

**Politechnika Lubelska**  
**Wydział Budownictwa i Architektury**

# BUDOWNICTWO I ARCHITEKTURA

**Vol. 8 (1) 2011**

Politechnika Lubelska  
Lublin, 2011

## **Rada Redakcyjna**

PRZEWODNICZĄCA – Anna Halicka

### **CZŁONKOWIE**

M. Bevz, E. Błazik-Borowa, T. Ciężak, S. Fic, A. Flaga, J. Kukiełka, M. Łagoda,  
H. V. Nguyen, T. Sadowski, A. Sobotka, B. Szmygin

## **Redakcja**

A. Halicka, T. Lipecki

## **Adres redakcji**

Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury  
Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin  
e-mail: a.halicka@pollub.pl (Anna Halicka)

Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury  
Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin  
e-mail: t.lipecki@pollub.pl (Tomasz Lipecki)

Publikacja wydana za zgodą Rektora Politechniki Lubelskiej

© Copyright by Politechnika Lubelska 2011

**ISSN 1899-0665**

Wydawca: Politechnika Lubelska  
ul. Nadbystrzycka 38D, 20-618 Lublin

Realizacja: Biblioteka Politechniki Lubelskiej  
Ośrodek ds. Wydawnictw i Biblioteki Cyfrowej  
ul. Nadbystrzycka 36A, 20-618 Lublin  
tel. (81) 538-46-59, email: wydawca@pollub.pl  
www.biblioteka.pollub.pl

SPIS TREŚCI  
CONTENTS

**Renata Gnatowska:**

- Dobór kryteriów oceny komfortu wiatrowego pieszych  
Selection of criteria in pedestrian wind comfort assessment ..... 5

**Ewa Błazik-Borowa:**

- The influence of boundary condition functions on the quality of the  
solution and its sensitivity to coefficients of  $k-\varepsilon$  turbulence models ..... 15

**Dariusz Czernski, Jerzy Szerafin:**

- Konsekwencje wyboru norm projektowych dla zużycia materiału na  
przykładzie dźwigara dachowego z drewna klejonego  
The consequences of the choice of design standards for the use of  
material on the example of glued laminated roof beam ..... 27

**Wioleta Kargol, Jerzy Szerafin:**

- Konsekwencje wyboru norm projektowych dla zużycia materiału na  
przykładzie żelbetowego stropu płaskiego  
The consequences of the choice of design standards for the use of  
material on the example of reinforced concrete flat ceiling ..... 35

**Michał Pieńko:**

- Badania numeryczne nośności węzłów w modułowym systemie  
rusztowań budowlanych  
The numerical research of capacity of nodes in modular scaffolding  
system ..... 47

**Aleksander Robak:**

- Nmeryczne badania wytrzymałości pomostów umieszczanych  
na rusztowaniach  
The numerical research of the strength of scaffolding boards ..... 67

**Krzysztof Nepelski, Tomasz Lipecki:**

- Nmeryczne modelowanie oddziaływań wandalistycznych na kładce  
pieszo-rowerowej  
Numerical modelling of vandalistic actions on footbridge for  
pedestrians and bicycles ..... 83

**Zbigniew Suchorab, Zbyšek Pavlík, Robert Černý:**

- Zastosowanie techniki pomiarowej TDR w badaniach terenowych  
przy wykorzystaniu sond powierzchniowych  
Application of the TDR measuring technique for *in-situ*  
measurements using surface probes ..... 97

**Zbigniew Suchorab, Danuta Barnat-Hunek:**

Analiza przewodności cieplnej przegród z betonu komórkowego  
w zależności od zmian wilgotności

The analysis of heat conductivity coefficient of the aerated concrete  
building barriers depending on moisture changes ..... 107

# **Dobór kryteriów oceny komfortu wiatrowego pieszych**

**Renata Gnatowska**

*Instytut Maszyn Ciepłych, Politechnika Częstochowska,  
al. Armii Krajowej 21, 42-200 Częstochowa, gnatowska@imc.pcz.czyst.pl*

**Streszczenie:** Komfort wiatrowy pieszych zależy od wielu czynników: prędkości wiatru, temperatury i wilgotności względnej powietrza, stopnia nasłonecznienia, jakości powietrza, aktywności pieszych, wieku i innych. W praktyce ocenę komfortu pieszych przeprowadza się w oparciu o współczynniki zdefiniowane na znacznie mniejszej liczbie parametrów. Najczęściej jest to kryterium prędkości wiatru wraz ze stopniem prawdopodobieństwa przekroczenia założonej granicy dyskomfortu. W niniejszym artykule omówiono zagadnienia planowania przestrzennego obszarów zabudowanych z uwzględnieniem kryteriów komfortu wiatrowego. W artykule wskazano na rolę kryteriów jakie przyjmuje się przy oszacowaniu obszarów dyskomfortu. Istotną rolę odgrywa tutaj wartość współczynnika amplitudy podmuchu  $g$ . Zwrócono również uwagę na silną zmienność stref dyskomfortu w czasie zwłaszcza w obszarach bliskich obiektów.

**Słowa kluczowe:** obszar zabudowany, komfort wiatrowy pieszych.

## **1. Wprowadzenie**

Ważnym czynnikiem wpływającym na komfort pieszych w miejskiej strefie zabudowanej jest wiatr, który wywołuje zarówno pozytywne jak i negatywne efekty. Do ujemnych wyników jego działania należą: dyskomfort wiatrowy wynikający z nadmiernego wychłodzenia, trudności w poruszaniu się pieszych, lokalne gromadzenie sypanego śniegu i śmieci oraz transport zanieczyszczeń na znaczne odległości. Prędkość i kierunek wiatru w przyziemnej strefie zabudowanej nie mają bezpośredniego związku z wiatrem o zasięgu globalnym. Zależą one raczej od warunków lokalnych wśród których wyróżnić należy: czynniki meteorologiczne, geometrię i konfigurację przeszkód terenowych, zarówno naturalnych jak również wytworzonych przez człowieka. Wyniki rozważań dotyczących oddziaływania obiektów na lokalne pole przepływu a także interakcji obiektów w polu wiatrowym stanowią istotne wsparcie dla architektów, urbanistów i inżynierów budownictwa. Struktura pola przepływu jest czynnikiem determinującym wymaganą wytrzymałość konstrukcji budowlanych, wspomagającym naturalną wentylację a także rzutuującym na dynamikę wymiany ciepła na powierzchniach budynków. Znajomość charakterystyk przepływu odgrywa również istotną rolę w kształtowaniu warunków zdrowotnych obszarów zabudowanych, ponieważ determinuje proces dyspersji zanieczyszczeń decydujący o jakości powietrza.

Kształtowanie lokalnego klimatu obszarów zabudowanych, w celu zapewnienia wysokiej jakości życia ich mieszkańcom, jest jednym z kluczowych czynników

zrównoważonego rozwoju miast i powinno stać się integralnym elementem planowania przestrzennego [6]. Dlatego też, w ostatnich kilku latach analiza aerodynamiczna obszarów zurbanizowanych w odniesieniu do komfortu pieszych nabiera coraz większego znaczenia.

Według Ovstedala i in. [11] komfort pieszego jest pozytywną reakcją emocjonalną, na którą ma wpływ szeroki zakres czynników powiązanych z otoczeniem zewnętrznym takich jak: siła wiatru, warunki termiczne, jakość powietrza, poziom hałasu będącego pochodną efektów aerodynamicznych czy estetyka otoczenia.

