_{Xj} , α_{Yj} , α_{Zj} – współczynniki dynamicznego obciążenia (*dynamic load factory*) przy j -tych składowych harmonicznnych, ϕ_{Xj} , ϕ_{Yj} , ϕ_{Zj} – przesunięcie fazowe obciążenia j -tej składowej harmonicznej. Wartości współczynników dynamicznych i przesunięć fazowych były przedmiotem wielu badań, przeprowadzonych lub opisanych między innymi przez Bachmanna i in. (1995), Živanović i in. (2005), Kumara i in. (2018). Według Bachmanna i in. (1995) w przypadku tłumienia, charakteryzującego się logarytmicznym dekrementem tłumienia powyżej 0,05 czyli także w przypadku rusztowań w analizach dynamicznych należy uwzględnić dwie składowe harmoniczne a współczynniki zestawu równań (6-7) wynoszą: $\alpha_{X1} = 0,1$, $\alpha_{Y1} = 0,2$, $\alpha_{Z1} = 0,4$, $\phi_{X1} = 0,0$, $\phi_{Y1} = 0,0$, $\phi_{Z1} = 0,0$, $\alpha_{X2} = 0,1$, $\alpha_{Y2} = 0,1$, $\alpha_{Z2} = 0,1$, $\phi_{X2} = 0,0$, $\phi_{Y2} = 0,0$, $\phi_{Z2} = \pi/2$.

Powyższy model jest przybliżeniem wartości sił i wymaga dodatkowych współczynników, ale z drugiej strony zastosowanie szeregów Fouriera ułatwia analityczne rozwiązywanie tego typu zadań. Przykład takiego rozwiązania analitycznego przedstawiła Ataman (2001). Natomiast drugą możliwością symulacji przejścia pracownika jest wykorzystanie metod numerycznych i symulacja obciążenia o dowolnym przebiegu. Taką metodę zaproponowali w odniesieniu do rusztowań Cyniak i in. (2018) i podali jeden z możliwych zestawów krzywych, aproksymujących zmiany w czasie sił, wywołanych

przejściem pracownika. Na Rys. 6-14 liniami przerywanymi przedstawiono następną, dokładniejszą propozycję zestawu krzywych, opisujących zmiany sił podczas przejścia człowieka. W Tab. 6-2 zestawiono kolejne punkty tych krzywych w zależności od czasu trwania jednego kroku oraz ciężaru pracownika F_c . Na Rys. 6-17 pokazano, jak zmieniają się siły w czasie w poszczególnych punktach pomostu roboczego podczas przejścia pracownika o masie równej 100 kg.

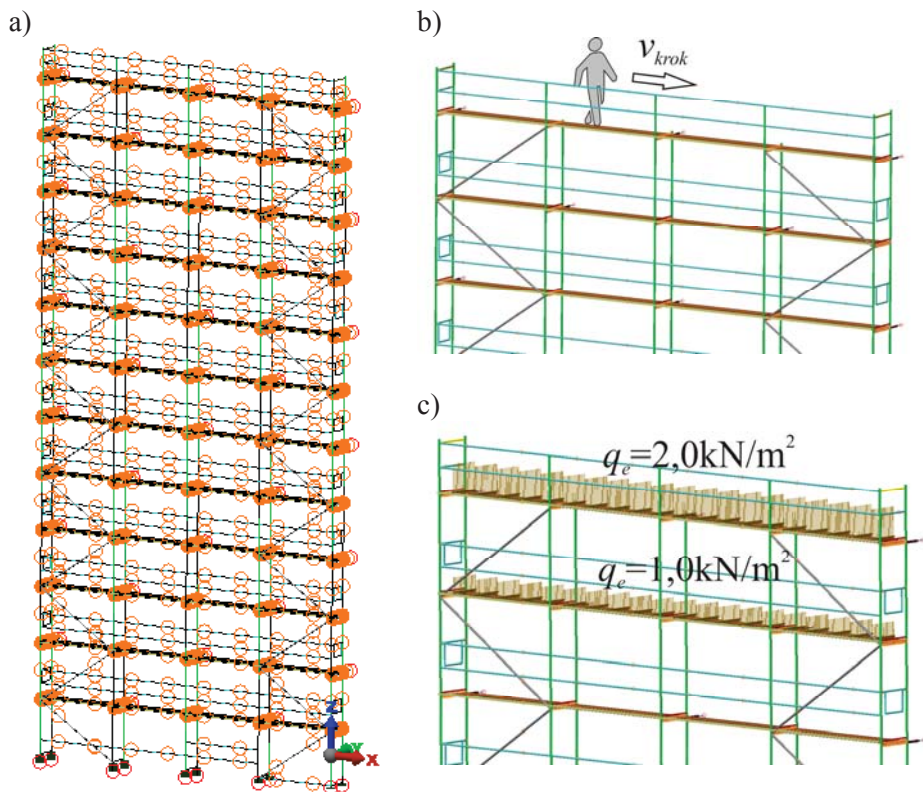


Rys. 6-17. Aproksymacja obciążenia w czasie wywołanego chodem pracownika

W celu ilustracji znaczenia obciążenia dynamicznego, wywołanego chodem, zostanie zaprezentowana seria symulacji przejścia pracownika po najwyższym poziomie rusztowania. Obliczenia wykonano w odniesieniu do 9 wariantów rusztowania P17. Schematy statyczne wariantów od 0 do 4 wraz z ich opisem są pokazane na Rys. 6-13. Wariant 0 jest modelem numerycznym rusztowania P17 z uwzględnieniem rzeczywistej geometrii, zmierzonej na budowie. Model został zweryfikowany na podstawie pomiarów przebiegów czasowych przyspieszeń i uzyskanych na ich podstawie wykresów FFT. Wariant 1 różni się od wariantu 0 tym, że poprawiono układ stężeń, tzn. wstawiono je w dwóch skrajnych pionach. Wariant 2 to rusztowanie w wariacie 0 z poprawionym układem kotew. Usunięto kotwy i połączenie z sąsiednim rusztowaniem oraz wstawiono kotwienie o elementach prostopadłych do elewacji w co drugie połączenie ram. Wariant 3 łączy poprawki rusztowania z wariantu 1 i 2. Natomiast w wariacie 4 posadowienie zostało zamodelowane za pomocą podpór przegubowych, blokujących przesuwę w trzech kierunkach. We wcześniejszych omówionych wariantach posadowienie było modelowane za pomocą podpór blokujących przesuwę: pionowy i poziomy w kierunku prostopadłym do rusztowania. W kierunku poziomym równoległym do rusztowania były wstawione podpory podatne o sztywności w poziomie $k_x = 600\text{kN/m}$.

Tab. 6-2. Dane krzywych aproksymujących siły podczas jednego kroku przejścia pracownika

| Zmiany składowej siły F_x w czasie | | | | | |
|--------------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| t | $0,0T_{krok}$ | $0,25T_{krok}$ | $1,11T_{krok}$ | $1,26T_{krok}$ | |
| prawa stopa | $0,0F_c$ | $0,15F_c$ | $-0,20F_c$ | $0,0F_c$ | |
| t | $1,00T_{krok}$ | $1,25T_{krok}$ | $2,11T_{krok}$ | $2,26T_{krok}$ | |
| lewa stopa | $0,0F_c$ | $0,15F_c$ | $-0,20F_c$ | $0,0F_c$ | |
| Zmiany składowej siły F_y w czasie | | | | | |
| t | $0,0T_{krok}$ | $0,10T_{krok}$ | $0,28T_{krok}$ | $0,42T_{krok}$ | $0,69T_{krok}$ |
| prawa stopa | $0,0F_c$ | $-0,10F_c$ | $-0,10F_c$ | $-0,05F_c$ | $-0,10F_c$ |
| t | $1,00T_{krok}$ | $1,10T_{krok}$ | $1,28T_{krok}$ | $1,42T_{krok}$ | $1,69T_{krok}$ |
| lewa stopa | $0,0F_c$ | $0,10F_c$ | $0,10F_c$ | $0,05F_c$ | $0,10F_c$ |
| | | | | | $0,86T_{krok}$ |
| | | | | | $0,93T_{krok}$ |
| | | | | | $-0,10F_c$ |
| | | | | | $-0,10F_c$ |
| | | | | | $1,86T_{krok}$ |
| | | | | | $1,93T_{krok}$ |
| | | | | | $2,00T_{krok}$ |
| | | | | | $0,0F_c$ |
| | | | | | $0,10F_c$ |
| | | | | | $0,10F_c$ |
| | | | | | $0,0F_c$ |
| Zmiany składowej siły F_z w czasie | | | | | |
| t | $0,0T_{krok}$ | $0,20T_{krok}$ | $0,33T_{krok}$ | $0,50T_{krok}$ | $0,64T_{krok}$ |
| prawa stopa | $0,0F_c$ | $-1,25F_c$ | $-1,25F_c$ | $-0,70F_c$ | $-0,70F_c$ |
| t | $1,00T_{krok}$ | $1,20T_{krok}$ | $1,33T_{krok}$ | $1,50T_{krok}$ | $1,64T_{krok}$ |
| lewa stopa | $0,0F_c$ | $-1,25F_c$ | $-1,25F_c$ | $-0,70F_c$ | $-0,70F_c$ |
| | | | | | $0,86T_{krok}$ |
| | | | | | $1,00T_{krok}$ |
| | | | | | $1,26T_{krok}$ |
| | | | | | $0,0F_c$ |
| | | | | | $-1,10F_c$ |
| | | | | | $2,00T_{krok}$ |
| | | | | | $1,86T_{krok}$ |
| | | | | | $2,26T_{krok}$ |
| | | | | | $0,0F_c$ |
| | | | | | $-1,10F_c$ |
| | | | | | $0,0F_c$ |



Rys. 6-18. Schemat statyczny rusztowania P17 w wariacie 6: a) pełny schemat, b) kierunek przejścia pracownika, c) fragment rusztowania z obciążeniem użytkowym

Wariant 5 to rusztowanie z układem elementów i warunkami brzegowymi jak w wariacie 4 (Rys. 6-13), ale o idealnej geometrii. Rusztowania w wariantach 6 (Rys. 6-18) i 7 mają podobną budowę do rusztowania w wariacie 5 czyli m.in. jest to geometria bez uwzględnienia imperfekcji, ale są wyższe i mają 12 poziomów. W wariacie 7 pozostawiono układ kotew z wariantu 5 i zamodelowano kotwienie w ścianie za pomocą sztywnych zamocowań (blokada trzech przesuwów i trzech obrotów). Dodatkowo połączenia łączników kotew ze stojakami zamodelowano jako sztywne. Taką sytuację uzyskamy, gdy zastosujemy kotwy podwójne typu V z mocowaniem do łącznika kotwiącego przeprowadzonego przez dwa stojaki. Częstotliwości drgań własnych w odniesieniu do wariantów 5 ÷ 7 wynoszą:

- wariant 5 – $f_1 = 4,49$ Hz i $f_2 = 7,39$ Hz,
- wariant 6 – $f_1 = 1,82$ Hz i $f_2 = 6,20$ Hz,
- wariant 7 – $f_1 = 5,94$ Hz i $f_2 = 7,46$ Hz.

Jak we wszystkich prezentowanych w tym rozdziale obliczeniach, w poszczególnych wariantach modelu rusztowania P17, wprowadzono uproszczenia i są to głównie: pominięcie luzów i blokada możliwości podnoszenia się rusztowania w pionie podczas drgań. Obliczenia wykonano przy następujących danych: prędkość chodu $v = 1,1$ m/s, długości kroku $l_{krok} = 0,6$ m czyli $T_{krok} = 0,55$ s i $\lambda_k = 1,82$ Hz, i masa pracownika, idącego po najwyższym poziomie, 100 kg czyli $F_c = 0,981$ kN. Wyniki obliczeń zostały porównane z obliczeniami statycznymi, w których obciążeniami są oddzielnie ciężar własny i obciążenie użytkowe według klasy 3 zgodnie z normą PN-EN 12811-1, pokazane na Rys. 6-18c. Porównywanymi wynikami obliczeń są przemieszczenia wypadkowe u , siły normalne w kotwach S i naprężenie normalne σ , wyznaczone ze wzoru:

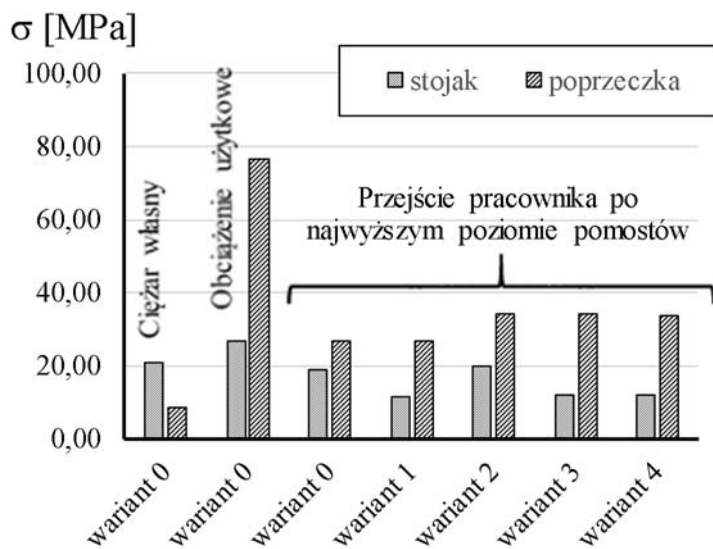
$$\sigma = \left| \frac{S}{A} \right| + \left| \frac{M_2}{W_2} \right| + \left| \frac{M_3}{W_3} \right|, \quad (6-8)$$

gdzie: S – siła normalna, M_2 i M_3 – momenty zginające względem 2 i 3 osi lokalnego układu współrzędnych, A – pole przekroju poprzecznego, W_2 i W_3 – wskaźniki wytrzymałości przy zginaniu względem 2 i 3 osi lokalnego układu współrzędnych.

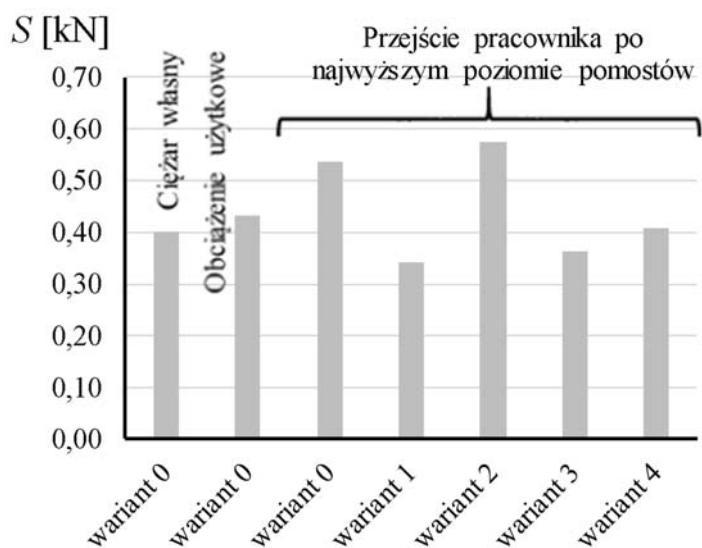
Na Rys. 6-19 porównano wyniki obliczeń statycznych konstrukcji, obciążonej ciężarem własnym lub obciążeniem użytkowym, z wynikami obliczeń konstrukcji, na którą działa obciążenie dynamiczne wywołane przejściem człowieka. Analizowane warianty, dotyczą rusztowań o 6 poziomach roboczych. Na Rys. 6-20 i 6-21 przedstawiono porównania przebiegów czasowych naprężenia normalnego w stojakach i przemieszczeń na najwyższej poręczy rusztowania. Pokazane naprężenie normalne pokazują wyczerpanie w przekrojach stojaków, w których stwierdzono występowanie największej wartości naprężenia zarówno w czasie jak i na całej konstrukcji. Na przedstawionych porównaniach widać, że w odniesieniu do wariantów 0 i 2 uzyskano najniekorzystniejsze wyniki. Te warianty mają nieprawidłowy układ stężeń i, związaną z tym, najniższą pierwszą częstość drgań własnych z formą drgań wzdłuż płaszczyzny rusztowania. Jednak niezależnie od wariantu widać, że naprężenia normalne, spowodowane oddziaływaniem dynamicznym podczas przejścia pracownika po rusztowaniu może mieć znaczny udział w wyczerpaniu konstrukcji.

Kolejne rysunki (Rys. 6-22, 6-23 i 6-24) przedstawiają porównania wyników obliczeń rusztowań o dwóch wysokościach. Zwiększenie wysokości rusztowania prowadzi do obniżenia częstości drgań własnych a to skutkuje wzrostem przemieszczeń konstrukcji i naprężenia normalnego podczas przejścia pracownika. Zmniejszenie tych wielkości do poziomu wyników, uzyskanych w niższym rusztowaniu, otrzymano w wariantcie 9, w którym wprowadzono zmiany pozwalające na zwiększenie wartości pierwszej częstości drgań własnych.

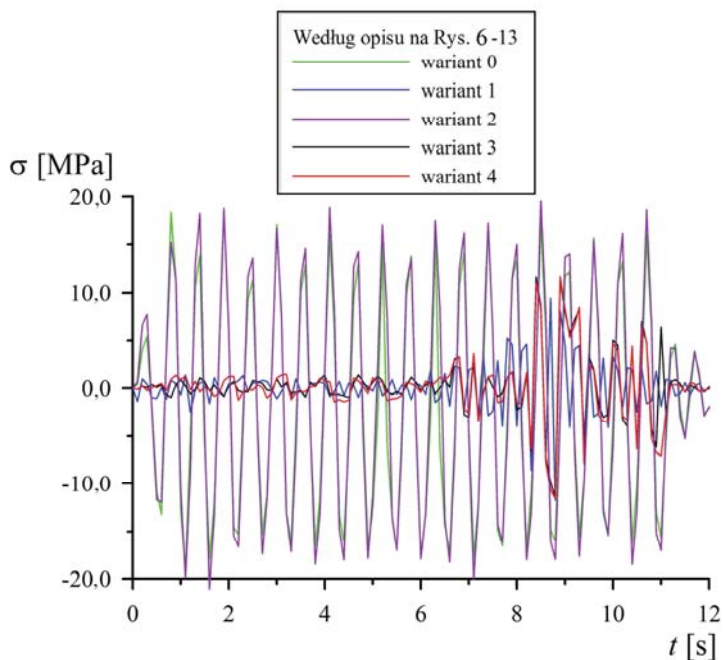
a)



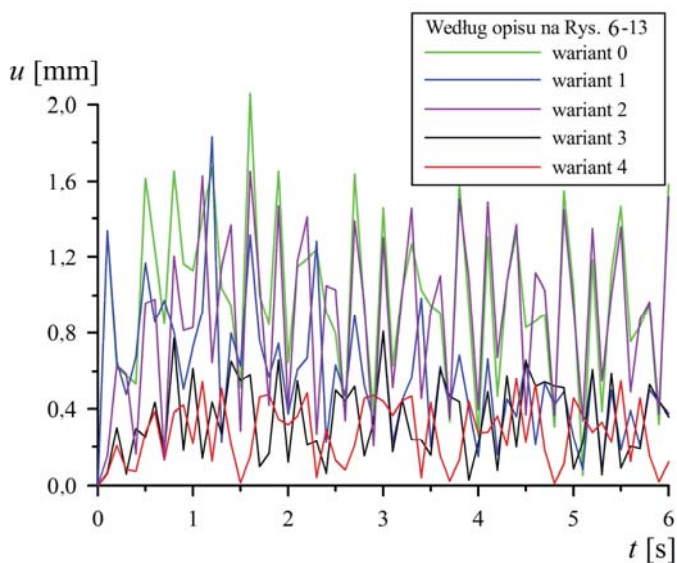
b)



Rys. 6-19. Porównanie odpowiedzi konstrukcji rusztowania P17 na obciążenia statyczne i dynamiczne, spowodowane przejściem człowieka: a) maksymalne naprężenie w stojakach i elementach poprzecznych ram, b) maksymalna siła normalna w stężeniach

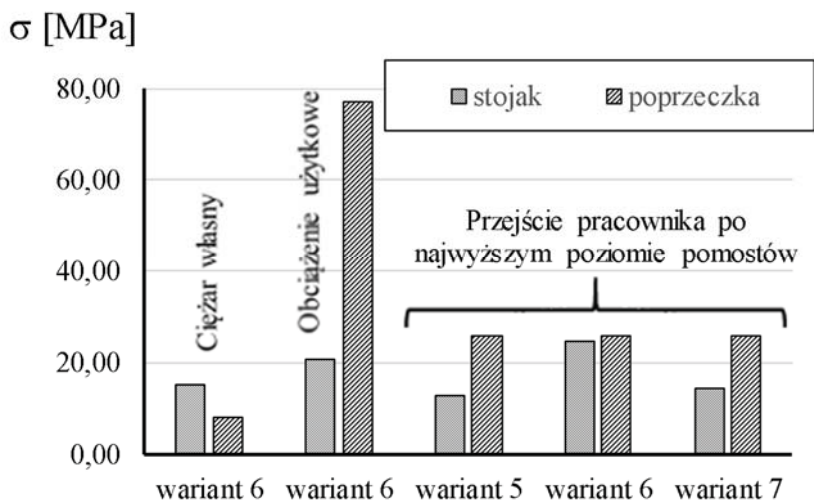


Rys. 6-20. Porównanie zmian naprężenia normalnego w stojakach rusztowania P17, w których stwierdzono wartości maksymalne, podczas przejścia pracownika

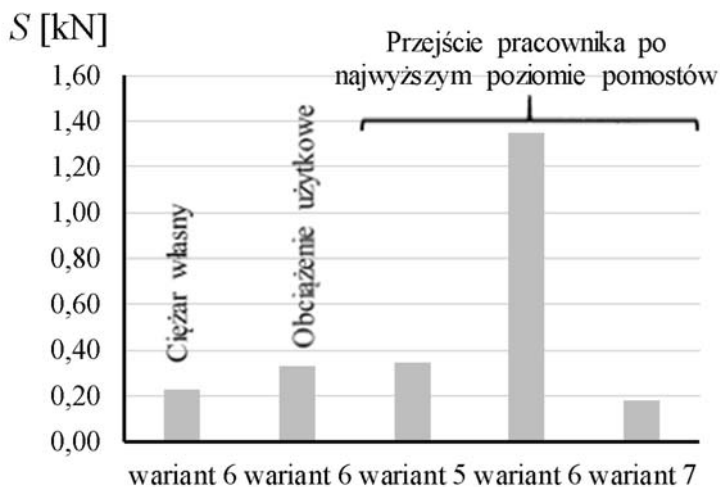


Rys. 6-21. Porównanie zmian maksymalnych przemieszczeń rusztowania P17 podczas przejścia pracownika

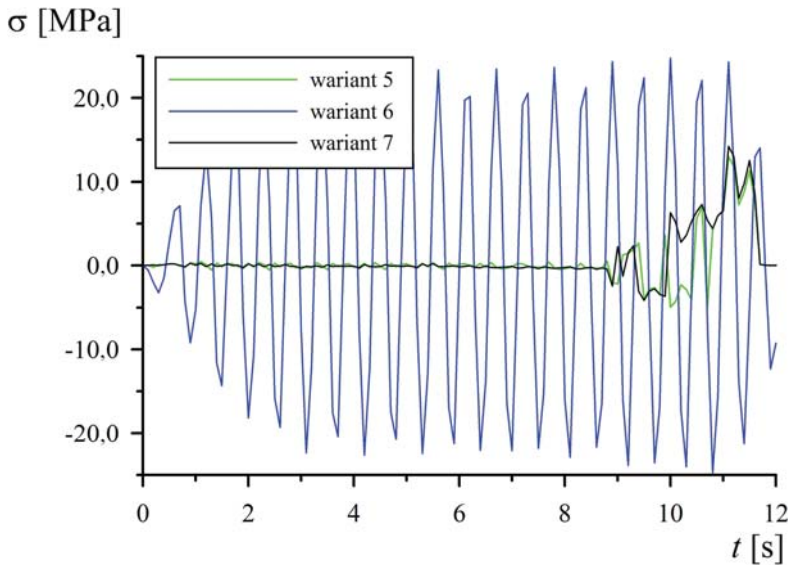
a)



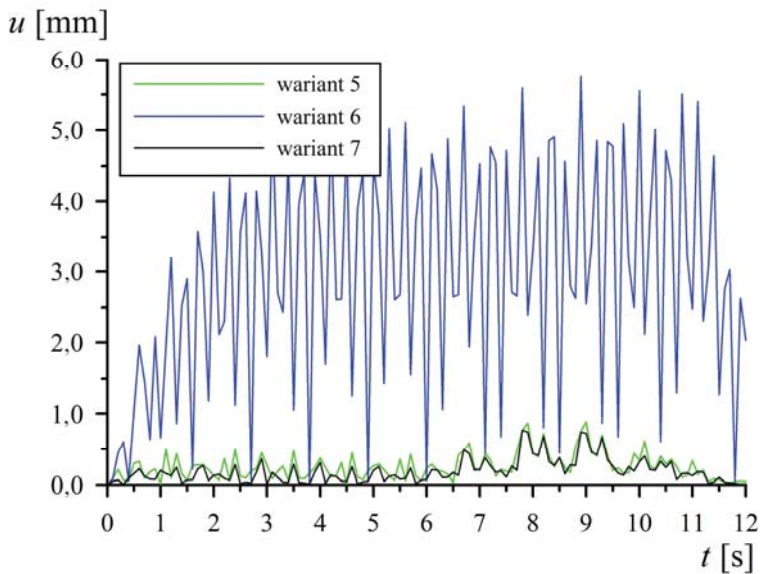
b)



Rys. 6-22. Porównanie odpowiedzi konstrukcji wariantów 5 (6 poziomów), 6 (12 poziomów) i 7 (12 poziomów) rusztowania P17 na obciążenia statyczne i dynamiczne, spowodowane przejściem człowieka: a) maksymalne naprężenie w przekrojach stojaków i elementów poprzecznych ram, b) maksymalna siła normalna w stężeniach

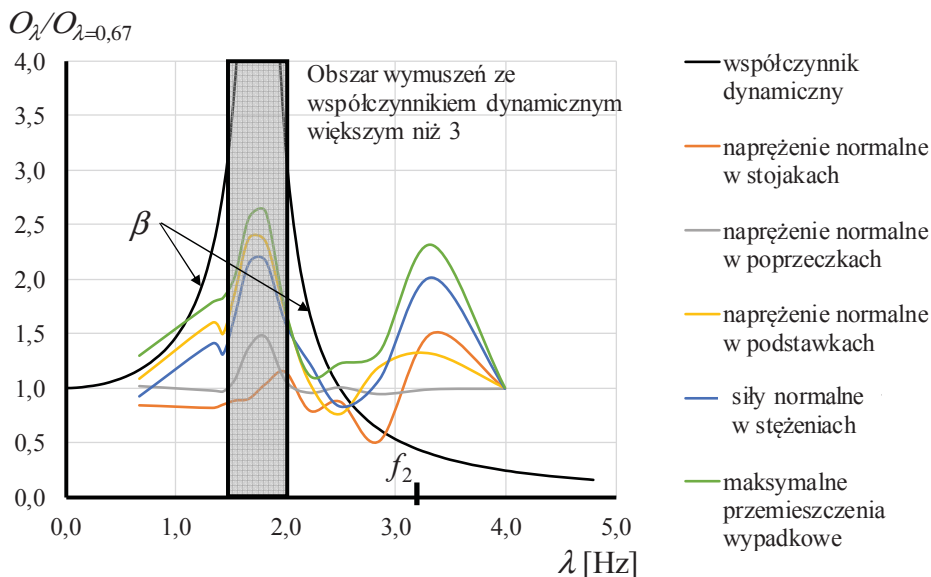


Rys. 6-23. Porównanie zmian naprężenia normalnego w stojakach rusztowania P17 w wariantach 5, 6 i 7, w których stwierdzono wartości maksymalne, podczas przejścia pracownika



Rys. 6-24. Porównanie zmian maksymalnych przemieszczeń rusztowania P17 w wariantach 5, 6 i 7 podczas przejścia pracownika

W opisanych przykładach widać związek pomiędzy częstotliwością drgań własnych a odpowiedzią konstrukcji. Pierwsza częstość zbliżona do częstości stawiania kroków oznacza wystąpienie rezonansu pomiędzy drganiami rusztowania i źródłem wzbudzenia drgań a tego efektem są duże przemieszczenia i wysokie naprężenia w stojakach podczas całego przejścia pracownika. Gdy częstość drgań własnych przesuwana się względem częstości wymuszenia, przemieszczenia i naprężenia w stojakach się zmniejszają. Podobny efekt uzyskuje się w stężeniach, tzn. czym niższa częstość tym większa siła normalna.

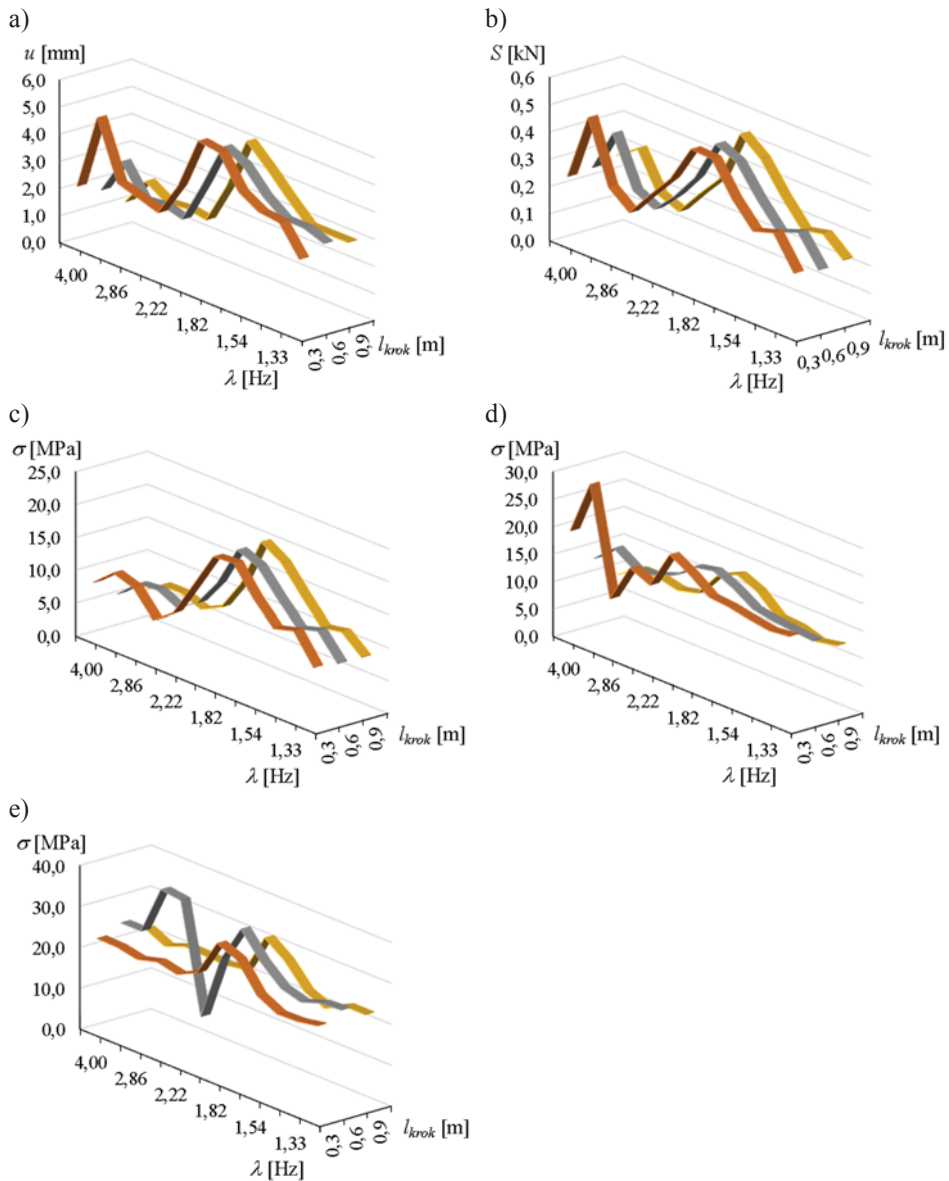


Rys. 6-25. Odpowiedź rusztowania P22 na przejście pracownika po najwyższym poziomie roboczym krokiem o długości 0,6 m i częstością λ stawiania kroków

Powyższy wniosek zostanie potwierdzony wynikami obliczeń przejścia pracownika po najwyższym poziomie rusztowania P22. Jest to rusztowanie o wysokości 12,73 m, czterech modułach o szerokości 3,0 m i dwóch pierwszych częstościach drgań własnych: $f_1 = 1,77$ Hz (forma z podłużnymi drganiami) i $f_2 = 3,20$ Hz (forma z drganiami prostopadłymi do płaszczyzny rusztowania). W tym przypadku wykonano obliczenia przy trzech długościach kroków: 0,3 m, 0,6 m i 0,9 m i przy częstości stawiania kroków od 0,67 Hz do 4,00 Hz, co uzyskano zmieniając prędkość ruchu od 0,2 m/s do 3,6 m/s. Przejście pracownika z parametrami skrajnymi raczej nie wystąpi, ale analiza została wykonana w celu sprawdzenia wpływu analizowanych parametrów na odpowiedź dynamiczną konstrukcji i stąd większy zakres analizowanych parametrów. Na Rys. 6-25 pokazano ilorazy wartości parametrów, opisujących odpowiedź konstrukcji

(przemieszczenia, siły wewnętrzne, naprężenia), uzyskanych przy kolejnych częstotliwościach stawiania kroków O_λ i wartości tych parametrów przy $O_{\lambda=0,67}$, uzyskanych przy częstotliwości $\lambda = 0,67$ Hz czyli najmniejszej z analizowanych wartości. Ilorazy wyznaczono w odniesieniu do naprężenia normalnego w stojakach, podstawkach i poprzeczkach, sił normalnych w stężeniach i wypadkowych przemieszczeń. Na wykresie umieszczono również wykres współczynnika dynamicznego układu o jednym stopniu swobody przy logarytmicznym dekremencie tłumienia $\Delta = 0,06$. Na rysunku widać znaczny wzrost przemieszczeń, sił normalnych i naprężenia normalnego przy pierwszej i drugiej częstotliwości drgań własnych. Zakres rezonansowy oczywiście pokrywa się z zakresem częstotliwości wymuszenia, przy których uzyskano wzrost wielkości, opisujących odpowiedź konstrukcji.

Na Rys. 6-25 przedstawiono graficzną interpretację wyników obliczeń przy jednej długości kroku. Natomiast na Rys. 6-26 pokazano wpływ zmiany długości kroku podczas przejścia po rusztowaniu na wyniki obliczeń. Najmniej regularny kształt wykresu otrzymano w odniesieniu do naprężenia normalnego w stojakach. W pozostałych przypadkach widać wzrost danego parametru przy częstotliwości wymuszenia zbliżonej do pierwszej częstotliwości drgań własnych. Przy wymuszeniu zbliżonym do drugiej częstotliwości drgań własnych widoczny jest wzrost przemieszczeń, sił normalnych w stężeniach i naprężenia normalnego w podstawkach. O ile długość kroku nie wpływa na wynik obliczeń, gdy wymuszenie jest zbliżone do pierwszej częstotliwości, to w przypadku wymuszenia zbliżonego do drugiej częstotliwości widać wyraźny wpływ długości kroku. Czym krok jest dłuższy, tym odpowiedź jest mniejsza. Prawdopodobnie wynika to stąd, że pomosty mają dużą sztywność i co jest z tym związane znacznie wyższą częstotliwość drgań własnych. Podczas przejścia pracownika siły są przekazywane na pomosty a następnie pomosty, które zachowują się w poziomie jak bryły sztywne, przekazują obciążenia na rusztowanie. W efekcie mamy do czynienia z wymuszeniami cyklicznymi w punktach oparcia pomostów na rusztowaniu. Przy krótkim kroku podczas przejścia, przyłożenie sił do jednej poprzeczki będzie więcej niż przy krokach dłuższych a to przekłada się na większe naprężenia w okolicy przyłożenia obciążenia zmiennego w czasie.



Rys. 6-26. Parametry, opisujące odpowiedź rusztowania, na wymuszenie podczas przejścia pracownika po najwyższym poziomie rusztowania P22: a) maksymalne przemieszczenia wypadkowe, b) maksymalne siły normalne w stężeniach, c) maksymalne naprężenie w podstawkach, d) maksymalne naprężenie w stojakach, e) maksymalne naprężenie w poprzeczkach

Na podstawie wykresów z Rys. 6-25 i 6-26 można stwierdzić, że przy wymuszeniu zbliżonym do częstości drgań własnych mamy znaczne zwiększenie naprężenia w konstrukcji. Oczywiście jest to efektem powstania zjawiska rezonansu. Na tej podstawie opracowano drugą propozycję oceny rusztowania, w której wystarczy wyznaczyć częstości drgań własnych rusztowania. Najbardziej niebezpiecznymi wymuszeniami w odniesieniu do rusztowań będą te, które będą miały częstość zbliżoną do częstości drgań własnych, natomiast ocena rusztowania będzie polegała na wyznaczeniu prawdopodobieństwa zajścia rezonansu, nazywanego predyktorem wystąpienia sytuacji niebezpiecznej. Do sytuacji niebezpiecznych zaliczono między innymi uszkodzenie rusztowania, zruszenie kotew lub wywołanie dyskomfortu użytkowników. Wartość predyktora określono jako pole pod wykresami częstości wymuszeń od przejścia człowieka, ograniczone częstościami wymuszenia, wyznaczonymi przy współczynniku dynamicznym $\beta = 3,0$. Częstości te zostały obliczone na podstawie wzoru (6-4). Po przekształceniu tego wzoru, otrzymujemy równanie

$$\lambda_i^4 + 2f_i^2(2\Delta^2 - 1)\lambda_i^2 + f_i^4\left(1 - \frac{1}{\beta^2}\right) = 0. \quad (6-9)$$

Równanie ma dwa pierwiastki, które są dwiema wartościami częstości, ograniczającymi przedział, w którym się znajdują częstości wymuszeń, niebezpieczne dla rusztowania z powodu rezonansu. Częstości te są opisane wzorami:

$$\begin{aligned} \lambda_{i1}^2 &= f_i^2(1 - 2\Delta^2 - \kappa), \\ \lambda_{i2}^2 &= f_i^2(1 - 2\Delta^2 + \kappa), \end{aligned} \quad (6-10)$$

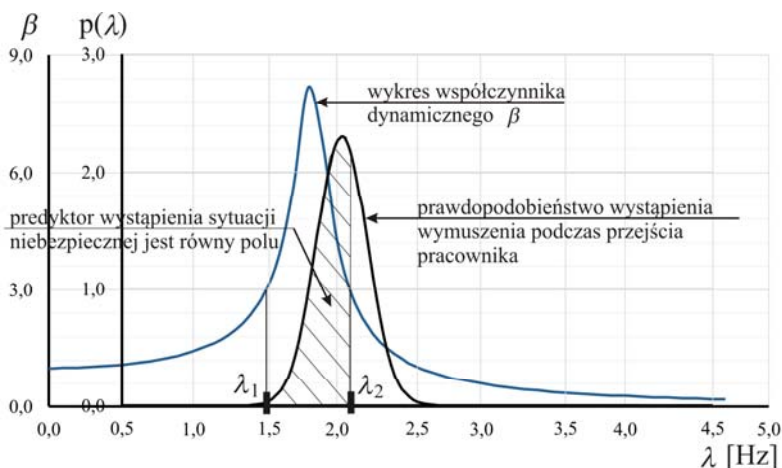
gdzie: $\kappa = \sqrt{4\Delta^4 - 4\Delta^2 + \frac{1}{\beta^2}}$, f_i - i -ta częstość drgań własnych, przy której wyznaczane są parametry λ_1 i λ_2 . Przy $\Delta = 0,06$ i $\beta = 3,0$ współczynnik κ wynosi 0,3111.

Pole obszaru, ograniczonego osią odciętych, osiami pionowymi $\lambda = \lambda_1$ i $\lambda = \lambda_2$ oraz wykresem gęstości prawdopodobieństwa wystąpienia częstości wymuszenia $p(\lambda)$, która może wystąpić podczas przejścia pracownika, jest miarą prawdopodobieństwa wystąpienia niekorzystnych efektów rezonansu. Obszar ten został pokazany na Rys. 6-27. Ta miara, jak już wcześniej napisano, została nazwana predyktorem wystąpienia sytuacji niebezpiecznych i oznaczona symbolem Ω . Zgodnie z zaleceniami Bachmanna i in. (1995) podczas analizy zachowania konstrukcji podczas przejścia pieszych przy logarytmicznym

dekremencie tłumienia $\Delta > 0,05$ należy uwzględnić pierwsze dwie częstotliwości drgań własnych, dlatego ostateczny wzór opisujący predyktor przyjmuje formę:

$$\Omega = 0,5 \Omega_1(f_1) + 0,5 \Omega_2(f_2), \quad (6-11)$$

gdzie: f_1 i f_2 – pierwsza i druga częstotliwość drgań własnych.



Rys. 6-27. Wyznaczenie predyktora wystąpienia sytuacji niebezpiecznych z powodu rezonansu

Konieczność uwzględnienia dwóch pierwszych wartości drgań własnych została potwierdzona również własnymi analizami. Na Rys. 6-25 można zauważyć wyraźny wzrost przemieszczeń i sił wewnętrznych, otrzymanych przy częstotliwości kroków zbliżonych do dwóch pierwszych częstotliwości drgań własnych. Predyktor wystąpienia rezonansu pomiędzy wymuszeniem a i -tą częstotliwością drgań własnych należy wyznaczyć ze wzoru:

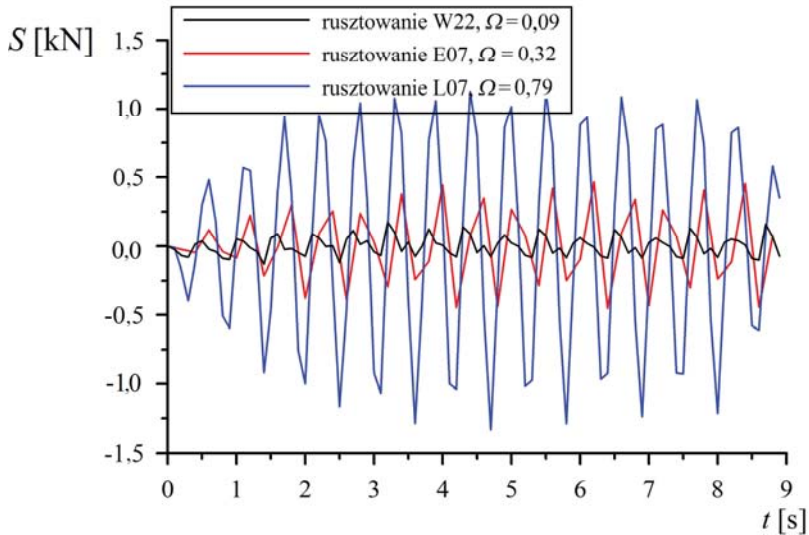
- w przypadku, gdy i -ta częstotliwość ma formę drgań własnych o przemieszczeniach wzdłuż rusztowania:

$$\Omega_i(f_i) = \int_{\lambda_{i1}}^{\lambda_{i2}} p_I(\lambda) d\lambda, \quad (6-12)$$

- w przypadku, gdy i -ta częstotliwość ma formę drgań własnych o przemieszczeniach prostopadłych do rusztowania:

$$\Omega_i(f_i) = \int_{\lambda_{i1}}^{\lambda_{i2}} p_{II}(\lambda) d\lambda. \quad (6-13)$$

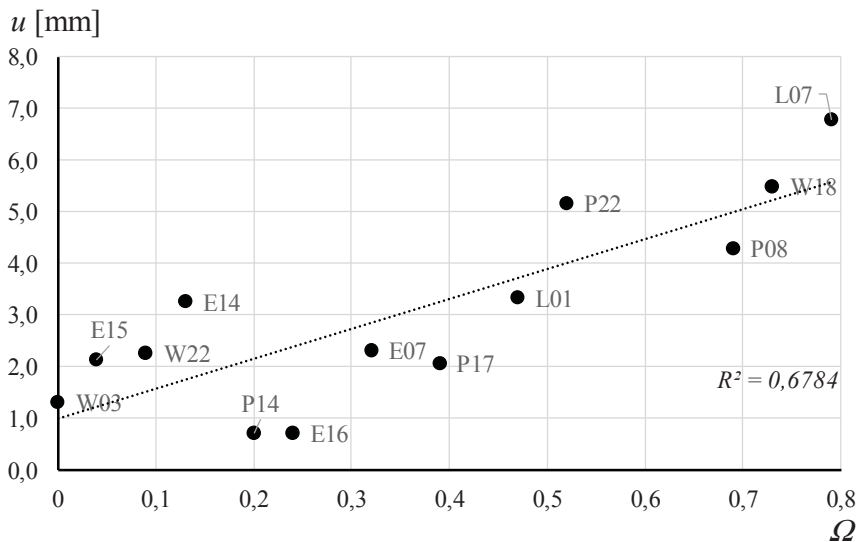
Funkcje $p_I(\lambda)$ i $p_{II}(\lambda)$ są opisane wzorami (6-5) i (6-6).