Ocenę komfortu według warunków termicznych przeprowadza się w oparciu o bilans cieplny całego organizmu człowieka. Jest to proces złożony ponieważ należy rozpatrzyć wpływ szeregu różnego rodzaju parametrów, do których należą: prędkość wiatru, temperatura i wilgotność względna powietrza, promieniowanie słoneczne, aktywność i czas ekspozycji pieszego, jego ubiór oraz metabolizm jego organizmu [10, 12]. W praktyce ocenę komfortu pieszych przeprowadza się w oparciu o indeksy zdefiniowane na znacznie mniejszej liczbie parametrów. Wymienić tu należy indeks określający wychłodzenie ciała (*WCI – Wind Chill Index*) [12] zdefiniowany na podstawie prędkości wiatru i temperatury powietrza oraz *Humidex* [13] – indeks bazujący na temperaturze i względnej wilgotności powietrza. Według literatury [8] utrzymanie komfortu cieplnego pieszych zachodzi może nawet niezależnie od warunków wiatrowych. Badania eksperymentalne Lawsona i Penwardena [8] dowodzą, że w obszarach osłoniętych od bezpośredniego promieniowania słonecznego, piesi wyposażeni w odzież odporną na zmiany warunków atmosferycznych (np. prędkość wiatru i wilgotność powietrza) nie odczuwają prawie żadnych zmian w poziomie komfortu cieplnego nawet gdy następuje gwałtowna zmiana siły wiatru z 2 na 6 w skali Beauforta. Istnieje zatem możliwość oceny całkowitego komfortu pieszych wyłącznie w oparciu o wymagania stawiane w analizie aerodynamicznej obszaru zabudowanego.

Według Bottema [2] „*dyskomfort pieszych oznacza taką siłę oddziaływania wiatru i związane z tym nieprzyjemne odczucia, na tyle częste, że w zachowaniu ludzi pojawia się naturalna tendencja do schronienia się przed wiatrem*”. Z definicji tej wynika, że właściwe kryterium komfortu wiatrowego winno zawierać określenie granicy dyskomfortu oraz stopnia prawdopodobieństwa przekroczenia tej granicy. Granicę dyskomfortu stanowi najczęściej minimalna prędkość wiatru, przy której warunki wiatrowe noszą znamiona dyskomfortu. Granica ta zapisywana jest najczęściej w postaci:

$$U_e = U + g \cdot \sigma_U \geq U_{THR} \quad (1)$$

gdzie:  $U_e$  jest prędkością podmuchu wiatrowego [7],  $U$  średnią prędkością wiatru,  $\sigma_U$  odchyleniem standardowym prędkości wiatru od wartości średniej (*RMS*),  $U_{THR}$  graniczną (progową) wartością prędkości stanowiącą granicę komfortu natomiast  $g$  współczynnikiem turbulencji. Wszystkie te wielkości dotyczą tzw. wysokości na poziomie pieszych tj. wysokości 1,75 m nad podłożem.

Zakłada się, że warunki komfortu wiatrowego nie utrzymują się przez cały czas. Uwzględnia się to poprzez wprowadzenie pojęcia prawdopodobieństwa dyskomfortu definiowanego jako procentowy udział czasu, w którym przekroczona została wartość progowa  $U_{THR}$ :

$$p^T (U_e \geq U_{THR}) \leq p_{komfort} \quad (2)$$

W zależności (2)  $p^T$  jest prawdopodobieństwem z jakim prędkość podmuchu wiatrowego  $U_e$  przekroczyła wartość progową  $U_{THR}$  w danym okresie czasu  $T$ , natomiast  $p_{komfort}$  maksymalnym prawdopodobieństwem zaistnienia warunków wiatrowych, dla których komfort wiatrowy zostanie spełniony.

Ocena komfortu wiatrowego pieszych sprowadza się do właściwej oceny prędkości wiatru. Według literatury analizę komfortu przeprowadzić można w oparciu o średnią godzinową prędkość wiatru, przyjmując w definicji kryterium wiatrowego  $g = 0$ , albo na bazie prędkości podmuchów wiatrowych przyjmując  $g \neq 0$ . Literatura sugeruje kilka wartości tego współczynnika [7].

Wartości parametrów wyznaczających granice komfortu wiatrowego przyjmowane są na różnym poziomie, zależnie od charakteru przestrzeni, której dotyczą jak i typu czynności podejmowanych przez ludzi na analizowanym obszarze (tereny spacerowe, handlowe, place zabaw itp.).

Wzajemna interakcja budynków w obszarze zurbanizowanym prowadzi do wzrostu stopnia niestacjonarności przepływu, w którym zaznacza się silny udział okresowości pochodzącej od procesów generowania wirów w śladach za obiektami, a niekiedy również od częstotliwościowej synchronizacji tych procesów [10]. Ocena komfortu wiatrowego dla poziomu pieszych oparta o analizę podmuchów wiatrowych powodowanych procesami generowania wirów ma więc często większe praktyczne znaczenie niż ocena tylko na podstawie pola prędkości średnich. Dla rozpoznania zjawisk zachodzących przy opływie obiektów coraz częściej wykorzystuje się numeryczne metody modelowania przepływu (CFD). Obecność w przepływie struktur zorganizowanych wymaga aby analiza komfortu wiatrowego prowadzona była nie tylko w oparciu o obliczenia stacjonarne a przede wszystkim przy wykorzystaniu obliczeń niestacjonarnych uwzględniających nieustalony charakter pola przepływu wiatru.

Celem niniejszej pracy było określenie roli niestacjonarnego charakteru przepływu wiatru w obszarze zabudowanym w ocenie komfortu.

## 2. Metoda i przedmiot badań

Analiza danych literaturowych [3,9] oraz przeprowadzone badania eksperymentalne oparte na technice powierzchniowej wizualizacji olejowej [6] zadecydowały o wyborze przedmiotu badań - układu dwóch prostopadłościennych modeli o różnej wysokości. Schemat badanej konfiguracji przedstawiono na Rys. 1. W badaniach przyjęto stosunek wysokości obiektów  $H_1/H_2 = 0,6$  oraz odległość pomiędzy nimi równą  $S/D = 2,5$ . Analizowany tu przypadek postrzegany jest jako szczególnie powszechny błąd architektoniczny prowadzący do ekstremalnie niekorzystnych efektów wiatrowych. Konfiguracja ta to klasyczny przykład, dla którego występuje silny dyskomfort wiatrowy zwłaszcza w strefie między budynkami. Generowany w tym przypadku tzw. efekt „downwash” powoduje wzrost intensywności fluktuacji prędkości wiatru w tym obszarze między obiektami, a przede wszystkim zwiększa prędkość wiatru bezpośrednio na poziomie pieszych.

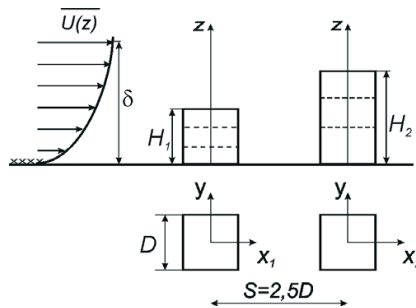
Warunki napływu zaimplementowane w obliczeniach numerycznych są zgodne zwygenerowanymi w trakcie eksperymentu [5]. Profil prędkości napływu, którejkieru-

nek zgodny jest z osią wzdłużną  $x$ , opisany jest znaną w inżynierii wiatrowej relacją  $U(z)=U_\delta (z/\delta)^\alpha$ , w której wykładnik  $\alpha = 0,18$  wynika z aerodynamicznej chropowatości modelowanego terenu w strefie napływu na obiekty. W płaszczyźnie wlotowej poza rozkładem prędkości średniej ( $U$ ) zaimplementowano profil składowej fluktuacyjnej prędkości ( $U_{rms}$ ) zgodny z rezultatem pomiaru dokonanego sondą CTA [5], profile te przedstawiono na Rys. 2, na którym wartość fluktuacji prędkości obliczono korzystając z zależności  $U_{rms} = \sqrt{2k/3}$ .

Przedmiotem zainteresowania w niniejszej pracy jest analiza struktury przepływu w otoczeniu układu budynków na poziomie pieszego, który znajduje się w bezpośrednim sąsiedztwie podłoża. Stąd szczegółowe dane dotyczące warunków napływu przedstawiają się następująco:

- prędkość przepływu niezakłóconego  $U_0 = 13$  m/s,
- liczba Reynoldsa bazująca na długości krawędzi podstawy obiektu  $D$ ,  $Re_D = 3,4 \cdot 10^4$ ,
- parametr zanurzenia obiektów w warstwie przyziemnej:  
 $H_1/\delta = 0,4$  i  $H_2/\delta = 0,65$ ,
- poziom pieszego  $z/\delta = 0,01$ ,
- średnia prędkość napływu na poziomie pieszego  $U_{pp} = 4$  m/s.

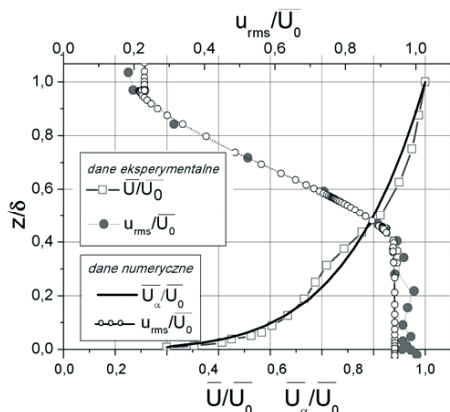
W celu określenia roli niestacjonarności przepływu wiatru w terenie zabudowanym przeprowadzono symulacje ustalone jak i nieustalone. Obliczenia wykonano przy pomocy pakietu FLUENT v. 6.3 z wykorzystaniem modelu turbulencji  $k - \varepsilon$  w wersji RNG zalecanej zgodnie z literaturą [4] do analizy przepływów z rozległą strefą stagnacji. Z uwagi na charakter przepływu m.in. obecność oderwania i przylgnięcia w obszarze przyściennym zastosowano podejście wykorzystujące *enhanced wall treatment*, w celu zapewnienia wiarygodnego modelowania zjawisk przepływowych w subwarstwie lepkiej. Symulacje prowadzono na siatce strukturalnej złożonej z elementów prostokątnych o rozdzielczości gwarantującej rozwiązanie niezależne od siatki przyjęto  $298 \times 130 \times 70$ . Tak skonfigurowaną siatkę obliczeniową zastosowaną w modelowaniu struktury przepływu wokół konfiguracji obiektów przedstawia Rys. 3. Krok czasowy przyjęty w obliczeniach URANS oszacowany na podstawie częstotliwości dominujących w przepływie, dobrano na poziomie  $\Delta t^* = \Delta t \cdot U/B = 0,13$ .



Rys. 1. Schemat rozpatrywanej konfiguracji dwóch obiektów.

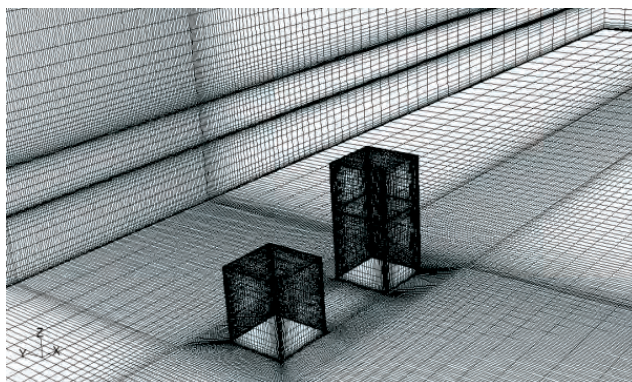
Fig. 1. The scheme of the considered two objects.





Rys. 2. Rozkład prędkości średniej i składowej fluktuacyjnej prędkości odwzorowujące warunki wlotowe [5].

Fig. 2. Distribution of mean and fluctuating velocity for inlet conditions [5].



Rys. 3. Model siatki obliczeniowej.

Fig. 3. Numerical grid model.

### 3. Ocena komfortu wiatrowego w oparciu o obliczenia stacjonarne (RANS) i niestacjonarne (uRANS)

Zagadnienie oceny komfortu wiatrowego omówiono na przykładzie często cytowanego kryterium wiatrowego przyjmowanego dla strefy handlowej miasta [2]:

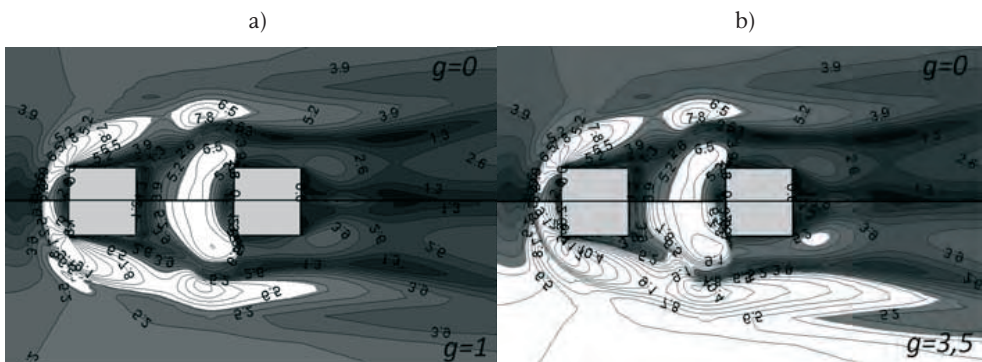
$$U_e = U + g \cdot \sigma_U \geq 6 \text{ m/s } (U_{THR}) \quad (3)$$

Oprócz powyższego warunku na prędkość graniczną przyjmuje się także ograniczenie  $p_{komfort} \leq 15\%$ . Kryterium to oznacza, że maksymalny dopuszczalny procentowy udział czasu, w którym może zostać przekroczona wartość progowa  $U_{THR} = 6 \text{ m/s}$  wynosi 15%.

Ocenę roli parametru  $g$  na wyniki przeprowadzono dla obliczeń stacjonarnych (RANS) i niestacjonarnych (uRANS). Do analizy przyjęto trzy wartości współczynnika  $g = 0$ ,  $g = 1$  oraz  $g = 3,5$ ,  $\sigma_U$  wyznaczono z obliczeń jako odchylenie standardowe prędkości wiatru od wartości średniej ( $U_{rms}$ ).

Wyniki zestawione na Rys. 4 przedstawiają rezultat obliczeń stacjonarnych dla przyjętej konfiguracji geometrycznej na tzw. wysokości na poziomie pieszych tj. wysokości 1,75 m nad podłożem tj. dla  $z/\delta = 0.01$ . Za poziom odniesienia przyjęto wyniki uzyskane dla  $g = 0$  (górna część rysunku),  $g = 1$  (dolna część rysunku 4a) i  $g = 3,5$  (dolna część rysunku 4b).