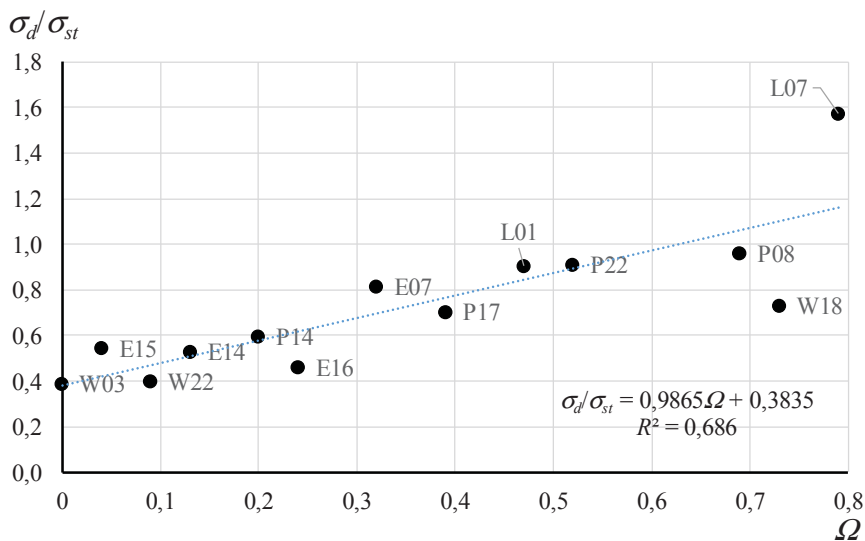
Rys. 6-28. Przykładowe przebiegi sił normalnych w stężeniach przy różnych predyktorach Ω

Na Rys. 6-28 przedstawiono, jak zmieniają się w czasie siły normalne w stężeniach rusztowań, w odniesieniu do których stwierdzono różne wartości predyktora Ω . W celu sprawdzenia prawidłowości założeń metody wykonano również wykres zależności maksymalnych przemieszczeń, wywołanych w rusztowaniu podczas przejścia pracownika, i wartości predyktora Ω . Zależność została pokazana Rys. 6-29. Podobny wykres został pokazany na Rys. 6-30, ale na osi pionowej znajduje się iloraz maksymalnego naprężenia normalnego w stojakach σ_d , otrzymanego z symulacji przejścia człowieka po rusztowaniu, i naprężenia od statycznego obciążenia użytkowego σ_{st} (schemat przedstawiony na Rys. 6-18c). Jak wynika z pokazanych przykładów, istnieje wyraźny związek między predyktorem Ω i stanem naprężenia w rusztowaniu. Przy wartościach predyktora Ω powyżej 0,6 można oczekiwać, że podczas przejścia pracownika, naprężenie w rusztowaniu wzrośnie o wartość naprężenia równą lub większą od tej, jaką się uzyskuje w obliczeniach statycznych tylko od charakterystycznego obciążenia użytkowego.

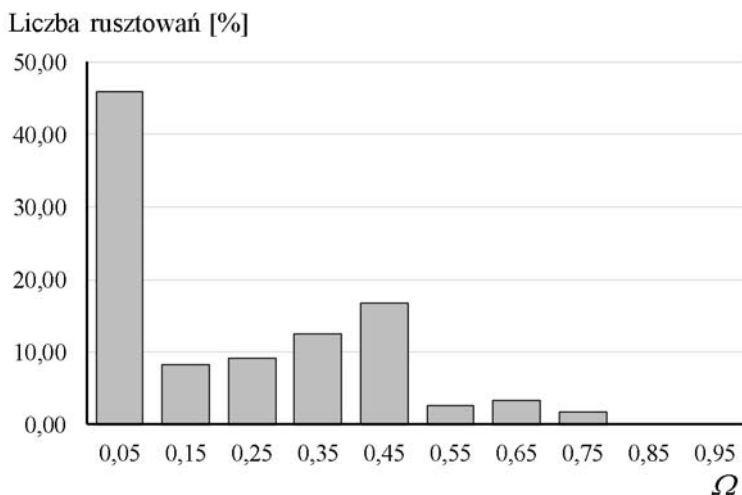
Wyznaczenie predyktora Ω wykonano w odniesieniu do 100 rusztowań. Wynik tej analizy przedstawiono w formie histogramu, pokazanego na Rys. 6-31. Jak widać na tym rysunku predyktory Ω tylko pojedynczych rusztowań przekraczają wcześniej wspomnianą wartość 0,6, oznaczającą zagrożenie dwukrotnym wzrostem naprężenia w rusztowaniu podczas przejścia po pomoście pracownika.



Rys. 6-29. Zależność pomiędzy maksymalnymi przemieszczeniami rusztowania podczas całego procesu wymuszenia i wartością predyktora Ω



Rys. 6-30. Zależność pomiędzy ilorazem maksymalnych wartości naprężenia podczas przejścia pracownika i naprężenia od obciążenia użytkowego σ_d/σ_{st} a wartością predyktora Ω



Rys. 6-31. Histogram liczebności rusztowań w zależności od wartości predyktora Ω

Na Rys. 6-29 i 6-30 przedstawiono zależności pomiędzy odpowiedzią rusztowań a wartością predyktora Ω . Na rysunkach można zauważyć wyraźny trend, wskazujący na wzrost naprężenia przy wzroście predyktora Ω . Jednak należy tu zaznaczyć, że metoda wymaga badań i ma pewne ograniczenia, np. pierwsza forma drgań własnych może być drganiem naroża rusztowania czyli człowiek poruszający się po innej części rusztowania nie musi wzbudzać drgań rusztowania. Kolejne ograniczenie dotyczy wysokich rusztowań, które mają na tyle dużą masę, że siły wymuszające są małe w porównaniu z członami bezwładnościowymi równań ruchu całej konstrukcji. W takich przypadkach drgania rusztowania będą wyczuwalne i wystarczająco duże, żeby naruszyć kotwienie, ale wzrost naprężenia w elementach konstrukcji nie jest tak znaczącą wartością, jak w przypadku mniejszych rusztowań. Następną sytuacją, gdy metoda nie zadziała prawidłowo, to występowanie w rusztowaniu słabszych miejsc, powodujących tylko lokalne drgania. W takim przypadku może dojść do czasowego zwiększenia naprężenia, gdy pracownik porusza się tylko w okolicy osłabienia konstrukcji. Ta cecha metody i wcześniej opisane potwierdzają, że metoda powinna być w przyszłości rozwijana w celu uszczegółowienia zasad stosowania.

Podczas projektowania rusztowań i to zarówno typowych jak i nietypowych konstrukcji należy wyznaczać częstotliwości drgań własnych a następnie po stwierdzeniu, że pierwsza częstotliwość drgań własnych jest mniejsza niż 4,0 Hz należy wykonać analizę dynamiczną rusztowania. Kolejnym krokiem powinna być kontrola drgań swobodnych rusztowania w trakcie użytkowania. Rusztowanie podczas użytkowania może zmienić swoją geometrię, elementy mogą się

poluzować a kotwienie w ścianie może zostać naruszone. To może spowodować obniżenie częstości drgań swobodnych i w konsekwencji wzrost negatywnego znaczenia obciążeń dynamicznych, omawianych w tym rozdziale.

Obciążenie dynamiczne rusztowań, spowodowane przejściem pracowników, jest obciążeniem istotnym, jednak do tej pory ignorowanym. W normach rusztowaniowych jest wzmianka jedynie o dynamicznym obciążeniu podczas upadku pracowników na pomost poniżej.

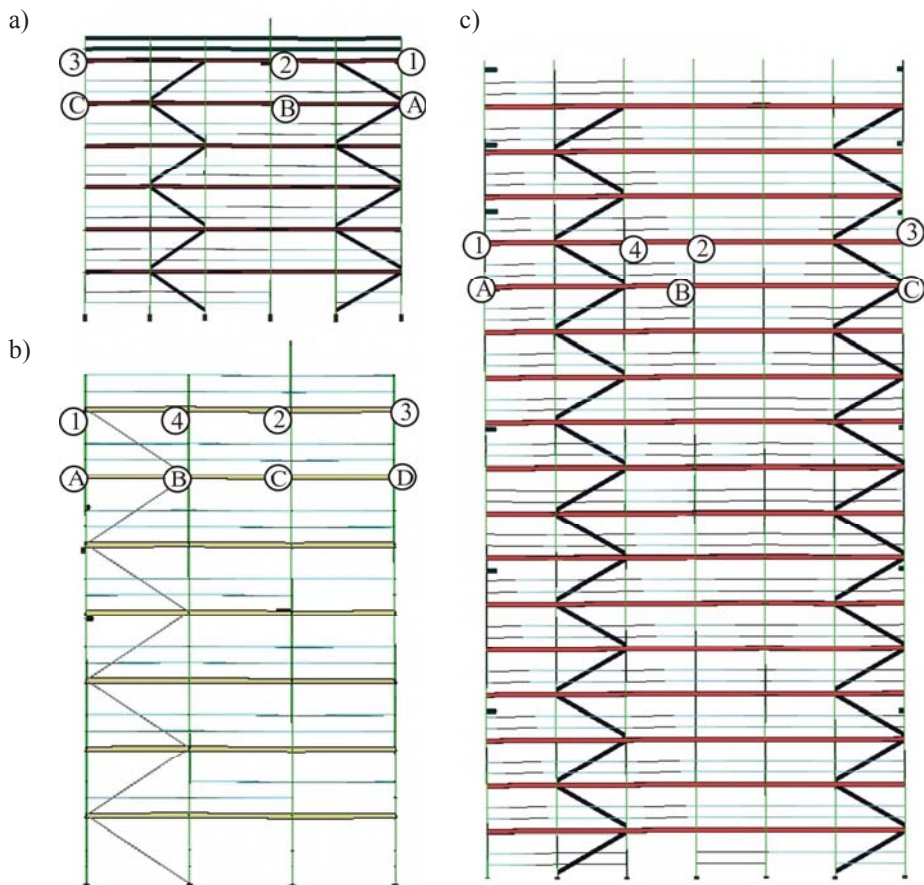
Powyżej zaprezentowano dwa sposoby wyznaczania wpływu tego rodzaju obciążeń. Jednak te zagadnienia ciągle wymagają badań, np. badań wzajemnych interakcji pomiędzy różnymi wariantami przejść pracowników na jednym lub kilku poziomach.

6.4.2. Wzbudzenie drgań urządzeniami mechanicznymi

Tematyka wzbudzenia drgań rusztowań przez urządzenia, znajdujące się na rusztowaniu lub w jego otoczeniu, właściwie nie jest poruszana w literaturze. Jednymi z niewielu prac, a bardzo możliwe, że jedynymi na ten temat, są prace dyplomowe Burdacha (2017), Leszczyńskiego (2017), zrealizowane pod kierunkiem autorki, oraz praca Bęca i in. (2018). Leszczyński (2017) w swojej pracy analizował wpływ drgań komunikacyjnych na rusztowanie na podstawie pomiarów przyspieszeń drgań, zrealizowanych w ramach projektu ORKWIZ, i własnych analiz numerycznych. Z jego badań wynika, że co prawda w zapisie przyspieszeń na dolnym stojaku, widoczny jest wpływ działającej maszyny, ale jest on na tyle mały, że można go zaniedbać w analizie stanu naprężenia w rusztowaniu. Burdach (2017) w swojej pracy analizował drgania, spowodowane wiertarką, jako źródła o wysokich częstościach drgań, i transportem mieszanki za pomocą pompy torkretowej, który wzbudza drgania o niskich częstościach. Parametry wymuszenia drgań obu urządzeń zostały dobrane na podstawie danych technicznych urządzeń, ale nie zostały zweryfikowane na podstawie badań, dlatego poniżej zostaną przytoczone tylko jakościowe wnioski tej pracy. Przede wszystkim na podstawie analiz dynamicznych stwierdzono, że:

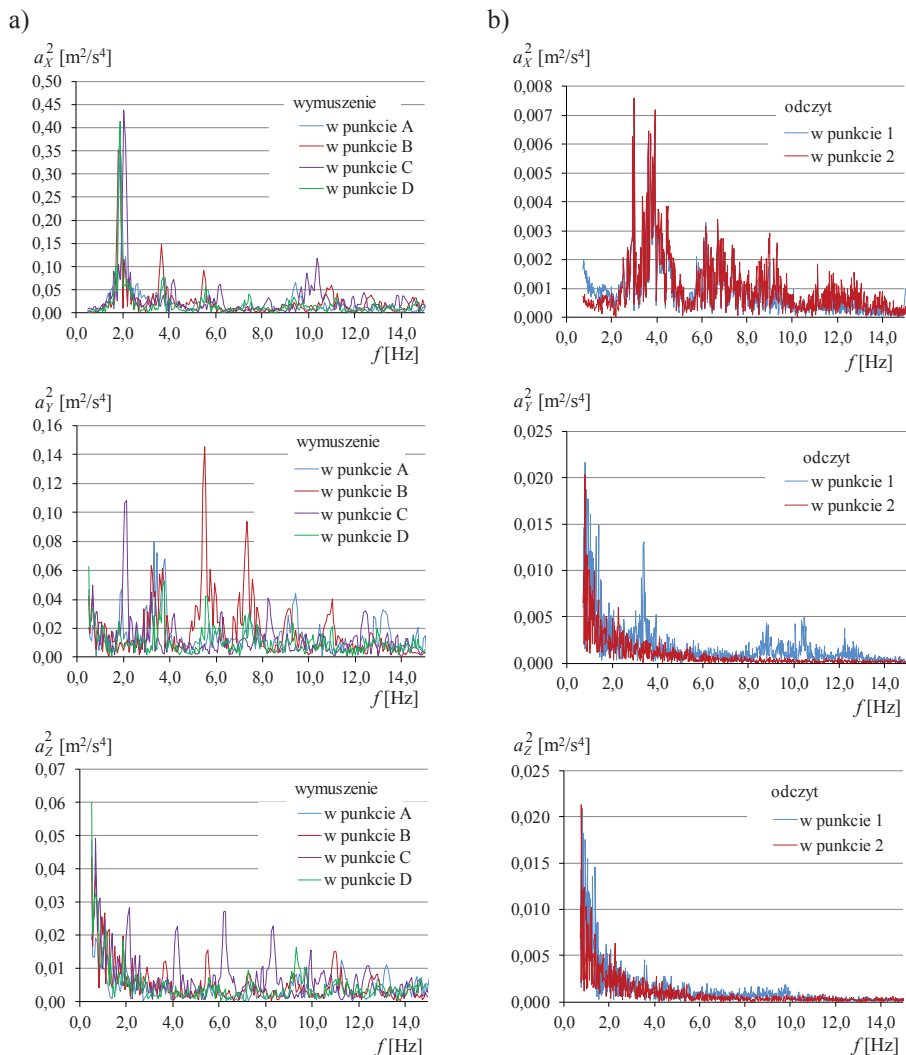
- wymuszenia o wysokich częstościach drgań powyżej 5 Hz nie powodują znacznego wzrostu naprężenia normalnego w rusztowaniu,
- wymuszenia o niskich częstościach drgań rzędu 1,0 Hz ÷ 4 Hz powodują znaczny wzrost naprężenia normalnego w rusztowaniu,
- wymuszenia drgań wszystkimi urządzeniami są odczuwalne przez ludzi i wywołują dyskomfort pracy.

Powyższe wnioski zostały potwierdzone przez Bęca i in. (2018) a poniżej zostaną przytoczone wyniki analizy FFT przebiegów przyspieszeń, zarejestrowanych podczas pracy wybranych urządzeń. Na Rys. 6-32 przedstawiono schematy rusztowań z zaznaczonymi punktami, w których realizowano wymuszenia drgań A, B, C lub D, oraz punktami pomiarów przyspieszeń 1, 2, 3 i 4.



Rys. 6-32. Lokalizacja punktów pomiarów przyspieszeń oraz realizacji wzbudzeń drgań w rusztowaniach: a) L04, b) P21, c) P23

Na Rys. 6-33a przedstawiono interpretację graficzną wyników analizy FFT przyspieszeń, zmierzonych na rusztowaniu P21, które były podstawą wyznaczenia częstości drgań swobodnych tego rusztowania. Wymuszenie drgań było realizowane kolejno w czterech punktach A, B, C i D a pomiary były wykonywane jednocześnie akcelerometrami trójosiowymi w punktach 1, 2, 3 i 4. Wyniki z Rys. 6-33a dotyczą pomiarów wykonanych w punkcie 1 przy wymuszeniu drgań, skierowanym wzdłuż rusztowania. Na Rys. 6-33b znalazły się wyniki pomiarów przyspieszeń w punkcie 1 i 2 podczas pracy koparki oddalonej około 10,0 m od posadowienia rusztowania. Obie części rysunku są zestawione razem po to, aby można było ocenić, która z częstotliwości drgań na wykresie FFT odpowiada drganiom swobodnym a która częstotliwości wymuszenia.



Rys. 6-33. Porównanie analiz FFT z pomiarów: a) drgań swobodnych w punkcie 1, b) wymuszenia koparką w odległości 10 m od rusztowania P21

Na wykresach na Rys. 6-33a widoczne są wyraźne maksima przy składowych częstotliwościach wzdłuż rusztowania i w kierunku prostopadłym o wartościach 1,9 Hz, 3,7 Hz, 5,5 Hz i 7,3 Hz. Na Rys. 6-33b maksima występują tylko na wykresie FFT składowej poziomej wzdłuż rusztowania a wartość tej składowej jest znacznie mniejsza niż przyspieszenia uzyskane przy pomiarze częstotliwości drgań swobodnych. Wartości maksymalne uzyskano przy następujących częstotliwościach 3,0 Hz, 3,7 Hz i całe spektrum pików w przedziale od 6,0 Hz

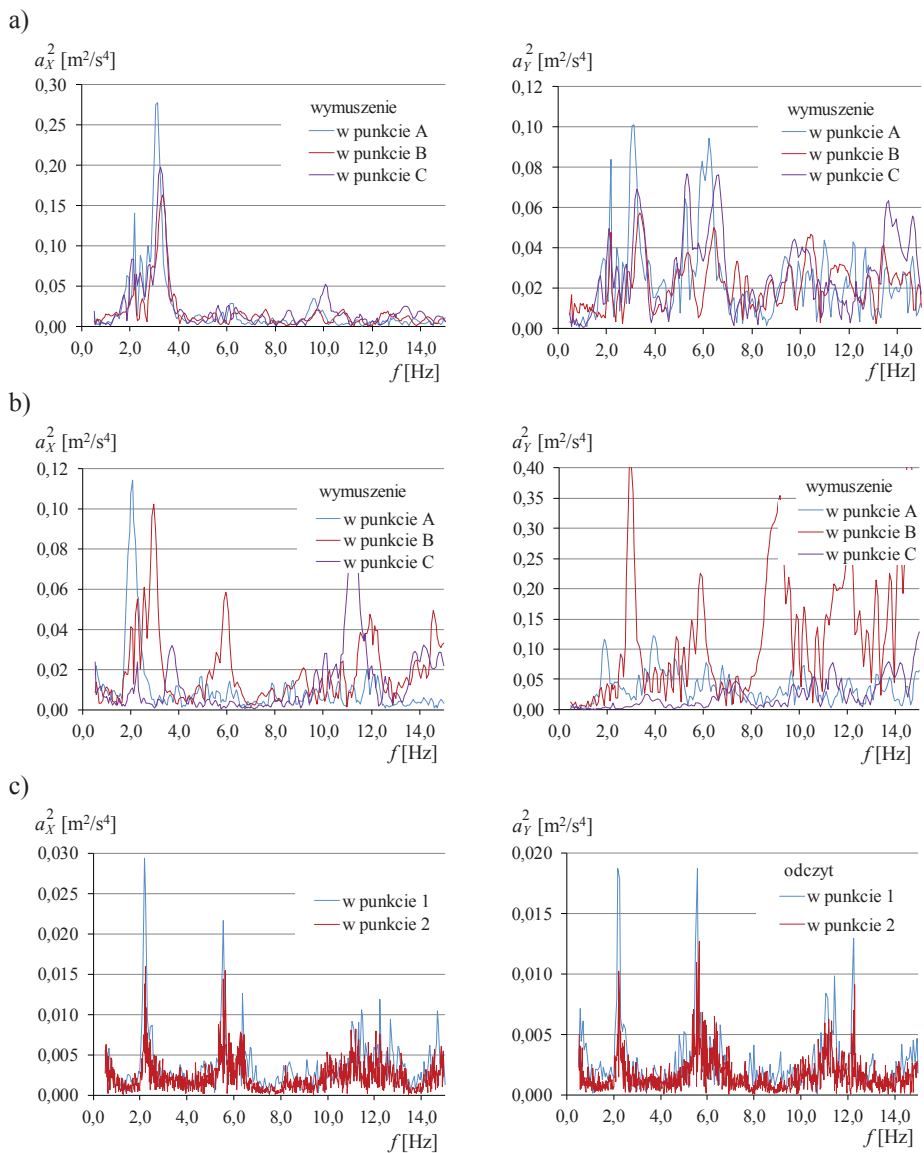
do 10,0 Hz. Wyniki uzyskane z pomiarów przyspieszeń potwierdzają występowanie propagacji drgań w gruncie, wywołanych koparką, a następnie przekazanie ich na konstrukcję. Jednak wartość przyspieszeń tych jest bardzo mała a obciążenie tym rodzajem wzbudzenia może być zaniedbane.



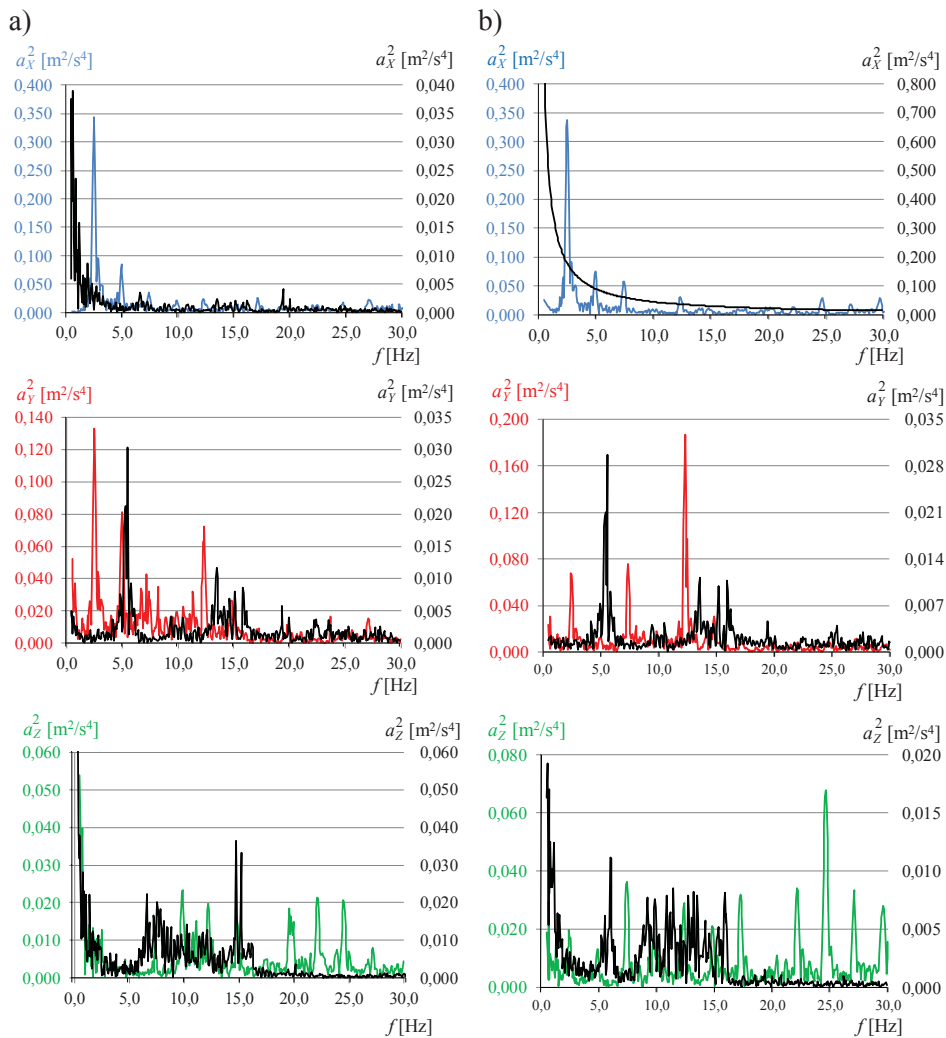
Rys. 6-34. Przewód miksokretu na rusztowaniu L04 oraz zsypanie budowlane na rusztowaniu P13 [zdjęcia – projekt ORKWIZ]

Rusztowania na budowach często są wykorzystywane do montowania przewodów pomp lub zsypanie budowlanych (Rys. 6-34). Na Rys. 6-35 zaprezentowano podobny zestaw wyników, jak w przypadku Rys. 6-33, ale otrzymanych na podstawie badań drgań rusztowania, spowodowanych transportem mieszanki przewodem pompy miksokretu. Wykresy z dwóch pierwszych części Rys. 6-35 są wynikiem analiz z pomiarów drgań swobodnych a Rys. 6-35c przedstawia analizy FFT przebiegu zarejestrowanego podczas pracy pompy. W tym przypadku wykresy przyspieszeń drgań, wymuszonych miksokretem, są bardziej regularne niż wykresy FFT pomiarów drgań swobodnych. Dwa pierwsze maksima na Rys. 6-35c odpowiadają częstościom 2,25 Hz i 5,56 Hz. Są to częstości wymuszenia, ponieważ żadna z tych wartości nie odpowiada częstościom drgań swobodnych, uwidaczniających się na wykresach z Rys. 6-35a,b. W przeciwieństwie do wymuszenia koparką, przewód pompy miksokretu podczas transportu mieszanki wymusza drgania zarówno wzdłuż rusztowania jak i w kierunku poprzecznym.

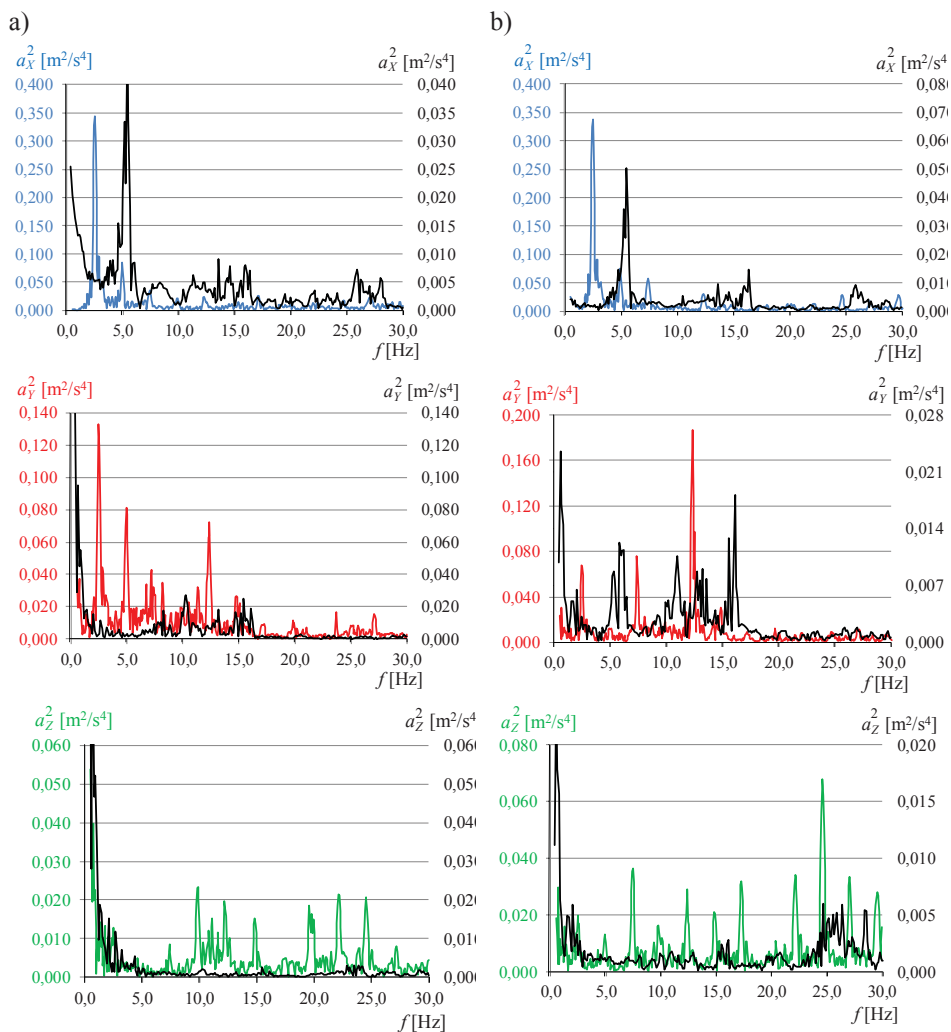
Ostatnie pomiary przyspieszeń drgań dotyczą pomiarów przyspieszeń na rusztowaniu podczas pracy wiertarki. To urządzenie różni się tym od wcześniej prezentowanych, że jest obsługiwane przez człowieka i drgania są przenoszone za pośrednictwem ciała pracownika, obsługującego wiertarkę, na rusztowanie.



Rys. 6-35. Porównanie analiz FFT z pomiarów na rusztowaniu L04: a) drgań swobodnych w punkcie 2 przy wymuszeniu wzdłuż rusztowania, a) drgań swobodnych w punkcie 2 przy wymuszeniu w kierunku prostopadłym do rusztowania, b) wymuszenia transportem mieszanki przewodem miksokretu



Rys. 6-36. Wpływ wiertarki, obsługiwanej przez człowieka, stojącego na środku pomostu, na drgania rusztowania P23: a) pomiar przyspieszeń w punkcie 1, b) pomiar przyspieszeń w punkcie 3; czarna linia – drgania podczas pracy wiertarki, pozostałe kolory – drgania swobodne



Rys. 6-37. Wpływ pracy wiertarki, obsługiwanej przez człowieka, stojącego na poprzeczce ramy, na drgania rusztowania P23: a) pomiar przyspieszeń w punkcie 1, b) pomiar przyspieszeń w punkcie 3; czarna linia – drgania podczas pracy wiertarki, pozostałe kolory – drgania swobodne

Na Rys. 6-36 i 6-37 pokazano wyniki analiz FFT pomiarów przyspieszeń podczas drgań swobodnych w punktach 1 i 3 rusztowania P23 oraz pomiarów drgań rusztowania podczas pracy wiertarki. Pomiarzy wykonano w dwóch sytuacjach, gdy pracownik stoi na środku pomostu i, gdy pracuje na poprzeczce ramki. W pierwszym przypadku uruchomiona wiertarka wywołuje drgania

poziome prostopadłe do elewacji o częstotliwościach 5,6 Hz i 13,5 Hz oraz drgania pionowe o częstotliwościach w zakresie od 6,0 Hz do 8,0 Hz i około 15,0 Hz. Gdy operator wiertarki stoi na ramie, to drgania rusztowania są skierowane przede wszystkim w poziomie wzdłuż rusztowania. Składowa pozioma przyspieszeń w kierunku prostopadłym do rusztowania jest kilkukrotnie mniejsza a drgania pionowe są zanedbywalnie małe. W tym przypadku powtarza się częstotliwość drgań 5,6 Hz i pojawiają się maksima na wykresie FFT przy innych wartościach a są to 11,0 Hz i 16,0 Hz.

Na budowach są stosowane urządzenia, które są źródłem drgań rusztowań. Natomiast norma PN-EN 12811-1 i pozostałe normy rusztowaniowe nie odnoszą się do tego zagadnienia. Norma PN-EN 12811-1 zaleca jedynie zwiększanie o 20% ciężarów materiałów transportowanych w pionie i o 10% ciężarów transportowanych w poziomie za pomocą urządzeń napędzanych. Natomiast wstępne badania wpływu na rusztowania, opisanych obciążeń dynamicznych, potwierdzają wzrost naprężenia w konstrukcji i niekorzystny wpływ na ludzi z powodu drgań wymuszanych przez użytkowników i narzędzia mechaniczne (por. Bęc i in. (2018)).

6.5. Dynamiczne działanie wiatru na konstrukcje rusztowań

Inżynieria wiatrowa jest obszerną dziedziną naukową, stad w tej monografii zagadnienie działania wiatru jest poruszane po raz trzeci. Jednak, jak to zostanie opisane poniżej, problematyka rusztowań w zakresie inżynierii wiatrowej dopiero zaczyna być rozwijana. Rusztowania mają skomplikowaną geometrię, co może sugerować występowanie wielu fenomenów aerodynamicznych i związanych z tym obciążeń dynamicznych. Z drugiej strony rusztowanie znajduje się w warstwie przyściennej budynku i zaburza jego opływ (por. rozdział 5), powodując jego turbulizację a tym samym wzrost bezwymiarowej liczby Reynoldsa Re . Występowanie większości fenomenów aerodynamicznych typu odrywanie się wirów Benarda-Kármána, galopowanie czy efekty interferencji aerodynamicznej jest mniej prawdopodobne przy większych liczbach Reynoldsa. Opisy wymienionych zjawisk można znaleźć w pracach Żurański (1978), Błazik-Borowa i in. (1997), Flagi (2008), Lipecki (2015) i wielu innych autorów. Jednak, jak już napisano w rozdziale 5, badanie rusztowań w tunelach aerodynamicznych jest dość trudne, dlatego literatura w tym zakresie zawiera zaledwie kilka prac, w tym prace Yue i in. (2005), Irtaza (2012), Wanga i in. (2013), Wanga i in. (2014). Badania z zastosowaniem narzędzi komputerowej mechaniki płynów dotyczą głównie działania statycznego wiatru i też nie ma zbyt wielu prac na ten temat. Pionierskimi pracami z tego zakresu są prace Jamińskiej-Gadomskiej (2013), Jamińskiej-Gadomskiej (2014), Jamińskiej-Gadomskiej i in. (2014). W literaturze zaczynają pojawiać się prace na temat badań działania wiatru na rusztowania w skali naturalnej i są to na przykład prace takich autorów, jak

Jamińska-Gadomska i in. (2017a), Jamińska-Gadomska i in. (2017b), Lipecki i in. (2017a), Lipecki i in. (2017b).

Analiza dynamicznego działania wiatru wymaga znajomości zmian prędkości wiatru w poszczególnych punktach rusztowania w czasie. Takie przebiegi można uzyskać dwoma metodami: na podstawie badań pomiarów prędkości wiatru na rusztowaniu lub generując losowe pole prędkości przed rusztowaniem. Obie metody są obciążone błędami, co zostanie opisane poniżej, ale są metodami dostępnymi przy obecnym stanie wiedzy.

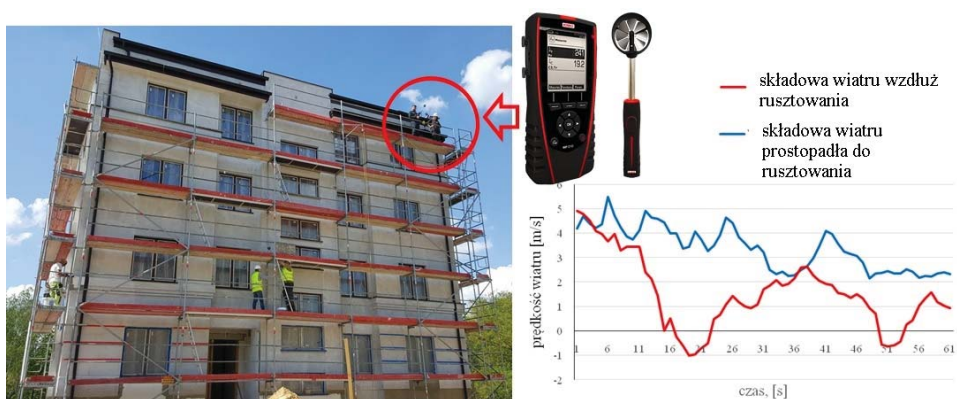
Pomiar prędkości wiatru na rusztowaniu jest metodą dość dokładną a błędy pomiaru zależą od wyboru narzędzi pomiaru. Jeżeli są to mierniki ręczne typu KIMO AMI 310 z anemometrem wiatrakowym SHT100, pokazane na Rys. 6-38, to ten błąd będzie większy niż w pomiarach wykonanych za pomocą urządzeń, zamontowanych na rusztowaniu. Na Rys. 6-39 pokazane są ultradźwiękowe anemometry 2D i anemometry bezprzewodowe Navis WL11-WSD, które po zamontowaniu na rusztowaniu mogą służyć do pomiaru prędkości wiatru. W przypadku pomiaru ręcznego pomiędzy stojakami uzyskujemy prędkości przepływu, uwzględniające wpływy komponentów rusztowania od strony nawietrznej. Natomiast błędy będą wynikały z niedokładnej lokalizacji czujnika względem przyjętego w pomiarach układu współrzędnych. W przypadku pomiaru urządzeniami, zainstalowanymi na rusztowaniu, ten ostatni błąd będzie znacznie mniejszy, ale pomiar za pomocą tych urządzeń jest możliwy tylko na zewnątrz rusztowania. Przykładowy wynik pomiaru anemometrem wiatrakowym SHT100 przedstawiono na Rys. 6-40.



Rys. 6-38. Urządzenie wielofunkcyjne KIMO AMI 310 i anemometr wiatrakowy SHT100 [zdjęcia – projekt ORKWIZ]



Rys. 6-39. Ultradźwiękowe anemometry 2D i anemometry bezprzewodowy Navis WL11-WSD [zdjęcia – projekt ORKWIZ]



Rys. 6-40. Wyniki pomiaru anemometrem wiatrakowym SHT100 na podstawie Lipecki i in. (2017a) [zdjęcia – projekt ORKWIZ]

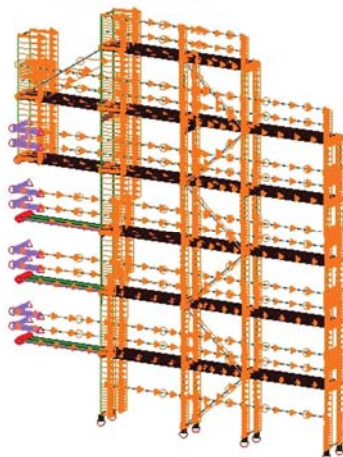
Działanie wiatru na komponenty rusztowania na podstawie pomiarów prędkości można policzyć ze wzoru:

$$q_a(t) = q_m(t) C_x D, \quad (6-14)$$

gdzie: C_x – aerodynamiczny współczynnik kształtu, D – wymiar poprzeczny komponentu, q_m – ciśnienie wiatru, wyznaczone ze wzoru:

$$q_m(t) = \frac{1}{2} \rho_a V(t)^2. \quad (6-15)$$

Prędkość wiatru V we wzorze (6-15) jest prędkością wypadkową wiatru, natomiast ρ_a jest to gęstość objętościowa powietrza równa $1,225 \text{ kg/m}^3$. Na Rys. 6-41 przedstawiono przykład uwzględnienia działania wiatru na rusztowanie E21 o wartości obciążenia wyznaczonej ze wzoru (6-14) w czasie t .



Rys. 6-41. Rusztowanie E21 z działaniem wiatru, zamodelowanym jako obciążenie ciągłe o wartości q_a

Na temat pomiarów prędkości wiatru, przeprowadzonych w ramach projektu ORKWIZ, ich wykorzystania do wyznaczania działania wiatru na rusztowanie i wpływu na komfort pracy na rusztowaniach można przeczytać w pracach Jamińskiej-Gadomskiej i in. (2017a), Jamińskiej-Gadomskiej i in. (2017b), Lipeckiego i in. (2017a), Lipeckiego i in. (2017b), Szer i in. (2017), Szer i in. (2018a), Szer i in. (2018b). Przebieg losowy składowych prędkości wiatru w punktach przed rusztowaniem można wygenerować, stosując jedną z metod symulacji tego typu przebiegów tj.: WAWS (Weighted Amplitude Wave Superposition - por. na przykład prace Shinozuka i Jan (1972), Shinozuka (1987), Błazik-Borowa (2008a)), Flaga i Lipecki (2011)) i ARMA (Auto-Regresive Moving Average – por. prace Borri (1988), Borri i in. (1995), Flaga i in. (2004), Błazik-Borowa (2008a)). Przykładowe przebiegi wygenerowane za pomocą programu WINDSYM, którego autorka jest współtwórczynią, przedstawiono na Rys. 6-42. Program WINDSYM umożliwia generowanie przebiegów losowych prędkości wiatru dwoma metodami WAWS i ARMA. Do wygenerowania przebiegów z Rys. 6-42 wykorzystano metodę WAWS. Wadą stosowania tych przebiegów losowych jest to, że opisują pole przed rusztowaniem, nie uwzględniając wpływów otoczenia. Ten błąd eliminuje się częściowo stosując współczynnik miejsca c_s . Co prawda w ten sposób nie uwzględnimy wpływu sąsiednich budynków, ale tego oddziaływania nie uwzględniamy także

przyjmując obciążenie zgodnie z normami. Natomiast uwzględnimy w przybliżeniu oddziaływanie budynku, przy którym stoi rusztowanie.

Dysponując przebiegami losowymi składowych prędkości wiatru można określić:

- składowe obciążenia ciągłego powierzchni zakrycia rusztowania ze wzoru:

$$q_{ai}(t) = q_{mi}(t) C_x c_s, \quad (6-16)$$

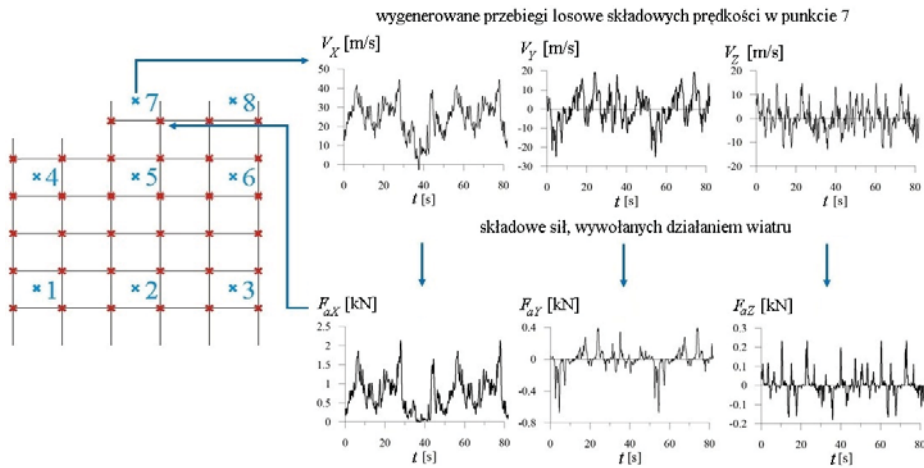
- w odniesieniu do rusztowań nie zakrytych składowe obciążenia ciągłego komponentów rusztowania ze wzoru:

$$q_{ai}(t) = q_{mi}(t) C_x c_s D, \quad (6-17)$$

gdzie: C_x – aerodynamiczny współczynnik kształtu, c_s – współczynnik miejsca, D – wymiar poprzeczny komponentu, q_{mi} – i -te składowe obciążenia wiatrem, wyznaczone ze wzoru:

$$q_{mi}(t) = \frac{1}{2} \rho_a V_i(t)^2. \quad (6-18)$$

Na Rys. 6-42 przedstawiono wartości składowych siły, działającej na węzeł rusztowania, wyznaczone ze wzoru (2-9) (por. rozdział 2).