Zmiana współczynnika  $g$  warunkuje zarówno zakres i kształt obszarów dyskomfortu. Z porównania jakościowego, w którym za miarę komfortu wiatrowego przyjęto pole powierzchni obszaru spełniającego przyjęte kryterium (białe obszary), wynika że pomijanie turbulencji nawet przy wartości współczynnika amplitudy podmuchu  $g = 1$  prowadzi do znacznego niedoszacowania obszaru dyskomfortu wiatrowego (rys.4a). Przyjęcie parametru  $g = 3,5$  powoduje dalsze poszerzenie obszarów dyskomfortu. Według Bottema [2] poprzez wartość współczynnika  $g$  można szacować maksymalną prędkość podmuchu wiatrowego. Wraz ze wzrostem wartości tego współczynnika obserwuje się prawie symetryczny przyrost obszaru dyskomfortu jak i poziomu prędkości podmuchów wiatrowych. Największe zmiany dotyczą zwłaszcza obszarów zewnętrznych układu obiektów. Analiza ujawnia ponadto bardzo silną zmianę dyskomfortu w bezpośrednim sąsiedztwie podstawy drugiego obiektu. Świadczy to o bardzo dużych fluktuacjach przepływu w strefie między obiektami.



Rys. 4. Obszary dyskomfortu wiatrowego (kolor biały) wg. wzoru (3) dla poziomu pieszych dla różnych współczynników amplitudy podmuchu  $g = 0$ ,  $g = 1$  oraz  $g = 3,5$  (wyniki obliczeń stacjonarnych).

Fig. 4. Wind discomfort areas (white color) according to eq. 3 for pedestrians level, for different coefficients of gust amplitude  $g = 0$ ,  $g = 1$  and  $g = 3,5$  (results of stationary computations).

Prezentowana powyżej metoda oceny komfortu wiatrowego w otoczeniu modeli obiektów zabudowy jest podejściem uproszczonym, w którym nie rozróżnia się fluktuacji wynikających z obecności w przepływie struktur okresowych i fluktuacji losowych (turbulentnych). W rzeczywistości przy opływie obiektów występują duże okresowe struktury wirowe (wiry schodzące z krawędzi obiektów) oraz struktury drobnoskalowe. Kryterium wiatrowe określone zależnością (1) ujmuje w wielkości  $\sigma_v$  zarówno informację o składowej oscylacyjnej ( $\tilde{\sigma}_v$ ) jak i losowej składowej fluktuacyjnej ( $\sigma'_v$ ). W przepływach występujących w warstwie przyziemnej szczególnie w bliskich śladach aerodynamicznych przyjmuje się założenie o potrójnej dekompozycji pola przepływu, zgodnie z którym chwilowa wartość zmiennej zależnej (np. prędkości) zapisana być może jako:

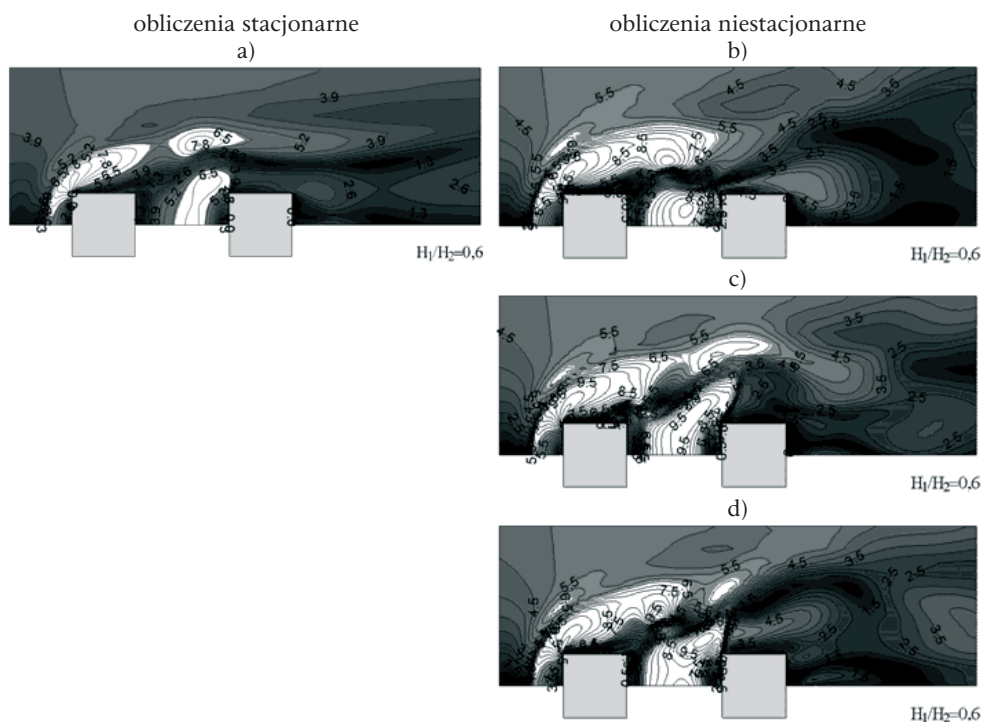
$$U = \bar{U} + \tilde{u} + u' \quad (4)$$

gdzie poszczególne składniki oznaczają:  $\bar{U}$  – wartość uśrednioną w czasie,  $\tilde{u}$  – składową oscylacyjną,  $u'$  – losową składową fluktuacyjną. Jeśli jako  $\langle U \rangle = \bar{U} + \tilde{u}$  oznaczymy wartość uśrednioną fazowo, wówczas otrzymamy zapis:

$$U = \langle U \rangle + u' \quad (5)$$

stanowiący podstawę stwierdzenia [1], że przepływ o silnym udziale ruchów periodycznych opisany być może układem równań RANS, w których zmienne zależne poddane zostały uśrednieniu fazowemu.

Zmianę położenia obszarów dyskomfortu pieszych w funkcji czasu dla badanej konfiguracji  $S/D = 2.5$  i  $H_1/H_2 = 0.6$  przedstawia Rys. 5, na którym przedstawione zostały wyniki obliczeń niestacjonarnych dla trzech wybranych kroków czasowych  $t_1, t_2, t_3$  dla przypadku referencyjnego  $g = 1$ . Dla porównania, przedstawiono również wyniki obliczeń stacjonarnych dla  $g = 0$ . Jak można zauważyć chwilowy obszar dyskomfortu (białe pola) różni się wyraźnie od obszaru uzyskanego w wyniku obliczeń stacjonarnych - ocena warunków wiatrowych wyłącznie na podstawie prędkości średniej ( $g = 0$ ) prowadzi do wyraźnie mniejszego pola obszaru dyskomfortu, a dodatkowo silnie zależy od czasu.



Rys. 5. Obszary dyskomfortu wiatrowego (kolor biały) wg kryterium  $U \geq 6$  m/s uzyskanego z symulacji stacjonarnej (a) oraz z obliczeń niestacjonarnych dla trzech różnych chwil czasowych (b)  $t_1$ ; (c)  $t_2$ ; (d)  $t_3$ .

Fig. 5. Wind discomfort areas (white color) according to criterion:  $U \geq 6$  m/s, obtained in stationary simulation (a) and in non-stationary computations for three different times:  $t_1$ ; (c)  $t_2$ ; (d)  $t_3$ .

Wyniki te wskazują na silny wpływ niestacjonarności przepływu na przebiegi prędkości wypadkowej. Charakter obserwowanych zmian świadczy o bardzo zróżnicowanych obszarach przepływu w różnych chwilach czasowych  $t$  spełniających kryterium komfortu wiatrowego. Ponadto wybór współczynnika  $g$  w celu oceny warunków wiatrowych w całym obszarze zabudowanym jest bardzo trudny i subiektywny. Przyjęcie niewłaściwej wartości współczynnika prowadzić może do niedoszacowania albo do przeszacowania maksymalnej prędkości przepływu a tym samym do błędnej oceny obszarów dyskomfortu.