Rys. 6-42. Przykładowe przebiegi losowe prędkości wiatru wygenerowane metodą WAWS w odniesieniu do punktu przed rusztowaniem P01 na podstawie Lipecki i in. (2018) [zdjęcia – projekt ORKWIZ]

Wpływ działania dynamicznego wiatru na stan naprężenia w rusztowaniu z wykorzystaniem zaprezentowanych metod określania obciążeń wiatru zaprezentowano w pracach takich autorów, jak Bartnik (2017), Gustyn (2017), Lipecki i in. (2018). Ze wszystkich wymienionych prac wynika, że siły w kotwach

i naprężenie normalne w komponentach rusztowania, spowodowane obciążeniem zmiennym w czasie, są kilkukrotnie większe niż te same wielkości, wyznaczone przy statycznym działaniu wiatru. Oczywiście, jak duża jest różnica pomiędzy wynikami obliczeń statycznych konstrukcji i obliczeń konstrukcji, obciążonej siłami zmiennymi w czasie, zależy od rozmiarów konstrukcji, imperfekcji geometrycznych, stanu podłoża i jej stanu technicznego. Dlatego problematyka dynamicznego działania wiatru na rusztowania powinna być rozwijana w celu opracowania inżynierskich metod obciążania rusztowań, uwzględniających dynamiczne działanie wiatru, np. znalezienie funkcji harmoniczných, które mogłyby zastąpić skomplikowany losowy przebieg wiatru a które dawałyby efekt równowagi. Taka próba została podjęta przez Bednarek (2017), ale nadal wymaga badań i przede wszystkim weryfikacji. Tu trzeba dodać, że problematyka określania składowej statycznej działania wiatru rusztowań także wymaga nadal badań.

6.6. Podsumowanie

W rozdziale przedstawiono własności dynamiczne rusztowań a także wybrane oddziaływania dynamiczne wraz z krótką informacją o ich wpływie na rusztowania i ludzi na nich przebywających. W przypadku niektórych wymuszeń o niskich częstościach takich, jak wymuszenie drgań podczas przejścia pracownika po rusztowaniu, metodą zapobiegania wzrostu naprężenia jest projektowanie a następnie montowanie rusztowań o częstotliwości drgań swobodnych o wartościach wyższych niż 4,0 Hz. Takie rusztowania nie będą również ulegały wpływom dynamicznym wiatru, ponieważ zakres działania wiatru w dziedzinie częstotliwości zawiera się w przedziale od 0,0 Hz do 2,0 Hz (por. np. Flaga i in. (2004)). Jeżeli chodzi o działanie urządzeń, to niestety nie można ich wyeliminować z procesu budowlanego. Można natomiast w przypadku, gdy działają urządzenia, które można określić jako niebezpieczne, np. pompa torkretowa, nakazać opuszczenie pracownikom rusztowania. W przyszłości należy się zastanowić również nad propozycją Lasowicz i Jankowskiego (2015), (2017) zastosowania tłumienia w połączeniach rusztowań. Wymienieni autorzy zaproponowali zastosowanie tłumików polimerowych w trybunach, wykonanych z rusztowań budowlanych, ale może takie rozwiązania będą mogły również być zastosowane w rusztowaniach podczas robót budowlanych.

Zaprezentowana problematyka obciążeń dynamicznych na rusztowania nadal wymaga badań po to, aby wprowadzane w rusztowaniach rozwiązania techniczne nie tylko gwarantowały mniejsze koszty funkcjonowania rusztowań, ale również większe bezpieczeństwo ludzi na nich pracujących.



ROZDZIAŁ 7.
ZAKOŃCZENIE



7. Zakończenie

Rusztowanie budowlane, jak każda konstrukcja inżynierska, musi zostać zaprojektowane w taki sposób, aby po zmontowaniu spełniało swoją funkcję. W budownictwie nie ma możliwości wielokrotnego sprawdzenia produktu poprzez zbudowanie wielu obiektów i sprawdzanie, czy koncepcja projektanta jest prawidłowa w drodze doświadczeń na tych obiektach. Każdy budynek w momencie, gdy zostanie zbudowany musi spełniać wszystkie wymagania podstawowe, stawiane obiektom budowlanym. Tak jest również w przypadku rusztowań budowlanych i to właśnie różni rusztowania od urządzeń technicznych. Maszyny i urządzenia techniczne są projektowane. Następnie wykonywane są prototypy, które są testowane, i na koniec po wielu próbach powstaje finalny produkt. W przypadku rusztowań tak, jak w przypadku każdej konstrukcji inżynierskiej, projekt musi zostać w taki sposób opracowany, aby przy pierwszej realizacji dostać produkt ostateczny.

Warunkiem koniecznym do prawidłowego zaprojektowania rusztowania jest znajomość warunków, w jakich konstrukcja będzie pracowała. Dlatego w monografii przedstawiono wszystkie obciążenia i oddziaływania na rusztowania, uwzględniające specyfikę konstrukcji tego typu, a przede wszystkim montowanie obiektu z elementów wielokrotnego użytku, wpływy środowiskowe, znaczenie obciążeń użytkowych oraz wpływ czynnika ludzkiego na jakość obiektu. Wśród omawianych obciążeń znalazły się obciążenia geometryczne, związane z osiadaniem rusztowań, niedoskonałości geometryczne, obciążenia statyczne i dynamiczne. W monografii opisano również przy okazji prezentacji zmiennych obciążeń statycznych obciążenie termiczne. Całość opracowania oparta jest na wiedzy autorki, własnych badaniach, badaniach współpracowników z Politechniki Lubelskiej, badaniach konsorcjum naukowego projektu PBS3/A2/19/2015 „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań budowlanych” o akronimie ORKWIZ, którego autorka jest kierownikiem. Całość jest uzupełniona o stan wiedzy, zawarty w aktualnych normach i literaturze poszczególnych zagadnień

Przy okazji omawiania obciążeń zostały pokazane metody badań rusztowań zarówno jako obiektów inżynierskich jak i obiektów badań naukowych. Badanie sił w kotwach, badanie sił w stojakach, badanie nośności podłoża, pomiary geodezyjne i pomiary przyspieszeń podczas drgań rusztowania powinny być stosowane w wykonawstwie w celu kontroli stanu rusztowania. Wyniki badań obciążeń a przede wszystkim analiz statystycznych imperfekcji geometrycznych i obciążeń użytkowych w przyszłości mogą być podstawą analiz niezawodności rusztowań i kalibracji częściowych współczynników bezpieczeństwa. Natomiast zaprezentowany w monografii stan wiedzy w zakresie oddziaływań dynamicznych podczas przejścia pracowników, urządzeń i wiatru spowoduje rozwój tej tematyki. W środowisku naukowym i inżynierskim należy też

rozpocząć dyskusję na temat tego, które obciążenia i oddziaływania na rusztowania powinny być eliminowane lub ograniczane i, w jaki sposób, a które muszą być uwzględniane w całości podczas projektowania obiektu.

Autorka zdaje sobie sprawę, że monografia nie wyczerpuje tematu uwarunkowań funkcjonowania rusztowań jako konstrukcji inżynierskich. Monografia pokazuje szerokie spektrum problemów obciążeń rusztowań i ich praktyczne aspekty. Natomiast teoretyczne rozważania, zawarte w monografii, pozwolą czytelnikowi na wyciągnięcie własnych wniosków i na spojrzenie na rusztowania jak na konstrukcje inżynierskie, którym warto poświęcić więcej uwagi także w pracy naukowej. Działalność naukowa zespołu z Politechniki Lubelskiej, prowadzonego przez autorkę monografii, już spowodowała wzrost zainteresowania stroną naukową funkcjonowania rusztowań. I miejmy nadzieję, że przyniesie to wymierne korzyści w zakresie bezpieczeństwa pracowników na rusztowaniach.



LITERATURA



Literatura

Andriacchi T.P., Ogle J.A., Galante J.O. (1977) *Walking speed as a basis for normal and abnormal gait measurements*, Journal of Biomechanics, 10, 261–268.

Ataman M. (2001) *Analiza dynamiczna belki pod inercyjnym obciążeniem ruchomym*, Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej, Seria Budownictwo, 93, 1726.

Bachmann H., Ammann W.J., Deischl F., Eisenmann J., Floegl I., Hirsch G.H., Klein G.K., Lande G.J., Mahrenholtz O., Natke H.G., Nussbaumer H., Pretlove A.J., Rainer J.H., Saemann E.U., Steinbeisser L. (1995) *Vibration problems in structures. Practical guidelines*, BIRKHAUSER, Boston, Berlin.

Baker A.J. (1983) *Finite element computational fluid mechanics*, McGraw-Hill Book Company, Nowy Jork.

Bartnik I. (2017) *Oddziaływanie wiatru na szerokie rusztowanie fasadowe*, praca magisterska pod kierunkiem T. Lipeckiego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, Lublin.

Bednarek M. (2017) *Oddziaływanie wiatru na rusztowania budowlane*, praca magisterska pod kierunkiem E. Błazik-Borowej, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, Lublin.

Bęc J., Błazik-Borowa E., Jamińska-Gadomska P., Lipecki T. (2018) *Vibrational Environment on Scaffoldings*, Proc. of 8th International Conference on Environmental Effects on Buildings and People: Actions, Influences, Interactions, Discomfor, Kraków.

Biegus A. (1999) *Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych*, PWN, Warszawa.

Błazik-Borowa E. (2008a) *Error Estimation of Wind Velocity Field Simulation*, Archiwum Inżynierii Lądowej, LIV, 4, 669–691.

Błazik-Borowa E. (2008b) *Problemy związane ze stosowaniem modelu turbulencji $k-\epsilon$ do wyznaczania parametrów opływu budynków*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin.

Błazik-Borowa E. (2017) *Aspekty techniczne wpływające na awaryjność rusztowań budowlanych*, XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna Awaryjne budowlane, Międzyzdroje, 19–36.

Błazik-Borowa E., Bęc J., Robak A., Szulej J., Wielgos P., Szer I. (2017a) *Technical factors affecting safety on a scaffolding*, W: International Safety, Health, and People in Construction Conference “Towards better Safety, Health, Wellbeing, and Life in Construction”: conference proceedings; [Red:] Emuze Fidelis, Behm Mike Bloemfontein: Department of Built Environment Central University of Technology, 154–163

Błazik-Borowa E., Czarnocki K., Dąbrowski A., Hoła B., Misztela A., Obolewicz J., Walusiak-Skorupa J., Smolarz A., Szer J., Szóstak M. (2015a) *Bezpieczeństwo pracy w budownictwie*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin.

- Błazik-Borowa E., Czarnocki K., Hoła B., Szer J. (2016) *Projekt badawczy „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań budowlanych”*, Rusztowania, 1/2016 (40), 18–20.
- Błazik-Borowa E., Flaga A., Kazakiewicz M.I. (1997) *Problemy interferencji aerodynamicznej dwóch walców kołowych*, Archiwum Inżynierii Łądowej, Studia z Zakresu Inżynierii Łądowej, 42, KILiW PAN, Warszawa.
- Błazik-Borowa E., Gontarz J. (2016) *The influence of the dimension and configuration of geometric imperfections on the static strength of a typical façade scaffolding*, Archives of Civil and Mechanical Engineering, 16, 269–281.
- Błazik-Borowa E., Lipecki T., Bęc J., Robak A., Pieńko M., Jamińska-Gadomska P. (2017b) *Wpływ niedokładności montażu rusztowań na bezpieczeństwo i wytrzymałość konstrukcji*, Przegląd budowlany, 7-8/2017, 44–49.
- Błazik-Borowa E., Pieńko M. (2017) *Scaffoldings*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin.
- Błazik-Borowa E., Pieńko M., Robak A., Borowa A., Jamińska-Gadomska P. (2017c) *Analysis of ledger-stand joints in the aluminium modular scaffold*, Archives of Civil Engineering, LXIII, 1/2017, 17-31, DOI: 10.1515/ace-2017-0002
- Błazik-Borowa E., Pieńko M., Robak A. (2015b) *Możliwości prawne i techniczne wykorzystania rusztowań jako pochylni dla osób*, Budownictwo i Architektura, 14 (1), 5–14.
- Błazik-Borowa E., Robak A. (2017) *Numerical models of scaffolding decks and their applications*, International Journal of Civil Engineering, vol.15 (7), s.979-989, 2017, DOI 10.1007/s40999-017-0183-x
- Błazik-Borowa E., Robak A., Pieńko M. (2011a) *Zalecenia normowe a praktyka inżynierska podczas budowy schematu statycznego rusztowań budowlanych – część I*, Kwartalnik Rusztowania, 1/2011, 24, 15–17
- Błazik-Borowa E., Robak A., Pieńko M. (2011b) *Zalecenia normowe a praktyka inżynierska podczas budowy schematu statycznego rusztowań budowlanych – część II*, Kwartalnik Rusztowania, 2/2011, 25, 16–19
- Błazik-Borowa E., Robak A., Pieńko M. (2011c) *Zalecenia normowe a praktyka inżynierska podczas budowy schematu statycznego rusztowań budowlanych – część III*, Kwartalnik Rusztowania, 3/2011, 26, 16–19
- Błazik-Borowa E., Robak A., Pieńko M. (2012) *Zalecenia normowe a praktyka inżynierska podczas budowy schematu statycznego rusztowań budowlanych – część IV*, Kwartalnik Rusztowania, 1/2012, 27, 16–18.
- Bogges A., Narcowich F.J. (2002) *A first course in wavelets with Fourier Analysis*, Publishing House of Electronics Industry, Pekin.

- Borri C. (1988) *Generation procedures of stationary random processes simulating wind time series*, Sezione Strutture, 11/88, Dipartimento di Ingegneria Civile, Univerita' di Firenze.
- Borii C., Crocchini F., Facchini L., Spinelli P. (1995) *Numerical simulation of stationary and nonstationary stochastic processes: a comparative analysis for tubulent wind fields*, Proc. of 9th International Conference on Wind Engineering "Retrospect and Prospect", vol. 1, New Delphi, Indie.
- Borkowski A., Cichoń C., Radwańska M., Sawczuk A., Waszczyszyn Z. (1995) *Mechanika budowli. Ujęcie komputerowe*, tom III, Arkady, Warszawa.
- Borowski Ł., Pieńko M., Wielgos P. (2017) *Evaluation of inventory surveying of façade scaffolding conducted during ORKWIZ project*, Proc. of 2017 BGC Geomatics, 189-192, DOI: 10.1109/BGC.Geomatics.2017.31
- Branicki C., Ciesielski R., Kacprzyk Z., Kawecki J., Kączkowski Z, Rakowski G. (1991) *Mechanika budowli. Ujęcie komputerowe*, tom I, Arkady, Warszawa.
- Broch J.T. (1980) *Mechanical vibration and shock measurements*, Bruel & Kjaer Instruments Inc., Marlborough.
- Burdach G. (2017) *Wpływ drgań wywołanych wybranymi urządzeniami na rusztowanie budowlane i ich użytkowników*, praca magisterska pod kierunkiem E. Błazik-Borowej, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, Lublin.
- Cai G.Q. (2018) *Generation of correlated random variables and stochastic processes*, Probabilistic Engineering Mechanics, 52, 40–46.
- Castillo E., Hadi A.S., Balakrishnan N., Sarabia J.M. (2005) *Extreme value and related models with applications in engineering and science*, John Wiley & Sons, New Jersey.
- Chan S.L., Zhou Z.H., Chen W.F., Peng J.L., Pan A.D. (1995) *Stability analysis of semi-rigid steel scaffolding*, Engineering Structure, 17(8), 568–74.
- Chan S.L., Huang H.Y., Fang L.X. (2005) *Advanced analysis of imperfect portal frames with semirigid base connections*, Journal of Engineering Mechanics, 131, 633–40.
- Chandrangsu T., Rasmussen K.J.R. (2011) *Investigation of geometric imperfections and joint stiffness of support scaffold systems*, Journal of Constructional Steel Research 67, 576–584.
- Chen C., Xie X., Xu W. (2005) *Dynamical property analysis of self-climbing scaffold in high-rise building*, W: Tall building. From engineering to sustainability, red. Cheung Y.K., Chau K.W., University of Hong Kong, Hong Kong.
- Chmielewski T., Nowak H. (2002) *Mechanika budowli. Metoda przemieszczeń. Metoda Crossa. Metoda elementów skończonych*, PWN, Warszawa.
- Chmielewski T., Nowak H., Sadecka L. (2016) *Metoda przemieszczeń i podstawy MES. Obliczenia w środowisku MatLab*, PWN, Warszawa.
- Chmielewski T., Zembaty Z. (1998) *Podstawy dynamiki budowli*, Arkady, Warszawa.

- Chu A.Y.T., Chan S.L., Chung K.F. (2002) *Stability of modular steel scaffolding systems -theory and verification*. Proceedings of International Conference Advances in Building Technology, Hong Kong, 621–628.
- Ciesielski R., Gomuliński A., Kacprzyk Z., Kawecki J., Langer J., Rakowski G., Reipert Z., Witkowski M. (1991) *Mechanika budowli. Ujęcie komputerowe*, tom II, Arkady, Warszawa.
- Cimellaro G.P., Domaneschi M. (2017) *Stability analysis of different types of steel scaffolds*, Engineering Structures, 152, 535–548.
- Cutlip R., Hsiao H., Garcia R., Becker E., Mayeux B. (2002) *Optimal hand locations for safe scaffold-end-frame disassembly*, Applied Ergonomics, 33, 349–355.
- Cyniak P., Błazik-Borowa E., Szer J., Lipecki T., Szer I. (2018) *The choice of boundary conditions and mesh for scaffolding FEM model on the basis of natural vibrations measurements*, AIP Conference Proceedings 1922, 150002, doi.org/10.1063/1.5019155.
- Cyniak P., Szer I., Szer J., Lipecki T., Błazik-Borowa E. (2017) *Wpływ obciążenia dynamicznego na wyężenie konstrukcji rusztowania*, Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury (Journal Of Civil Engineering, Environment And Architecture), t. XXXIV, z. 64 (3/I/17), 487-497, DOI: 10.7862/rb.2017.40.
- Czarnocki K., Błazik-Borowa E., Czarnocka E., Szer J., Hoła B., Rebelo M., Czarnocka K. (2017) *Scaffold use risk assessment model for construction process safety*, W: International Safety, Health, and People in Construction Conference “Towards better Safety, Health, Wellbeing, and Life in Construction” : conference proceedings; [Red:] Emuze Fidelis, Behm Mike - Bloemfontein: Department of Built Environment Central University of Technology, 275–284.
- Dyłał Z., Krzemińska-Niemiec E., Filip F. (1986) *Mechanika budowli*, tom 2, PWN, Warszawa.
- Fenn W.O. (1930) *Direct determination of the work associated with changes in velocity of the body by means of a recording platform*, American Journal of Physiology, 93, 447–462.
- Flaga A. (2008) *Inżynieria wiatrowa. Podstawy i zastosowania*, Arkady, Warszawa.
- Flaga A. (2011) *Mosty dla pieszych*, WKŁ, Warszawa.
- Flaga A., Błazik-Borowa E., Podgórski J. (2004) *Aerodynamika smukłych budowli i konstrukcji prętowo-ciężnowych*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin.
- Flaga A. i Lipecki T. (2011) *System Aerodynbud i jego zastosowania w aerodynamicie budowli i inżynierii wiatrowej*, Polskie Stowarzyszenie Inżynierii Wiatrowej, Lublin.
- Flaga K. (2005) *Refleksje na temat katastrofy budowlanej przy budowie wiaduktu drogowego w Ogródzonej*, Mat. konf. XXII KNT Awaryjne budowlane, 53–66.
- Furtak K. i Wołowicki W. (2005) *Rusztowania mostowe*, WKŁ, Warszawa

- Górski J. (2006) *Non-linear models of structures with random geometric and material imperfections. Simulation-based approach*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk.
- Gustyn A. (2017) *Oddziaływanie wiatru na wysokie rusztowanie fasadowe*, praca magisterska pod kierunkiem T. Lipeckiego, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, Lublin.
- Harris R.I., Cook N.J. (2014) *The parent wind speed distribution: Why Weibull?*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 131, 72–87.
- Hoła B., Sawicki M., Szóstak M., Błazik-Borowa E., Czarnocki K., Szer J. (2016) *Badania rusztowań na placu budowy*, Builder, 80–83.
- Irtaza H., Beale R.G., Godley M.H.R. (2012) *A wind-tunnel investigation into the pressure distribution around sheet-clad scaffolds*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 103, 86–95.
- Jamińska-Gadomska P. (2013) *Analiza działania wiatru na układ budynek z rusztowaniem*, Budownictwo i Architektura, 12(2), 111–118.
- Jamińska-Gadomska P. (2014) *Praca statyczna rusztowania pod działaniem rzeczywistego oraz normowego obciążenia wiatrem*, Budownictwo i Architektura, 13 (2), 341–348.
- Jamińska-Gadomska P., Bęc J., Lipecki T. (2016) *Weryfikacja modelu komputerowego rusztowania fasadowego*, Mat. Konf. 14 Konferencji Naukowo-Technicznej "Techniki Komputerowe w Inżynierii TKI 2016", Teresin k. Sochaczewa, 1–2.
- Jamińska-Gadomska P., Bęc J., Lipecki T., Robak A. (2018) *Verification of the façade scaffolding computer model*, Archives of Civil Engineering, 64 (1), 41–53.
- Jamińska-Gadomska Paulina, Błazik-Borowa Ewa, Lipecki Tomasz (2014) *CFD study on wind action on building-scaffolding system*, Proc. of: 6th International Symposium on Computational Wind Engineering, Hamburg, Niemcy, 74–75.
- Jamińska-Gadomska P., Lipecki T., Błazik-Borowa E. (2017a) *Metodyka badań in-situ oddziaływania wiatru na rusztowania budowlane*, Fizyka budowli w teorii i praktyce, vol. 9, nr 2, 9–12.
- Jamińska-Gadomska P., Lipecki T., Bęc J., Błazik-Borowa E. (2017b) *Wind flow patterns around scaffoldings from full-scale measurements*, Proc. of 7th European-African Conference on Wind Engineering, Liege, Belgium.
- Kala J., Salajka V., Hradil P. (2012) *Dynamic action induced by walking pedestrian*, World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, vol. 6, nr 10, 827–830.
- Kaliski S. (1986) *Mechanika techniczna. Drgania i fale*, tom III, PWN, Warszawa
- Kałuźniński D., Mańko Z. (2007) *Uszkodzenia rusztowań w czasie budowy nowych wiaduktów nad autostradą*, Mat. konf. XXII KNT Awaryjne budowlane, 895–902.

- Kłosiński B., Bażyński J., Frankowski Z., Wierzbicki S. (1998) *Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych*, GDDKiA, Warszawa.
- Kmieciak P., Gnot D., Jurkiewicz R., Nowicka-Słowik E., Brajza M. (2018) *Rusztowania robocze i ochronne. Użytkowanie. Odbiór. Nadzór*, PWN, Warszawa.
- Kończak, G. (2013) *Sprawdzanie jednorodności jakości materiałów niekształtnych z wykorzystaniem rozkładów wartości ekstremalnych*, Studia Ekonomiczne, Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Ekonomicznego w Katowicach, 152, 82–94.
- Kosucki A. (2013) *Badania transportu ładunków przy wykorzystaniu skojarzonych ruchów mechanizmów suwnic pomostowych*, Zeszyty Naukowe nr 1175, Wydawnictwo Politechnika Łódzkiej, Łódź.
- Kotowski A., Kaźmierczak B., Dancewicz A. (2010) *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*, Studia z zakresu Inżynierii, KILiW PAN, IPPT, Warszawa.
- Krysicki W., Bartos J., Dyczka W., Królikowska K., Wasilewski M., (1999) *Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach, Część II – Statystyka matematyczna*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Kumar P., Kumar A., Racic V., Erlicher S. (2018) *Modelling vertical human walking forces using self-sustained oscillator*, Mechanical Systems and Signal Processing, 99, 345–363.
- Lasowicz N., Jankowski R. (2015) *Vibration problems of an example of temporary steel grandstand under human-induced excitation*, Civil And Environmental Engineering Reports, 16 (1), 119–129.
- Lasowicz N., Jankowski R. (2017) *Investigation of behaviour of metal structures with polymer dampers under dynamic loads*, Procedia Engineering, 199, 2832–2837.
- Leszczyński K. (2017) *Wpływ drgań wywołanych ruchem komunikacyjnym na rusztowania budowlane*, praca magisterska pod kierunkiem E. Błazik-Borowej, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska, Lublin.
- Lewandowski R. (2006) *Dynamika konstrukcji budowlanych*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań.
- Lipecki T. (2015) *Struktura wiatru i badania modelowe obciążenia wiatrem budowli prostopadłościennych*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin.
- Lipecki T., Jamińska-Gadomska P., Błazik-Borowa E., Bęc J. (2017a) *Szacowanie oddziaływania wiatru na rusztowanie w świetle badań w skali rzeczywistej*, Fizyka Budowli w Teorii i Praktyce, vol. 9, nr 4, 9–14
- Lipecki T., Jamińska-Gadomska P., Bęc J., Błazik-Borowa E. (2017b) *In-situ measurements of wind action on scaffoldings*, Proc. 7th European-African Conference on Wind Engineering, Liege, Belgium.
- Lipecki T., Jamińska-Gadomska P., Błazik-Borowa E. (2018) *Dynamic wind action on façade scaffoldings*, AIP Conference Proceedings 1922, 110001, doi.org/10.1063/1.5019104.

- Liu H., Jia L., Wen S., Liu Q., Wang G., Chen Z. (2016) *Experimental and theoretical studies on the stability of steel tube-coupler scaffolds with different connection joints*, Engineering Structures, 106, 80–95.
- Liu H., Zhao Q., Wang X., Zhou T., Wang D., Liu J., Chen Z. (2010) *Experimental and analytical studies on the stability of structural steel tube and coupler scaffolds without X-bracing*, Engineering Structures, 32, 1003–1015.
- Marchetti E., Sisto R., Lunghi A., Sacco F., Sanjust F., Giovanni R., Botti T., Morgia F., Tirabasso A. (2017) *An investigation on the vibration transmissibility of the human elbow subjected to hand-transmitted vibration*, International Journal of Industrial Ergonomics 62, 82–89.
- Matsumoto Y. (1972) *A study on dynamic design of pedestrian over-bridges*, Transaction of JSCE, 4, 50–51.
- Matsumoto Y., Nishioka T., Shiojiri H., Matsuzaki K. (1978) *Dynamic design of footbridges*, Materiały konferencyjne IABSE, Zurich, nr P-17/78, 1–15.
- Miraldo P., Araujo H. (2015) *Generalized essential matrix: Properties of the singular value decomposition*, Image and Vision Computing, 34, 45–50.
- Murzewski J. (1983) *Zarys teorii niezawodności konstrukcji*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków,
- Naleszkiewicz J. (1952) *Mechanika techniczna. Część trzecia. Dynamika*, PWN, Warszawa.
- Nepelski K., Błazik-Borowa E. (2017) *Określanie nośności podłoża przy projektowaniu rusztowań*, kwartalnik Rusztowania, 2/2017, 11–13.
- Nowacki W. (1961) *Dynamika budowli*, Arkady, Warszawa.
- Nowacki W. (1976) *Mechanika budowli*, PWN, Warszawa.
- Nowak A.S., Collins K.R. (2013) *Reliability of Structures*, CRC Press, Taylor&Francis Group, Nowy Jork.
- Nowak A. (2007) *Analiza ryzyka i ocena niezawodności konstrukcji w praktyce budowlanej*, XXVIII Konferencja Naukowo-Techniczna Awaryjne budowlane, Międzyzdroje, 123–130
- Pekasiewicz D. (2015) *Analiza wybranych metod estymacji parametrów granicznych rozkładów statystyki maksimum*, Metody Ilościowe w Badaniach Ekonomicznych, XVI/4, 75 – 84
- Peng J.L., Chan S.L., Wu C.L. (2007) *Effects of geometrical shape and incremental loads on scaffold systems*, Journal of Constructional Steel Research, 63, 448–459.
- Peng, J.L., Ho, C.M., Chan, S.L., Chen, W.F. (2017) *Stability study on structural systems assembled by system scaffolds*, Journal of Constructional Steel Research, 137, 135–151.

- Peng, J.L., Wu, C.W., Chan, S.L., Huang, C.H. (2013) *Experimental and numerical studies of practical system scaffolds*, Journal of Constructional Steel Research, 91, 64–75.
- Peng, J.L., Yen, T., Kuo, C.C., Chan, S.L. (2009) *Analytical and experimental bearing capacities of system scaffolds*, J. Zhejiang University Science A, 10, 82–92.
- Pieńko M., Robak A., Błazik-Borowa E., Szer J. (2018) *Safety conditions analysis of scaffolding on construction sites*, World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering, vol. 12, nr 2, 7277, scholar.waset.org/1307-6892/10008521, urn:dai:10.1999/1307-6892/10008521.
- Prabhakaran, U., Beale, R.G., Godley, M.H.R. (2011) *Analysis of scaffolds with connections containing looseness*, Computers & Structures, 89, 1944–1955.
- Rakowski G. Kacprzyk Z. (2016) *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- Rawska-Skotniczny A. (2017) *O problemach przy budowie tymczasowego amfiteatru w Opolu*, Przegląd budowlany, 7-8/2017, 38–43.
- Rawska-Skotniczny A. (2013) *Obciążenia budynków i konstrukcji budowlanych według Eurokodów*, PWN, Warszawa.
- Robak A., Błazik-Borowa E., Bęc J. (2018) *Influence of exploitation damage on the capacity of scaffolding frame standards*, AIP Conference Proceedings 1922, 150012, Doi.org/10.1063/1.5019165.
- Robak A., Pieńko M. (2017) *Stanowisko do badania siły działającej na stojak rusztowania*, Zgłoszenie nr (21) 420473, Biuletyn Urzędu Patentowego: Wynalazki i Wzory Użytkowe, 24, 36–36.
- Rucka M., Wilde K. (2012) *Dynamika budowli z przykładami w środowisku MATLAB*, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk.
- Shinozuka M., Jan C.M. (1972) *Digital simulation of random processes and its application*, Journal Sound Vibration, 25 (1), 111–128.
- Shinozuka M. (1987) *Stochastic mechanics*, vol. I, Department of Civil Engineering & Engineering Mechanics, Columbia University, Nowy Jork.
- Soleimani Z., Calautit J.K., Hughes B.R. (2016) *Computational analysis of natural ventilation flows in geodesic dome building in hot climates*, Computation, 4(3), 31, Doi.org/10.3390/computation4030031
- Steenbergen R.D.J.M., Vrouwenvelder A.C.W.M., Geurt C.P.W. (2012) *The use of Eurocode EN 1991-1-4 procedures 1 and 2 for building dynamics, a comparative study*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 107-108, 299–306.
- Szpakowski M., Dreger M., Przygoda M., Drózd R., Dąbrowski, M., Tokarczyk T., Har M., Mitrut M., Żuławnik P. (2005) *Badanie i ustalenie zależności korelacyjnych dla oceny stanu zagęszczenia i nośności gruntów niespoistych płytą dynamiczną*, IBDiM, Warszawa.

- Racic V., Brownjohn J.M.W. (2012) *Mathematical modelling of random narrow band lateral excitation of footbridges due to pedestrians walking*, Computers and Structures, 90-91, 116–130.
- Racic V., Pavic A., Brownjohn J.M.W. (2009) *Experimental identification and analytical modelling of human walking forces: Literature review*, Journal of Sound and Vibration, 326, 1–49.
- Szabatin J. (2000) *Podstawy teorii sygnałów*, WKŁ, Warszawa.
- Szer I., Błazik-Borowa E., Szer J. (2017) *The influence of environmental factors on employee comfort based on an example of location temperature*, Archives of Civil Engineering, vol. 63, nr 3, 163174, DOI: <https://doi.org/10.1515/ace-2017-0035>.
- Szer I., Szer J., Czarnocki K., Błazik-Borowa E. (2018a) *Apparent temperature distribution on scaffoldings during construction works*, World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Medical and Health Sciences, Vol. 12, No. 3, 2018, 4551, urn:dai:10.1999/1307-6892/10008737
- Szer I., Szer J., Pieńko M., Robak A., Jamińska-Gadomska P. (2018b) *Forecasting of scaffolding work comfort parameters based on data from meteorological stations*, World Academy of Science, Engineering and Technology International Journal of Civil and Environmental Engineering, vol. 12, nr 2, 2018, s.78-84, scholar.waset.org/1307-6892/10008523, urn:dai:10.1999/1307-6892/10008523
- Travis E. (2006) *Oliphant, guide to NumPy*, Massachusetts Institute of Technology, <http://web.mit.edu/dvp/Public/numpybook.pdf>.
- Wang F., Tamura Y., Yoshida A. (2013) *Wind loads on clad scaffolding with different geometries and building opening ratios*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 120, 37–50.
- Wang F., Tamura Y., Yoshida A. (2014) *Interference effects of a neighboring building on wind loads on scaffolding*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 125, 1–12.
- Warمیński J. (2011) *Nieliniowe postacie drgań : układy dyskretne*, PWN, Warszawa.
- Weesner L.B., Jones H.L. (2001) *Experimental and analytical capacity of frame scaffolding*, Engineering Structures, 23, 592–599.
- Wheeler E. (1982) *Prediction and control of pedestrian induced vibration in footbridges*, Journal of the Structural Division ASCE, 108, 2045–2065.
- Wielgos P. (2010) *Ocena skuteczności działania wielokrotnych, strojonych tłumików masowych w konstrukcjach budowlanych*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin.
- Wiłun Z. (2003) *Zarys geotechniki*, wydanie czwarte, WKŁ, Warszawa.
- Winkelmann K. (2013) *Obliczanie niezawodności konstrukcji inżynierskich metodami symulacyjnymi oraz metodą powierzchni odpowiedzi*, praca doktorska, Politechnika Gdańska, Gdańska.

Wiss, J.F. Parmelee, R.A. (1974) *Human perception of transient vibrations*, Journal of the Structural Division, ASCE, 100 (ST4), 773-787.

Woliński Sz., Wróbel K. (2000) *Niezawodność konstrukcji budowlanych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów.

Xu X.S., Dong R.G., Welcome D.E., Warren C., McDowell T.W., Wu J.Z. (2017) *Vibrations transmitted from human hands to upper arm, shoulder, back, neck, and head*, International Journal of Industrial Ergonomics, 62, 1–12.

Yu W.K., Chung K.F. (2004) *Prediction on load carrying capacities of multi-storey doortype modular steel scaffolds*, Steel and Composite Structures, 4, 471–87.

Yu W.K., Chung K.F., Chan S.L. (2004) *Structural instability of multi-storey door-type modular steel scaffolds*, Engineering Structures, 26, 867–881.

Yue F., Yuan Y., Li G.Q., Ye K.M., Chen Z.M., Wang Z.P. (2005) *Wind load on integral-lift scaffolds for tall building construction*, ASCE Journal of Structural Engineering, 131(5), 816–24.

Zhang H., Chandransu T., Rasmussen K.J.R. (2010) *Probabilistic study of the strength of steel scaffold system*, Structural Safety, 32, 393–401.

Živanović S., Pavić A., Reynolds P. (2005) *Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review*, Journal of Sound and Vibration, 279 (1-2), 174.

Żurański J.A. (1978) *Obciążenia wiatrem budowli i konstrukcji*, Arkady, Warszawa.

Normy, akty prawne, raporty i inne

Błazik-Borowa E., Robak A., Pieńko M., Borowski Ł., Bęc J., Jamińska-Gadomska P., Lipecki T. (2016) *Instrukcja wykonywania badań rusztowań budowlanych w terenie*, Projekt badawczy „Model oceny ryzyka wystąpienia katastrof budowlanych, wypadków i zdarzeń niebezpiecznych na stanowiskach pracy z wykorzystaniem rusztowań budowlanych”, Lublin.

PN-B-02013:1987. Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie oblodzeniem

PN-B-03020:1981. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie

PN-EN 1090-2:2009. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych Część 2: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji stalowych

PN-EN 1090-3:2008. Wykonanie konstrukcji stalowych i aluminiowych Część 3: Wymagania techniczne dotyczące konstrukcji aluminiowych

PN-EN 1004:2005. Ruchome rusztowania robocze wykonane z prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych Materiały, wymiary, obciążenia projektowe, wymagania bezpieczeństwa i warunki wykonania i ogólne zasady projektowania

PN-EN 1990:2004. Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji

PN-EN 1991-1-1:2004. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach

PN-EN 1991-1-3:2005. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem

PN-EN 1991-1-4:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru

PN-EN 1991-1-5:2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne

PN-EN 1991-1-6:2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-6: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji

PN-EN 1991-1-7:2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-7: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wyjątkowe

PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje – Część 2: Obciążenie ruchome mostów

PN-EN 1991-3: 2009. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje - Część 3: Oddziaływania wywołane przez pracę dźwigów i maszyn

PN-EN 1993-1-1:2006. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków

PN-EN 1993-3-1:2008. Eurokod 3. Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 3-1: Wieże, maszty i kominy. Wieże i maszty

PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne

PN-EN 1993-1-1:2011. Eurokod 9: Projektowanie konstrukcji aluminiowych – Część 1-1: Reguły ogólne

PN-EN 12810-1:2010. Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych – Część 1: Specyfikacje techniczne wyrobów

PN-EN 12810-2:2010 Rusztowania elewacyjne z elementów prefabrykowanych Część 2: Specjalne metody projektowania

PN-EN 18211-1:2007. Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy Część 1: Rusztowania. Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania

PN-EN 12811-2:2008. Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy Część 2: Informacje o materiałach

PN-EN 12811-3:2003. Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy Część 3: Obciążenia badawcze

EN 12812:2008. Deskowanie Warunki wykonania i ogólne zasady projektowania

PN-M-47900-2:1996. Rusztowania stojące metalowe robocze. Rusztowania stojakowe z rur

Rozporządzenie MI z dnia 6.02.2003, Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 lutego 2003 r. w sprawie bezpieczeństwa i higieny pracy podczas wykonywania robót budowlanych (Dz.U. 2003 nr 47 poz. 401)

Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz. U. 1994 Nr 89 poz. 414)



ZAŁĄCZNIKI



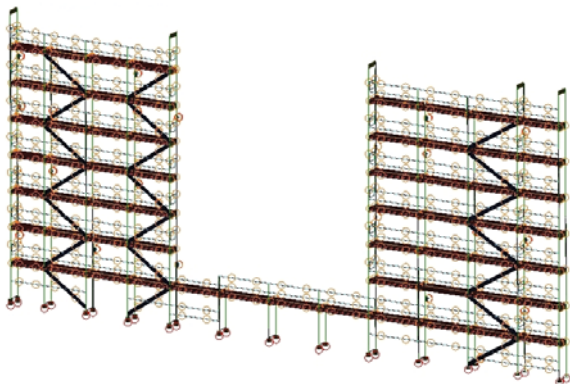
Załącznik nr 1.

Modele obliczeniowe konstrukcji rusztowań

Modele zostały opracowane przez następujących członków zespołu ORKWIZ:

- E. Błazik-Borowa, A. Robak, M. Pieńko – opracowanie zasad tworzenia modeli numerycznych rusztowań
- B. Kawecki, A. Robak, P. Cynika – przygotowanie wstępnych modeli rusztowań,
- E. Błazik-Borowa – weryfikacja modeli rusztowań na podstawie pomiarów przyspieszeń i częstości drgań swobodnych
- P. Jamińska-Gadomska, T. Lipecki – zamodelowanie działania wiatru na rusztowanie
- E. Błazik-Borowa – zamodelowanie obciążenia użytkowego

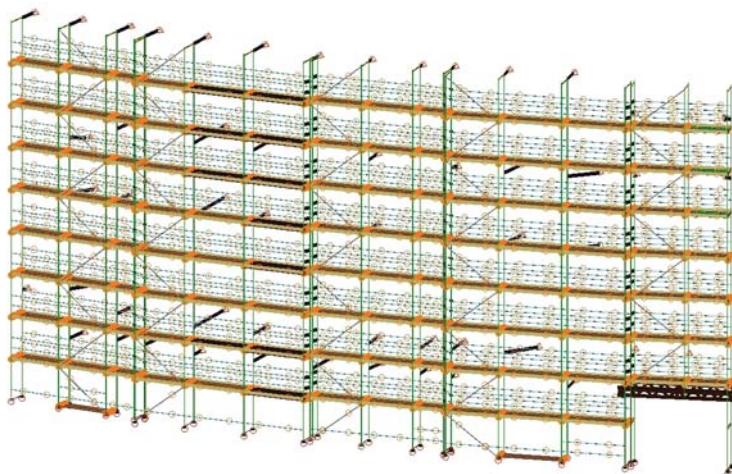
D01, częściowo z siatką



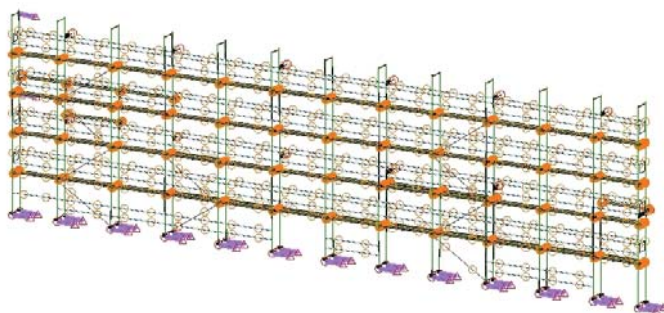
D02



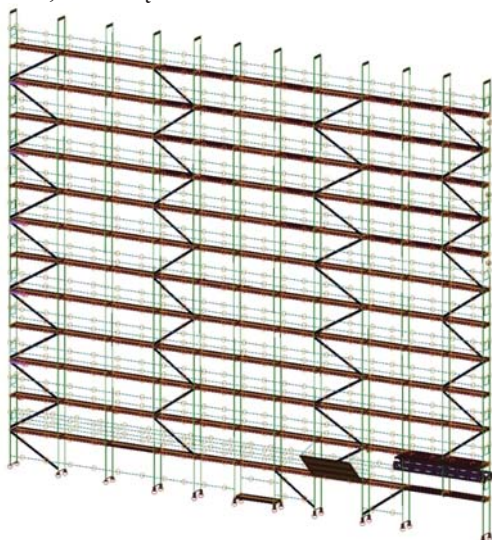
D03, z siatką



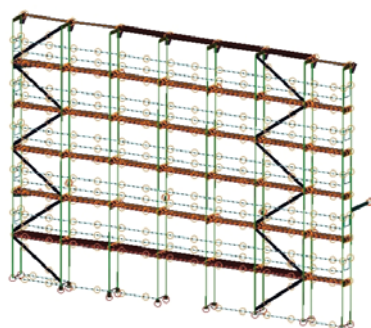
D06



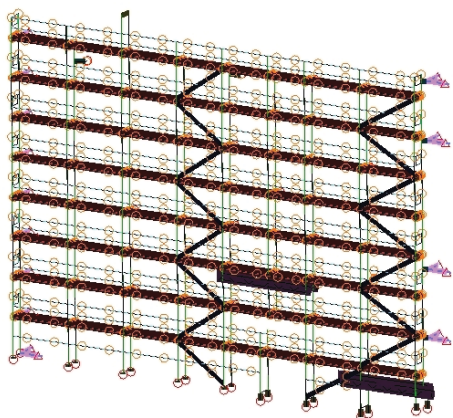
D04, z siatką



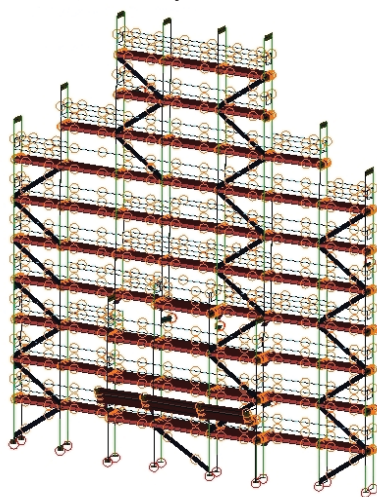
D11



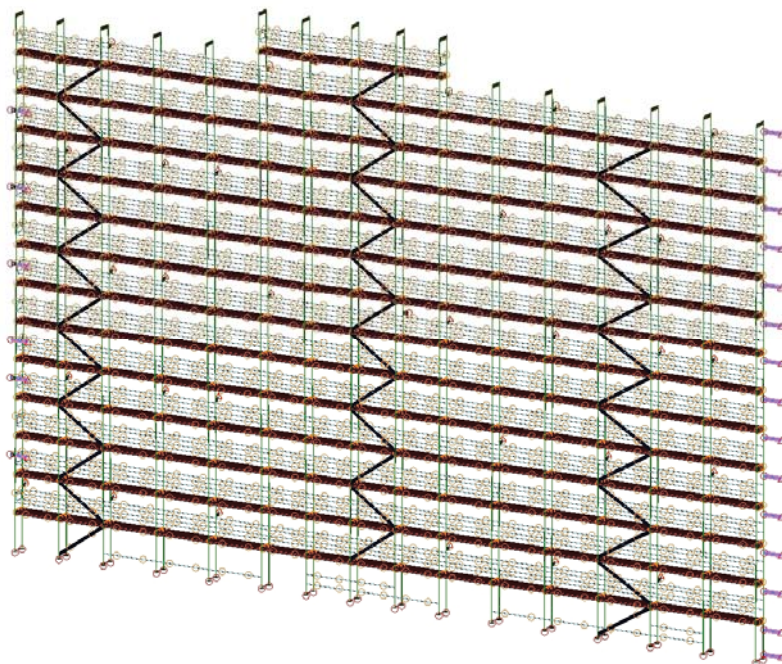
D05



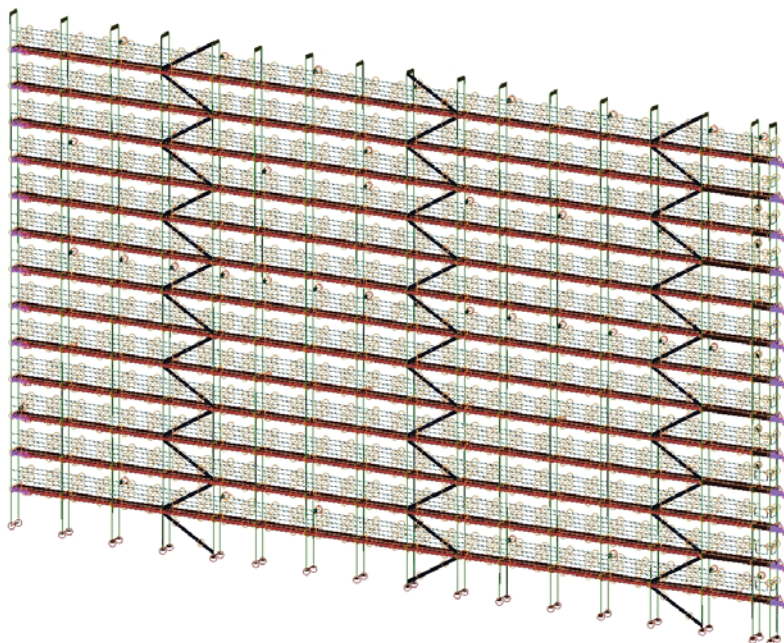
D07, z siatką



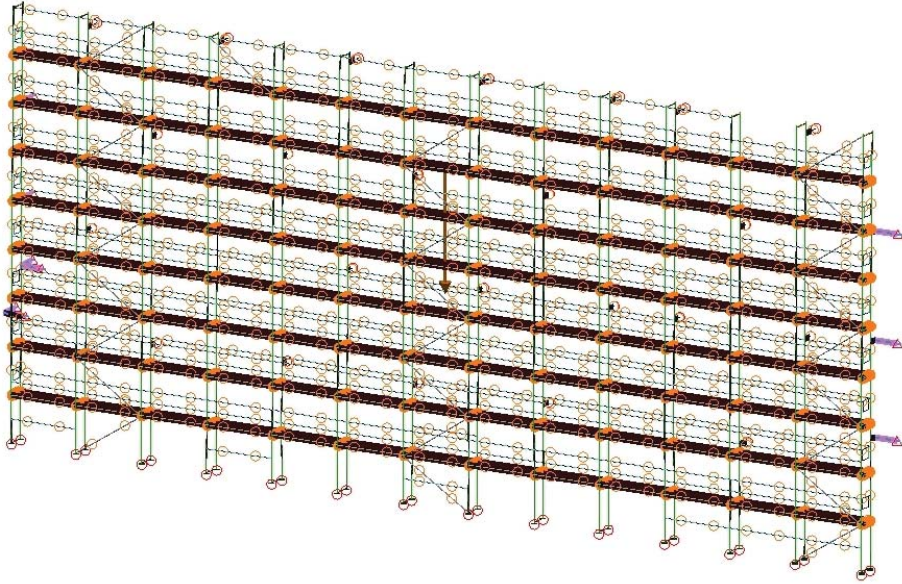
D08, z siatką



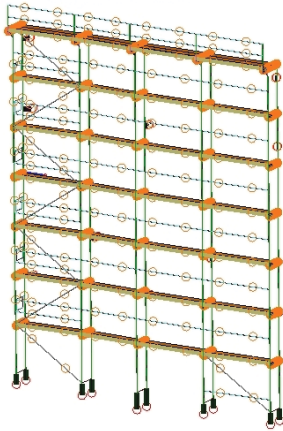
D09



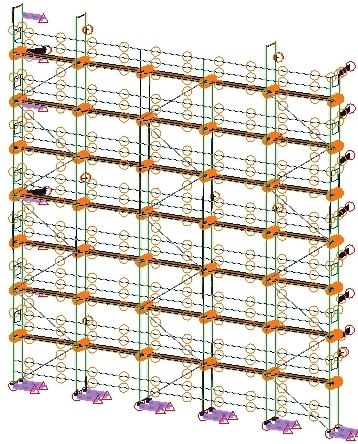
D10



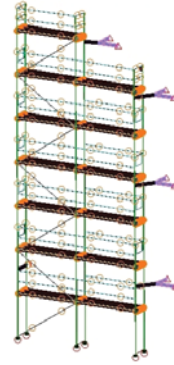
D12, z siatką



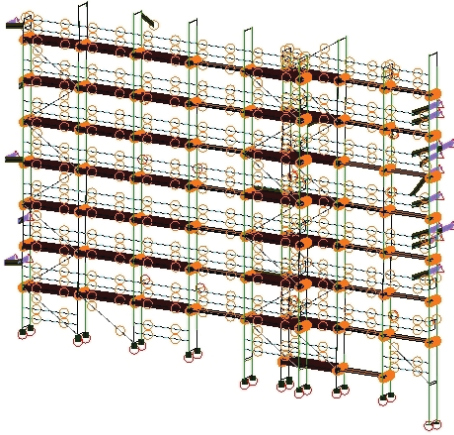
D13



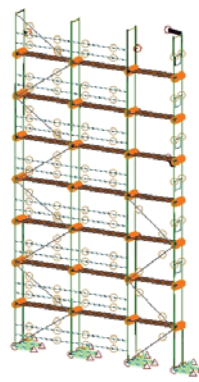
D14, z siatką



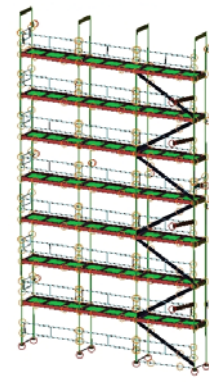
D15



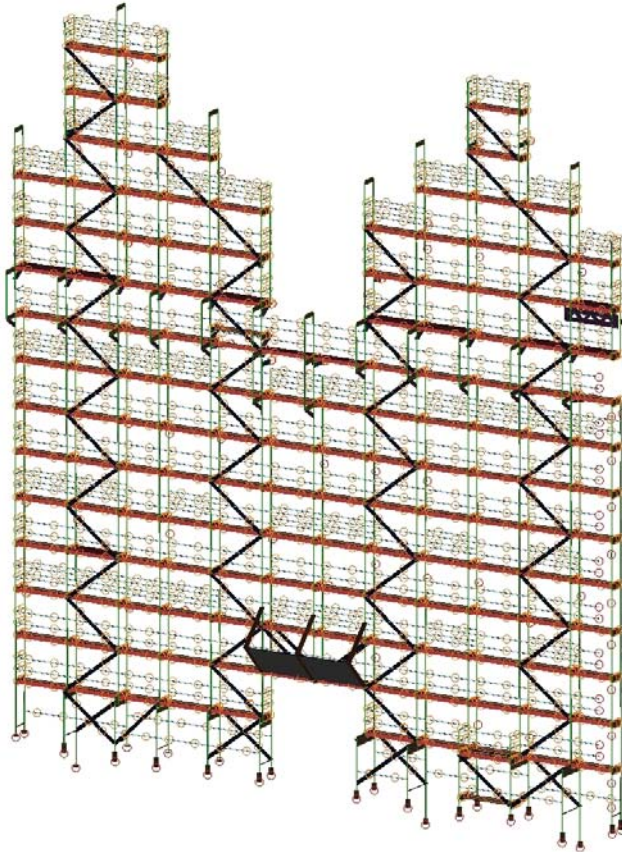
D16



D17, z siatką



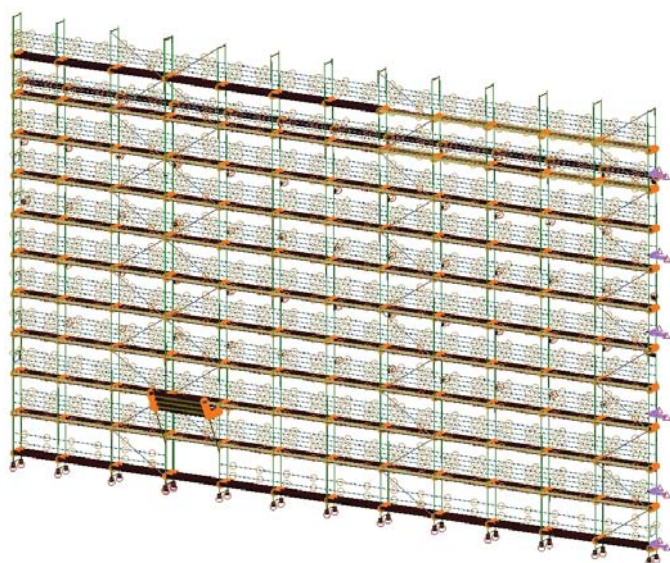
D19



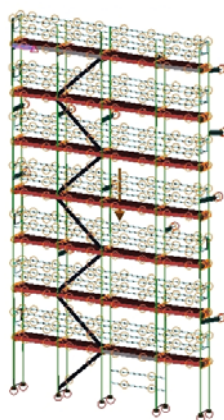
D18, z siatką



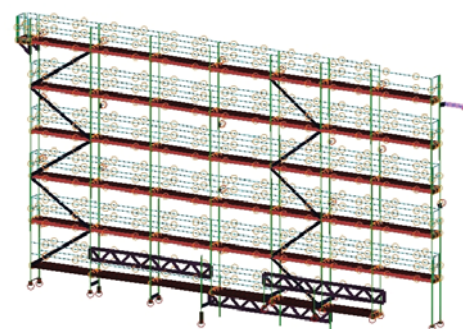
D21



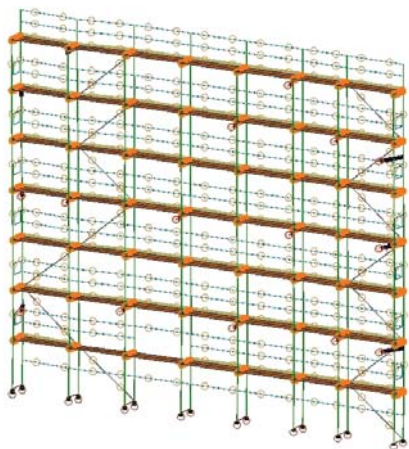
D20



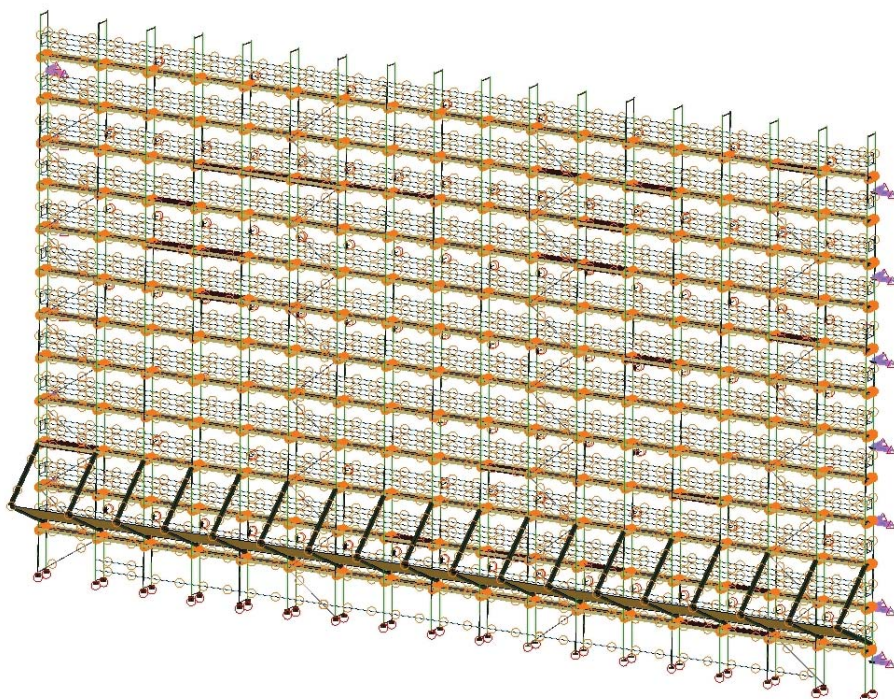
D22



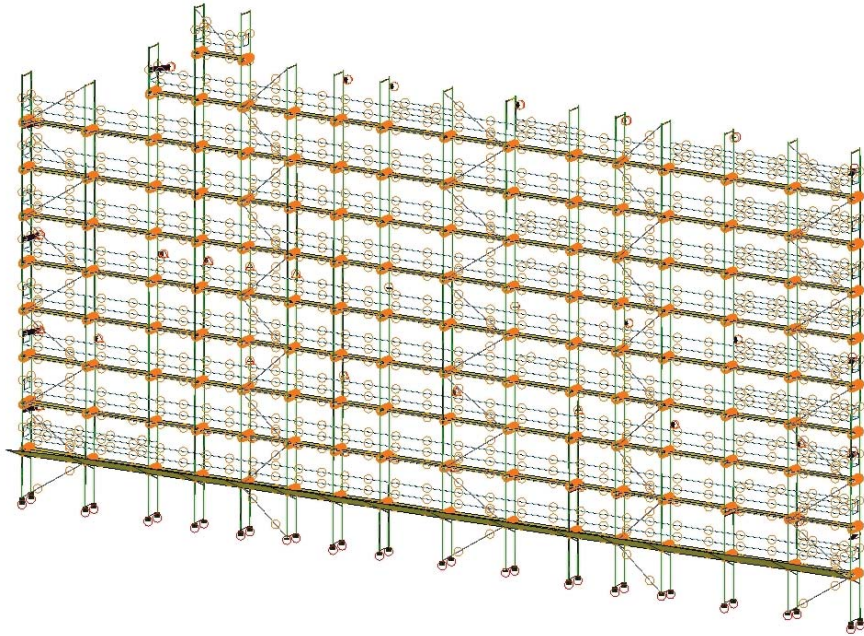
D23, z siatką



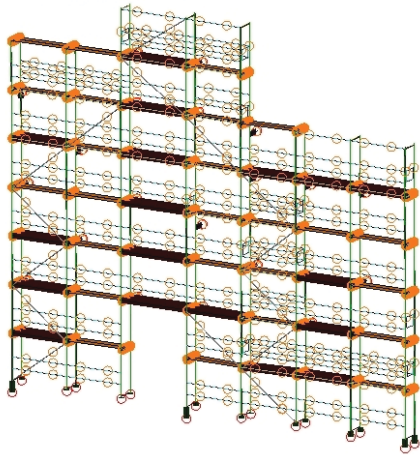
D24, z plandeką



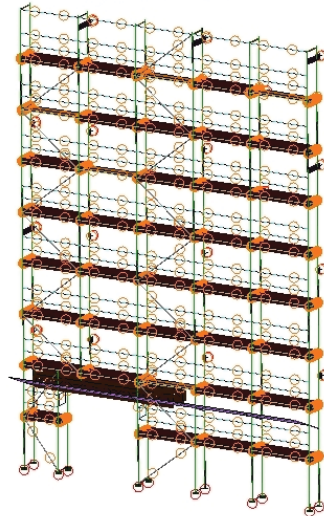
E01, z siatką



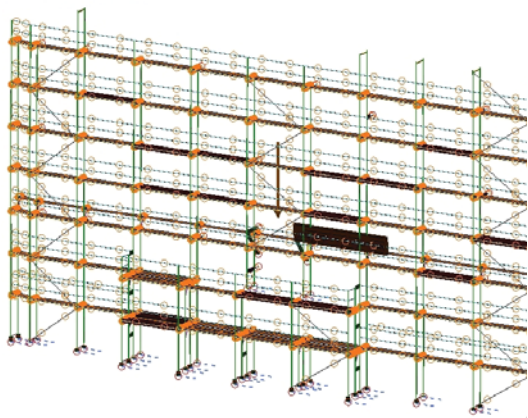
E02, z siatką



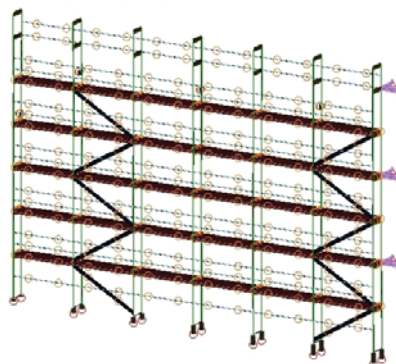
E03, z siatką



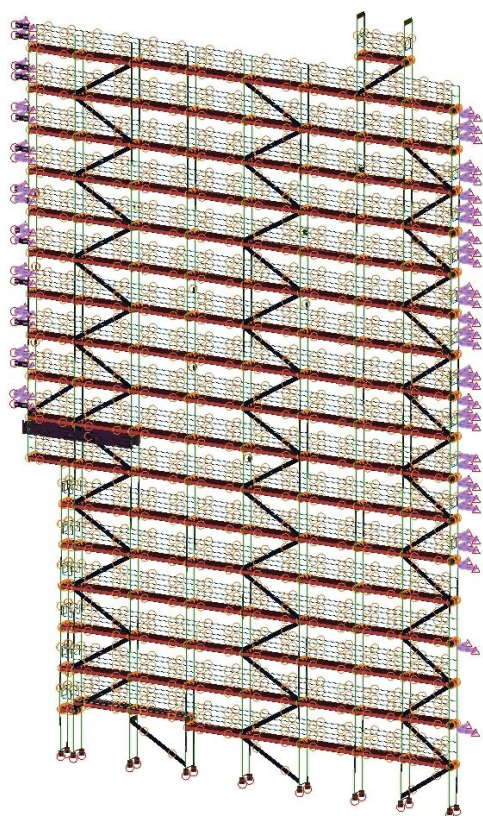
E04, z siatką



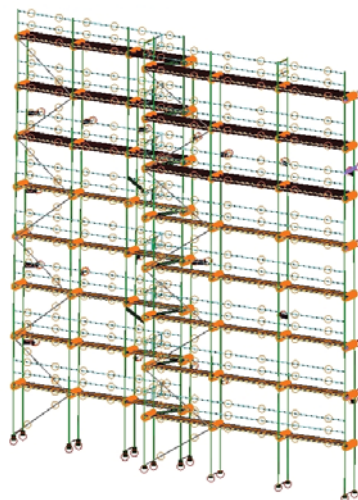
E05, z siatką



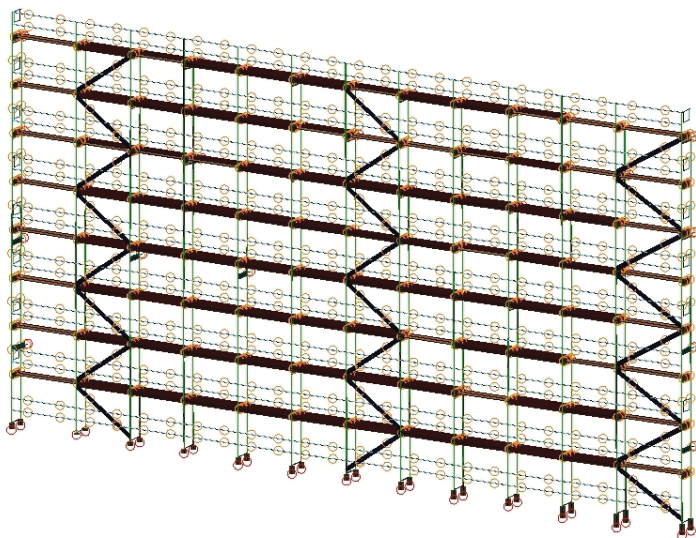
E06, z siatką



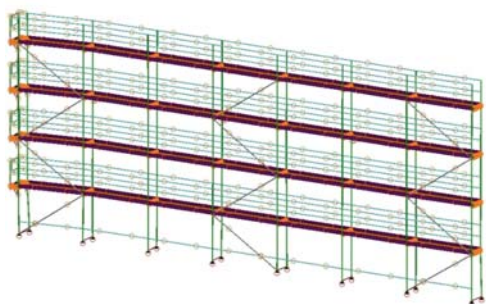
E08



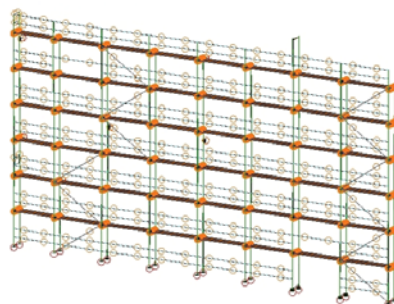
E07, z siatką

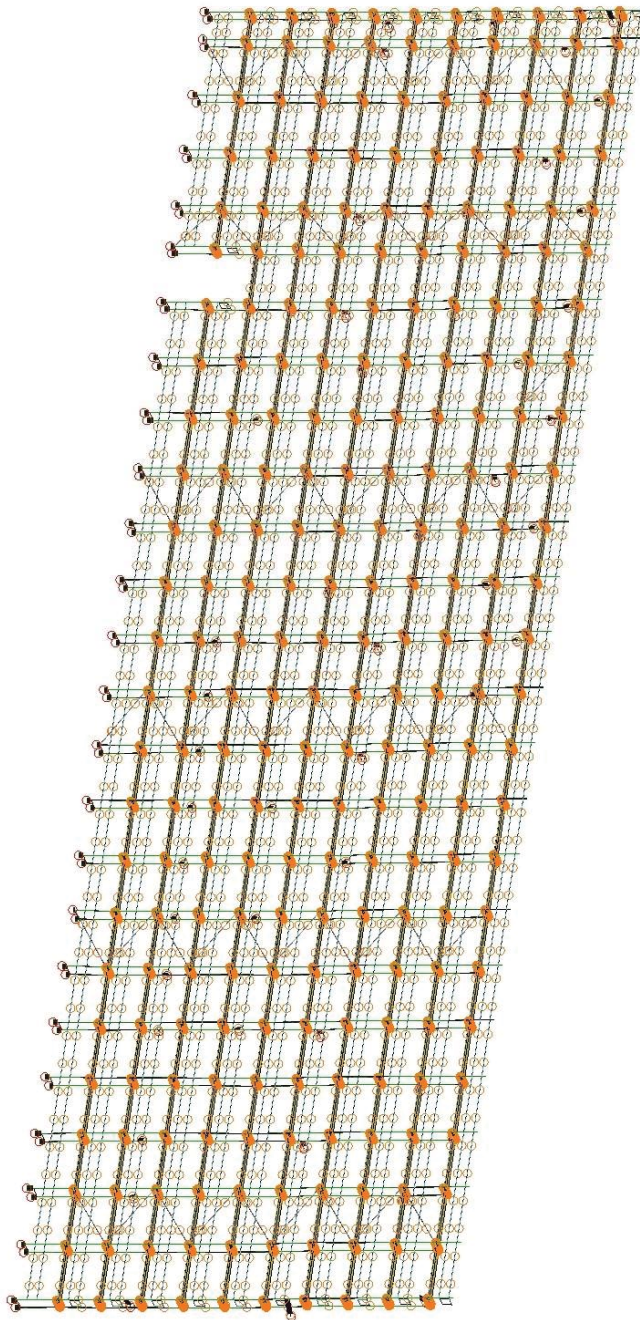


E10

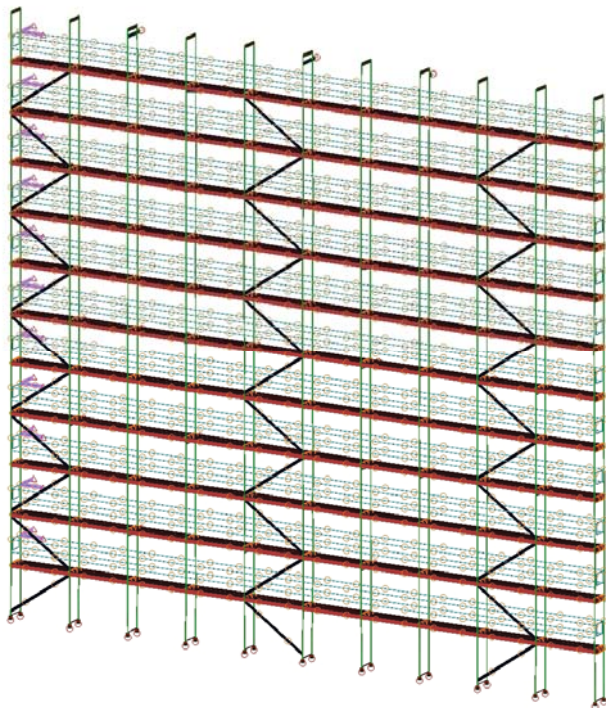


E11, z siatką

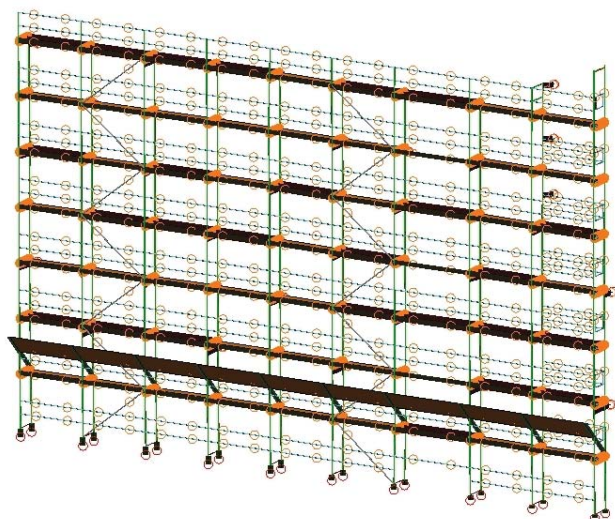




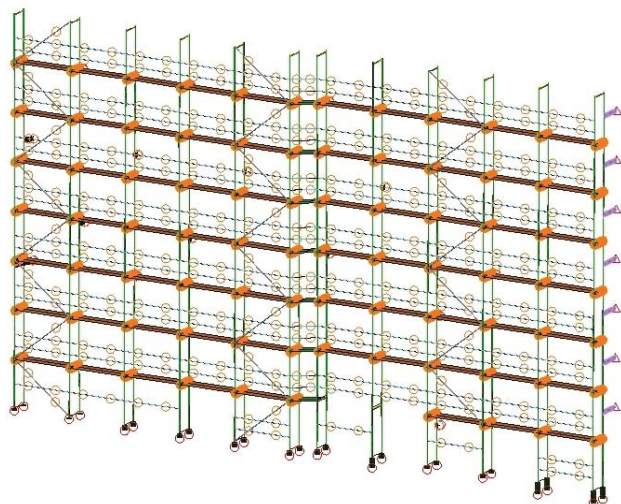
E12, z siatką



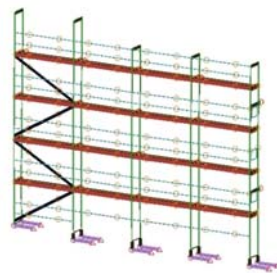
E13, z siatką



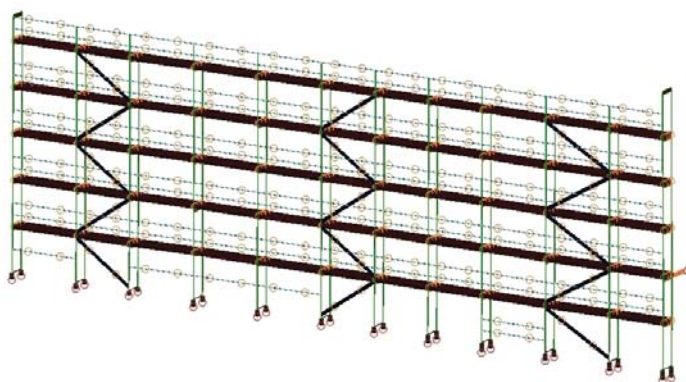
E14, z siatką



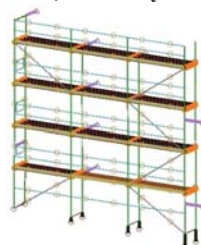
E18, z siatką



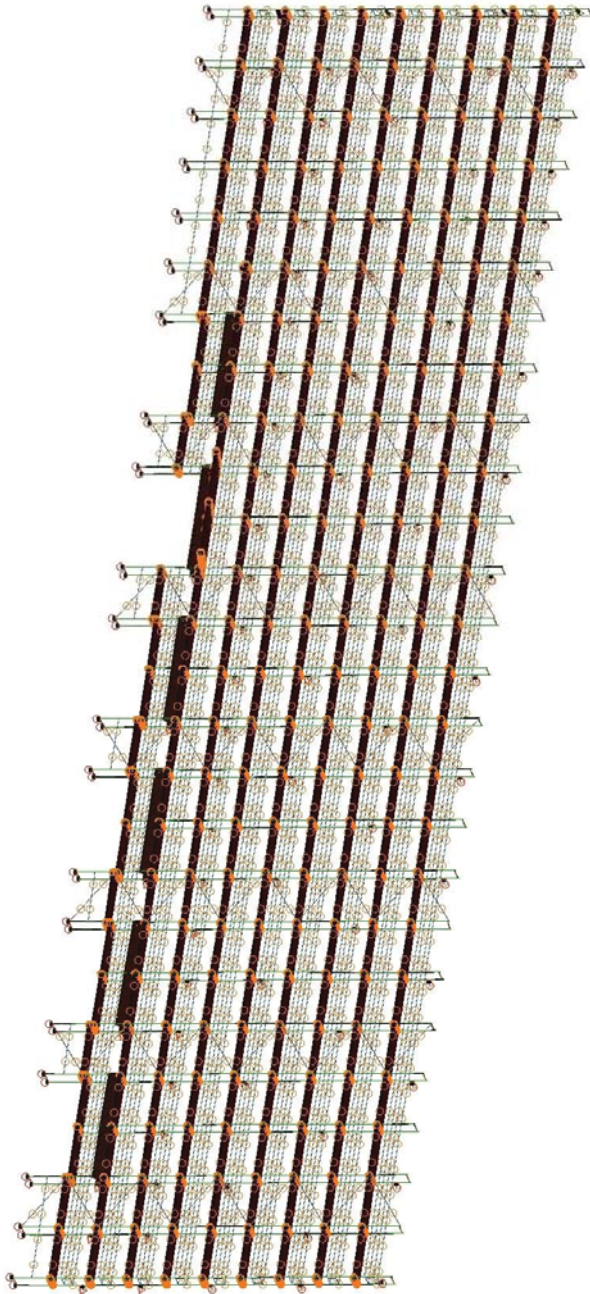
E15, z siatką



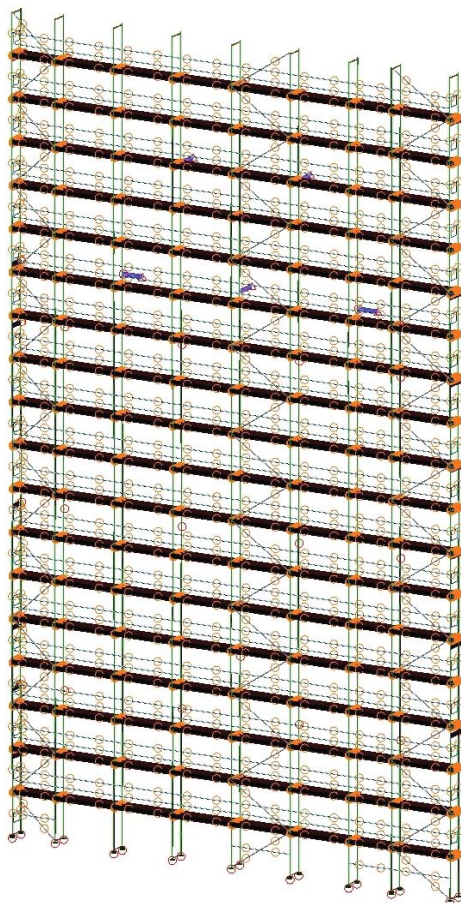
E19, z siatką



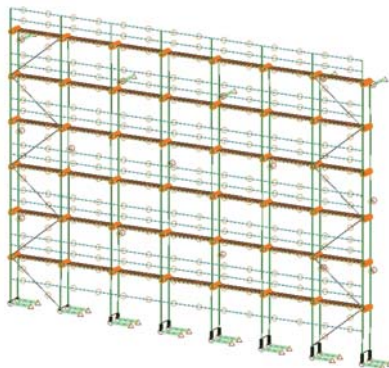
E17



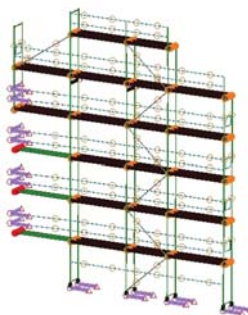
E16, z siatką



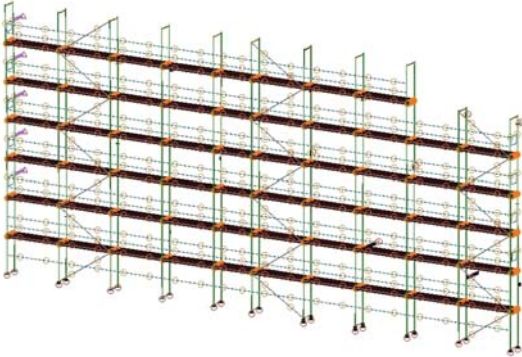
E20



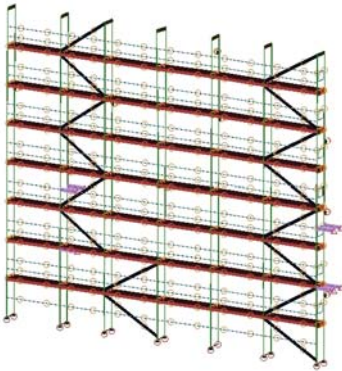
E21



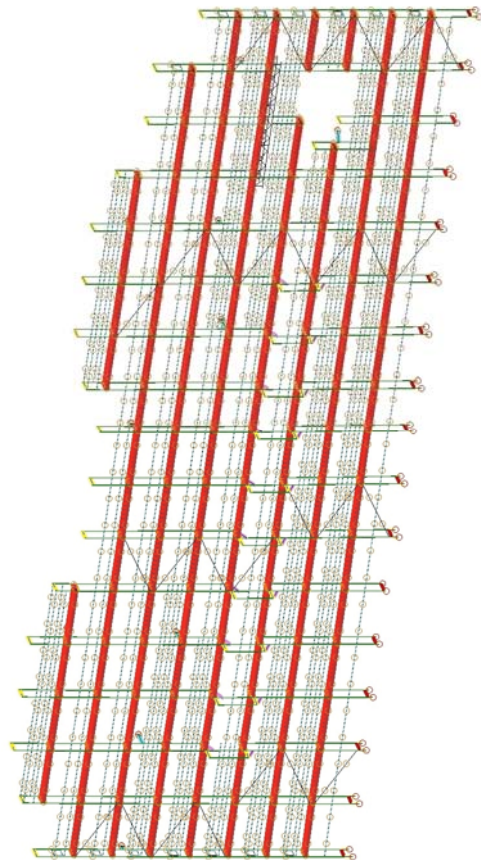
E23



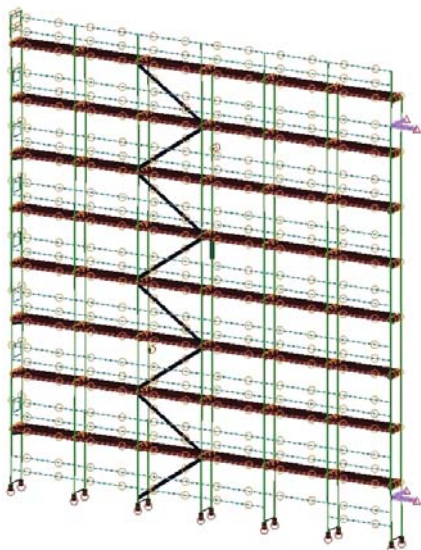
E24, z siatką



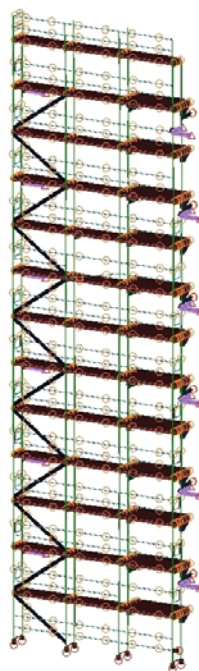
E22



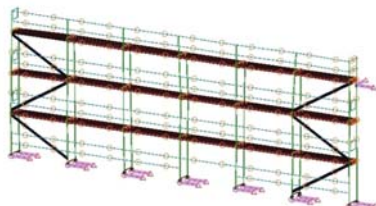
L01, z siatką



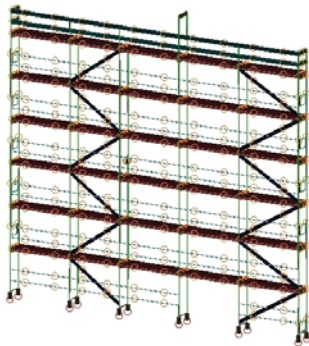
L02, z siatką



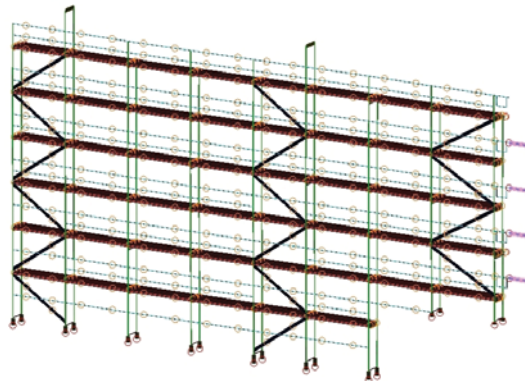
L03



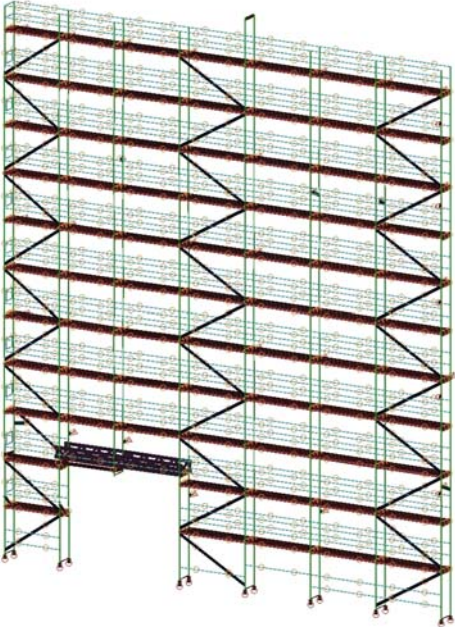
L04



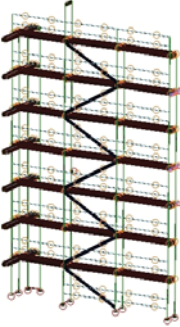
L05



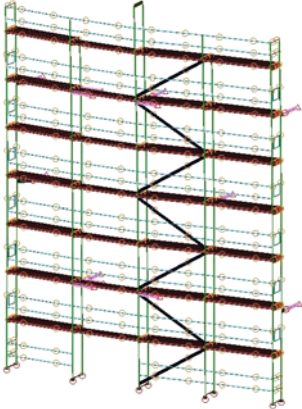
L06



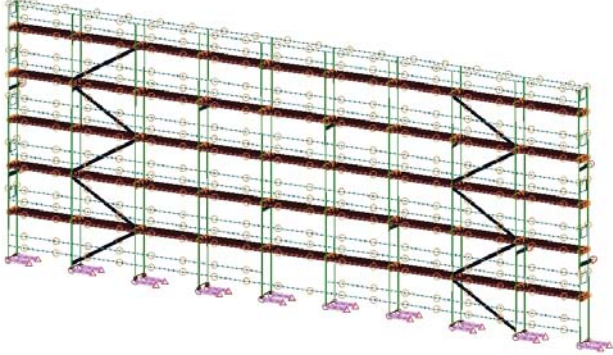
L07



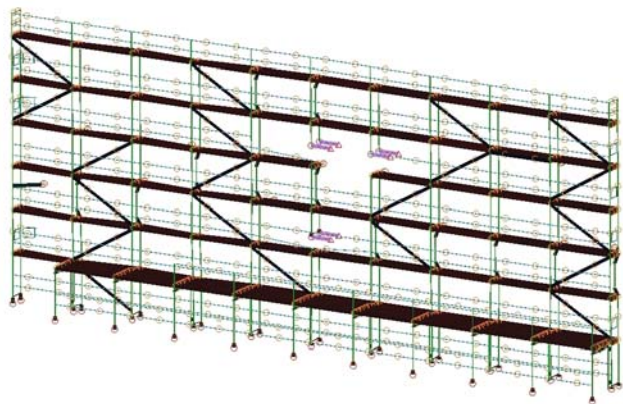
L08



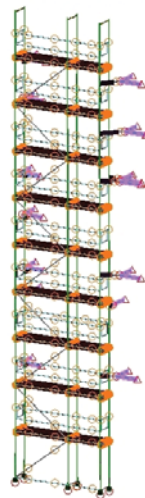
L09



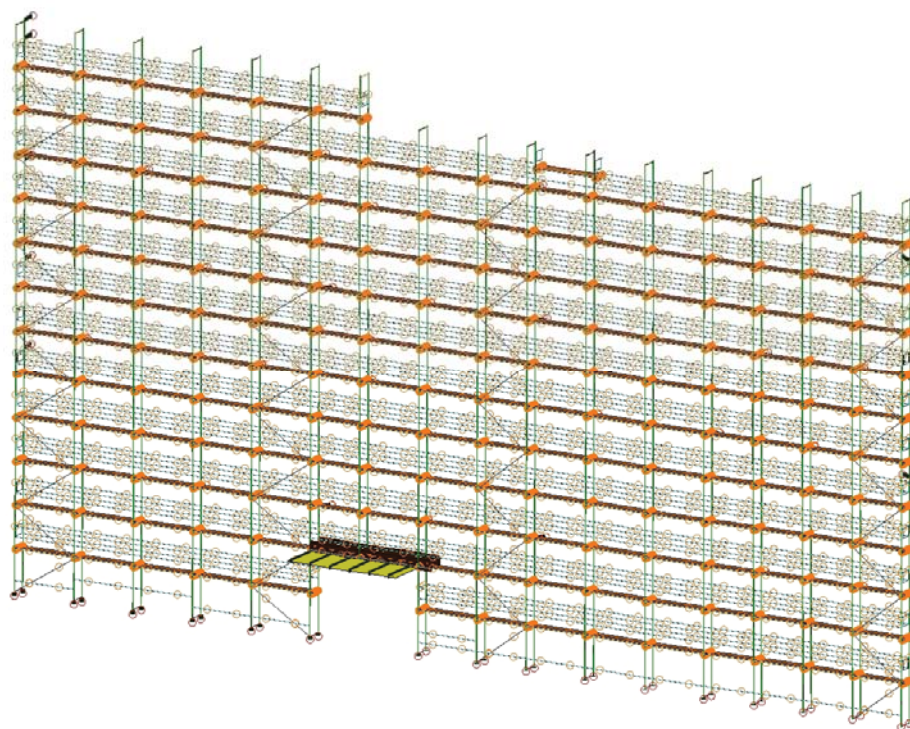
L10, z siatką



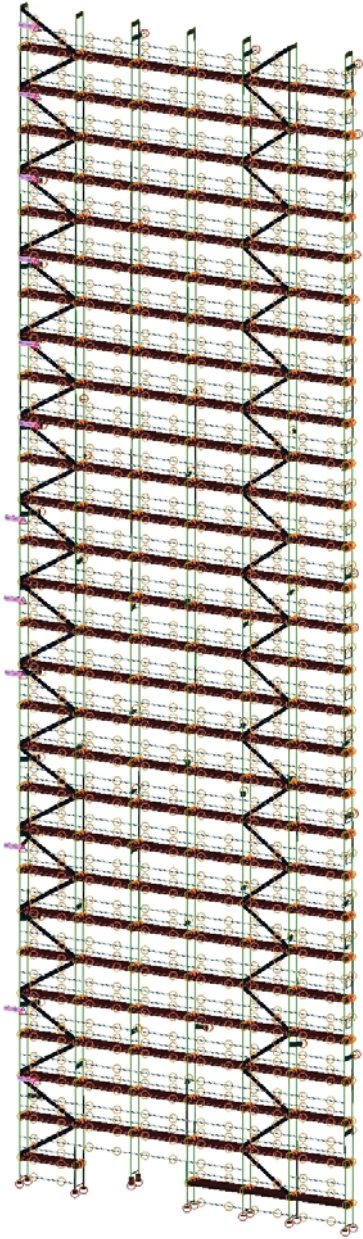
L13



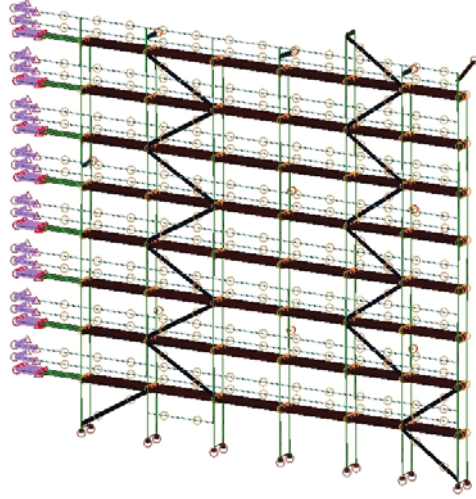
L12



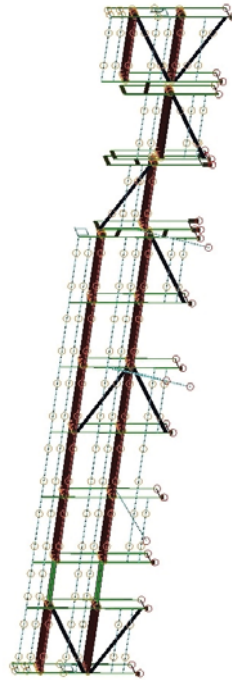
L11



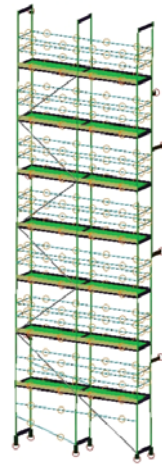
L14



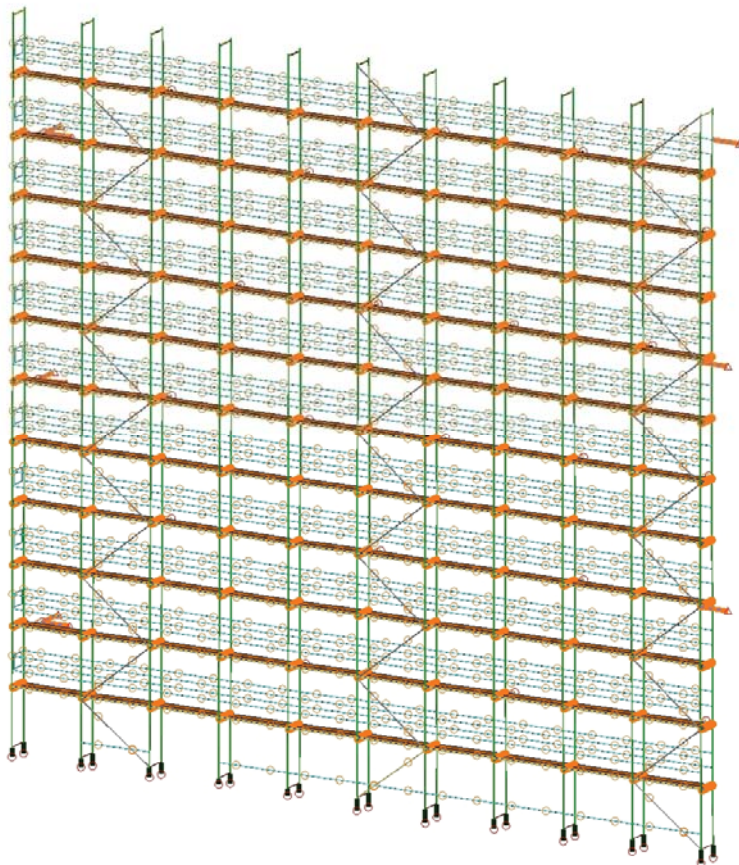
L15



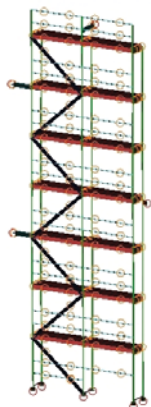
L16, z siatką



L17



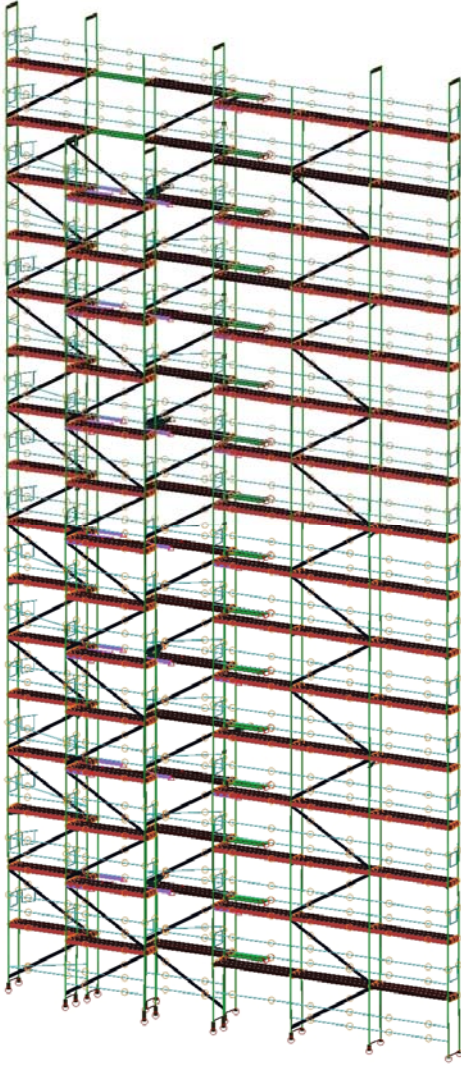
L19, z siatką



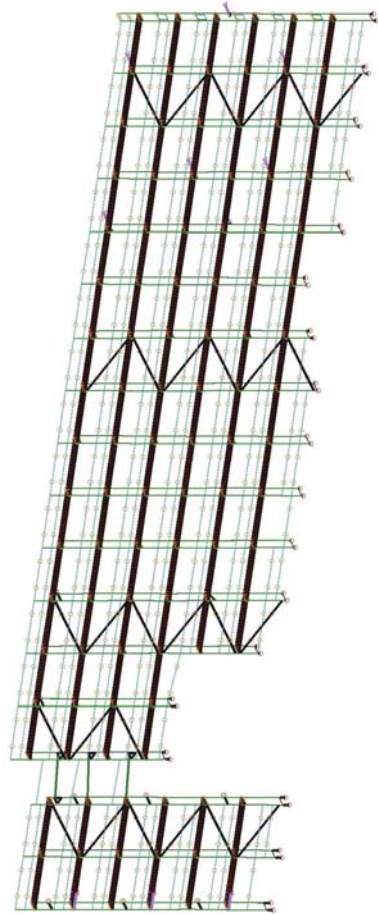
L21, z siatką



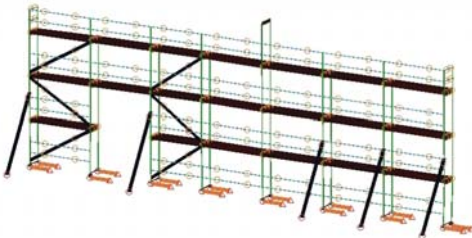
L18



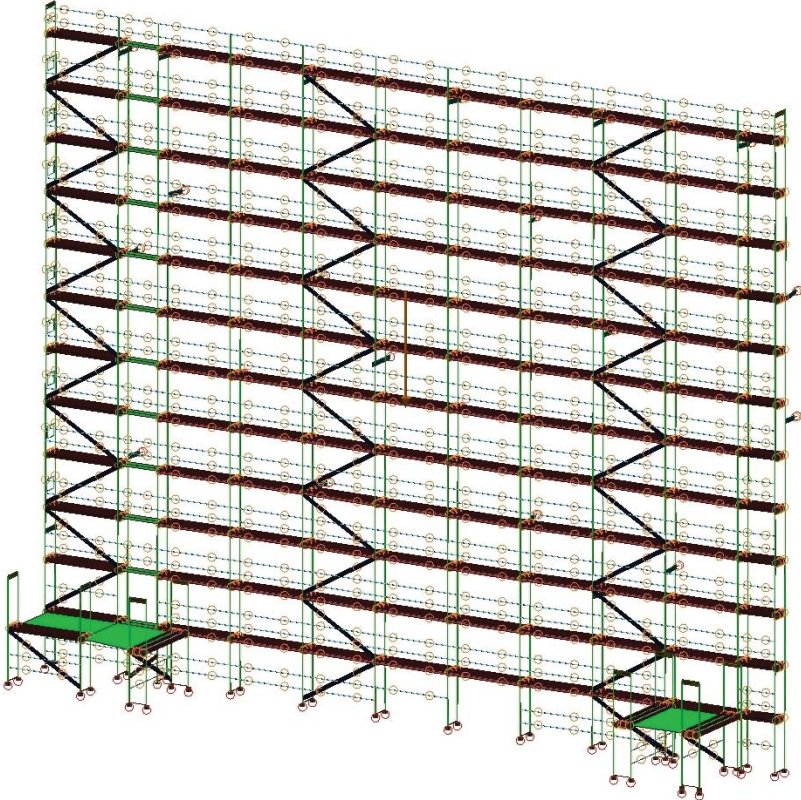
L23



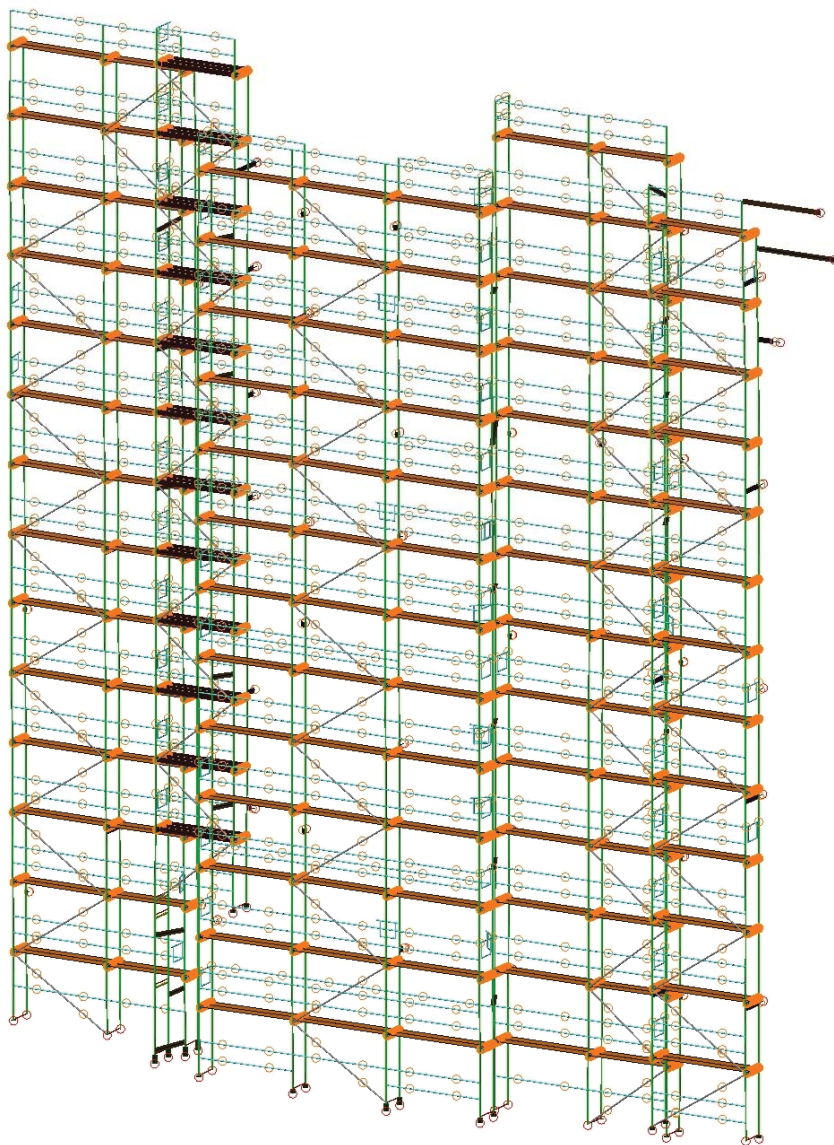
L24



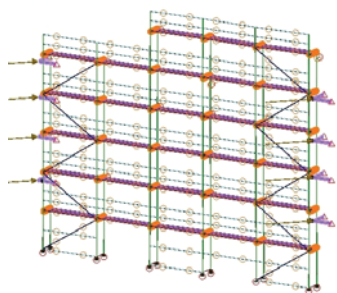
L20



L22, z siatką



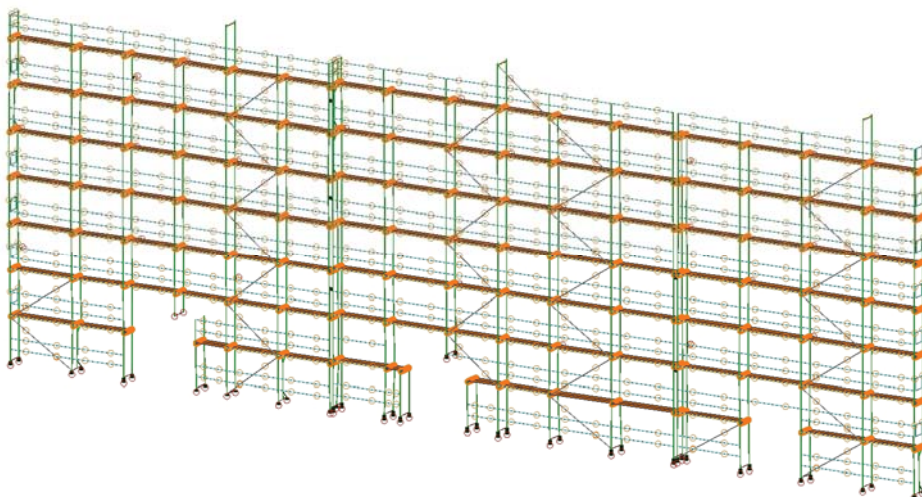
P01



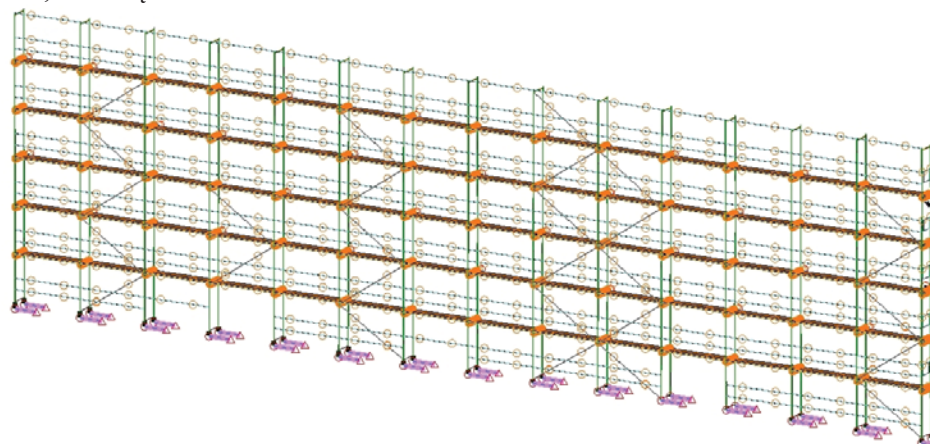
P03



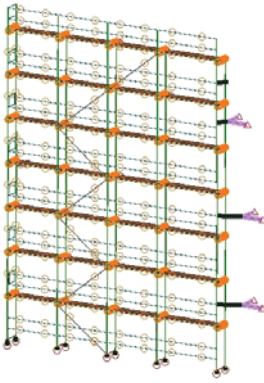
P02



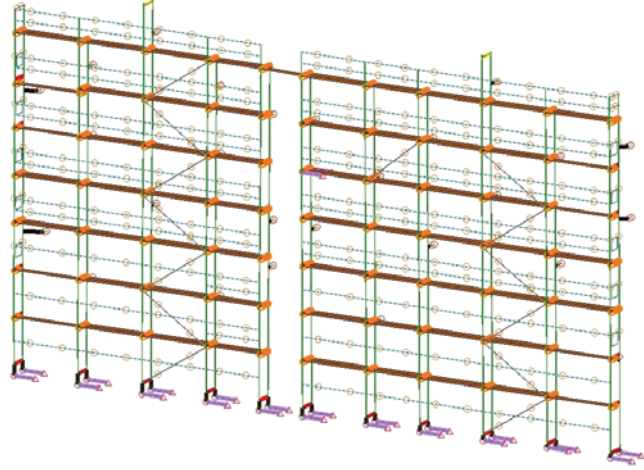
P06, z siatką



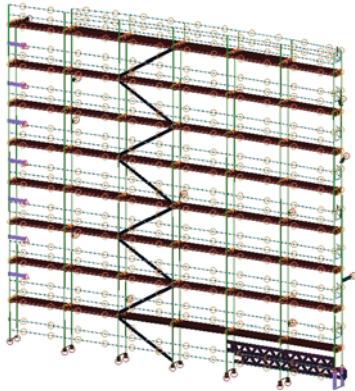
P04



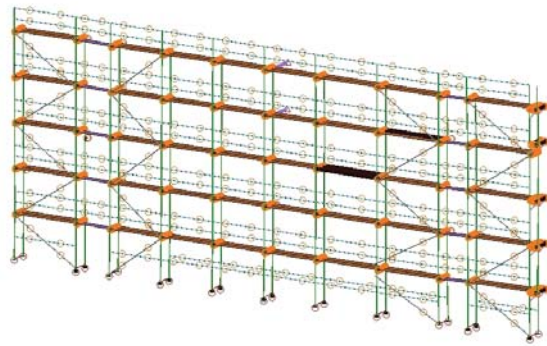
P08, z siatką



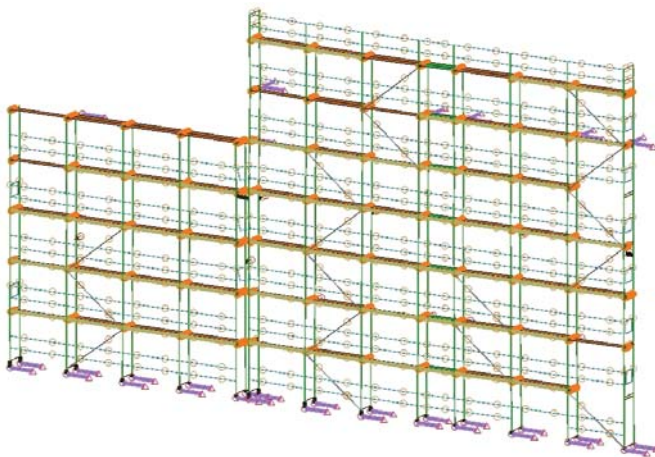
P05, z siatką



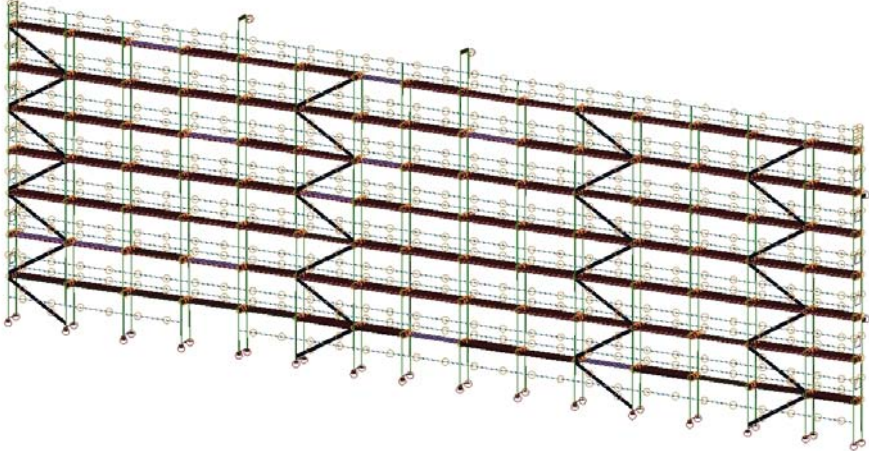
P09



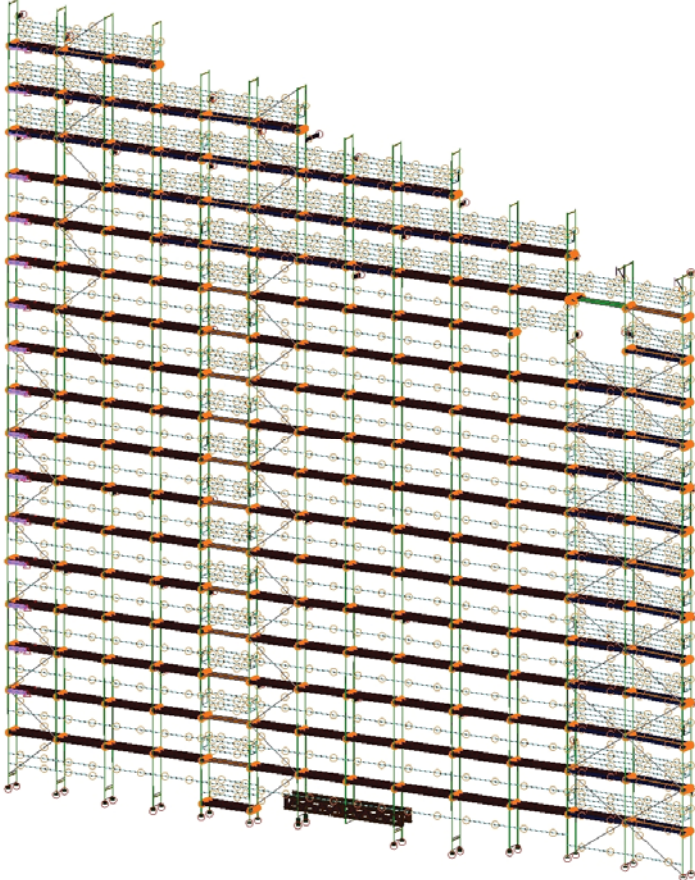
P07



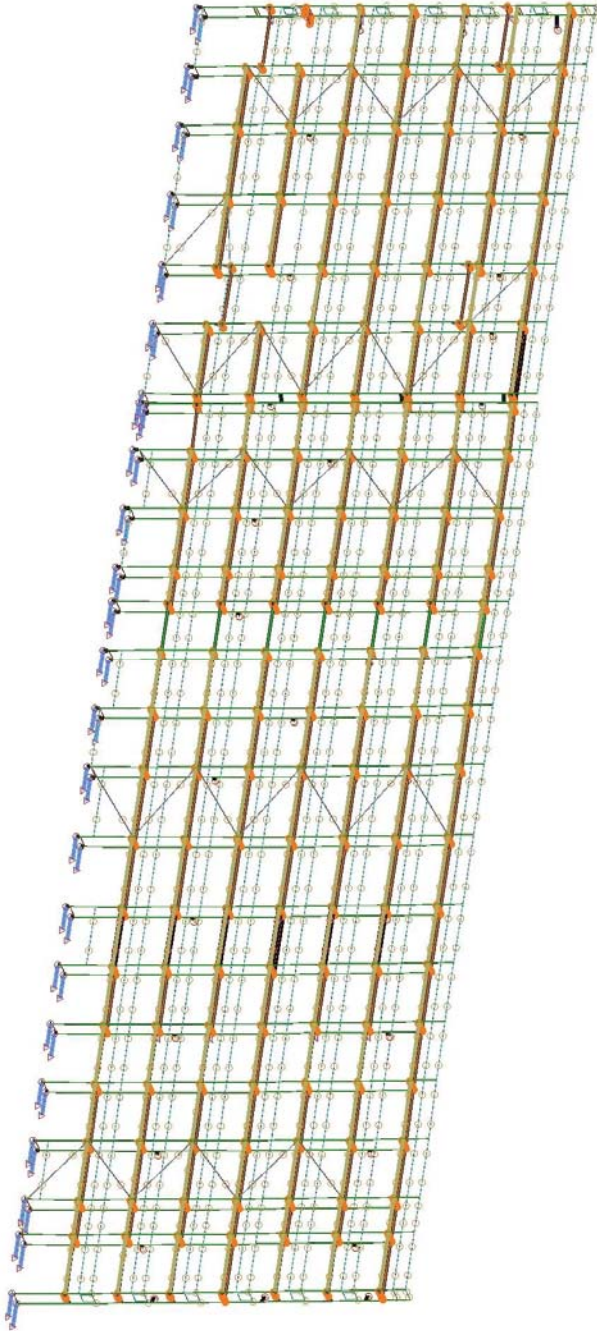
P10



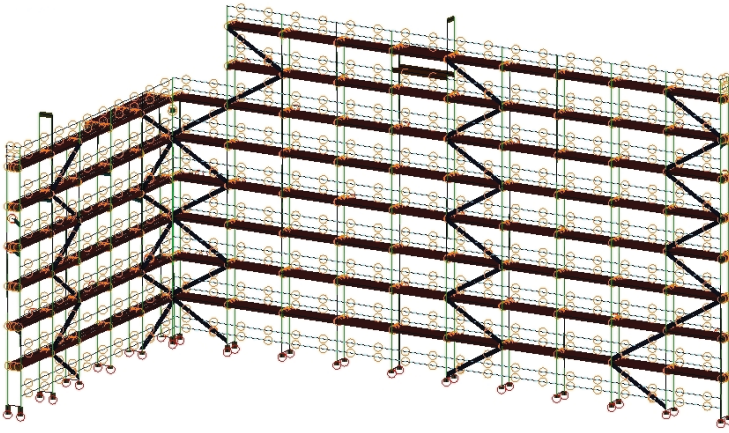
P12



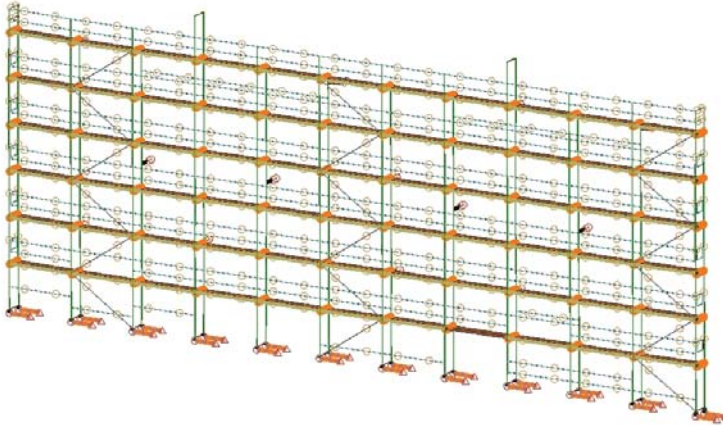
P11



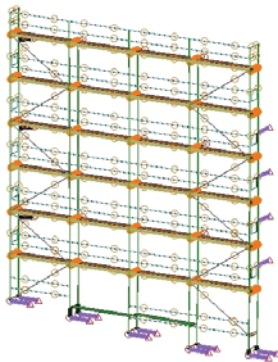
P13



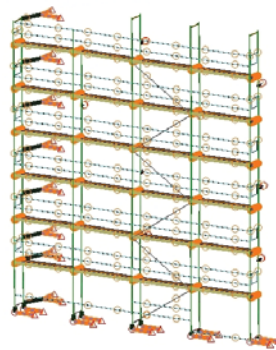
P15



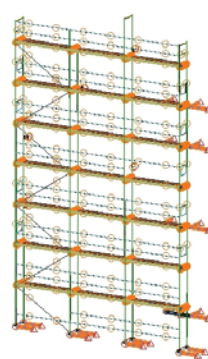
P16



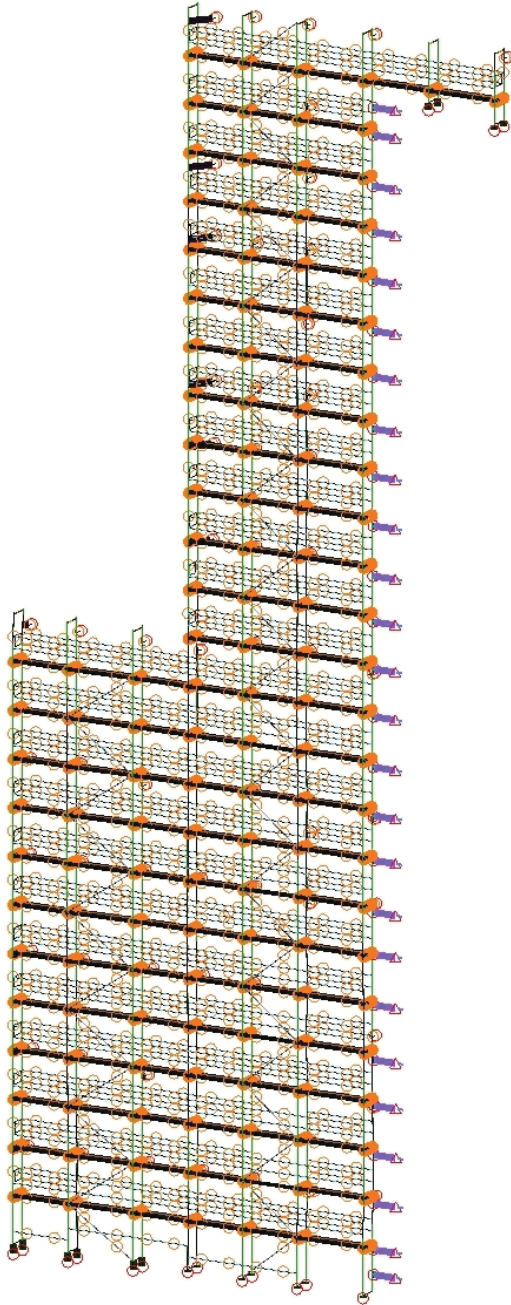
P17



P18



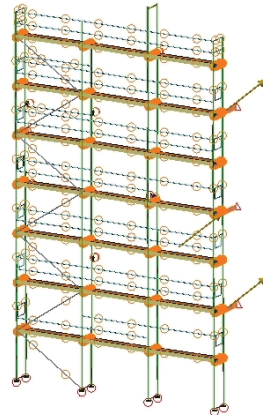
P14



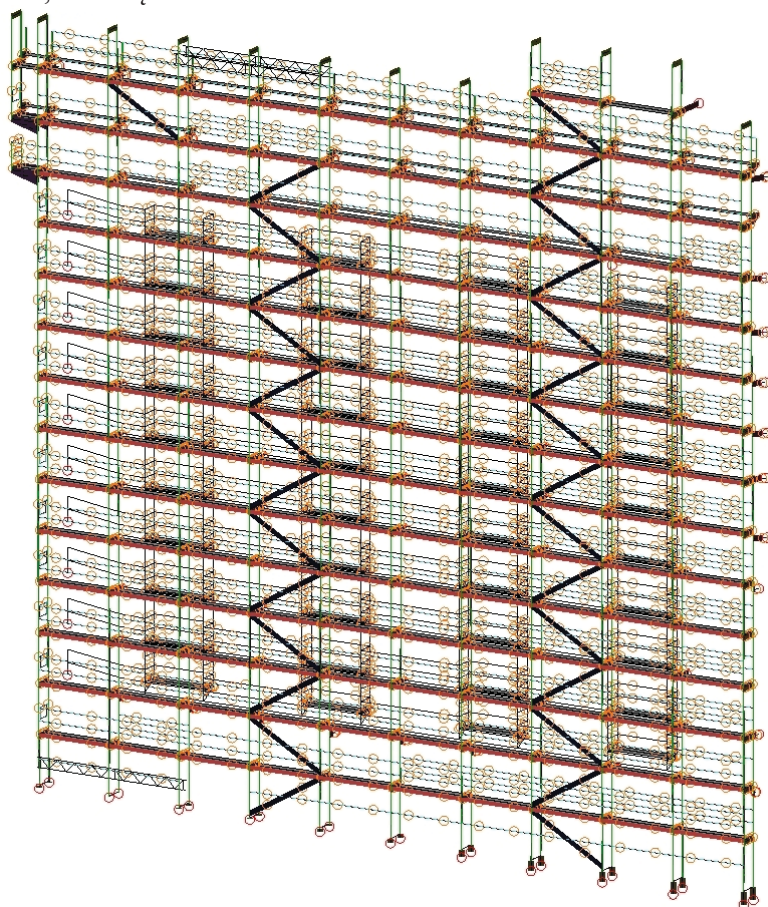
P20



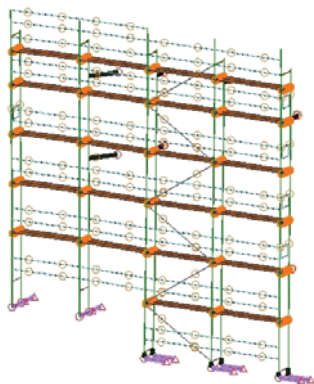
P21



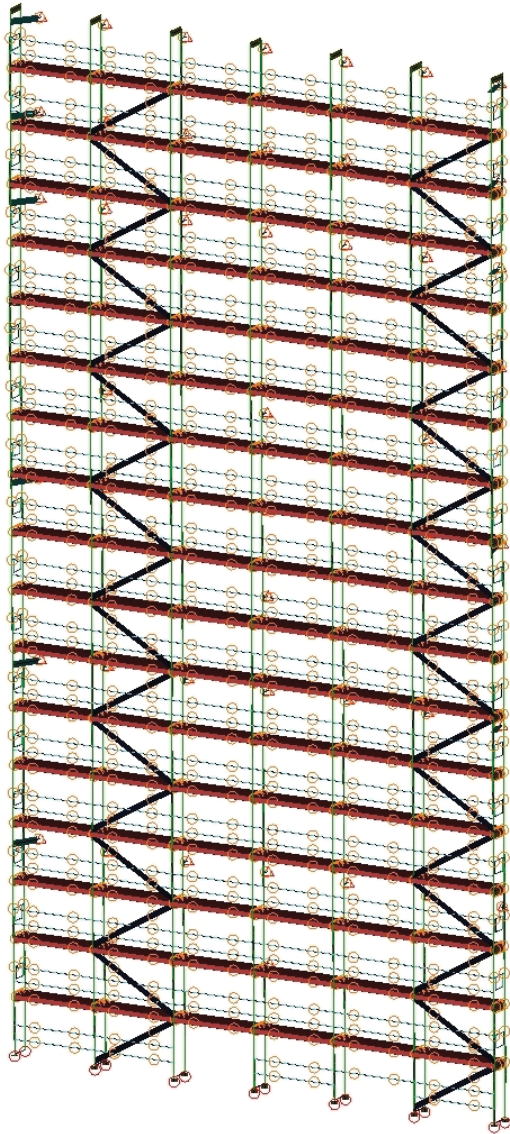
P19, z siatką

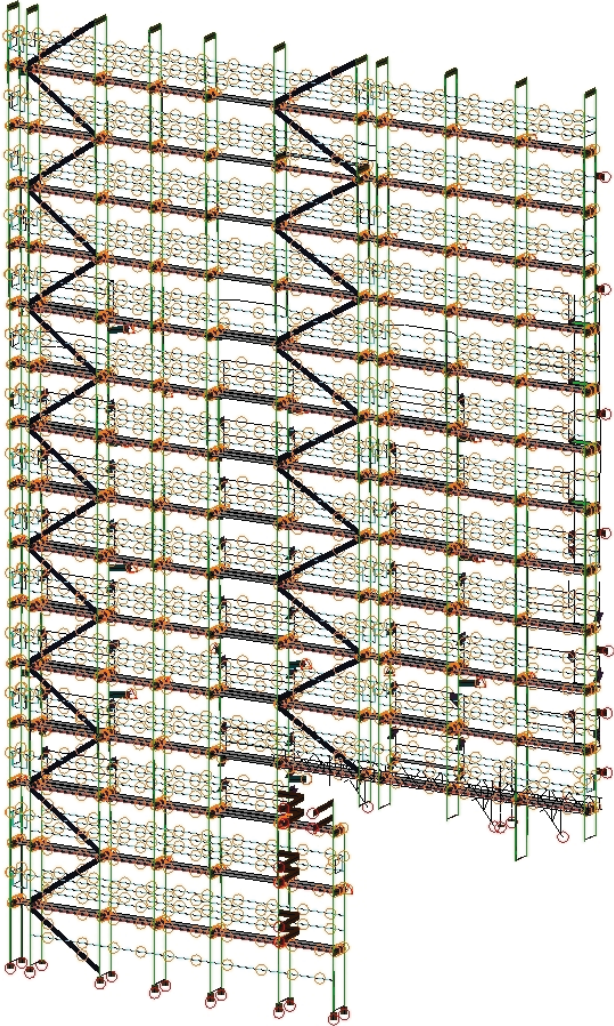


P22

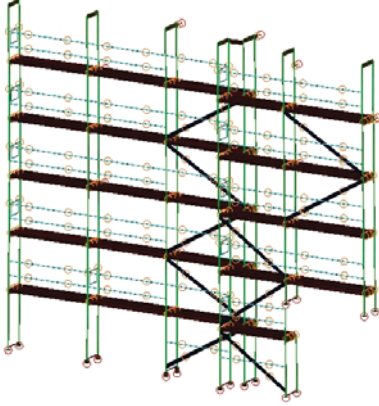


P23

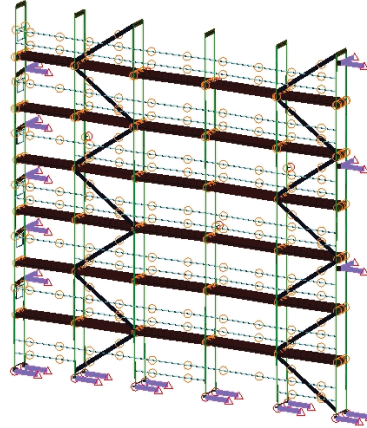




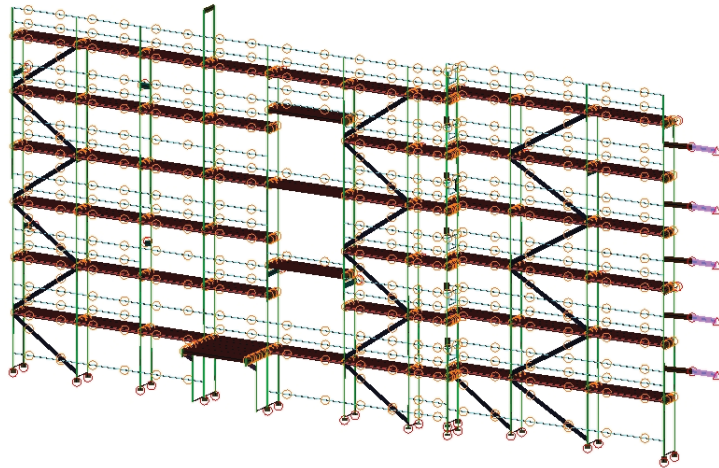
W01



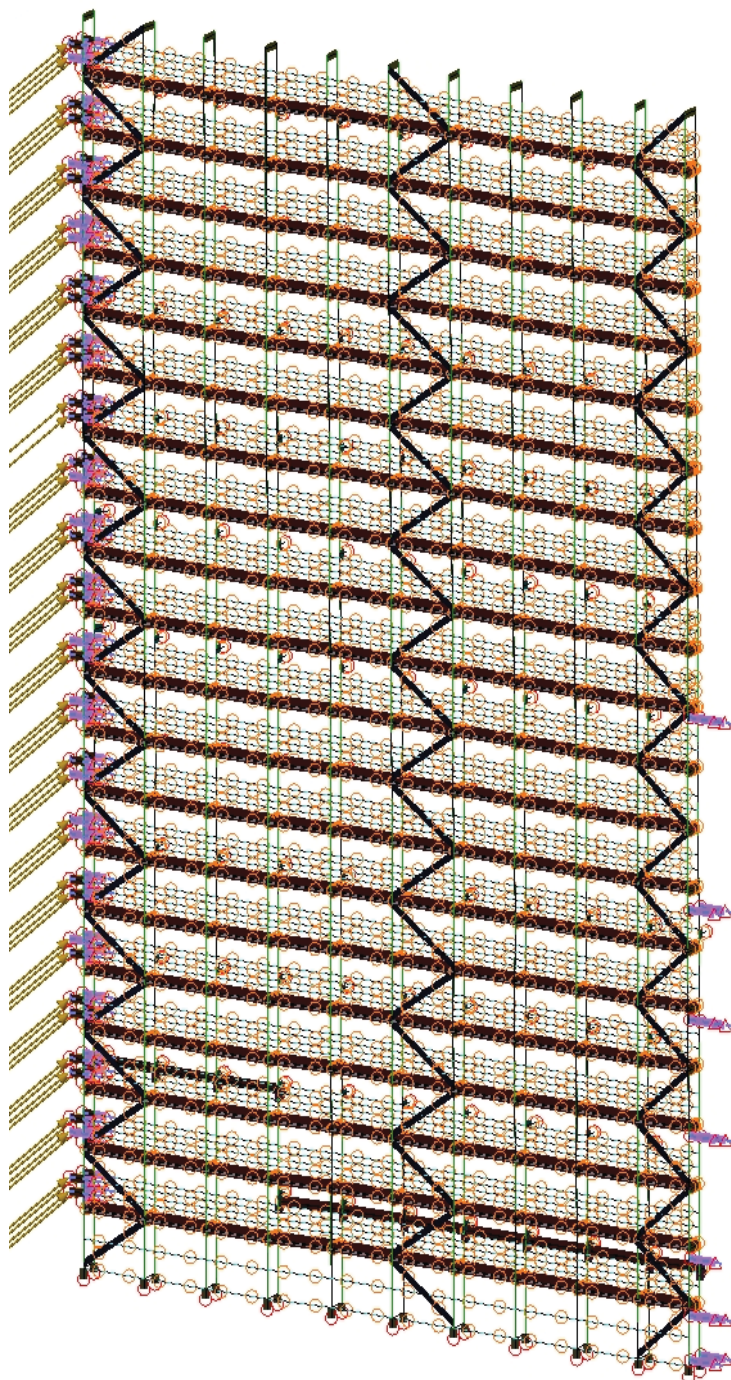
W03, z siatką



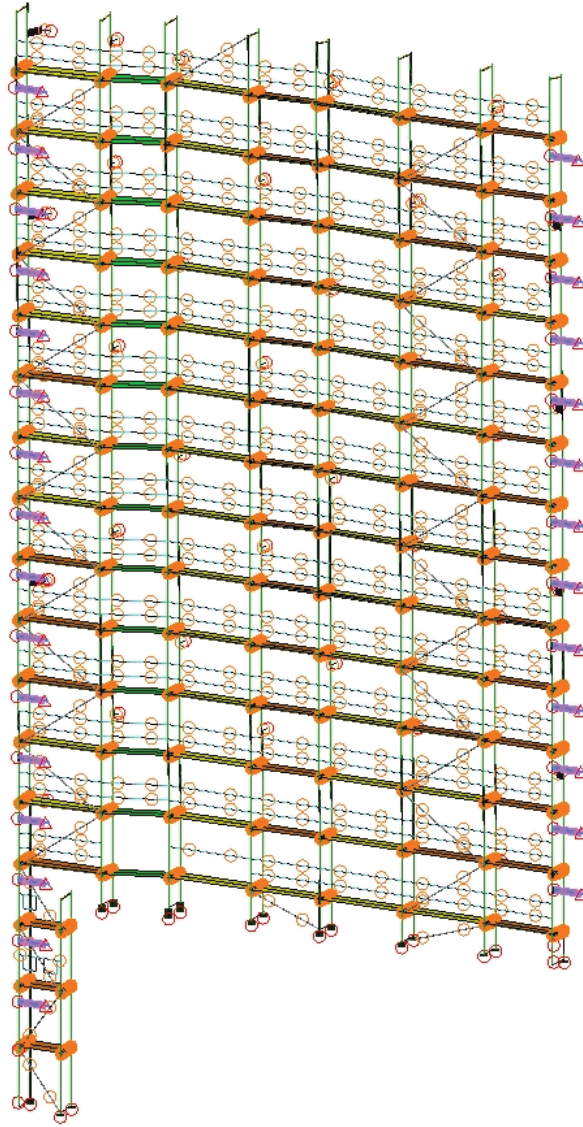
W04,
z siatką



W02, dolna
część z
siatką



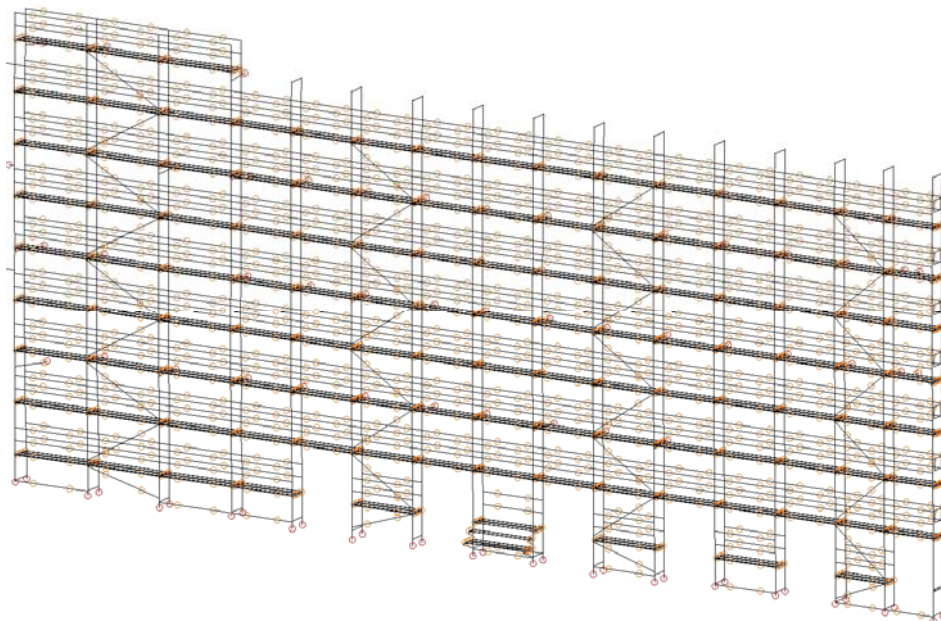
W05



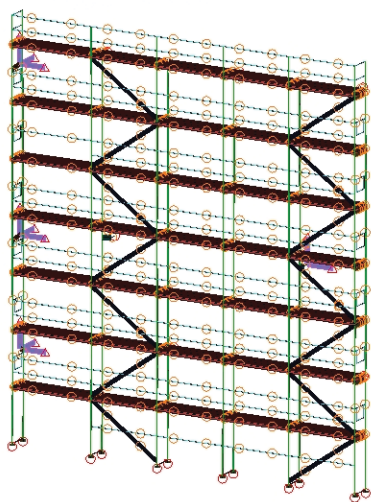
W06,
z siatką



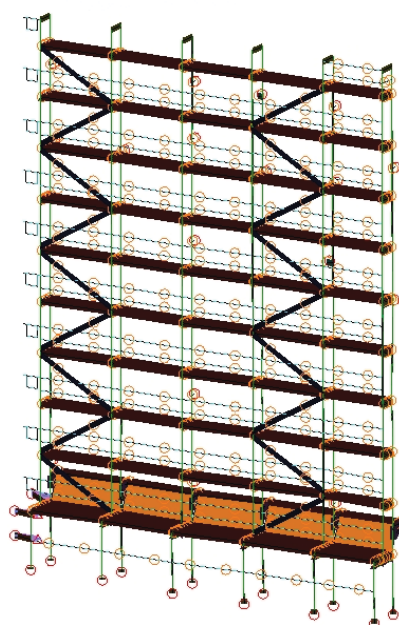
W07



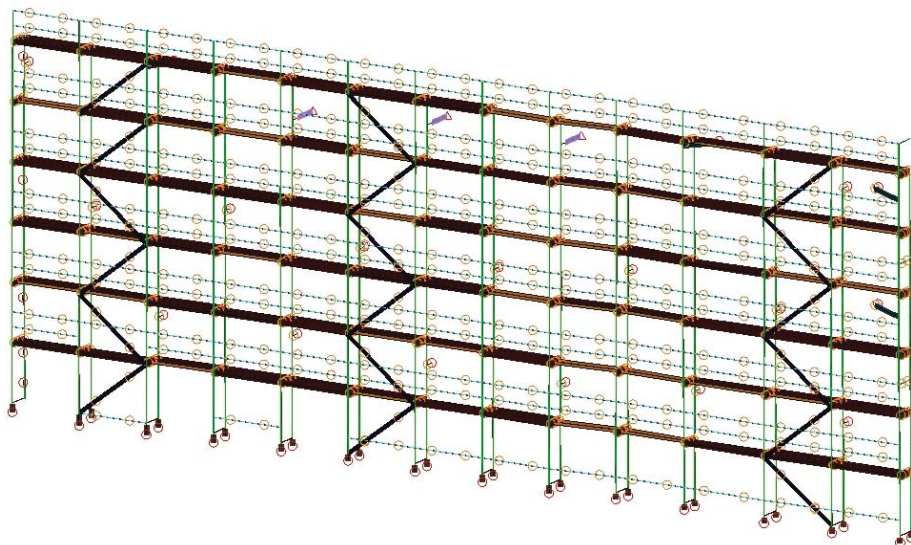
W08, z siatką



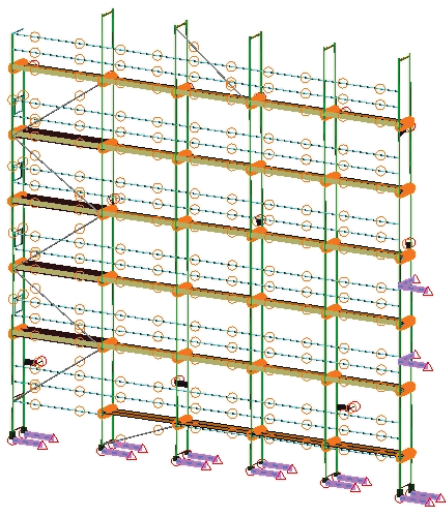
W10, z siatką



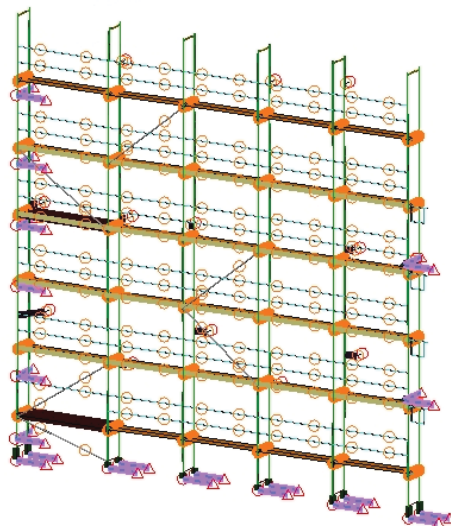
W09, z siatką



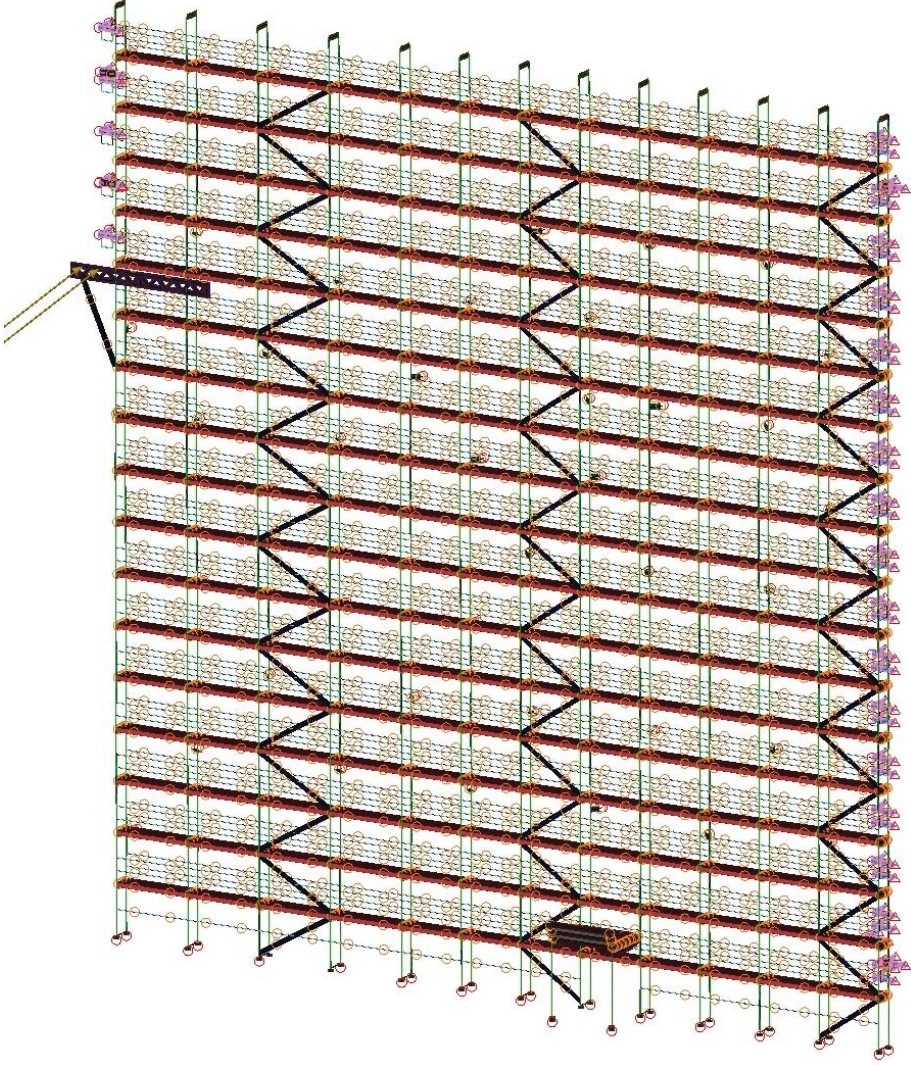
W11



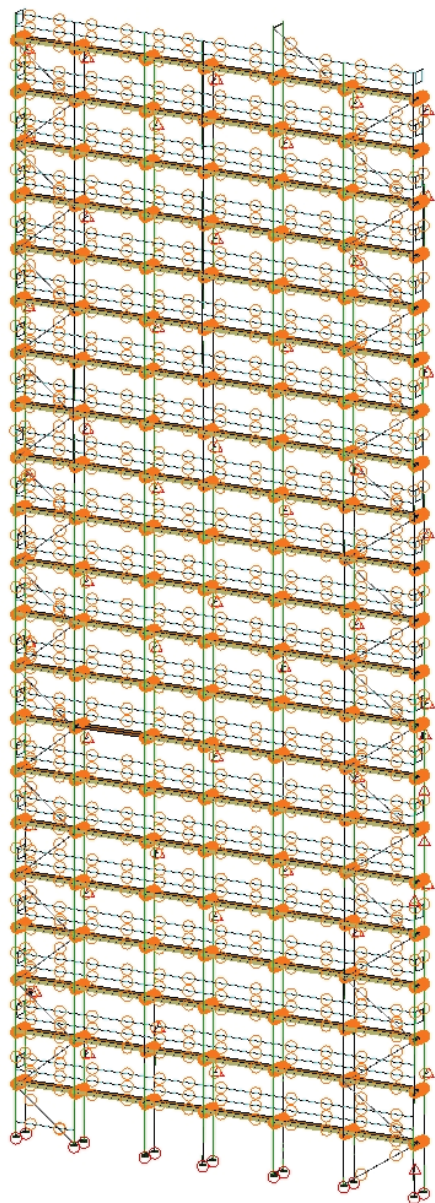
W12



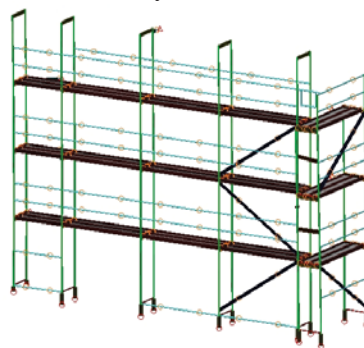
W13



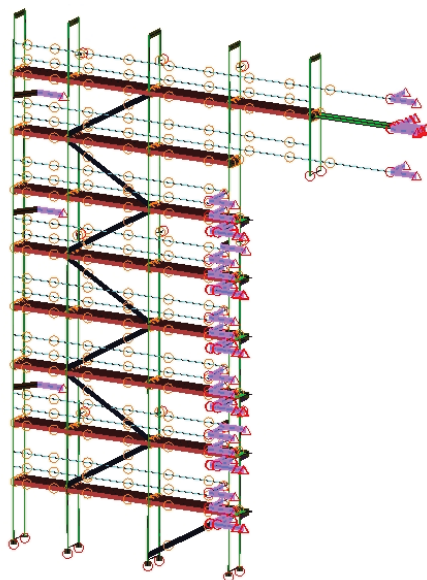
W14



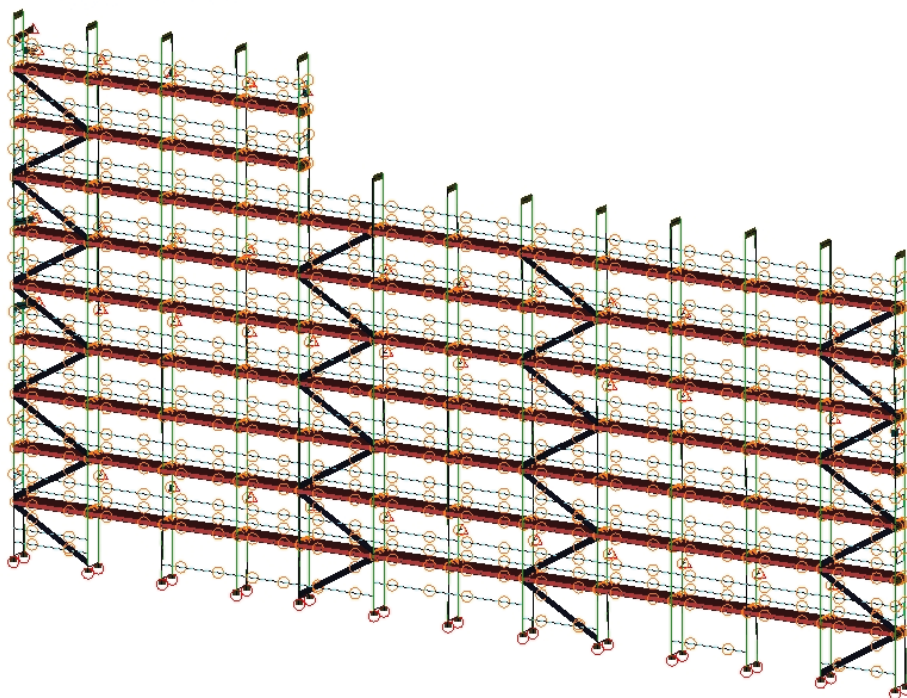
W15, z siatką



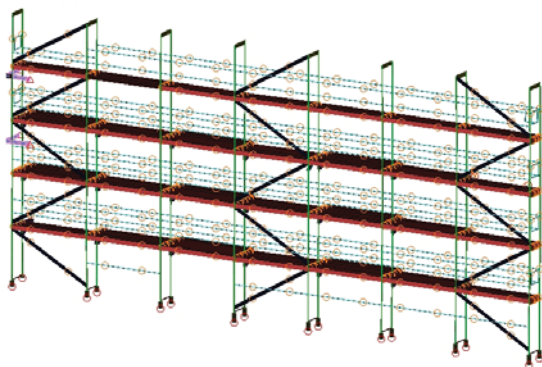
W17



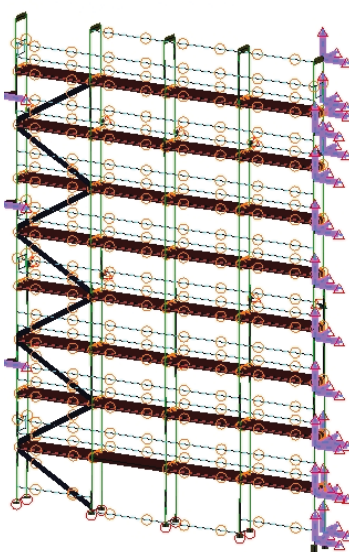
W16



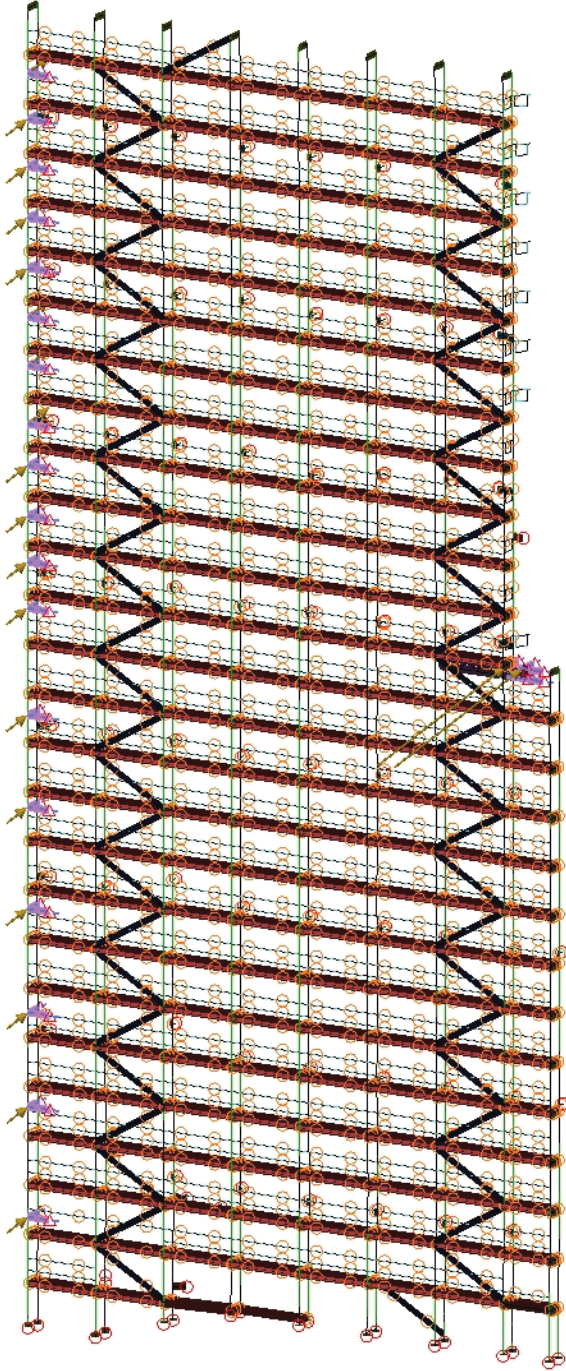
W20



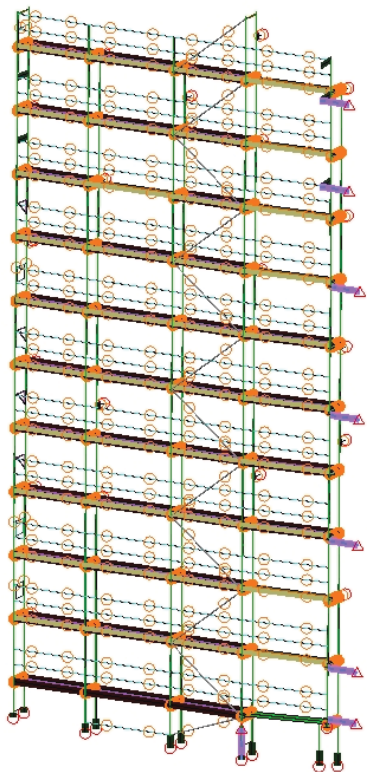
W22, z siatką



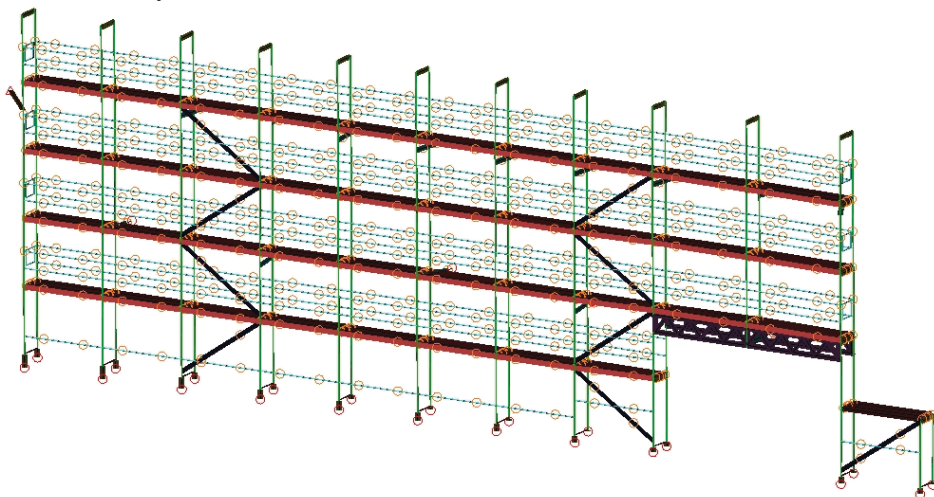
W18



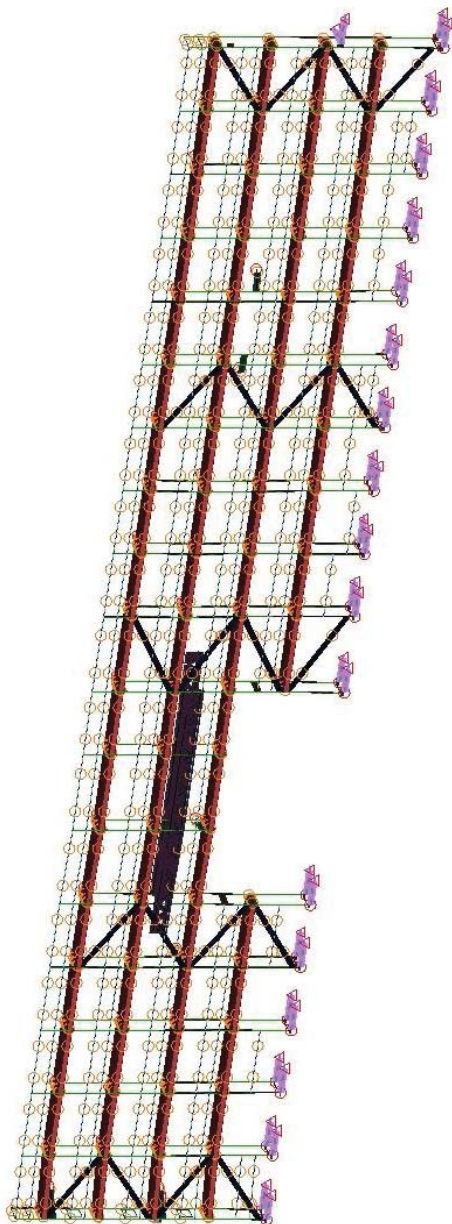