#### 4. Podsumowanie

W pracy wskazano na istotną, z punktu widzenia obliczeń komfortu wiatrowego, rolę kryteriów jakie przyjmuje się przy oszacowaniu obszarów dyskomfortu. Istotną rolę odgrywa tutaj wartość współczynnika amplitudy podmuchu  $g$ , która jak wskazuje przeprowadzona analiza może powodować bardzo duże niedoszacowania w powierzchni obszarów dyskomfortu. Zwrócono również uwagę na silną zmienność stref dyskomfortu w czasie, zwłaszcza w obszarach w otoczeniu obiektów.

W ostatnich kilku latach prowadzone są liczne prace nad ujednoczeniem kryteriów komfortu wiatrowego, ze względu iż analiza aerodynamiczna obszarów zurbanizowanych w odniesieniu do komfortu pieszych nabiera coraz większego znaczenia. Pomimo, iż dotychczasowe rozważania nie obejmują niestacjonarnego charakteru pola przepływu wiatru to w świetle zaprezentowanych w pracy wyników istnieje konieczność uwzględniania niestacjonarności przepływu w tego typu analizach.

#### References

- [1] Bosch G., Rodi W., *Simulation of vortex shedding past a square cylinder near a wall*, International Journal of Heat and Fluid Flow 17 (1996) 175-267.
- [2] Bottema M., *A method for optimization of wind discomfort criteria*, Building and Environment 35 (2000) 1-18.
- [3] Fischer O., Koloušek V., Pirner M., Naprstek J., *Wind effects on civil engineering structures*, Academia Praha, 1983.
- [4] Gnatowska R., *Problemy komfortu wiatrowego w obszarach zabudowanych*. Zeszyty Naukowe Pol. Rzeszowskiej nr 271 Bud. Inż. Środ. z. 57/4 (2010) 167-174.
- [5] Gnatowska R., *Aerodynamic characteristics of three-dimensional surface-mounted objects in tandem arrangement*, International Journal of Turbo and Jet Engines 28/1 (2011) 21-29.
- [6] Jarża A., Huptas M., *Kształtowanie lokalnego klimatu wiatrowego jako elementu planowania przestrzennego obszarów zurbanizowanych*, Zrównoważone systemy energetyczne – monografia pod red. Waldemara Wójcika, Lubelskie Towarzystwo Naukowe, Lublin 2005, str. 212-220.
- [7] Koss H. H., *On differences and similarities of applied wind comfort criteria*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 94 (2006) 781-797.
- [8] Lawson T., Penwarden A.D., *The effects of wind on people in the vicinity of buildings*, Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Cambridge University Press, Heathrow, 1975, 605-622.
- [9] Lawson T., *Building Aerodynamics*, Imperial College Press, 2001.
- [10] Martinuzzi R.J., Havel B., *Vortex shedding from two surface-mounted cubes in tandem*, International Journal of Heat and Fluid Flow 25 (2004) 364-372.

- 
- [11] Ovstedala L., Olausen E., *Who is the most pleased pedestrian?*, Proceedings of WALK21 3<sup>rd</sup> International Conference on steps towards live-able cities, San Sebastian, Spain 2002.
- [12] Soligo M.J., Irwin P.A., Williams C.J., Schuyler G.D., *A comprehensive assessment of pedestrian comfort including thermal effects*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 77&78 (1998) 753-766.
- [13] Stathopoulos T., *Pedestrian level winds and outdoor human comfort*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics 94 (2006) 769-780.

## Selection of criteria in pedestrian wind comfort assessment

Renata Gnatowska

*Institute of Thermal Machinery, Czestochowa University of Technology,  
Armii Krajowej 21, 42-200 Czestochowa, gnatowska@imc.pcz.czyst.pl*

**Abstract:** Wind comfort in an built-up areas may be affected by a wide range of parameters, including wind speed, air temperature, relative humidity, solar radiation, air quality, human activity, age, etc. In practice, the assessment of the pedestrian comfort is carried out on the basis of the indexes defined to a considerably smaller number of parameters. Generally it is a criterion of wind velocity with the probability of exceeding the assumed discomfort threshold. This article discusses issues of spatial planning built-up areas including wind comfort criteria. The article pointed out the role of criteria adopted in estimation of discomfort areas. An important role is played here the value of the amplitude of the gust factor  $g$ . The attention was also drawn to the strong time variability of discomfort zones especially in areas close to buildings.

**Keywords:** urban area, pedestrian wind comfort.



# **The influence of boundary condition functions on the quality of the solution and its sensitivity to coefficients of $k$ - $\varepsilon$ turbulence models**

Ewa Błazik-Borowa

*Department of Structural Mechanics, Lublin University of Technology, e.blazik@pollub.pl*

**Abstract:** The paper is devoted to the problem of boundary conditions influence on the quality of the solution obtained with use of  $k$ - $\varepsilon$  turbulence models. There are calculation results for different boundary conditions and two methods: standard  $k$ - $\varepsilon$  and RNG  $k$ - $\varepsilon$  in the paper. The flow parameters obtained from the calculation are compared with our own measurement results. Moreover, the influence of input data on the inflow edge on sensitivity coefficients is shown and analysed in the paper. The research is performed for components of velocity and turbulence kinetic energy.

**Keywords:** CFD, the  $k$ - $\varepsilon$  turbulence models, sensitivity analysis, square cylinder.

## **1. Introduction**

The problem of the solution quality is described in many papers, for example in Hrenya et al. [4], Shih et al. [5] and Shimada and Ishihara [6] which are concerned with the analysis of model coefficients or improving the followed turbulence model based on the  $k$ - $\varepsilon$  method. This paper is devoted to the problem of boundary conditions influence on the solution quality and its sensitivity to coefficients of the  $k$ - $\varepsilon$  method. The aim of the paper is to show the importance of the correct description of boundary conditions at the inflow edge of a calculation domain.

The inflow parameters are usually described at inflow edges by a few functions of flow parameters. The solution results depend on both the values of inflow parameters and their derivatives. Lack of fulfillment of derivatives continuity significantly influences the obtained solution. Here, the problem is presented for a two-dimensional incompressible steady flow around a square cylinder. The research is limited to the following flow parameters: components of velocity and turbulence kinetic energy.

## **2. Description of the research problem**

### **2.1. Research methods**

The subject of this research is a two-dimensional incompressible steady flow around a square cylinder. The set of this model in a calculation domain is shown in Fig. 1. The mesh of FVM contains 80075 cells and it is more dense on walls

and around the square. Calculations have been made using the Fluent program for two versions of the  $k-\varepsilon$  models: standard and RNG ones. The assumed model coefficients are as follows:  $C_{\varepsilon 1} = 1.44$ ,  $C_{\varepsilon 2} = 1.92$ ,  $C_{\mu} = 0.09$ ,  $\sigma_k = 1.0$  and  $\sigma_{\varepsilon} = 1.3$  for the standard  $k-\varepsilon$  model and  $C_{\varepsilon 1} = 1.42$ ,  $C_{\varepsilon 2} = 1.68$  and  $C_{\mu} = 0.0845$  for the RNG  $k-\varepsilon$  model.

In order to check the quality of calculation results measurement results from the wind tunnel are used. These measurements have been carried out in the wind tunnel of the Wind Engineering Laboratory in Cracow University of Technology by the author with associates. The model was set at the ground of the wind tunnel. The length of the model was  $b = 2050$  mm and the flow in the middle-plane may be treated as two-dimensional one. The research in the wind tunnel is described in the following papers: Błazik-Borowa [1] and Błazik-Borowa et al. [2].