W19



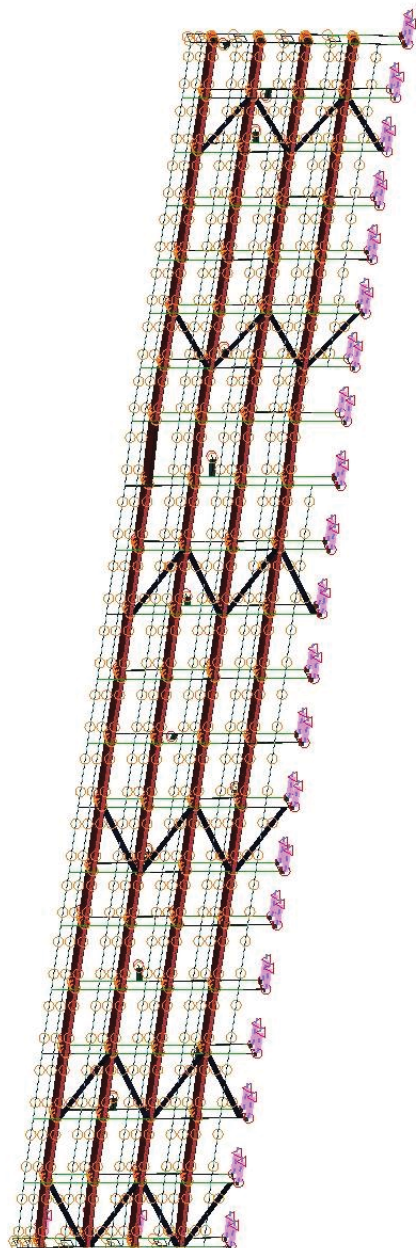
W21, z siatką



W23, z siatką



W24



Załącznik nr 2.

Współczynniki korelacji pomiędzy imperfekcjami węzłów

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_X w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 1

| IMP_X | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,628 | 0,433 | 0,348 | 0,276 | 0,275 | 0,428 | 0,427 | 0,433 | 0,284 | 0,232 | 0,247 |
| | 2 | 0,628 | 1,000 | 0,835 | 0,729 | 0,636 | 0,613 | 0,483 | 0,841 | 0,837 | 0,701 | 0,603 | 0,578 |
| | 3 | 0,433 | 0,835 | 1,000 | 0,922 | 0,860 | 0,805 | 0,371 | 0,742 | 0,926 | 0,884 | 0,840 | 0,783 |
| | 4 | 0,348 | 0,729 | 0,922 | 1,000 | 0,957 | 0,891 | 0,300 | 0,672 | 0,876 | 0,966 | 0,926 | 0,864 |
| | 5 | 0,276 | 0,636 | 0,860 | 0,957 | 1,000 | 0,946 | 0,236 | 0,575 | 0,822 | 0,948 | 0,963 | 0,923 |
| | 6 | 0,275 | 0,613 | 0,805 | 0,891 | 0,946 | 1,000 | 0,215 | 0,532 | 0,779 | 0,886 | 0,924 | 0,954 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,428 | 0,483 | 0,371 | 0,300 | 0,236 | 0,215 | 1,000 | 0,616 | 0,471 | 0,304 | 0,264 | 0,235 |
| | 2 | 0,427 | 0,841 | 0,742 | 0,672 | 0,575 | 0,532 | 0,616 | 1,000 | 0,820 | 0,690 | 0,601 | 0,534 |
| | 3 | 0,433 | 0,837 | 0,926 | 0,876 | 0,822 | 0,779 | 0,471 | 0,820 | 1,000 | 0,891 | 0,846 | 0,799 |
| | 4 | 0,284 | 0,701 | 0,884 | 0,966 | 0,948 | 0,886 | 0,304 | 0,690 | 0,891 | 1,000 | 0,948 | 0,893 |
| | 5 | 0,232 | 0,603 | 0,840 | 0,926 | 0,963 | 0,924 | 0,264 | 0,601 | 0,846 | 0,948 | 1,000 | 0,956 |
| | 6 | 0,247 | 0,578 | 0,783 | 0,864 | 0,923 | 0,954 | 0,235 | 0,534 | 0,799 | 0,893 | 0,956 | 1,000 |

Tab. Z2. 2

| IMP_X | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,327 | 0,364 | 0,305 | 0,267 | 0,220 | 0,221 | 0,203 | 0,319 | 0,217 | 0,298 | 0,136 | 0,162 |
| | 2 | 0,504 | 0,807 | 0,761 | 0,690 | 0,585 | 0,572 | 0,501 | 0,729 | 0,681 | 0,713 | 0,519 | 0,535 |
| | 3 | 0,519 | 0,830 | 0,901 | 0,827 | 0,806 | 0,757 | 0,376 | 0,733 | 0,909 | 0,833 | 0,795 | 0,753 |
| | 4 | 0,452 | 0,775 | 0,872 | 0,901 | 0,889 | 0,831 | 0,303 | 0,688 | 0,855 | 0,867 | 0,851 | 0,803 |
| | 5 | 0,405 | 0,702 | 0,834 | 0,904 | 0,919 | 0,878 | 0,202 | 0,591 | 0,804 | 0,837 | 0,874 | 0,846 |
| | 6 | 0,365 | 0,649 | 0,781 | 0,844 | 0,884 | 0,911 | 0,179 | 0,532 | 0,737 | 0,788 | 0,846 | 0,875 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,532 | 0,431 | 0,377 | 0,343 | 0,281 | 0,251 | 0,541 | 0,485 | 0,315 | 0,364 | 0,232 | 0,209 |
| | 2 | 0,547 | 0,834 | 0,768 | 0,707 | 0,595 | 0,551 | 0,638 | 0,861 | 0,696 | 0,742 | 0,548 | 0,522 |
| | 3 | 0,526 | 0,862 | 0,932 | 0,870 | 0,821 | 0,778 | 0,442 | 0,801 | 0,906 | 0,897 | 0,788 | 0,760 |
| | 4 | 0,470 | 0,807 | 0,915 | 0,957 | 0,920 | 0,865 | 0,351 | 0,716 | 0,866 | 0,918 | 0,883 | 0,843 |
| | 5 | 0,436 | 0,726 | 0,856 | 0,923 | 0,951 | 0,919 | 0,246 | 0,645 | 0,843 | 0,863 | 0,925 | 0,891 |
| | 6 | 0,362 | 0,651 | 0,791 | 0,863 | 0,921 | 0,952 | 0,190 | 0,549 | 0,758 | 0,802 | 0,885 | 0,919 |

Tab. Z2. 3

| IMP_X | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,205 | 0,266 | 0,201 | 0,208 | 0,13 | 0,137 | 0,213 | 0,156 | 0,215 | 0,228 | 0,216 | 0,252 |
| | 2 | 0,492 | 0,711 | 0,63 | 0,538 | 0,492 | 0,469 | 0,433 | 0,623 | 0,591 | 0,589 | 0,53 | 0,523 |
| | 3 | 0,462 | 0,74 | 0,808 | 0,768 | 0,742 | 0,704 | 0,498 | 0,717 | 0,747 | 0,762 | 0,727 | 0,708 |
| | 4 | 0,441 | 0,694 | 0,778 | 0,782 | 0,797 | 0,746 | 0,535 | 0,681 | 0,746 | 0,774 | 0,749 | 0,73 |
| | 5 | 0,37 | 0,628 | 0,73 | 0,792 | 0,816 | 0,79 | 0,493 | 0,621 | 0,689 | 0,735 | 0,745 | 0,743 |
| | 6 | 0,357 | 0,606 | 0,688 | 0,75 | 0,798 | 0,817 | 0,458 | 0,626 | 0,659 | 0,689 | 0,71 | 0,734 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,265 | 0,24 | 0,233 | 0,17 | 0,16 | 0,124 | 0,242 | 0,271 | 0,181 | 0,207 | 0,193 | 0,208 |
| | 2 | 0,462 | 0,65 | 0,593 | 0,49 | 0,482 | 0,418 | 0,406 | 0,584 | 0,545 | 0,538 | 0,492 | 0,455 |
| | 3 | 0,503 | 0,745 | 0,785 | 0,701 | 0,707 | 0,692 | 0,521 | 0,681 | 0,724 | 0,731 | 0,699 | 0,695 |
| | 4 | 0,498 | 0,692 | 0,766 | 0,73 | 0,819 | 0,775 | 0,571 | 0,661 | 0,743 | 0,757 | 0,765 | 0,753 |
| | 5 | 0,39 | 0,631 | 0,732 | 0,788 | 0,834 | 0,818 | 0,493 | 0,617 | 0,692 | 0,74 | 0,782 | 0,782 |
| | 6 | 0,34 | 0,587 | 0,677 | 0,737 | 0,815 | 0,852 | 0,445 | 0,591 | 0,641 | 0,679 | 0,736 | 0,773 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_X w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 4

| IMP_X | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,661 | 0,564 | 0,479 | 0,461 | 0,401 | 0,644 | 0,568 | 0,521 | 0,454 | 0,388 | 0,353 |
| | 2 | 0,661 | 1,000 | 0,921 | 0,850 | 0,766 | 0,709 | 0,536 | 0,880 | 0,871 | 0,842 | 0,732 | 0,699 |
| | 3 | 0,564 | 0,921 | 1,000 | 0,942 | 0,884 | 0,835 | 0,433 | 0,806 | 0,946 | 0,934 | 0,870 | 0,835 |
| | 4 | 0,479 | 0,850 | 0,942 | 1,000 | 0,959 | 0,911 | 0,393 | 0,754 | 0,869 | 0,968 | 0,938 | 0,906 |
| | 5 | 0,461 | 0,766 | 0,884 | 0,959 | 1,000 | 0,968 | 0,248 | 0,672 | 0,875 | 0,907 | 0,973 | 0,956 |
| | 6 | 0,401 | 0,709 | 0,835 | 0,911 | 0,968 | 1,000 | 0,225 | 0,604 | 0,810 | 0,860 | 0,940 | 0,986 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,644 | 0,536 | 0,433 | 0,393 | 0,248 | 0,225 | 1,000 | 0,605 | 0,383 | 0,450 | 0,269 | 0,245 |
| | 2 | 0,568 | 0,880 | 0,806 | 0,754 | 0,672 | 0,604 | 0,605 | 1,000 | 0,773 | 0,798 | 0,658 | 0,614 |
| | 3 | 0,521 | 0,871 | 0,946 | 0,869 | 0,875 | 0,810 | 0,383 | 0,773 | 1,000 | 0,868 | 0,877 | 0,828 |
| | 4 | 0,454 | 0,842 | 0,934 | 0,968 | 0,907 | 0,860 | 0,450 | 0,798 | 0,868 | 1,000 | 0,895 | 0,880 |
| | 5 | 0,388 | 0,732 | 0,870 | 0,938 | 0,973 | 0,940 | 0,269 | 0,658 | 0,877 | 0,895 | 1,000 | 0,949 |
| | 6 | 0,353 | 0,699 | 0,835 | 0,906 | 0,956 | 0,986 | 0,245 | 0,614 | 0,828 | 0,880 | 0,949 | 1,000 |

Tab. Z2. 5

| IMP_X | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,478 | 0,411 | 0,363 | 0,313 | 0,314 | 0,261 | 0,302 | 0,393 | 0,402 | 0,421 | 0,394 | 0,430 |
| | 2 | 0,532 | 0,810 | 0,734 | 0,655 | 0,685 | 0,632 | 0,539 | 0,713 | 0,723 | 0,725 | 0,698 | 0,682 |
| | 3 | 0,546 | 0,779 | 0,835 | 0,735 | 0,811 | 0,780 | 0,588 | 0,728 | 0,793 | 0,793 | 0,793 | 0,779 |
| | 4 | 0,525 | 0,719 | 0,776 | 0,718 | 0,877 | 0,838 | 0,587 | 0,676 | 0,757 | 0,769 | 0,836 | 0,822 |
| | 5 | 0,395 | 0,683 | 0,786 | 0,843 | 0,899 | 0,891 | 0,480 | 0,656 | 0,755 | 0,809 | 0,857 | 0,860 |
| | 6 | 0,358 | 0,649 | 0,744 | 0,806 | 0,888 | 0,927 | 0,447 | 0,651 | 0,716 | 0,763 | 0,822 | 0,857 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,621 | 0,384 | 0,317 | 0,251 | 0,235 | 0,187 | 0,401 | 0,423 | 0,340 | 0,334 | 0,279 | 0,281 |
| | 2 | 0,538 | 0,748 | 0,680 | 0,623 | 0,608 | 0,548 | 0,567 | 0,665 | 0,651 | 0,659 | 0,622 | 0,579 |
| | 3 | 0,482 | 0,774 | 0,866 | 0,823 | 0,825 | 0,785 | 0,490 | 0,738 | 0,811 | 0,838 | 0,817 | 0,797 |
| | 4 | 0,546 | 0,743 | 0,798 | 0,747 | 0,853 | 0,819 | 0,591 | 0,691 | 0,768 | 0,796 | 0,811 | 0,808 |
| | 5 | 0,407 | 0,660 | 0,781 | 0,848 | 0,904 | 0,897 | 0,483 | 0,654 | 0,741 | 0,796 | 0,855 | 0,848 |
| | 6 | 0,375 | 0,663 | 0,770 | 0,832 | 0,911 | 0,949 | 0,473 | 0,676 | 0,745 | 0,798 | 0,850 | 0,886 |

Tab. Z2. 6

| IMP_X | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,726 | 0,621 | 0,495 | 0,520 | 0,454 | 0,681 | 0,719 | 0,708 | 0,662 | 0,625 | 0,592 |
| | 2 | 0,726 | 1,000 | 0,884 | 0,792 | 0,774 | 0,725 | 0,692 | 0,905 | 0,885 | 0,861 | 0,807 | 0,783 |
| | 3 | 0,621 | 0,884 | 1,000 | 0,925 | 0,900 | 0,853 | 0,618 | 0,886 | 0,956 | 0,963 | 0,910 | 0,880 |
| | 4 | 0,495 | 0,792 | 0,925 | 1,000 | 0,956 | 0,903 | 0,497 | 0,810 | 0,896 | 0,960 | 0,938 | 0,897 |
| | 5 | 0,520 | 0,774 | 0,900 | 0,956 | 1,000 | 0,960 | 0,574 | 0,799 | 0,897 | 0,938 | 0,951 | 0,936 |
| | 6 | 0,454 | 0,725 | 0,853 | 0,903 | 0,960 | 1,000 | 0,538 | 0,763 | 0,835 | 0,879 | 0,907 | 0,938 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,681 | 0,692 | 0,618 | 0,497 | 0,574 | 0,538 | 1,000 | 0,759 | 0,651 | 0,567 | 0,532 | 0,537 |
| | 2 | 0,719 | 0,905 | 0,886 | 0,810 | 0,799 | 0,763 | 0,759 | 1,000 | 0,914 | 0,851 | 0,812 | 0,796 |
| | 3 | 0,708 | 0,885 | 0,956 | 0,896 | 0,897 | 0,835 | 0,651 | 0,914 | 1,000 | 0,953 | 0,922 | 0,863 |
| | 4 | 0,662 | 0,861 | 0,963 | 0,960 | 0,938 | 0,879 | 0,567 | 0,851 | 0,953 | 1,000 | 0,948 | 0,914 |
| | 5 | 0,625 | 0,807 | 0,910 | 0,938 | 0,951 | 0,907 | 0,532 | 0,812 | 0,922 | 0,948 | 1,000 | 0,959 |
| | 6 | 0,592 | 0,783 | 0,880 | 0,897 | 0,936 | 0,938 | 0,537 | 0,796 | 0,863 | 0,914 | 0,959 | 1,000 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Y w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 7

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|--------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,662 | 0,404 | 0,293 | 0,183 | 0,123 | 0,137 | 0,234 | 0,246 | 0,198 | 0,104 | 0,101 |
| | 2 | 0,662 | 1,000 | 0,837 | 0,728 | 0,621 | 0,513 | 0,271 | 0,482 | 0,512 | 0,515 | 0,451 | 0,451 |
| | 3 | 0,404 | 0,837 | 1,000 | 0,913 | 0,831 | 0,754 | 0,209 | 0,396 | 0,500 | 0,517 | 0,485 | 0,493 |
| | 4 | 0,293 | 0,728 | 0,913 | 1,000 | 0,949 | 0,902 | 0,143 | 0,336 | 0,429 | 0,502 | 0,519 | 0,530 |
| | 5 | 0,183 | 0,621 | 0,831 | 0,949 | 1,000 | 0,970 | 0,112 | 0,291 | 0,364 | 0,463 | 0,514 | 0,525 |
| | 6 | 0,123 | 0,513 | 0,754 | 0,902 | 0,970 | 1,000 | -0,045 | 0,175 | 0,298 | 0,423 | 0,498 | 0,523 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,137 | 0,271 | 0,209 | 0,143 | 0,112 | -0,045 | 1,000 | 0,877 | 0,709 | 0,525 | 0,421 | 0,345 |
| | 2 | 0,234 | 0,482 | 0,396 | 0,336 | 0,291 | 0,175 | 0,877 | 1,000 | 0,900 | 0,782 | 0,688 | 0,620 |
| | 3 | 0,246 | 0,512 | 0,500 | 0,429 | 0,364 | 0,298 | 0,709 | 0,900 | 1,000 | 0,924 | 0,831 | 0,788 |
| | 4 | 0,198 | 0,515 | 0,517 | 0,502 | 0,463 | 0,423 | 0,525 | 0,782 | 0,924 | 1,000 | 0,933 | 0,911 |
| | 5 | 0,104 | 0,451 | 0,485 | 0,519 | 0,514 | 0,498 | 0,421 | 0,688 | 0,831 | 0,933 | 1,000 | 0,948 |
| | 6 | 0,101 | 0,451 | 0,493 | 0,530 | 0,525 | 0,523 | 0,345 | 0,620 | 0,788 | 0,911 | 0,948 | 1,000 |

Tab. Z2. 8

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,145 | 0,165 | 0,139 | 0,107 | 0,075 | 0,026 | 0,173 | 0,113 | 0,084 | 0,084 | 0,063 | 0,027 |
| | 2 | 0,264 | 0,326 | 0,283 | 0,245 | 0,212 | 0,205 | 0,187 | 0,216 | 0,185 | 0,197 | 0,174 | 0,183 |
| | 3 | 0,235 | 0,293 | 0,272 | 0,236 | 0,200 | 0,194 | 0,115 | 0,204 | 0,210 | 0,228 | 0,209 | 0,207 |
| | 4 | 0,249 | 0,294 | 0,255 | 0,224 | 0,198 | 0,191 | 0,156 | 0,216 | 0,212 | 0,206 | 0,187 | 0,190 |
| | 5 | 0,259 | 0,288 | 0,234 | 0,202 | 0,184 | 0,185 | 0,162 | 0,214 | 0,203 | 0,179 | 0,163 | 0,167 |
| | 6 | 0,193 | 0,238 | 0,192 | 0,174 | 0,175 | 0,170 | 0,102 | 0,175 | 0,173 | 0,165 | 0,161 | 0,156 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,626 | 0,652 | 0,598 | 0,479 | 0,370 | 0,384 | 0,554 | 0,548 | 0,520 | 0,449 | 0,372 | 0,371 |
| | 2 | 0,631 | 0,737 | 0,722 | 0,651 | 0,575 | 0,600 | 0,547 | 0,612 | 0,595 | 0,562 | 0,512 | 0,522 |
| | 3 | 0,592 | 0,723 | 0,784 | 0,751 | 0,692 | 0,719 | 0,504 | 0,597 | 0,622 | 0,653 | 0,613 | 0,626 |
| | 4 | 0,524 | 0,681 | 0,758 | 0,782 | 0,762 | 0,793 | 0,453 | 0,600 | 0,619 | 0,671 | 0,667 | 0,689 |
| | 5 | 0,473 | 0,633 | 0,744 | 0,799 | 0,804 | 0,836 | 0,425 | 0,570 | 0,608 | 0,670 | 0,698 | 0,736 |
| | 6 | 0,421 | 0,583 | 0,691 | 0,756 | 0,778 | 0,809 | 0,361 | 0,507 | 0,552 | 0,622 | 0,654 | 0,686 |

Tab. Z2. 9

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|--------|-------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,101 | 0,077 | 0,090 | 0,078 | 0,065 | 0,046 | 0,105 | 0,034 | -0,008 | 0,027 | -0,025 | -0,027 |
| | 2 | 0,164 | 0,200 | 0,202 | 0,233 | 0,238 | 0,257 | 0,089 | 0,122 | 0,112 | 0,168 | 0,151 | 0,124 |
| | 3 | 0,132 | 0,173 | 0,265 | 0,313 | 0,314 | 0,338 | 0,006 | 0,056 | 0,126 | 0,193 | 0,231 | 0,215 |
| | 4 | 0,114 | 0,155 | 0,218 | 0,281 | 0,273 | 0,286 | -0,012 | 0,049 | 0,101 | 0,195 | 0,223 | 0,212 |
| | 5 | 0,115 | 0,149 | 0,195 | 0,244 | 0,243 | 0,262 | 0,011 | 0,063 | 0,092 | 0,174 | 0,247 | 0,233 |
| | 6 | 0,057 | 0,106 | 0,160 | 0,225 | 0,237 | 0,254 | -0,011 | 0,068 | 0,105 | 0,232 | 0,235 | 0,248 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,590 | 0,564 | 0,458 | 0,410 | 0,335 | 0,316 | 0,448 | 0,449 | 0,410 | 0,364 | 0,317 | 0,247 |
| | 2 | 0,613 | 0,645 | 0,548 | 0,525 | 0,488 | 0,496 | 0,468 | 0,510 | 0,467 | 0,450 | 0,432 | 0,396 |
| | 3 | 0,563 | 0,612 | 0,602 | 0,622 | 0,595 | 0,605 | 0,430 | 0,463 | 0,491 | 0,501 | 0,497 | 0,475 |
| | 4 | 0,501 | 0,583 | 0,582 | 0,631 | 0,638 | 0,645 | 0,349 | 0,436 | 0,462 | 0,496 | 0,523 | 0,518 |
| | 5 | 0,450 | 0,555 | 0,586 | 0,648 | 0,674 | 0,674 | 0,349 | 0,454 | 0,488 | 0,540 | 0,578 | 0,581 |
| | 6 | 0,379 | 0,471 | 0,519 | 0,594 | 0,620 | 0,631 | 0,287 | 0,394 | 0,458 | 0,548 | 0,550 | 0,562 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Y w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 10