The equations of the  $k-\varepsilon$  methods contain semi-empirical coefficients which significantly influence the calculations results. The sensitivity analysis serves to check the influence of small changes of the model parameters on the problem solution and it is described using sensitivity coefficients, which may be calculated from formula:

$$\tilde{w}_m = \frac{w_2 - w_1}{\Delta C_m} \quad (1)$$

where  $w$  – analysed flow parameter,  $\Delta C_m$  – increment of the  $C_m$  parameter,  $w_1$  – results of calculations at  $C_m - \Delta C_m / 2$  and  $w_2$  – results of calculations at  $C_m + \Delta C_m / 2$ .

The methods of calculations of sensitivity coefficients, examples of sensitivity analysis and applications of the sensitivity analysis results are presented in the papers by Błazik-Borowa [1] and Błazik-Borowa et al. [3]. Sensitivity coefficients depend on approximation methods, the quality of the mesh, etc. Here, the consequence of the boundary conditions is checked for the sensitivity of flow parameters on model coefficients.

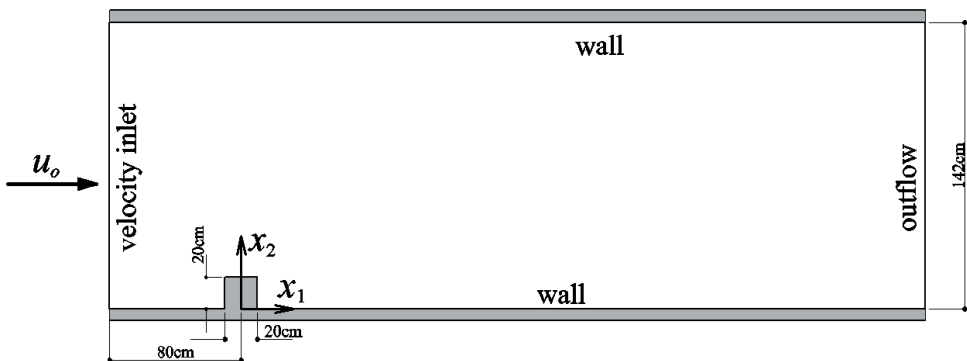


Fig. 1. The calculation domain with the description of boundary conditions.

## 2.2. The description of inflow boundary conditions

The boundary conditions are located as it is shown in Figure 1. The input flow parameters may be given only at the edge with the boundary condition called inlet



velocity. The calculations have been made for four sets of functions of the inflow parameters:

Case No 1

Parameters are constants and they are equal to values measured in the middle part of inflow plate of the wind tunnel, i.e: input velocity  $u_o = 10$  m/s, turbulence intensity  $I_u = 0.052$ , turbulence kinetic energy  $k = 0.2704$  m<sup>2</sup>/s<sup>2</sup> and dissipation of turbulence kinetic energy  $\varepsilon = 0.0162$ .

Case No 2

The functions of velocity  $u_o$  and turbulence intensity  $I_u$  are determined on the basis of measurement results. Velocity is described by the following relationships:

$$u_o(x_2) = u_h \left( \frac{x_2}{h} \right)^{0.15} \quad \text{for } 0 < x_2 < \delta \text{ and } H - \delta < x_2 < H \quad (2)$$

$$u_o(x_2) = 10\text{m/s} \quad \text{for } \delta < x_2 < H - \delta \quad (3)$$

where  $u_h = 9.67$  m/s – velocity at the upper edges of the square,  $h = 20$  cm – height of the square,  $H = 142$  cm – height of the working section of the wind tunnel,  $\delta = 25$  cm – thickness of the boundary layer.

The turbulence intensity is expressed by the functions:

$$I_u(x_2) = 0.87x_2^2 \frac{1}{\text{m}^2} - 0.63x_2 \frac{1}{\text{m}} + 0.15 \quad \text{for } 0 < x_2 < \delta \text{ and } H - \delta < x_2 < H \quad (4)$$

$$I_u(x_2) = 0.24x_2^2 \frac{1}{\text{m}^2} - 0.18x_2 \frac{1}{\text{m}^2} + 0.07 \quad \text{for } \delta < x_2 < 0.6625\text{m} \text{ and } H - 0.6625\text{m} < x_2 < H - \delta \quad (5)$$

$$I_u(x_2) = 0.052 \quad \text{for } 0.6625\text{m} < x_2 < H - 0.6625\text{m}. \quad (6)$$

Turbulence kinetic energy and its dissipation are calculated on the basis of velocity and turbulence intensity on the basis of the following formulae:

$$k(x_2) = 0.5(u_o(x_2)I_u(x_2))^2 \quad (7)$$

$$\varepsilon = \frac{C_\mu^{0.75} k^{1.5}}{L_x} \quad (8)$$

where  $L_x = 142$  cm – length of turbulence scale.

Case No 3

Velocity is described by a set of functions with fulfillment of derivatives continuity. They are expressed by relationships:

$$u_o(x_2) = 316x_2 \frac{1}{\text{s}} \quad \text{for } 0 < x_2 < 0.025\text{m} \text{ and } H - 0.025\text{m} < x_2 < H \quad (9)$$

$$u_o(x_2) = -\frac{0.015778}{x_2 - 0.017937\text{m}} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} - 0.292975x_2 \frac{1}{\text{s}} + 10.141232 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

for  $0.025\text{m} < x_2 < \delta$  and  $H - \delta < x_2 < H - 0.025\text{m}$  (10)

$$u_o(x_2) = 10\text{m/s} \text{ for } \delta < x_2 < H - \delta. \quad (11)$$

Other parameters are calculated in the same way as in the case No 3.

#### Case No 4

Velocity is described as in the case No 3. Turbulence kinetic energy is described by a few polynomials with different degrees, which are determined on the basis of measurement results. They are written as:

$$k(x_2) = 22.759x_2 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \text{ for } 0 < x_2 < 0.025\text{m} \text{ and } H - 0.025\text{m} < x_2 < H \quad (13)$$

$$k(x_2) = -133.1091x_2^4 \frac{1}{\text{m}^2\text{s}^2} + 125.9460x_2^3 \frac{1}{\text{ms}^2} - 34.3476x_2^2 \frac{1}{\text{s}^2} - 0.6692x_2 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} + 0.5630 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}$$

for  $0.025\text{m} < x_2 < 0.35\text{m}$  and  $H - 0.35\text{m} < x_2 < H - 0.025\text{m}$  (14)

$$k(x_2) = 1.0788x_2^2 \frac{1}{\text{s}^2} - 0.6692x_2 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} + 0.2163 \frac{\text{m}^2}{\text{s}^2}$$

for  $0.35\text{m} < x_2 < 0.6625\text{m}$  and  $H - 0.6625\text{m} < x_2 < H - 0.35\text{m}$  (15)

$$k(x_2) = 0.2704\text{m}^2/\text{s}^2 \text{ for } 0.6625\text{m} < x_2 < H - 0.6625\text{m}. \quad (16)$$

The dissipation rate of kinetic turbulence energy is calculated from Eq. 7.

Fig. 2 shows the profiles of input velocity and turbulence kinetic energy. The velocity graphs are similar, but the values of turbulence kinetic energy are quite different. The values for the case No 4 are close to measurements, but a physical relationship between flow parameters is not kept. It is caused by assumption functions for velocity and turbulence kinetic energy profiles which are in agreement with measurements. The errors in measurements cause the relation between input flow parameters not to be fully in agreement with equations of the turbulence model.