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,921 | 0,813 | 0,634 | 0,497 | 0,417 | 0,761 | 0,758 | 0,716 | 0,612 | 0,482 | 0,424 |
| | 2 | 0,921 | 1,000 | 0,936 | 0,816 | 0,699 | 0,642 | 0,803 | 0,868 | 0,841 | 0,769 | 0,669 | 0,620 |
| | 3 | 0,813 | 0,936 | 1,000 | 0,945 | 0,865 | 0,808 | 0,729 | 0,841 | 0,872 | 0,858 | 0,796 | 0,762 |
| | 4 | 0,634 | 0,816 | 0,945 | 1,000 | 0,964 | 0,921 | 0,630 | 0,776 | 0,830 | 0,872 | 0,864 | 0,848 |
| | 5 | 0,497 | 0,699 | 0,865 | 0,964 | 1,000 | 0,962 | 0,518 | 0,682 | 0,753 | 0,831 | 0,869 | 0,876 |
| | 6 | 0,417 | 0,642 | 0,808 | 0,921 | 0,962 | 1,000 | 0,472 | 0,628 | 0,699 | 0,787 | 0,840 | 0,885 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,761 | 0,803 | 0,729 | 0,630 | 0,518 | 0,472 | 1,000 | 0,868 | 0,808 | 0,682 | 0,550 | 0,465 |
| | 2 | 0,758 | 0,868 | 0,841 | 0,776 | 0,682 | 0,628 | 0,868 | 1,000 | 0,945 | 0,849 | 0,746 | 0,664 |
| | 3 | 0,716 | 0,841 | 0,872 | 0,830 | 0,753 | 0,699 | 0,808 | 0,945 | 1,000 | 0,938 | 0,861 | 0,788 |
| | 4 | 0,612 | 0,769 | 0,858 | 0,872 | 0,831 | 0,787 | 0,682 | 0,849 | 0,938 | 1,000 | 0,953 | 0,891 |
| | 5 | 0,482 | 0,669 | 0,796 | 0,864 | 0,869 | 0,840 | 0,550 | 0,746 | 0,861 | 0,953 | 1,000 | 0,964 |
| | 6 | 0,424 | 0,620 | 0,762 | 0,848 | 0,876 | 0,885 | 0,465 | 0,664 | 0,788 | 0,891 | 0,964 | 1,000 |

Tab. Z2. 11

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,780 | 0,702 | 0,611 | 0,518 | 0,404 | 0,363 | 0,584 | 0,569 | 0,566 | 0,514 | 0,435 | 0,313 |
| | 2 | 0,810 | 0,801 | 0,728 | 0,662 | 0,570 | 0,540 | 0,621 | 0,655 | 0,648 | 0,619 | 0,549 | 0,447 |
| | 3 | 0,750 | 0,780 | 0,773 | 0,753 | 0,680 | 0,650 | 0,610 | 0,657 | 0,693 | 0,678 | 0,639 | 0,550 |
| | 4 | 0,646 | 0,716 | 0,746 | 0,773 | 0,736 | 0,710 | 0,570 | 0,634 | 0,677 | 0,686 | 0,677 | 0,621 |
| | 5 | 0,537 | 0,637 | 0,699 | 0,747 | 0,739 | 0,731 | 0,496 | 0,568 | 0,619 | 0,648 | 0,661 | 0,642 |
| | 6 | 0,480 | 0,592 | 0,645 | 0,707 | 0,723 | 0,726 | 0,435 | 0,522 | 0,585 | 0,641 | 0,652 | 0,660 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,848 | 0,783 | 0,666 | 0,580 | 0,455 | 0,393 | 0,699 | 0,596 | 0,610 | 0,569 | 0,482 | 0,401 |
| | 2 | 0,900 | 0,917 | 0,828 | 0,767 | 0,663 | 0,612 | 0,667 | 0,750 | 0,736 | 0,695 | 0,652 | 0,575 |
| | 3 | 0,867 | 0,908 | 0,881 | 0,845 | 0,758 | 0,701 | 0,688 | 0,750 | 0,786 | 0,752 | 0,713 | 0,648 |
| | 4 | 0,765 | 0,842 | 0,882 | 0,897 | 0,837 | 0,797 | 0,641 | 0,708 | 0,770 | 0,779 | 0,764 | 0,711 |
| | 5 | 0,661 | 0,777 | 0,853 | 0,893 | 0,885 | 0,862 | 0,591 | 0,668 | 0,717 | 0,740 | 0,777 | 0,757 |
| | 6 | 0,563 | 0,707 | 0,800 | 0,863 | 0,880 | 0,879 | 0,514 | 0,616 | 0,704 | 0,754 | 0,764 | 0,760 |

Tab. Z2. 12

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,944 | 0,818 | 0,714 | 0,597 | 0,522 | 0,772 | 0,774 | 0,711 | 0,630 | 0,559 | 0,472 |
| | 2 | 0,944 | 1,000 | 0,919 | 0,843 | 0,756 | 0,702 | 0,739 | 0,804 | 0,762 | 0,707 | 0,663 | 0,592 |
| | 3 | 0,818 | 0,919 | 1,000 | 0,953 | 0,885 | 0,834 | 0,661 | 0,726 | 0,768 | 0,750 | 0,734 | 0,675 |
| | 4 | 0,714 | 0,843 | 0,953 | 1,000 | 0,961 | 0,919 | 0,581 | 0,685 | 0,761 | 0,791 | 0,780 | 0,742 |
| | 5 | 0,597 | 0,756 | 0,885 | 0,961 | 1,000 | 0,974 | 0,536 | 0,668 | 0,744 | 0,791 | 0,823 | 0,819 |
| | 6 | 0,522 | 0,702 | 0,834 | 0,919 | 0,974 | 1,000 | 0,459 | 0,601 | 0,692 | 0,775 | 0,821 | 0,826 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,772 | 0,739 | 0,661 | 0,581 | 0,536 | 0,459 | 1,000 | 0,875 | 0,762 | 0,637 | 0,544 | 0,477 |
| | 2 | 0,774 | 0,804 | 0,726 | 0,685 | 0,668 | 0,601 | 0,875 | 1,000 | 0,912 | 0,817 | 0,731 | 0,658 |
| | 3 | 0,711 | 0,762 | 0,768 | 0,761 | 0,744 | 0,692 | 0,762 | 0,912 | 1,000 | 0,949 | 0,879 | 0,810 |
| | 4 | 0,630 | 0,707 | 0,750 | 0,791 | 0,791 | 0,775 | 0,637 | 0,817 | 0,949 | 1,000 | 0,954 | 0,905 |
| | 5 | 0,559 | 0,663 | 0,734 | 0,780 | 0,823 | 0,821 | 0,544 | 0,731 | 0,879 | 0,954 | 1,000 | 0,972 |
| | 6 | 0,472 | 0,592 | 0,675 | 0,742 | 0,819 | 0,826 | 0,477 | 0,658 | 0,810 | 0,905 | 0,972 | 1,000 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Z w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 13

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,942 | 0,861 | 0,747 | 0,671 | 0,587 | 0,080 | 0,069 | 0,028 | 0,070 | 0,102 | 0,142 |
| | 2 | 0,942 | 1,000 | 0,921 | 0,813 | 0,727 | 0,646 | 0,106 | 0,115 | 0,079 | 0,116 | 0,147 | 0,154 |
| | 3 | 0,861 | 0,921 | 1,000 | 0,867 | 0,778 | 0,534 | 0,090 | 0,103 | 0,079 | 0,108 | 0,131 | 0,121 |
| | 4 | 0,747 | 0,813 | 0,867 | 1,000 | 0,906 | 0,697 | 0,181 | 0,205 | 0,189 | 0,195 | 0,221 | 0,175 |
| | 5 | 0,671 | 0,727 | 0,778 | 0,906 | 1,000 | 0,798 | 0,207 | 0,232 | 0,223 | 0,242 | 0,254 | 0,260 |
| | 6 | 0,587 | 0,646 | 0,534 | 0,697 | 0,798 | 1,000 | 0,171 | 0,199 | 0,185 | 0,204 | 0,237 | 0,226 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,080 | 0,106 | 0,090 | 0,181 | 0,207 | 0,171 | 1,000 | 0,993 | 0,979 | 0,952 | 0,984 | 0,924 |
| | 2 | 0,069 | 0,115 | 0,103 | 0,205 | 0,232 | 0,199 | 0,993 | 1,000 | 0,987 | 0,957 | 0,988 | 0,923 |
| | 3 | 0,028 | 0,079 | 0,079 | 0,189 | 0,223 | 0,185 | 0,979 | 0,987 | 1,000 | 0,984 | 0,986 | 0,908 |
| | 4 | 0,070 | 0,116 | 0,108 | 0,195 | 0,242 | 0,204 | 0,952 | 0,957 | 0,984 | 1,000 | 0,993 | 0,921 |
| | 5 | 0,102 | 0,147 | 0,131 | 0,221 | 0,254 | 0,237 | 0,984 | 0,988 | 0,986 | 0,993 | 1,000 | 0,945 |
| | 6 | 0,142 | 0,154 | 0,121 | 0,175 | 0,260 | 0,226 | 0,924 | 0,923 | 0,908 | 0,921 | 0,945 | 1,000 |

Tab. Z2. 14

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,034 | 0,042 | 0,028 | 0,016 | 0,047 | 0,136 | -0,098 | -0,097 | -0,093 | -0,096 | -0,077 | -0,067 |
| | 2 | 0,082 | 0,104 | 0,086 | 0,072 | 0,100 | 0,159 | -0,034 | -0,023 | -0,020 | -0,021 | -0,006 | -0,020 |
| | 3 | 0,069 | 0,089 | 0,078 | 0,066 | 0,078 | 0,140 | -0,052 | -0,041 | -0,026 | -0,026 | -0,022 | -0,025 |
| | 4 | 0,135 | 0,152 | 0,136 | 0,130 | 0,146 | 0,185 | -0,008 | 0,004 | 0,013 | 0,024 | 0,035 | 0,006 |
| | 5 | 0,192 | 0,196 | 0,187 | 0,192 | 0,211 | 0,307 | 0,028 | 0,020 | 0,033 | 0,050 | 0,075 | 0,087 |
| | 6 | 0,194 | 0,198 | 0,178 | 0,172 | 0,226 | 0,304 | 0,003 | -0,010 | 0,006 | 0,017 | 0,080 | 0,100 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,779 | 0,773 | 0,760 | 0,758 | 0,768 | 0,476 | 0,728 | 0,717 | 0,719 | 0,711 | 0,714 | 0,439 |
| | 2 | 0,782 | 0,782 | 0,768 | 0,765 | 0,774 | 0,485 | 0,730 | 0,726 | 0,726 | 0,719 | 0,719 | 0,445 |
| | 3 | 0,765 | 0,766 | 0,775 | 0,780 | 0,769 | 0,468 | 0,721 | 0,717 | 0,718 | 0,725 | 0,722 | 0,443 |
| | 4 | 0,748 | 0,750 | 0,778 | 0,788 | 0,777 | 0,475 | 0,705 | 0,702 | 0,703 | 0,721 | 0,729 | 0,448 |
| | 5 | 0,785 | 0,786 | 0,781 | 0,783 | 0,785 | 0,510 | 0,743 | 0,737 | 0,737 | 0,730 | 0,734 | 0,474 |
| | 6 | 0,518 | 0,512 | 0,498 | 0,504 | 0,520 | 0,523 | 0,478 | 0,461 | 0,466 | 0,450 | 0,460 | 0,459 |

Tab. Z2. 15

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,039 | 0,045 | 0,032 | 0,026 | 0,029 | 0,063 | 0,011 | 0,025 | 0,041 | 0,036 | 0,047 | 0,066 |
| | 2 | 0,088 | 0,109 | 0,089 | 0,082 | 0,081 | 0,095 | 0,045 | 0,076 | 0,080 | 0,070 | 0,074 | 0,059 |
| | 3 | 0,074 | 0,100 | 0,078 | 0,070 | 0,059 | 0,081 | 0,014 | 0,061 | 0,072 | 0,062 | 0,055 | 0,035 |
| | 4 | 0,123 | 0,140 | 0,111 | 0,110 | 0,108 | 0,093 | 0,066 | 0,101 | 0,109 | 0,100 | 0,107 | 0,064 |
| | 5 | 0,127 | 0,137 | 0,112 | 0,107 | 0,105 | 0,134 | 0,101 | 0,114 | 0,123 | 0,103 | 0,115 | 0,116 |
| | 6 | 0,195 | 0,157 | 0,099 | 0,093 | 0,116 | 0,158 | 0,107 | 0,082 | 0,085 | 0,067 | 0,081 | 0,087 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,594 | 0,593 | 0,582 | 0,575 | 0,570 | 0,198 | 0,590 | 0,589 | 0,584 | 0,548 | 0,556 | 0,202 |
| | 2 | 0,600 | 0,605 | 0,591 | 0,585 | 0,580 | 0,211 | 0,591 | 0,594 | 0,589 | 0,555 | 0,561 | 0,209 |
| | 3 | 0,588 | 0,593 | 0,587 | 0,580 | 0,578 | 0,207 | 0,573 | 0,577 | 0,582 | 0,548 | 0,553 | 0,193 |
| | 4 | 0,571 | 0,580 | 0,582 | 0,573 | 0,583 | 0,216 | 0,563 | 0,568 | 0,583 | 0,543 | 0,556 | 0,198 |
| | 5 | 0,602 | 0,608 | 0,598 | 0,590 | 0,587 | 0,234 | 0,588 | 0,590 | 0,586 | 0,544 | 0,557 | 0,206 |
| | 6 | 0,229 | 0,238 | 0,229 | 0,205 | 0,207 | 0,215 | 0,268 | 0,260 | 0,258 | 0,187 | 0,192 | 0,194 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Z w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 16

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,994 | 0,978 | 0,970 | 0,984 | 0,929 | 0,785 | 0,778 | 0,788 | 0,781 | 0,788 | 0,567 |
| | 2 | 0,994 | 1,000 | 0,985 | 0,974 | 0,987 | 0,922 | 0,786 | 0,787 | 0,796 | 0,789 | 0,794 | 0,566 |
| | 3 | 0,978 | 0,985 | 1,000 | 0,994 | 0,989 | 0,924 | 0,779 | 0,780 | 0,789 | 0,796 | 0,798 | 0,575 |
| | 4 | 0,970 | 0,974 | 0,994 | 1,000 | 0,991 | 0,919 | 0,772 | 0,770 | 0,781 | 0,794 | 0,798 | 0,579 |
| | 5 | 0,984 | 0,987 | 0,989 | 0,991 | 1,000 | 0,937 | 0,792 | 0,789 | 0,798 | 0,794 | 0,801 | 0,585 |
| | 6 | 0,929 | 0,922 | 0,924 | 0,919 | 0,937 | 1,000 | 0,575 | 0,562 | 0,587 | 0,580 | 0,605 | 0,634 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,785 | 0,786 | 0,779 | 0,772 | 0,792 | 0,575 | 1,000 | 0,994 | 0,989 | 0,981 | 0,988 | 0,959 |
| | 2 | 0,778 | 0,787 | 0,780 | 0,770 | 0,789 | 0,562 | 0,994 | 1,000 | 0,992 | 0,985 | 0,987 | 0,951 |
| | 3 | 0,788 | 0,796 | 0,789 | 0,781 | 0,798 | 0,587 | 0,989 | 0,992 | 1,000 | 0,992 | 0,994 | 0,962 |
| | 4 | 0,781 | 0,789 | 0,796 | 0,794 | 0,794 | 0,580 | 0,981 | 0,985 | 0,992 | 1,000 | 0,995 | 0,962 |
| | 5 | 0,788 | 0,794 | 0,798 | 0,798 | 0,801 | 0,605 | 0,988 | 0,987 | 0,994 | 0,995 | 1,000 | 0,976 |
| | 6 | 0,567 | 0,566 | 0,575 | 0,579 | 0,585 | 0,634 | 0,959 | 0,951 | 0,962 | 0,962 | 0,976 | 1,000 |

Tab. Z2. 17

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,764 | 0,769 | 0,768 | 0,758 | 0,754 | 0,539 | 0,699 | 0,693 | 0,694 | 0,687 | 0,693 | 0,483 |
| | 2 | 0,766 | 0,779 | 0,779 | 0,769 | 0,764 | 0,547 | 0,694 | 0,694 | 0,694 | 0,688 | 0,693 | 0,478 |
| | 3 | 0,756 | 0,770 | 0,779 | 0,768 | 0,768 | 0,556 | 0,681 | 0,683 | 0,696 | 0,688 | 0,693 | 0,477 |
| | 4 | 0,743 | 0,756 | 0,769 | 0,759 | 0,762 | 0,549 | 0,668 | 0,668 | 0,685 | 0,676 | 0,684 | 0,466 |
| | 5 | 0,757 | 0,771 | 0,779 | 0,770 | 0,767 | 0,558 | 0,687 | 0,683 | 0,689 | 0,679 | 0,685 | 0,472 |
| | 6 | 0,587 | 0,591 | 0,588 | 0,562 | 0,574 | 0,604 | 0,445 | 0,428 | 0,443 | 0,431 | 0,439 | 0,467 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,835 | 0,850 | 0,857 | 0,855 | 0,854 | 0,728 | 0,709 | 0,711 | 0,705 | 0,675 | 0,682 | 0,422 |
| | 2 | 0,830 | 0,853 | 0,861 | 0,859 | 0,857 | 0,722 | 0,705 | 0,712 | 0,708 | 0,678 | 0,683 | 0,416 |
| | 3 | 0,827 | 0,848 | 0,856 | 0,853 | 0,849 | 0,712 | 0,707 | 0,714 | 0,714 | 0,683 | 0,686 | 0,424 |
| | 4 | 0,827 | 0,848 | 0,860 | 0,857 | 0,853 | 0,716 | 0,707 | 0,714 | 0,721 | 0,691 | 0,691 | 0,431 |
| | 5 | 0,831 | 0,849 | 0,858 | 0,854 | 0,853 | 0,723 | 0,714 | 0,717 | 0,718 | 0,686 | 0,691 | 0,442 |
| | 6 | 0,710 | 0,725 | 0,731 | 0,723 | 0,729 | 0,751 | 0,486 | 0,484 | 0,491 | 0,441 | 0,449 | 0,451 |

Tab. Z2. 18

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,992 | 0,977 | 0,977 | 0,978 | 0,966 | 0,816 | 0,816 | 0,810 | 0,808 | 0,812 | 0,653 |
| | 2 | 0,992 | 1,000 | 0,992 | 0,990 | 0,988 | 0,970 | 0,821 | 0,829 | 0,823 | 0,820 | 0,821 | 0,666 |
| | 3 | 0,977 | 0,992 | 1,000 | 0,998 | 0,995 | 0,968 | 0,823 | 0,831 | 0,833 | 0,828 | 0,829 | 0,684 |
| | 4 | 0,977 | 0,990 | 0,998 | 1,000 | 0,996 | 0,967 | 0,819 | 0,826 | 0,828 | 0,825 | 0,827 | 0,676 |
| | 5 | 0,978 | 0,988 | 0,995 | 0,996 | 1,000 | 0,974 | 0,818 | 0,822 | 0,822 | 0,819 | 0,824 | 0,677 |
| | 6 | 0,966 | 0,970 | 0,968 | 0,967 | 0,974 | 1,000 | 0,669 | 0,673 | 0,673 | 0,671 | 0,677 | 0,680 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,816 | 0,821 | 0,823 | 0,819 | 0,818 | 0,669 | 1,000 | 0,995 | 0,990 | 0,984 | 0,988 | 0,970 |
| | 2 | 0,816 | 0,829 | 0,831 | 0,826 | 0,822 | 0,673 | 0,995 | 1,000 | 0,993 | 0,988 | 0,988 | 0,965 |
| | 3 | 0,810 | 0,823 | 0,833 | 0,828 | 0,822 | 0,673 | 0,990 | 0,993 | 1,000 | 0,994 | 0,991 | 0,967 |
| | 4 | 0,808 | 0,820 | 0,828 | 0,825 | 0,819 | 0,671 | 0,984 | 0,988 | 0,994 | 1,000 | 0,997 | 0,977 |
| | 5 | 0,812 | 0,821 | 0,829 | 0,827 | 0,824 | 0,677 | 0,988 | 0,988 | 0,991 | 0,997 | 1,000 | 0,985 |
| | 6 | 0,653 | 0,666 | 0,684 | 0,676 | 0,677 | 0,680 | 0,970 | 0,965 | 0,967 | 0,977 | 0,985 | 1,000 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji *IMP* w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 19

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,721 | 0,393 | 0,184 | 0,159 | 0,103 | 0,262 | 0,256 | 0,181 | 0,098 | 0,019 | 0,062 |
| | 2 | 0,721 | 1,000 | 0,725 | 0,501 | 0,413 | 0,324 | 0,298 | 0,413 | 0,423 | 0,364 | 0,262 | 0,258 |
| | 3 | 0,393 | 0,725 | 1,000 | 0,841 | 0,715 | 0,591 | 0,211 | 0,312 | 0,451 | 0,468 | 0,430 | 0,416 |
| | 4 | 0,184 | 0,501 | 0,841 | 1,000 | 0,906 | 0,802 | 0,196 | 0,269 | 0,418 | 0,518 | 0,534 | 0,519 |
| | 5 | 0,159 | 0,413 | 0,715 | 0,906 | 1,000 | 0,931 | 0,183 | 0,245 | 0,350 | 0,469 | 0,529 | 0,549 |
| | 6 | 0,103 | 0,324 | 0,591 | 0,802 | 0,931 | 1,000 | 0,110 | 0,206 | 0,331 | 0,449 | 0,534 | 0,605 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,262 | 0,298 | 0,211 | 0,196 | 0,183 | 0,110 | 1,000 | 0,890 | 0,767 | 0,561 | 0,529 | 0,336 |
| | 2 | 0,256 | 0,413 | 0,312 | 0,269 | 0,245 | 0,206 | 0,890 | 1,000 | 0,905 | 0,730 | 0,654 | 0,480 |
| | 3 | 0,181 | 0,423 | 0,451 | 0,418 | 0,350 | 0,331 | 0,767 | 0,905 | 1,000 | 0,895 | 0,808 | 0,677 |
| | 4 | 0,098 | 0,364 | 0,468 | 0,518 | 0,469 | 0,449 | 0,561 | 0,730 | 0,895 | 1,000 | 0,925 | 0,834 |
| | 5 | 0,019 | 0,262 | 0,430 | 0,534 | 0,529 | 0,534 | 0,529 | 0,654 | 0,808 | 0,925 | 1,000 | 0,913 |
| | 6 | 0,062 | 0,258 | 0,416 | 0,519 | 0,549 | 0,605 | 0,336 | 0,480 | 0,677 | 0,834 | 0,913 | 1,000 |

Tab. Z2. 20

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,098 | 0,124 | 0,083 | 0,013 | 0,022 | 0,019 | 0,162 | 0,159 | 0,038 | 0,045 | 0,027 | 0,006 |
| | 2 | 0,124 | 0,264 | 0,304 | 0,217 | 0,182 | 0,146 | 0,173 | 0,274 | 0,233 | 0,300 | 0,242 | 0,158 |
| | 3 | 0,171 | 0,325 | 0,403 | 0,322 | 0,315 | 0,266 | 0,216 | 0,338 | 0,416 | 0,395 | 0,388 | 0,302 |
| | 4 | 0,223 | 0,325 | 0,409 | 0,411 | 0,409 | 0,374 | 0,205 | 0,288 | 0,359 | 0,390 | 0,416 | 0,355 |
| | 5 | 0,267 | 0,311 | 0,375 | 0,390 | 0,412 | 0,426 | 0,194 | 0,248 | 0,295 | 0,339 | 0,378 | 0,399 |
| | 6 | 0,204 | 0,240 | 0,316 | 0,363 | 0,417 | 0,505 | 0,136 | 0,192 | 0,255 | 0,326 | 0,412 | 0,483 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,710 | 0,692 | 0,605 | 0,507 | 0,491 | 0,302 | 0,698 | 0,651 | 0,605 | 0,560 | 0,564 | 0,355 |
| | 2 | 0,633 | 0,722 | 0,682 | 0,595 | 0,561 | 0,399 | 0,690 | 0,712 | 0,676 | 0,668 | 0,636 | 0,437 |
| | 3 | 0,553 | 0,688 | 0,742 | 0,699 | 0,657 | 0,534 | 0,655 | 0,710 | 0,719 | 0,760 | 0,728 | 0,548 |
| | 4 | 0,434 | 0,620 | 0,734 | 0,775 | 0,726 | 0,626 | 0,588 | 0,662 | 0,680 | 0,772 | 0,758 | 0,613 |
| | 5 | 0,452 | 0,612 | 0,717 | 0,764 | 0,765 | 0,711 | 0,565 | 0,626 | 0,685 | 0,709 | 0,750 | 0,656 |
| | 6 | 0,256 | 0,415 | 0,567 | 0,635 | 0,686 | 0,746 | 0,358 | 0,420 | 0,503 | 0,554 | 0,632 | 0,678 |

Tab. Z2. 21

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|--------|--------|--------|--------|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,007 | 0,046 | -0,008 | -0,021 | -0,030 | -0,053 | 0,013 | -0,026 | -0,064 | -0,063 | -0,065 | -0,053 |
| | 2 | 0,167 | 0,236 | 0,224 | 0,224 | 0,224 | 0,114 | 0,101 | 0,077 | 0,089 | 0,072 | 0,091 | -0,012 |
| | 3 | 0,274 | 0,360 | 0,419 | 0,417 | 0,392 | 0,286 | 0,187 | 0,194 | 0,218 | 0,185 | 0,170 | 0,064 |
| | 4 | 0,298 | 0,358 | 0,437 | 0,452 | 0,453 | 0,372 | 0,246 | 0,207 | 0,227 | 0,194 | 0,191 | 0,082 |
| | 5 | 0,262 | 0,316 | 0,361 | 0,395 | 0,425 | 0,357 | 0,258 | 0,241 | 0,256 | 0,237 | 0,182 | 0,092 |
| | 6 | 0,227 | 0,313 | 0,363 | 0,402 | 0,469 | 0,447 | 0,215 | 0,201 | 0,217 | 0,218 | 0,197 | 0,202 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,565 | 0,587 | 0,540 | 0,506 | 0,472 | 0,275 | 0,412 | 0,448 | 0,416 | 0,430 | 0,434 | 0,191 |
| | 2 | 0,579 | 0,647 | 0,598 | 0,568 | 0,544 | 0,373 | 0,432 | 0,470 | 0,448 | 0,452 | 0,467 | 0,253 |
| | 3 | 0,549 | 0,629 | 0,649 | 0,644 | 0,626 | 0,490 | 0,448 | 0,472 | 0,461 | 0,461 | 0,484 | 0,291 |
| | 4 | 0,546 | 0,595 | 0,621 | 0,623 | 0,648 | 0,510 | 0,485 | 0,446 | 0,440 | 0,422 | 0,477 | 0,307 |
| | 5 | 0,521 | 0,585 | 0,617 | 0,628 | 0,635 | 0,522 | 0,418 | 0,446 | 0,436 | 0,445 | 0,455 | 0,315 |
| | 6 | 0,324 | 0,374 | 0,417 | 0,440 | 0,476 | 0,518 | 0,184 | 0,202 | 0,203 | 0,248 | 0,258 | 0,325 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji *IMP* w węzłach zlokalizowanych od strony ściany

Tab. Z2. 22

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,895 | 0,770 | 0,648 | 0,620 | 0,475 | 0,792 | 0,698 | 0,673 | 0,581 | 0,593 | 0,415 |
| | 2 | 0,895 | 1,000 | 0,934 | 0,835 | 0,781 | 0,650 | 0,830 | 0,819 | 0,828 | 0,770 | 0,767 | 0,596 |
| | 3 | 0,770 | 0,934 | 1,000 | 0,943 | 0,889 | 0,788 | 0,768 | 0,796 | 0,848 | 0,850 | 0,838 | 0,707 |
| | 4 | 0,648 | 0,835 | 0,943 | 1,000 | 0,962 | 0,896 | 0,708 | 0,735 | 0,777 | 0,861 | 0,876 | 0,794 |
| | 5 | 0,620 | 0,781 | 0,889 | 0,962 | 1,000 | 0,943 | 0,673 | 0,699 | 0,765 | 0,805 | 0,870 | 0,827 |
| | 6 | 0,475 | 0,650 | 0,788 | 0,896 | 0,943 | 1,000 | 0,540 | 0,553 | 0,639 | 0,705 | 0,799 | 0,859 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,792 | 0,830 | 0,768 | 0,708 | 0,673 | 0,540 | 1,000 | 0,920 | 0,847 | 0,788 | 0,728 | 0,545 |
| | 2 | 0,698 | 0,819 | 0,796 | 0,735 | 0,699 | 0,553 | 0,920 | 1,000 | 0,932 | 0,879 | 0,812 | 0,637 |
| | 3 | 0,673 | 0,828 | 0,848 | 0,777 | 0,765 | 0,639 | 0,847 | 0,932 | 1,000 | 0,904 | 0,887 | 0,742 |
| | 4 | 0,581 | 0,770 | 0,850 | 0,861 | 0,805 | 0,705 | 0,788 | 0,879 | 0,904 | 1,000 | 0,934 | 0,820 |
| | 5 | 0,593 | 0,767 | 0,838 | 0,876 | 0,870 | 0,799 | 0,728 | 0,812 | 0,887 | 0,934 | 1,000 | 0,923 |
| | 6 | 0,415 | 0,596 | 0,707 | 0,794 | 0,827 | 0,859 | 0,545 | 0,637 | 0,742 | 0,820 | 0,923 | 1,000 |

Tab. Z2. 23

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,736 | 0,695 | 0,668 | 0,602 | 0,556 | 0,402 | 0,530 | 0,556 | 0,517 | 0,495 | 0,487 | 0,284 |
| | 2 | 0,825 | 0,831 | 0,815 | 0,766 | 0,725 | 0,604 | 0,569 | 0,601 | 0,589 | 0,571 | 0,585 | 0,403 |
| | 3 | 0,771 | 0,790 | 0,827 | 0,801 | 0,787 | 0,698 | 0,556 | 0,559 | 0,579 | 0,571 | 0,612 | 0,467 |
| | 4 | 0,712 | 0,726 | 0,785 | 0,788 | 0,826 | 0,764 | 0,541 | 0,510 | 0,535 | 0,525 | 0,620 | 0,500 |
| | 5 | 0,671 | 0,727 | 0,792 | 0,810 | 0,828 | 0,792 | 0,485 | 0,525 | 0,539 | 0,551 | 0,604 | 0,510 |
| | 6 | 0,517 | 0,590 | 0,686 | 0,717 | 0,753 | 0,792 | 0,254 | 0,292 | 0,337 | 0,391 | 0,457 | 0,514 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,837 | 0,822 | 0,758 | 0,697 | 0,624 | 0,468 | 0,568 | 0,572 | 0,529 | 0,522 | 0,519 | 0,319 |
| | 2 | 0,828 | 0,892 | 0,823 | 0,791 | 0,724 | 0,580 | 0,582 | 0,606 | 0,579 | 0,573 | 0,570 | 0,376 |
| | 3 | 0,805 | 0,888 | 0,881 | 0,847 | 0,790 | 0,669 | 0,554 | 0,633 | 0,638 | 0,638 | 0,648 | 0,488 |
| | 4 | 0,759 | 0,821 | 0,838 | 0,856 | 0,845 | 0,743 | 0,552 | 0,562 | 0,600 | 0,616 | 0,664 | 0,507 |
| | 5 | 0,702 | 0,805 | 0,859 | 0,877 | 0,890 | 0,834 | 0,500 | 0,573 | 0,598 | 0,622 | 0,691 | 0,569 |
| | 6 | 0,490 | 0,640 | 0,738 | 0,791 | 0,834 | 0,870 | 0,248 | 0,321 | 0,403 | 0,480 | 0,525 | 0,581 |

Tab. Z2. 24

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,936 | 0,842 | 0,774 | 0,713 | 0,539 | 0,708 | 0,710 | 0,672 | 0,614 | 0,625 | 0,408 |
| | 2 | 0,936 | 1,000 | 0,941 | 0,896 | 0,842 | 0,712 | 0,709 | 0,763 | 0,741 | 0,703 | 0,715 | 0,546 |
| | 3 | 0,842 | 0,941 | 1,000 | 0,970 | 0,931 | 0,852 | 0,656 | 0,732 | 0,751 | 0,733 | 0,770 | 0,633 |
| | 4 | 0,774 | 0,896 | 0,970 | 1,000 | 0,972 | 0,901 | 0,603 | 0,690 | 0,731 | 0,744 | 0,765 | 0,630 |
| | 5 | 0,713 | 0,842 | 0,931 | 0,972 | 1,000 | 0,955 | 0,557 | 0,640 | 0,685 | 0,705 | 0,754 | 0,646 |
| | 6 | 0,539 | 0,712 | 0,852 | 0,901 | 0,955 | 1,000 | 0,279 | 0,386 | 0,463 | 0,526 | 0,606 | 0,654 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,708 | 0,709 | 0,656 | 0,603 | 0,557 | 0,279 | 1,000 | 0,932 | 0,876 | 0,806 | 0,790 | 0,656 |
| | 2 | 0,710 | 0,763 | 0,732 | 0,690 | 0,640 | 0,386 | 0,932 | 1,000 | 0,961 | 0,914 | 0,880 | 0,775 |
| | 3 | 0,672 | 0,741 | 0,751 | 0,731 | 0,685 | 0,463 | 0,876 | 0,961 | 1,000 | 0,970 | 0,939 | 0,843 |
| | 4 | 0,614 | 0,703 | 0,733 | 0,744 | 0,705 | 0,526 | 0,806 | 0,914 | 0,970 | 1,000 | 0,968 | 0,904 |
| | 5 | 0,625 | 0,715 | 0,770 | 0,765 | 0,754 | 0,606 | 0,790 | 0,880 | 0,939 | 0,968 | 1,000 | 0,960 |
| | 6 | 0,408 | 0,546 | 0,633 | 0,630 | 0,646 | 0,654 | 0,656 | 0,775 | 0,843 | 0,904 | 0,960 | 1,000 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji IMP_X w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 25

| IMP_X | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,628 | 0,433 | 0,348 | 0,276 | 0,275 | 0,428 | 0,427 | 0,433 | 0,284 | 0,232 | 0,247 |
| | 2 | 0,628 | 1,000 | 0,774 | 0,675 | 0,627 | 0,588 | 0,318 | 0,857 | 0,742 | 0,666 | 0,615 | 0,579 |
| | 3 | 0,433 | 0,774 | 1,000 | 0,890 | 0,846 | 0,804 | 0,394 | 0,707 | 0,920 | 0,870 | 0,843 | 0,797 |
| | 4 | 0,348 | 0,675 | 0,890 | 1,000 | 0,940 | 0,881 | 0,370 | 0,651 | 0,884 | 0,959 | 0,925 | 0,865 |
| | 5 | 0,276 | 0,627 | 0,846 | 0,940 | 1,000 | 0,942 | 0,346 | 0,598 | 0,840 | 0,938 | 0,965 | 0,926 |
| | 6 | 0,275 | 0,588 | 0,804 | 0,881 | 0,942 | 1,000 | 0,317 | 0,573 | 0,815 | 0,886 | 0,929 | 0,971 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,428 | 0,318 | 0,394 | 0,370 | 0,346 | 0,317 | 1,000 | 0,434 | 0,479 | 0,426 | 0,395 | 0,363 |
| | 2 | 0,427 | 0,857 | 0,707 | 0,651 | 0,598 | 0,573 | 0,434 | 1,000 | 0,783 | 0,710 | 0,640 | 0,593 |
| | 3 | 0,433 | 0,742 | 0,920 | 0,884 | 0,840 | 0,815 | 0,479 | 0,783 | 1,000 | 0,908 | 0,880 | 0,833 |
| | 4 | 0,284 | 0,666 | 0,870 | 0,959 | 0,938 | 0,886 | 0,426 | 0,710 | 0,908 | 1,000 | 0,953 | 0,896 |
| | 5 | 0,232 | 0,615 | 0,843 | 0,925 | 0,965 | 0,929 | 0,395 | 0,640 | 0,880 | 0,953 | 1,000 | 0,953 |
| | 6 | 0,247 | 0,579 | 0,797 | 0,865 | 0,926 | 0,971 | 0,363 | 0,593 | 0,833 | 0,896 | 0,953 | 1,000 |

Tab. Z2. 26

| IMP_X | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,327 | 0,364 | 0,305 | 0,267 | 0,220 | 0,221 | 0,203 | 0,319 | 0,217 | 0,298 | 0,136 | 0,162 |
| | 2 | 0,440 | 0,790 | 0,721 | 0,687 | 0,624 | 0,591 | 0,417 | 0,774 | 0,726 | 0,718 | 0,618 | 0,569 |
| | 3 | 0,455 | 0,712 | 0,821 | 0,837 | 0,811 | 0,769 | 0,295 | 0,704 | 0,888 | 0,811 | 0,795 | 0,741 |
| | 4 | 0,420 | 0,698 | 0,822 | 0,916 | 0,884 | 0,829 | 0,264 | 0,654 | 0,850 | 0,857 | 0,844 | 0,788 |
| | 5 | 0,397 | 0,661 | 0,805 | 0,907 | 0,926 | 0,883 | 0,207 | 0,592 | 0,804 | 0,872 | 0,890 | 0,851 |
| | 6 | 0,392 | 0,646 | 0,771 | 0,861 | 0,898 | 0,921 | 0,145 | 0,532 | 0,749 | 0,815 | 0,858 | 0,880 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,444 | 0,486 | 0,482 | 0,441 | 0,432 | 0,379 | 0,476 | 0,587 | 0,470 | 0,410 | 0,387 | 0,362 |
| | 2 | 0,564 | 0,861 | 0,770 | 0,718 | 0,634 | 0,590 | 0,542 | 0,835 | 0,710 | 0,699 | 0,600 | 0,536 |
| | 3 | 0,549 | 0,817 | 0,923 | 0,892 | 0,854 | 0,808 | 0,341 | 0,741 | 0,914 | 0,852 | 0,811 | 0,762 |
| | 4 | 0,537 | 0,781 | 0,891 | 0,962 | 0,922 | 0,863 | 0,312 | 0,716 | 0,882 | 0,897 | 0,893 | 0,826 |
| | 5 | 0,455 | 0,704 | 0,840 | 0,926 | 0,960 | 0,921 | 0,246 | 0,634 | 0,831 | 0,890 | 0,918 | 0,887 |
| | 6 | 0,421 | 0,654 | 0,786 | 0,872 | 0,924 | 0,954 | 0,179 | 0,558 | 0,764 | 0,831 | 0,890 | 0,922 |

Tab. Z2. 27

| IMP_X | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,205 | 0,266 | 0,201 | 0,208 | 0,130 | 0,137 | 0,213 | 0,156 | 0,215 | 0,228 | 0,216 | 0,252 |
| | 2 | 0,556 | 0,715 | 0,690 | 0,635 | 0,580 | 0,531 | 0,646 | 0,682 | 0,686 | 0,443 | 0,573 | 0,535 |
| | 3 | 0,431 | 0,704 | 0,751 | 0,756 | 0,726 | 0,721 | 0,433 | 0,703 | 0,697 | 0,685 | 0,717 | 0,696 |
| | 4 | 0,372 | 0,672 | 0,747 | 0,817 | 0,808 | 0,767 | 0,384 | 0,705 | 0,711 | 0,737 | 0,774 | 0,740 |
| | 5 | 0,296 | 0,634 | 0,727 | 0,819 | 0,842 | 0,808 | 0,384 | 0,691 | 0,724 | 0,766 | 0,778 | 0,751 |
| | 6 | 0,307 | 0,610 | 0,679 | 0,765 | 0,815 | 0,834 | 0,399 | 0,681 | 0,694 | 0,718 | 0,765 | 0,763 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,295 | 0,387 | 0,398 | 0,370 | 0,350 | 0,320 | 0,110 | 0,382 | 0,358 | 0,342 | 0,368 | 0,350 |
| | 2 | 0,453 | 0,598 | 0,627 | 0,585 | 0,541 | 0,485 | 0,504 | 0,539 | 0,599 | 0,421 | 0,519 | 0,469 |
| | 3 | 0,466 | 0,704 | 0,771 | 0,758 | 0,730 | 0,716 | 0,436 | 0,677 | 0,732 | 0,659 | 0,732 | 0,715 |
| | 4 | 0,354 | 0,676 | 0,750 | 0,819 | 0,817 | 0,781 | 0,390 | 0,703 | 0,723 | 0,721 | 0,781 | 0,754 |
| | 5 | 0,281 | 0,620 | 0,719 | 0,807 | 0,848 | 0,831 | 0,353 | 0,674 | 0,720 | 0,761 | 0,796 | 0,786 |
| | 6 | 0,303 | 0,602 | 0,667 | 0,757 | 0,821 | 0,856 | 0,381 | 0,672 | 0,691 | 0,711 | 0,772 | 0,797 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_X w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 28

| IMP_X | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,741 | 0,646 | 0,575 | 0,504 | 0,448 | 0,634 | 0,652 | 0,599 | 0,499 | 0,494 | 0,433 |
| | 2 | 0,741 | 1,000 | 0,906 | 0,832 | 0,752 | 0,693 | 0,533 | 0,924 | 0,848 | 0,821 | 0,744 | 0,687 |
| | 3 | 0,646 | 0,906 | 1,000 | 0,930 | 0,878 | 0,813 | 0,380 | 0,805 | 0,947 | 0,929 | 0,869 | 0,810 |
| | 4 | 0,575 | 0,832 | 0,930 | 1,000 | 0,957 | 0,906 | 0,354 | 0,765 | 0,916 | 0,964 | 0,932 | 0,881 |
| | 5 | 0,504 | 0,752 | 0,878 | 0,957 | 1,000 | 0,964 | 0,259 | 0,678 | 0,878 | 0,936 | 0,968 | 0,946 |
| | 6 | 0,448 | 0,693 | 0,813 | 0,906 | 0,964 | 1,000 | 0,200 | 0,611 | 0,815 | 0,883 | 0,939 | 0,975 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,634 | 0,533 | 0,380 | 0,354 | 0,259 | 0,200 | 1,000 | 0,627 | 0,394 | 0,410 | 0,303 | 0,249 |
| | 2 | 0,652 | 0,924 | 0,805 | 0,765 | 0,678 | 0,611 | 0,627 | 1,000 | 0,821 | 0,779 | 0,706 | 0,624 |
| | 3 | 0,599 | 0,848 | 0,947 | 0,916 | 0,878 | 0,815 | 0,394 | 0,821 | 1,000 | 0,884 | 0,885 | 0,821 |
| | 4 | 0,499 | 0,821 | 0,929 | 0,964 | 0,936 | 0,883 | 0,410 | 0,779 | 0,884 | 1,000 | 0,938 | 0,892 |
| | 5 | 0,494 | 0,744 | 0,869 | 0,932 | 0,968 | 0,939 | 0,303 | 0,706 | 0,885 | 0,938 | 1,000 | 0,958 |
| | 6 | 0,433 | 0,687 | 0,810 | 0,881 | 0,946 | 0,975 | 0,249 | 0,624 | 0,821 | 0,892 | 0,958 | 1,000 |

Tab. Z2. 29

| IMP_X | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,526 | 0,533 | 0,446 | 0,419 | 0,405 | 0,387 | 0,417 | 0,497 | 0,456 | 0,506 | 0,508 | 0,534 |
| | 2 | 0,571 | 0,810 | 0,773 | 0,735 | 0,698 | 0,660 | 0,597 | 0,759 | 0,764 | 0,592 | 0,715 | 0,694 |
| | 3 | 0,511 | 0,764 | 0,847 | 0,831 | 0,802 | 0,776 | 0,503 | 0,750 | 0,824 | 0,701 | 0,811 | 0,784 |
| | 4 | 0,416 | 0,730 | 0,810 | 0,876 | 0,869 | 0,832 | 0,460 | 0,752 | 0,813 | 0,739 | 0,846 | 0,819 |
| | 5 | 0,319 | 0,678 | 0,777 | 0,858 | 0,901 | 0,886 | 0,393 | 0,726 | 0,794 | 0,823 | 0,870 | 0,860 |
| | 6 | 0,321 | 0,657 | 0,730 | 0,816 | 0,881 | 0,916 | 0,420 | 0,721 | 0,764 | 0,780 | 0,849 | 0,868 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,523 | 0,341 | 0,341 | 0,339 | 0,278 | 0,222 | 0,460 | 0,339 | 0,380 | 0,294 | 0,324 | 0,291 |
| | 2 | 0,472 | 0,753 | 0,732 | 0,717 | 0,663 | 0,609 | 0,475 | 0,738 | 0,718 | 0,605 | 0,680 | 0,633 |
| | 3 | 0,462 | 0,781 | 0,831 | 0,838 | 0,821 | 0,793 | 0,436 | 0,771 | 0,787 | 0,823 | 0,829 | 0,801 |
| | 4 | 0,490 | 0,735 | 0,837 | 0,880 | 0,886 | 0,850 | 0,553 | 0,754 | 0,860 | 0,665 | 0,863 | 0,834 |
| | 5 | 0,355 | 0,689 | 0,790 | 0,863 | 0,909 | 0,903 | 0,439 | 0,739 | 0,804 | 0,826 | 0,874 | 0,863 |
| | 6 | 0,354 | 0,666 | 0,743 | 0,825 | 0,885 | 0,932 | 0,438 | 0,719 | 0,766 | 0,790 | 0,852 | 0,882 |