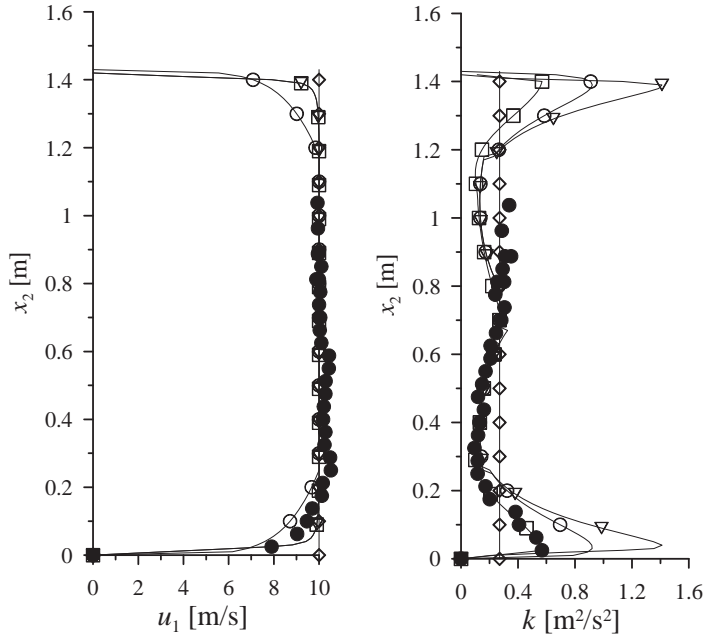


Fig. 2. The graphs of input velocity  $u_1$  and turbulence kinetic energy  $k$ ; ● – measurement results, data for: ◇ – case No 1, ○ – case No 2; ▽ – case No 3, □ – case No 4.

### 3. Presentation and discussion of results

#### 3.1. The analysis of flow parameters

The calculation and measurement results are shown in Figs 3, 4, 5, 6, 7 and 8. The figures contain the graphs of calculation results for all cases and for two  $k$ - $\varepsilon$  methods: the standard one and RNG one. The calculation results are compared with our own measurement results. It arises from the research that:

- the best results are obtained for the case No 4;
- standard  $k$ - $\varepsilon$  method is more sensitive to boundary conditions than RNG version;
- differences between calculation results for all cases are bigger for turbulence kinetic energy than for velocity, but it is noted that the input profiles of turbulence kinetic energy vary more in the shapes and values than the graphs of velocities;
- fulfillment of derivatives continuity has a positive influence on the quality of results, but the exact description of input flow parameter values is more important;
- more exact description of the values of turbulence kinetic energy causes significant improvement of results for the  $u_2$  components of velocity.

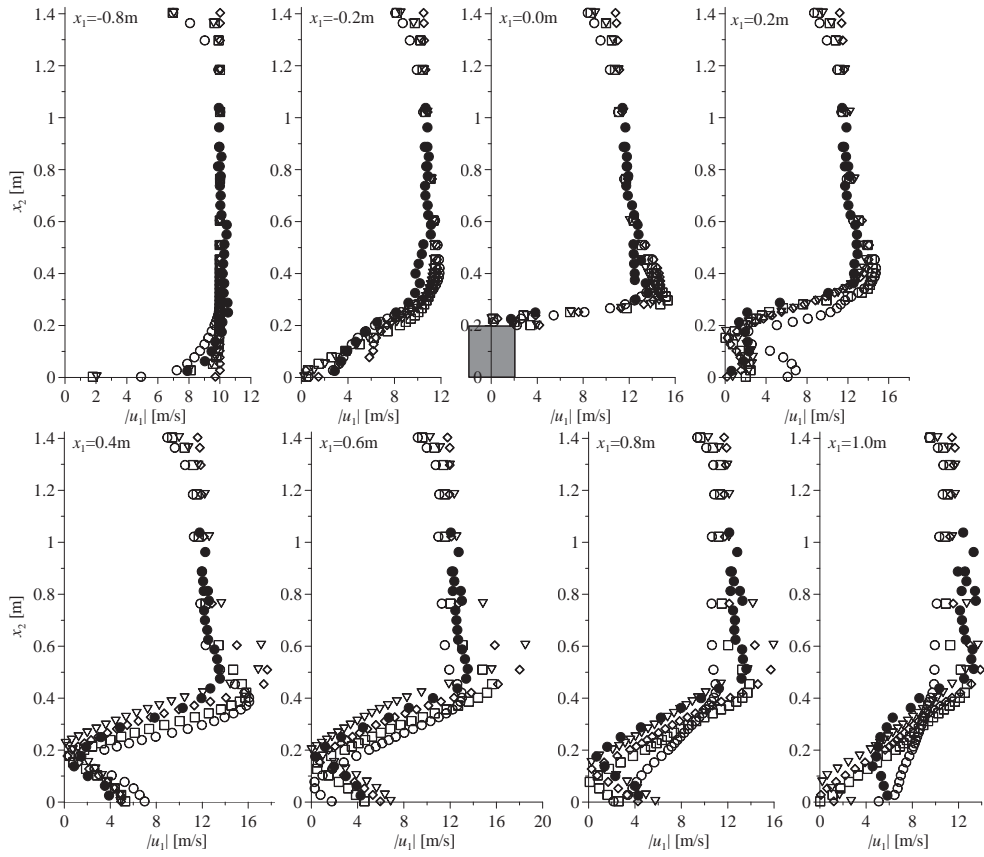


Fig. 3. The graphs of the component of velocity  $u_1$  obtained from the standard  $k-\varepsilon$  method;  $\bullet$  – measurement results, data for:  $\diamond$  – case No 1,  $\circ$  – case No 2;  $\nabla$  – case No 3,  $\square$  – case No 4.

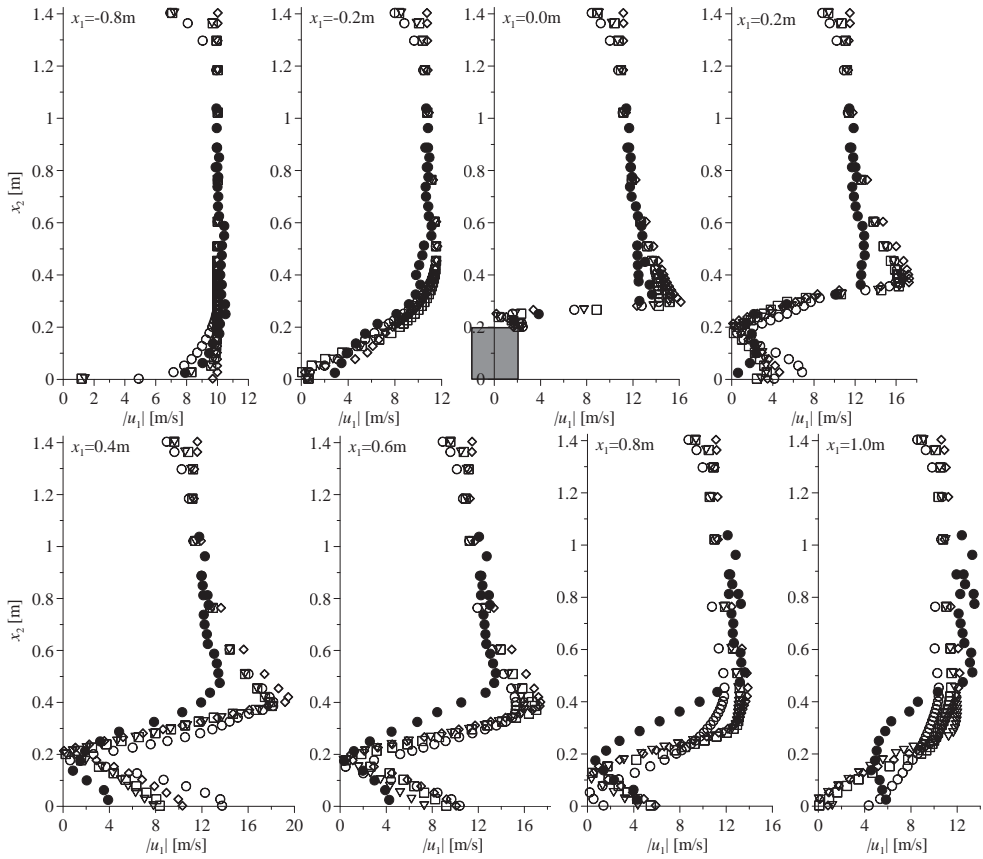


Fig. 4. The graphs of the component of velocity  $u_1$  obtained from the RNG  $k-\varepsilon$  method;  $\bullet$  – measurement results, data for:  $\diamond$  – case No 1,  $\circ$  – case No 2;  $\nabla$  – case No 3,  $\square$  – case No 4.