Tab. Z2. 30

| IMP_X | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,711 | 0,632 | 0,522 | 0,456 | 0,441 | 0,826 | 0,675 | 0,689 | 0,408 | 0,536 | 0,570 |
| | 2 | 0,711 | 1,000 | 0,901 | 0,843 | 0,793 | 0,759 | 0,676 | 0,950 | 0,894 | 0,747 | 0,816 | 0,807 |
| | 3 | 0,632 | 0,901 | 1,000 | 0,945 | 0,899 | 0,839 | 0,607 | 0,891 | 0,978 | 0,811 | 0,921 | 0,866 |
| | 4 | 0,522 | 0,843 | 0,945 | 1,000 | 0,964 | 0,902 | 0,545 | 0,872 | 0,953 | 0,886 | 0,949 | 0,901 |
| | 5 | 0,456 | 0,793 | 0,899 | 0,964 | 1,000 | 0,950 | 0,510 | 0,840 | 0,935 | 0,944 | 0,973 | 0,938 |
| | 6 | 0,441 | 0,759 | 0,839 | 0,902 | 0,950 | 1,000 | 0,510 | 0,821 | 0,870 | 0,877 | 0,929 | 0,943 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,826 | 0,676 | 0,607 | 0,545 | 0,510 | 0,510 | 1,000 | 0,674 | 0,646 | 0,327 | 0,488 | 0,495 |
| | 2 | 0,675 | 0,950 | 0,891 | 0,872 | 0,840 | 0,821 | 0,674 | 1,000 | 0,892 | 0,764 | 0,839 | 0,832 |
| | 3 | 0,689 | 0,894 | 0,978 | 0,953 | 0,935 | 0,870 | 0,646 | 0,892 | 1,000 | 0,774 | 0,937 | 0,889 |
| | 4 | 0,408 | 0,747 | 0,811 | 0,886 | 0,944 | 0,877 | 0,327 | 0,764 | 0,774 | 1,000 | 0,959 | 0,914 |
| | 5 | 0,536 | 0,816 | 0,921 | 0,949 | 0,973 | 0,929 | 0,488 | 0,839 | 0,937 | 0,959 | 1,000 | 0,971 |
| | 6 | 0,570 | 0,807 | 0,866 | 0,901 | 0,938 | 0,943 | 0,495 | 0,832 | 0,889 | 0,914 | 0,971 | 1,000 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Y w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 31

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|--------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,662 | 0,404 | 0,293 | 0,183 | 0,123 | 0,137 | 0,234 | 0,246 | 0,198 | 0,104 | 0,101 |
| | 2 | 0,662 | 1,000 | 0,768 | 0,674 | 0,616 | 0,531 | 0,131 | 0,389 | 0,362 | 0,445 | 0,417 | 0,414 |
| | 3 | 0,404 | 0,768 | 1,000 | 0,908 | 0,814 | 0,742 | 0,200 | 0,353 | 0,457 | 0,459 | 0,490 | 0,444 |
| | 4 | 0,293 | 0,674 | 0,908 | 1,000 | 0,945 | 0,901 | 0,139 | 0,321 | 0,429 | 0,483 | 0,541 | 0,520 |
| | 5 | 0,183 | 0,616 | 0,814 | 0,945 | 1,000 | 0,973 | 0,089 | 0,304 | 0,340 | 0,453 | 0,498 | 0,526 |
| | 6 | 0,123 | 0,531 | 0,742 | 0,901 | 0,973 | 1,000 | -0,048 | 0,204 | 0,278 | 0,410 | 0,479 | 0,518 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,137 | 0,131 | 0,200 | 0,139 | 0,089 | -0,048 | 1,000 | 0,836 | 0,713 | 0,512 | 0,419 | 0,297 |
| | 2 | 0,234 | 0,389 | 0,353 | 0,321 | 0,304 | 0,204 | 0,836 | 1,000 | 0,809 | 0,755 | 0,633 | 0,581 |
| | 3 | 0,246 | 0,362 | 0,457 | 0,429 | 0,340 | 0,278 | 0,713 | 0,809 | 1,000 | 0,893 | 0,843 | 0,751 |
| | 4 | 0,198 | 0,445 | 0,459 | 0,483 | 0,453 | 0,410 | 0,512 | 0,755 | 0,893 | 1,000 | 0,940 | 0,908 |
| | 5 | 0,104 | 0,417 | 0,490 | 0,541 | 0,498 | 0,479 | 0,419 | 0,633 | 0,843 | 0,940 | 1,000 | 0,957 |
| | 6 | 0,101 | 0,414 | 0,444 | 0,520 | 0,526 | 0,518 | 0,297 | 0,581 | 0,751 | 0,908 | 0,957 | 1,000 |

Tab. Z2. 32

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,145 | 0,165 | 0,139 | 0,107 | 0,075 | 0,026 | 0,173 | 0,113 | 0,084 | 0,084 | 0,063 | 0,027 |
| | 2 | 0,239 | 0,344 | 0,260 | 0,217 | 0,163 | 0,169 | 0,131 | 0,240 | 0,218 | 0,222 | 0,180 | 0,203 |
| | 3 | 0,202 | 0,267 | 0,246 | 0,198 | 0,185 | 0,175 | 0,092 | 0,192 | 0,209 | 0,214 | 0,174 | 0,172 |
| | 4 | 0,246 | 0,294 | 0,254 | 0,207 | 0,203 | 0,187 | 0,093 | 0,210 | 0,208 | 0,204 | 0,176 | 0,177 |
| | 5 | 0,264 | 0,297 | 0,239 | 0,197 | 0,173 | 0,161 | 0,128 | 0,222 | 0,201 | 0,187 | 0,154 | 0,156 |
| | 6 | 0,198 | 0,232 | 0,184 | 0,167 | 0,163 | 0,147 | 0,070 | 0,182 | 0,166 | 0,166 | 0,148 | 0,142 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,625 | 0,618 | 0,570 | 0,438 | 0,363 | 0,363 | 0,579 | 0,518 | 0,469 | 0,408 | 0,343 | 0,322 |
| | 2 | 0,609 | 0,700 | 0,698 | 0,620 | 0,536 | 0,554 | 0,580 | 0,598 | 0,567 | 0,557 | 0,513 | 0,525 |
| | 3 | 0,581 | 0,685 | 0,766 | 0,726 | 0,690 | 0,705 | 0,495 | 0,574 | 0,598 | 0,625 | 0,591 | 0,595 |
| | 4 | 0,517 | 0,667 | 0,773 | 0,798 | 0,773 | 0,796 | 0,477 | 0,597 | 0,619 | 0,687 | 0,683 | 0,705 |
| | 5 | 0,450 | 0,603 | 0,733 | 0,790 | 0,810 | 0,831 | 0,419 | 0,552 | 0,582 | 0,652 | 0,677 | 0,714 |
| | 6 | 0,411 | 0,572 | 0,703 | 0,779 | 0,792 | 0,808 | 0,379 | 0,514 | 0,547 | 0,633 | 0,667 | 0,700 |

Tab. Z2. 33

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|--------|-------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,101 | 0,077 | 0,090 | 0,078 | 0,065 | 0,046 | 0,105 | 0,034 | -0,008 | 0,027 | -0,025 | -0,027 |
| | 2 | 0,216 | 0,261 | 0,202 | 0,225 | 0,228 | 0,220 | 0,086 | 0,176 | 0,184 | 0,207 | 0,198 | 0,148 |
| | 3 | 0,136 | 0,152 | 0,202 | 0,256 | 0,241 | 0,232 | -0,035 | 0,043 | 0,126 | 0,180 | 0,219 | 0,182 |
| | 4 | 0,130 | 0,155 | 0,202 | 0,258 | 0,246 | 0,237 | -0,063 | 0,043 | 0,114 | 0,189 | 0,251 | 0,230 |
| | 5 | 0,119 | 0,142 | 0,175 | 0,229 | 0,201 | 0,201 | -0,049 | 0,052 | 0,088 | 0,170 | 0,262 | 0,228 |
| | 6 | 0,055 | 0,090 | 0,128 | 0,205 | 0,198 | 0,210 | -0,063 | 0,059 | 0,107 | 0,226 | 0,258 | 0,254 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,558 | 0,522 | 0,458 | 0,370 | 0,309 | 0,271 | 0,481 | 0,420 | 0,398 | 0,331 | 0,293 | 0,238 |
| | 2 | 0,576 | 0,615 | 0,553 | 0,500 | 0,473 | 0,458 | 0,527 | 0,546 | 0,505 | 0,458 | 0,452 | 0,413 |
| | 3 | 0,508 | 0,559 | 0,579 | 0,565 | 0,553 | 0,549 | 0,406 | 0,480 | 0,503 | 0,488 | 0,500 | 0,474 |
| | 4 | 0,463 | 0,560 | 0,588 | 0,616 | 0,635 | 0,636 | 0,382 | 0,488 | 0,500 | 0,520 | 0,563 | 0,550 |
| | 5 | 0,387 | 0,490 | 0,557 | 0,612 | 0,642 | 0,646 | 0,314 | 0,444 | 0,495 | 0,532 | 0,582 | 0,579 |
| | 6 | 0,331 | 0,430 | 0,506 | 0,584 | 0,612 | 0,629 | 0,301 | 0,437 | 0,510 | 0,577 | 0,590 | 0,596 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Y w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 34

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,929 | 0,803 | 0,618 | 0,476 | 0,400 | 0,767 | 0,773 | 0,713 | 0,601 | 0,470 | 0,397 |
| | 2 | 0,929 | 1,000 | 0,920 | 0,789 | 0,669 | 0,617 | 0,775 | 0,853 | 0,816 | 0,749 | 0,652 | 0,604 |
| | 3 | 0,803 | 0,920 | 1,000 | 0,943 | 0,859 | 0,809 | 0,734 | 0,838 | 0,868 | 0,855 | 0,799 | 0,762 |
| | 4 | 0,618 | 0,789 | 0,943 | 1,000 | 0,962 | 0,923 | 0,631 | 0,756 | 0,817 | 0,870 | 0,870 | 0,853 |
| | 5 | 0,476 | 0,669 | 0,859 | 0,962 | 1,000 | 0,974 | 0,540 | 0,678 | 0,748 | 0,822 | 0,856 | 0,867 |
| | 6 | 0,400 | 0,617 | 0,809 | 0,923 | 0,974 | 1,000 | 0,489 | 0,628 | 0,693 | 0,778 | 0,835 | 0,873 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,767 | 0,775 | 0,734 | 0,631 | 0,540 | 0,489 | 1,000 | 0,908 | 0,841 | 0,711 | 0,578 | 0,481 |
| | 2 | 0,773 | 0,853 | 0,838 | 0,756 | 0,678 | 0,628 | 0,908 | 1,000 | 0,956 | 0,863 | 0,761 | 0,679 |
| | 3 | 0,713 | 0,816 | 0,868 | 0,817 | 0,748 | 0,693 | 0,841 | 0,956 | 1,000 | 0,946 | 0,862 | 0,781 |
| | 4 | 0,601 | 0,749 | 0,855 | 0,870 | 0,822 | 0,778 | 0,711 | 0,863 | 0,946 | 1,000 | 0,954 | 0,888 |
| | 5 | 0,470 | 0,652 | 0,799 | 0,870 | 0,856 | 0,835 | 0,578 | 0,761 | 0,862 | 0,954 | 1,000 | 0,965 |
| | 6 | 0,397 | 0,604 | 0,762 | 0,853 | 0,867 | 0,873 | 0,481 | 0,679 | 0,781 | 0,888 | 0,965 | 1,000 |

Tab. Z2. 35

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,785 | 0,728 | 0,627 | 0,525 | 0,394 | 0,335 | 0,612 | 0,602 | 0,587 | 0,516 | 0,434 | 0,321 |
| | 2 | 0,764 | 0,796 | 0,720 | 0,650 | 0,551 | 0,505 | 0,607 | 0,663 | 0,657 | 0,612 | 0,551 | 0,457 |
| | 3 | 0,697 | 0,757 | 0,773 | 0,746 | 0,667 | 0,623 | 0,608 | 0,668 | 0,703 | 0,680 | 0,640 | 0,556 |
| | 4 | 0,575 | 0,675 | 0,736 | 0,758 | 0,721 | 0,695 | 0,559 | 0,643 | 0,685 | 0,690 | 0,691 | 0,638 |
| | 5 | 0,474 | 0,597 | 0,685 | 0,727 | 0,717 | 0,707 | 0,463 | 0,562 | 0,619 | 0,636 | 0,658 | 0,636 |
| | 6 | 0,418 | 0,550 | 0,640 | 0,698 | 0,708 | 0,716 | 0,413 | 0,522 | 0,600 | 0,644 | 0,661 | 0,665 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,848 | 0,800 | 0,701 | 0,600 | 0,497 | 0,414 | 0,715 | 0,693 | 0,680 | 0,594 | 0,517 | 0,442 |
| | 2 | 0,857 | 0,907 | 0,839 | 0,770 | 0,670 | 0,614 | 0,678 | 0,752 | 0,746 | 0,698 | 0,671 | 0,599 |
| | 3 | 0,824 | 0,884 | 0,883 | 0,838 | 0,746 | 0,681 | 0,688 | 0,748 | 0,790 | 0,755 | 0,722 | 0,647 |
| | 4 | 0,723 | 0,819 | 0,872 | 0,879 | 0,819 | 0,767 | 0,645 | 0,708 | 0,779 | 0,777 | 0,768 | 0,707 |
| | 5 | 0,614 | 0,750 | 0,845 | 0,886 | 0,872 | 0,848 | 0,583 | 0,664 | 0,722 | 0,744 | 0,781 | 0,749 |
| | 6 | 0,510 | 0,671 | 0,785 | 0,852 | 0,865 | 0,868 | 0,503 | 0,609 | 0,711 | 0,760 | 0,771 | 0,761 |

Tab. Z2. 36

| IMP_Y | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,929 | 0,814 | 0,692 | 0,572 | 0,500 | 0,776 | 0,729 | 0,682 | 0,582 | 0,534 | 0,446 |
| | 2 | 0,929 | 1,000 | 0,925 | 0,836 | 0,747 | 0,683 | 0,738 | 0,802 | 0,762 | 0,691 | 0,660 | 0,582 |
| | 3 | 0,814 | 0,925 | 1,000 | 0,955 | 0,878 | 0,819 | 0,665 | 0,734 | 0,775 | 0,749 | 0,733 | 0,667 |
| | 4 | 0,692 | 0,836 | 0,955 | 1,000 | 0,956 | 0,920 | 0,561 | 0,673 | 0,757 | 0,790 | 0,800 | 0,759 |
| | 5 | 0,572 | 0,747 | 0,878 | 0,956 | 1,000 | 0,971 | 0,522 | 0,676 | 0,752 | 0,798 | 0,831 | 0,822 |
| | 6 | 0,500 | 0,683 | 0,819 | 0,920 | 0,971 | 1,000 | 0,444 | 0,604 | 0,702 | 0,793 | 0,840 | 0,846 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,776 | 0,738 | 0,665 | 0,561 | 0,522 | 0,444 | 1,000 | 0,859 | 0,762 | 0,622 | 0,555 | 0,473 |
| | 2 | 0,729 | 0,802 | 0,734 | 0,673 | 0,676 | 0,604 | 0,859 | 1,000 | 0,912 | 0,811 | 0,742 | 0,662 |
| | 3 | 0,682 | 0,762 | 0,775 | 0,757 | 0,752 | 0,702 | 0,762 | 0,912 | 1,000 | 0,951 | 0,877 | 0,809 |
| | 4 | 0,582 | 0,691 | 0,749 | 0,790 | 0,798 | 0,793 | 0,622 | 0,811 | 0,951 | 1,000 | 0,966 | 0,915 |
| | 5 | 0,534 | 0,660 | 0,733 | 0,800 | 0,831 | 0,840 | 0,555 | 0,742 | 0,877 | 0,966 | 1,000 | 0,975 |
| | 6 | 0,446 | 0,582 | 0,667 | 0,759 | 0,822 | 0,846 | 0,473 | 0,662 | 0,809 | 0,915 | 0,975 | 1,000 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Z w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 37

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|--------|--------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,942 | 0,861 | 0,747 | 0,671 | 0,587 | 0,080 | 0,069 | 0,028 | 0,070 | 0,102 | 0,142 |
| | 2 | 0,942 | 1,000 | 0,624 | 0,355 | 0,386 | 0,243 | 0,024 | 0,100 | 0,086 | 0,090 | 0,065 | 0,106 |
| | 3 | 0,861 | 0,624 | 1,000 | 0,538 | 0,543 | 0,149 | -0,051 | 0,005 | 0,051 | 0,056 | 0,005 | -0,030 |
| | 4 | 0,747 | 0,355 | 0,538 | 1,000 | 0,755 | 0,394 | 0,036 | 0,060 | 0,164 | 0,192 | 0,079 | -0,024 |
| | 5 | 0,671 | 0,386 | 0,543 | 0,755 | 1,000 | 0,771 | 0,015 | 0,055 | 0,080 | 0,086 | 0,084 | 0,078 |
| | 6 | 0,587 | 0,243 | 0,149 | 0,394 | 0,771 | 1,000 | 0,085 | 0,086 | 0,065 | 0,071 | 0,107 | 0,184 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,080 | 0,024 | -0,051 | 0,036 | 0,015 | 0,085 | 1,000 | 0,992 | 0,974 | 0,969 | 0,981 | 0,924 |
| | 2 | 0,069 | 0,100 | 0,005 | 0,060 | 0,055 | 0,086 | 0,992 | 1,000 | 0,985 | 0,977 | 0,989 | 0,933 |
| | 3 | 0,028 | 0,086 | 0,051 | 0,164 | 0,080 | 0,065 | 0,974 | 0,985 | 1,000 | 0,993 | 0,990 | 0,914 |
| | 4 | 0,070 | 0,090 | 0,056 | 0,192 | 0,086 | 0,071 | 0,969 | 0,977 | 0,993 | 1,000 | 0,991 | 0,918 |
| | 5 | 0,102 | 0,065 | 0,005 | 0,079 | 0,084 | 0,107 | 0,981 | 0,989 | 0,990 | 0,991 | 1,000 | 0,956 |
| | 6 | 0,142 | 0,106 | -0,030 | -0,024 | 0,078 | 0,184 | 0,924 | 0,933 | 0,914 | 0,918 | 0,956 | 1,000 |

Tab. Z2. 38

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,034 | 0,042 | 0,028 | 0,016 | 0,047 | 0,136 | -0,098 | -0,097 | -0,093 | -0,096 | -0,077 | -0,067 |
| | 2 | 0,024 | 0,091 | 0,081 | 0,095 | 0,082 | 0,102 | 0,126 | 0,181 | 0,171 | 0,165 | 0,152 | 0,207 |
| | 3 | 0,020 | 0,074 | 0,109 | 0,120 | 0,066 | 0,091 | -0,007 | 0,045 | 0,086 | 0,076 | 0,060 | 0,097 |
| | 4 | 0,039 | 0,057 | 0,148 | 0,156 | 0,108 | 0,058 | 0,027 | 0,065 | 0,152 | 0,148 | 0,125 | 0,128 |
| | 5 | 0,123 | 0,146 | 0,164 | 0,173 | 0,175 | 0,237 | 0,124 | 0,147 | 0,170 | 0,168 | 0,170 | 0,247 |
| | 6 | 0,186 | 0,173 | 0,168 | 0,178 | 0,238 | 0,292 | 0,188 | 0,172 | 0,190 | 0,181 | 0,223 | 0,284 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,838 | 0,832 | 0,823 | 0,815 | 0,812 | 0,534 | 0,689 | 0,693 | 0,680 | 0,674 | 0,677 | 0,299 |
| | 2 | 0,835 | 0,841 | 0,833 | 0,824 | 0,818 | 0,546 | 0,696 | 0,707 | 0,693 | 0,688 | 0,688 | 0,322 |
| | 3 | 0,833 | 0,842 | 0,850 | 0,840 | 0,826 | 0,561 | 0,689 | 0,701 | 0,705 | 0,700 | 0,695 | 0,331 |
| | 4 | 0,833 | 0,840 | 0,852 | 0,844 | 0,832 | 0,568 | 0,686 | 0,699 | 0,706 | 0,698 | 0,694 | 0,325 |
| | 5 | 0,850 | 0,858 | 0,855 | 0,847 | 0,841 | 0,600 | 0,704 | 0,712 | 0,704 | 0,698 | 0,699 | 0,345 |
| | 6 | 0,597 | 0,611 | 0,599 | 0,584 | 0,593 | 0,615 | 0,360 | 0,360 | 0,339 | 0,333 | 0,355 | 0,372 |

Tab. Z2. 39

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|--------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,039 | 0,045 | 0,032 | 0,026 | 0,029 | 0,063 | 0,011 | 0,025 | 0,041 | 0,036 | 0,047 | 0,066 |
| | 2 | 0,079 | 0,137 | 0,124 | 0,138 | 0,132 | 0,165 | 0,069 | 0,102 | 0,090 | 0,093 | 0,089 | 0,089 |
| | 3 | -0,017 | 0,041 | -0,025 | 0,066 | 0,045 | 0,081 | -0,001 | 0,046 | 0,076 | 0,055 | 0,033 | 0,033 |
| | 4 | 0,053 | 0,090 | 0,042 | 0,098 | 0,151 | 0,145 | 0,056 | 0,079 | 0,116 | 0,174 | 0,137 | 0,111 |
| | 5 | 0,124 | 0,148 | 0,072 | 0,170 | 0,166 | 0,221 | 0,104 | 0,116 | 0,149 | 0,135 | 0,135 | 0,161 |
| | 6 | 0,206 | 0,182 | 0,090 | 0,201 | 0,214 | 0,258 | 0,146 | 0,104 | 0,128 | 0,132 | 0,165 | 0,207 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,650 | 0,644 | 0,627 | 0,636 | 0,634 | 0,297 | 0,662 | 0,670 | 0,658 | 0,647 | 0,655 | 0,389 |
| | 2 | 0,649 | 0,650 | 0,633 | 0,643 | 0,639 | 0,306 | 0,658 | 0,673 | 0,662 | 0,649 | 0,656 | 0,379 |
| | 3 | 0,646 | 0,650 | 0,623 | 0,646 | 0,647 | 0,321 | 0,651 | 0,668 | 0,664 | 0,660 | 0,657 | 0,374 |
| | 4 | 0,642 | 0,645 | 0,617 | 0,641 | 0,646 | 0,313 | 0,649 | 0,666 | 0,663 | 0,662 | 0,658 | 0,375 |
| | 5 | 0,652 | 0,652 | 0,628 | 0,649 | 0,646 | 0,325 | 0,660 | 0,674 | 0,667 | 0,652 | 0,655 | 0,388 |
| | 6 | 0,316 | 0,322 | 0,296 | 0,326 | 0,327 | 0,334 | 0,391 | 0,377 | 0,374 | 0,358 | 0,380 | 0,394 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi składowych imperfekcji IMP_Z w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 40

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,992 | 0,973 | 0,970 | 0,973 | 0,920 | 0,800 | 0,802 | 0,806 | 0,798 | 0,808 | 0,591 |
| | 2 | 0,992 | 1,000 | 0,981 | 0,977 | 0,977 | 0,924 | 0,809 | 0,816 | 0,820 | 0,814 | 0,820 | 0,613 |
| | 3 | 0,973 | 0,981 | 1,000 | 0,996 | 0,989 | 0,944 | 0,805 | 0,814 | 0,832 | 0,823 | 0,825 | 0,624 |
| | 4 | 0,970 | 0,977 | 0,996 | 1,000 | 0,993 | 0,945 | 0,806 | 0,812 | 0,831 | 0,824 | 0,827 | 0,630 |
| | 5 | 0,973 | 0,977 | 0,989 | 0,993 | 1,000 | 0,971 | 0,822 | 0,825 | 0,837 | 0,828 | 0,836 | 0,654 |
| | 6 | 0,920 | 0,924 | 0,944 | 0,945 | 0,971 | 1,000 | 0,632 | 0,625 | 0,652 | 0,639 | 0,665 | 0,683 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,800 | 0,809 | 0,805 | 0,806 | 0,822 | 0,632 | 1,000 | 0,995 | 0,979 | 0,978 | 0,981 | 0,942 |
| | 2 | 0,802 | 0,816 | 0,814 | 0,812 | 0,825 | 0,625 | 0,995 | 1,000 | 0,983 | 0,982 | 0,982 | 0,936 |
| | 3 | 0,806 | 0,820 | 0,832 | 0,831 | 0,837 | 0,652 | 0,979 | 0,983 | 1,000 | 0,997 | 0,992 | 0,955 |
| | 4 | 0,798 | 0,814 | 0,823 | 0,824 | 0,828 | 0,639 | 0,978 | 0,982 | 0,997 | 1,000 | 0,996 | 0,962 |
| | 5 | 0,808 | 0,820 | 0,825 | 0,827 | 0,836 | 0,665 | 0,981 | 0,982 | 0,992 | 0,996 | 1,000 | 0,978 |
| | 6 | 0,591 | 0,613 | 0,624 | 0,630 | 0,654 | 0,683 | 0,942 | 0,936 | 0,955 | 0,962 | 0,978 | 1,000 |

Tab. Z2. 41

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,764 | 0,757 | 0,728 | 0,758 | 0,756 | 0,564 | 0,719 | 0,723 | 0,722 | 0,706 | 0,714 | 0,522 |
| | 2 | 0,769 | 0,768 | 0,739 | 0,769 | 0,766 | 0,584 | 0,723 | 0,733 | 0,731 | 0,714 | 0,720 | 0,526 |
| | 3 | 0,761 | 0,761 | 0,724 | 0,768 | 0,767 | 0,581 | 0,708 | 0,720 | 0,728 | 0,717 | 0,715 | 0,515 |
| | 4 | 0,766 | 0,767 | 0,729 | 0,772 | 0,772 | 0,587 | 0,710 | 0,721 | 0,729 | 0,717 | 0,715 | 0,513 |
| | 5 | 0,779 | 0,774 | 0,741 | 0,780 | 0,780 | 0,605 | 0,712 | 0,719 | 0,725 | 0,710 | 0,714 | 0,520 |
| | 6 | 0,580 | 0,576 | 0,523 | 0,597 | 0,601 | 0,620 | 0,491 | 0,475 | 0,496 | 0,476 | 0,493 | 0,517 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,889 | 0,894 | 0,888 | 0,892 | 0,893 | 0,814 | 0,781 | 0,790 | 0,777 | 0,766 | 0,774 | 0,590 |
| | 2 | 0,885 | 0,897 | 0,888 | 0,894 | 0,894 | 0,810 | 0,773 | 0,789 | 0,777 | 0,767 | 0,773 | 0,582 |
| | 3 | 0,879 | 0,889 | 0,871 | 0,891 | 0,896 | 0,811 | 0,768 | 0,780 | 0,781 | 0,777 | 0,774 | 0,585 |
| | 4 | 0,878 | 0,890 | 0,874 | 0,890 | 0,895 | 0,805 | 0,771 | 0,784 | 0,783 | 0,779 | 0,776 | 0,588 |
| | 5 | 0,886 | 0,895 | 0,877 | 0,897 | 0,900 | 0,818 | 0,781 | 0,790 | 0,787 | 0,780 | 0,782 | 0,608 |
| | 6 | 0,772 | 0,791 | 0,766 | 0,799 | 0,808 | 0,829 | 0,597 | 0,591 | 0,596 | 0,589 | 0,601 | 0,614 |

Tab. Z2. 42

| IMP_Z | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,993 | 0,973 | 0,988 | 0,989 | 0,963 | 0,853 | 0,854 | 0,846 | 0,840 | 0,845 | 0,720 |
| | 2 | 0,993 | 1,000 | 0,979 | 0,994 | 0,993 | 0,969 | 0,847 | 0,854 | 0,844 | 0,837 | 0,839 | 0,703 |
| | 3 | 0,973 | 0,979 | 1,000 | 0,966 | 0,969 | 0,927 | 0,823 | 0,830 | 0,813 | 0,807 | 0,809 | 0,650 |
| | 4 | 0,988 | 0,994 | 0,966 | 1,000 | 0,999 | 0,978 | 0,840 | 0,847 | 0,846 | 0,837 | 0,840 | 0,707 |
| | 5 | 0,989 | 0,993 | 0,969 | 0,999 | 1,000 | 0,981 | 0,842 | 0,847 | 0,847 | 0,843 | 0,841 | 0,711 |
| | 6 | 0,963 | 0,969 | 0,927 | 0,978 | 0,981 | 1,000 | 0,721 | 0,718 | 0,718 | 0,717 | 0,719 | 0,728 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,853 | 0,847 | 0,823 | 0,840 | 0,842 | 0,721 | 1,000 | 0,991 | 0,987 | 0,972 | 0,978 | 0,951 |
| | 2 | 0,854 | 0,854 | 0,830 | 0,847 | 0,847 | 0,718 | 0,991 | 1,000 | 0,993 | 0,984 | 0,988 | 0,961 |
| | 3 | 0,846 | 0,844 | 0,813 | 0,846 | 0,847 | 0,718 | 0,987 | 0,993 | 1,000 | 0,991 | 0,992 | 0,969 |
| | 4 | 0,840 | 0,837 | 0,807 | 0,837 | 0,843 | 0,717 | 0,972 | 0,984 | 0,991 | 1,000 | 0,998 | 0,978 |
| | 5 | 0,845 | 0,839 | 0,809 | 0,840 | 0,841 | 0,719 | 0,978 | 0,988 | 0,992 | 0,998 | 1,000 | 0,986 |
| | 6 | 0,720 | 0,703 | 0,650 | 0,707 | 0,711 | 0,728 | 0,951 | 0,961 | 0,969 | 0,978 | 0,986 | 1,000 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji *IMP* w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 43

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 1 | | | | | | Węzły pionu nr 2 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 1,000 | 0,721 | 0,393 | 0,184 | 0,159 | 0,103 | 0,262 | 0,256 | 0,181 | 0,098 | 0,019 | 0,062 |
| | 2 | 0,721 | 1,000 | 0,631 | 0,492 | 0,450 | 0,354 | 0,154 | 0,384 | 0,317 | 0,360 | 0,290 | 0,237 |
| | 3 | 0,393 | 0,631 | 1,000 | 0,785 | 0,653 | 0,569 | 0,237 | 0,375 | 0,474 | 0,478 | 0,491 | 0,373 |
| | 4 | 0,184 | 0,492 | 0,785 | 1,000 | 0,884 | 0,806 | 0,165 | 0,266 | 0,399 | 0,503 | 0,509 | 0,471 |
| | 5 | 0,159 | 0,450 | 0,653 | 0,884 | 1,000 | 0,932 | 0,176 | 0,247 | 0,346 | 0,484 | 0,503 | 0,547 |
| | 6 | 0,103 | 0,354 | 0,569 | 0,806 | 0,932 | 1,000 | 0,077 | 0,194 | 0,362 | 0,498 | 0,528 | 0,613 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,262 | 0,154 | 0,237 | 0,165 | 0,176 | 0,077 | 1,000 | 0,852 | 0,749 | 0,578 | 0,512 | 0,250 |
| | 2 | 0,256 | 0,384 | 0,375 | 0,266 | 0,247 | 0,194 | 0,852 | 1,000 | 0,871 | 0,730 | 0,634 | 0,429 |
| | 3 | 0,181 | 0,317 | 0,474 | 0,399 | 0,346 | 0,362 | 0,749 | 0,871 | 1,000 | 0,868 | 0,824 | 0,673 |
| | 4 | 0,098 | 0,360 | 0,478 | 0,503 | 0,484 | 0,498 | 0,578 | 0,730 | 0,868 | 1,000 | 0,920 | 0,843 |
| | 5 | 0,019 | 0,290 | 0,491 | 0,509 | 0,503 | 0,528 | 0,512 | 0,634 | 0,824 | 0,920 | 1,000 | 0,905 |
| | 6 | 0,062 | 0,237 | 0,373 | 0,471 | 0,547 | 0,613 | 0,250 | 0,429 | 0,673 | 0,843 | 0,905 | 1,000 |

Tab. Z2. 44

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,098 | 0,124 | 0,083 | 0,013 | 0,022 | 0,019 | 0,162 | 0,159 | 0,038 | 0,045 | 0,027 | 0,006 |
| | 2 | 0,250 | 0,392 | 0,333 | 0,259 | 0,224 | 0,130 | 0,239 | 0,321 | 0,337 | 0,343 | 0,296 | 0,188 |
| | 3 | 0,216 | 0,353 | 0,386 | 0,356 | 0,356 | 0,264 | 0,289 | 0,402 | 0,454 | 0,418 | 0,404 | 0,295 |
| | 4 | 0,195 | 0,283 | 0,328 | 0,370 | 0,379 | 0,331 | 0,234 | 0,327 | 0,390 | 0,426 | 0,415 | 0,381 |
| | 5 | 0,287 | 0,316 | 0,343 | 0,374 | 0,381 | 0,367 | 0,247 | 0,314 | 0,350 | 0,383 | 0,410 | 0,400 |
| | 6 | 0,214 | 0,228 | 0,283 | 0,350 | 0,386 | 0,447 | 0,198 | 0,255 | 0,302 | 0,365 | 0,446 | 0,483 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,734 | 0,730 | 0,655 | 0,598 | 0,539 | 0,351 | 0,708 | 0,650 | 0,587 | 0,508 | 0,515 | 0,282 |
| | 2 | 0,689 | 0,781 | 0,732 | 0,674 | 0,602 | 0,451 | 0,706 | 0,702 | 0,655 | 0,613 | 0,595 | 0,384 |
| | 3 | 0,654 | 0,751 | 0,787 | 0,766 | 0,731 | 0,645 | 0,653 | 0,686 | 0,726 | 0,703 | 0,704 | 0,542 |
| | 4 | 0,555 | 0,692 | 0,770 | 0,824 | 0,783 | 0,700 | 0,583 | 0,668 | 0,721 | 0,741 | 0,757 | 0,611 |
| | 5 | 0,503 | 0,619 | 0,725 | 0,791 | 0,815 | 0,744 | 0,533 | 0,613 | 0,680 | 0,700 | 0,741 | 0,645 |
| | 6 | 0,342 | 0,460 | 0,611 | 0,721 | 0,754 | 0,789 | 0,346 | 0,432 | 0,521 | 0,579 | 0,676 | 0,712 |

Tab. Z2. 45

| <i>IMP</i> | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|--------|--------|--------|--------|------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 1 | 1 | 0,007 | 0,046 | -0,008 | -0,021 | -0,030 | -0,053 | 0,013 | -0,026 | -0,064 | -0,063 | -0,065 | -0,053 |
| | 2 | 0,378 | 0,342 | 0,309 | 0,274 | 0,273 | 0,138 | 0,318 | 0,214 | 0,238 | 0,196 | 0,163 | 0,044 |
| | 3 | 0,312 | 0,415 | 0,428 | 0,420 | 0,400 | 0,301 | 0,198 | 0,258 | 0,211 | 0,190 | 0,196 | 0,056 |
| | 4 | 0,249 | 0,364 | 0,429 | 0,447 | 0,440 | 0,405 | 0,197 | 0,248 | 0,238 | 0,234 | 0,228 | 0,123 |
| | 5 | 0,251 | 0,341 | 0,390 | 0,417 | 0,432 | 0,387 | 0,210 | 0,286 | 0,283 | 0,274 | 0,234 | 0,118 |
| | 6 | 0,197 | 0,309 | 0,382 | 0,413 | 0,465 | 0,462 | 0,149 | 0,221 | 0,221 | 0,222 | 0,207 | 0,188 |
| Węzły pionu 2 | 1 | 0,628 | 0,621 | 0,571 | 0,554 | 0,506 | 0,332 | 0,504 | 0,532 | 0,472 | 0,432 | 0,449 | 0,197 |
| | 2 | 0,665 | 0,668 | 0,643 | 0,617 | 0,581 | 0,424 | 0,571 | 0,525 | 0,513 | 0,475 | 0,484 | 0,222 |
| | 3 | 0,634 | 0,678 | 0,716 | 0,710 | 0,695 | 0,599 | 0,543 | 0,554 | 0,529 | 0,496 | 0,529 | 0,323 |
| | 4 | 0,601 | 0,678 | 0,715 | 0,734 | 0,737 | 0,632 | 0,528 | 0,567 | 0,522 | 0,504 | 0,554 | 0,380 |
| | 5 | 0,550 | 0,612 | 0,649 | 0,678 | 0,685 | 0,589 | 0,473 | 0,515 | 0,477 | 0,462 | 0,498 | 0,335 |
| | 6 | 0,336 | 0,412 | 0,477 | 0,538 | 0,572 | 0,622 | 0,238 | 0,281 | 0,283 | 0,311 | 0,348 | 0,387 |

Współczynniki korelacji pomiędzy zmiennymi losowymi imperfekcji IMP w węzłach zlokalizowanych od strony zewnętrznej rusztowania

Tab. Z2. 46

| IMP | | Węzły pionu nr 3 | | | | | | Węzły pionu nr 4 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 1,000 | 0,910 | 0,805 | 0,698 | 0,612 | 0,462 | 0,790 | 0,762 | 0,730 | 0,651 | 0,618 | 0,415 |
| | 2 | 0,910 | 1,000 | 0,943 | 0,844 | 0,755 | 0,610 | 0,828 | 0,872 | 0,856 | 0,801 | 0,749 | 0,562 |
| | 3 | 0,805 | 0,943 | 1,000 | 0,940 | 0,873 | 0,759 | 0,799 | 0,869 | 0,913 | 0,885 | 0,843 | 0,710 |
| | 4 | 0,698 | 0,844 | 0,940 | 1,000 | 0,957 | 0,894 | 0,746 | 0,811 | 0,874 | 0,896 | 0,896 | 0,810 |
| | 5 | 0,612 | 0,755 | 0,873 | 0,957 | 1,000 | 0,961 | 0,679 | 0,742 | 0,809 | 0,861 | 0,897 | 0,864 |
| | 6 | 0,462 | 0,610 | 0,759 | 0,894 | 0,961 | 1,000 | 0,560 | 0,611 | 0,697 | 0,781 | 0,853 | 0,891 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,790 | 0,828 | 0,799 | 0,746 | 0,679 | 0,560 | 1,000 | 0,898 | 0,836 | 0,763 | 0,703 | 0,523 |
| | 2 | 0,762 | 0,872 | 0,869 | 0,811 | 0,742 | 0,611 | 0,898 | 1,000 | 0,950 | 0,862 | 0,808 | 0,619 |
| | 3 | 0,730 | 0,856 | 0,913 | 0,874 | 0,809 | 0,697 | 0,836 | 0,950 | 1,000 | 0,940 | 0,883 | 0,725 |
| | 4 | 0,651 | 0,801 | 0,885 | 0,896 | 0,861 | 0,781 | 0,763 | 0,862 | 0,940 | 1,000 | 0,951 | 0,832 |
| | 5 | 0,618 | 0,749 | 0,843 | 0,896 | 0,897 | 0,853 | 0,703 | 0,808 | 0,883 | 0,951 | 1,000 | 0,935 |
| | 6 | 0,415 | 0,562 | 0,710 | 0,810 | 0,864 | 0,891 | 0,523 | 0,619 | 0,725 | 0,832 | 0,935 | 1,000 |

Tab. Z2. 47

| IMP | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 3 | 1 | 0,796 | 0,739 | 0,705 | 0,656 | 0,584 | 0,451 | 0,564 | 0,558 | 0,537 | 0,495 | 0,512 | 0,321 |
| | 2 | 0,844 | 0,838 | 0,823 | 0,775 | 0,717 | 0,609 | 0,584 | 0,597 | 0,601 | 0,573 | 0,585 | 0,408 |
| | 3 | 0,791 | 0,817 | 0,841 | 0,828 | 0,789 | 0,714 | 0,554 | 0,589 | 0,604 | 0,596 | 0,622 | 0,483 |
| | 4 | 0,715 | 0,774 | 0,823 | 0,840 | 0,828 | 0,780 | 0,541 | 0,585 | 0,587 | 0,585 | 0,638 | 0,525 |
| | 5 | 0,666 | 0,733 | 0,787 | 0,820 | 0,830 | 0,804 | 0,517 | 0,568 | 0,568 | 0,570 | 0,630 | 0,536 |
| | 6 | 0,507 | 0,600 | 0,679 | 0,738 | 0,771 | 0,812 | 0,296 | 0,362 | 0,392 | 0,431 | 0,501 | 0,549 |
| Węzły pionu 4 | 1 | 0,873 | 0,827 | 0,768 | 0,722 | 0,656 | 0,495 | 0,672 | 0,635 | 0,610 | 0,560 | 0,563 | 0,339 |
| | 2 | 0,865 | 0,933 | 0,882 | 0,844 | 0,776 | 0,638 | 0,629 | 0,679 | 0,642 | 0,603 | 0,632 | 0,453 |
| | 3 | 0,834 | 0,908 | 0,905 | 0,897 | 0,841 | 0,721 | 0,617 | 0,685 | 0,673 | 0,651 | 0,689 | 0,541 |
| | 4 | 0,786 | 0,853 | 0,894 | 0,914 | 0,897 | 0,802 | 0,609 | 0,637 | 0,668 | 0,681 | 0,718 | 0,586 |
| | 5 | 0,702 | 0,810 | 0,865 | 0,910 | 0,920 | 0,875 | 0,553 | 0,625 | 0,629 | 0,645 | 0,713 | 0,599 |
| | 6 | 0,460 | 0,610 | 0,721 | 0,806 | 0,854 | 0,890 | 0,286 | 0,370 | 0,439 | 0,498 | 0,556 | 0,606 |

Tab. Z2. 48

| IMP | | Węzły pionu nr 5 | | | | | | Węzły pionu nr 6 | | | | | |
|---------------|---|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Węzły pionu 5 | 1 | 1,000 | 0,917 | 0,831 | 0,767 | 0,695 | 0,509 | 0,729 | 0,681 | 0,661 | 0,613 | 0,625 | 0,424 |
| | 2 | 0,917 | 1,000 | 0,949 | 0,904 | 0,845 | 0,702 | 0,715 | 0,773 | 0,735 | 0,692 | 0,733 | 0,577 |
| | 3 | 0,831 | 0,949 | 1,000 | 0,963 | 0,924 | 0,825 | 0,676 | 0,725 | 0,741 | 0,718 | 0,760 | 0,624 |
| | 4 | 0,767 | 0,904 | 0,963 | 1,000 | 0,967 | 0,893 | 0,607 | 0,693 | 0,717 | 0,728 | 0,773 | 0,645 |
| | 5 | 0,695 | 0,845 | 0,924 | 0,967 | 1,000 | 0,949 | 0,586 | 0,671 | 0,702 | 0,718 | 0,766 | 0,666 |
| | 6 | 0,509 | 0,702 | 0,825 | 0,893 | 0,949 | 1,000 | 0,328 | 0,424 | 0,479 | 0,533 | 0,612 | 0,653 |
| Węzły pionu 6 | 1 | 0,729 | 0,715 | 0,676 | 0,607 | 0,586 | 0,328 | 1,000 | 0,909 | 0,895 | 0,828 | 0,842 | 0,730 |
| | 2 | 0,681 | 0,773 | 0,725 | 0,693 | 0,671 | 0,424 | 0,909 | 1,000 | 0,948 | 0,890 | 0,901 | 0,804 |
| | 3 | 0,661 | 0,735 | 0,741 | 0,717 | 0,702 | 0,479 | 0,895 | 0,948 | 1,000 | 0,976 | 0,952 | 0,872 |
| | 4 | 0,613 | 0,692 | 0,718 | 0,728 | 0,718 | 0,533 | 0,828 | 0,890 | 0,976 | 1,000 | 0,981 | 0,918 |
| | 5 | 0,625 | 0,733 | 0,760 | 0,773 | 0,766 | 0,612 | 0,842 | 0,901 | 0,952 | 0,981 | 1,000 | 0,971 |
| | 6 | 0,424 | 0,577 | 0,624 | 0,645 | 0,666 | 0,653 | 0,730 | 0,804 | 0,872 | 0,918 | 0,971 | 1,000 |