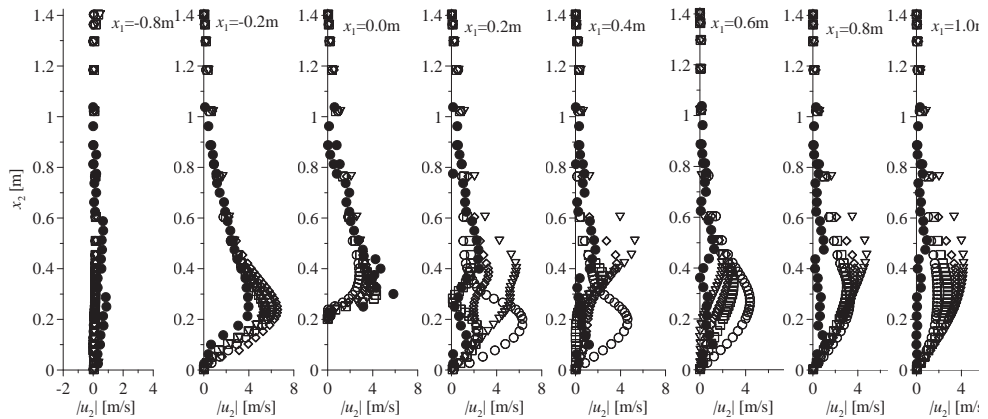


Fig. 5. The graphs of the component of velocity  $u_2$  obtained from the standard  $k-\varepsilon$  method;  $\bullet$  – measurement results, data for:  $\diamond$  – case No 1,  $\circ$  – case No 2;  $\nabla$  – case No 3,  $\square$  – case No 4.

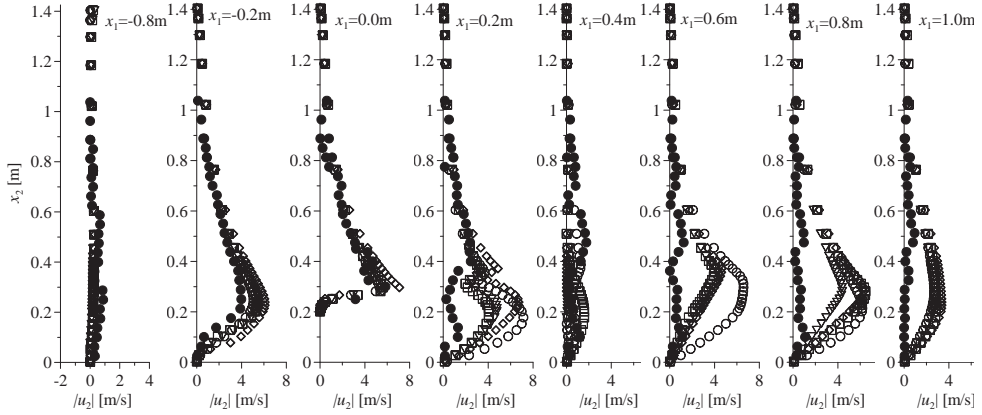


Fig. 6. The graphs of the component of velocity  $u_2$  obtained from the RNG  $k-\epsilon$  method;  $\bullet$  – measurement results, data for:  $\diamond$  – case No 1,  $\circ$  – case No 2;  $\nabla$  – case No 3,  $\square$  – case No 4.

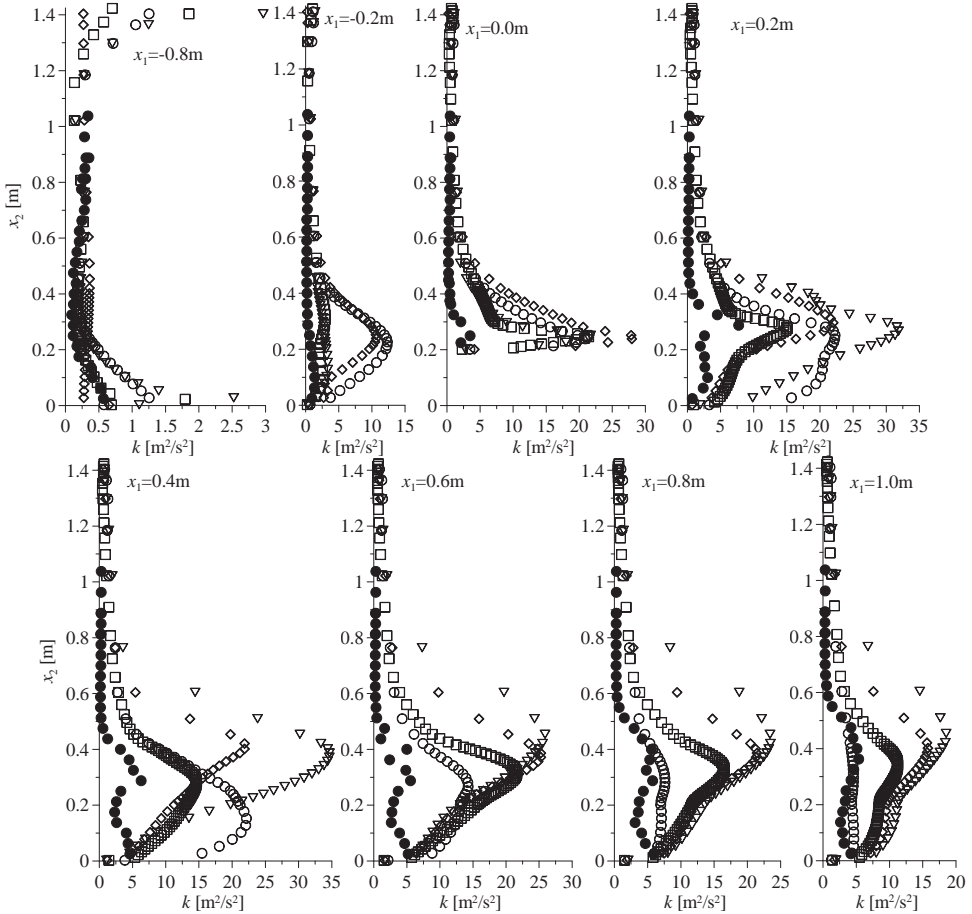


Fig. 7. The graphs of turbulence kinetic energy  $k$  obtained from the standard  $k-\epsilon$  method;  $\bullet$  – measurement results, data for cases:  $\diamond$  – No 1,  $\circ$  – No 2;  $\nabla$  – No 3,  $\square$  – No 4.

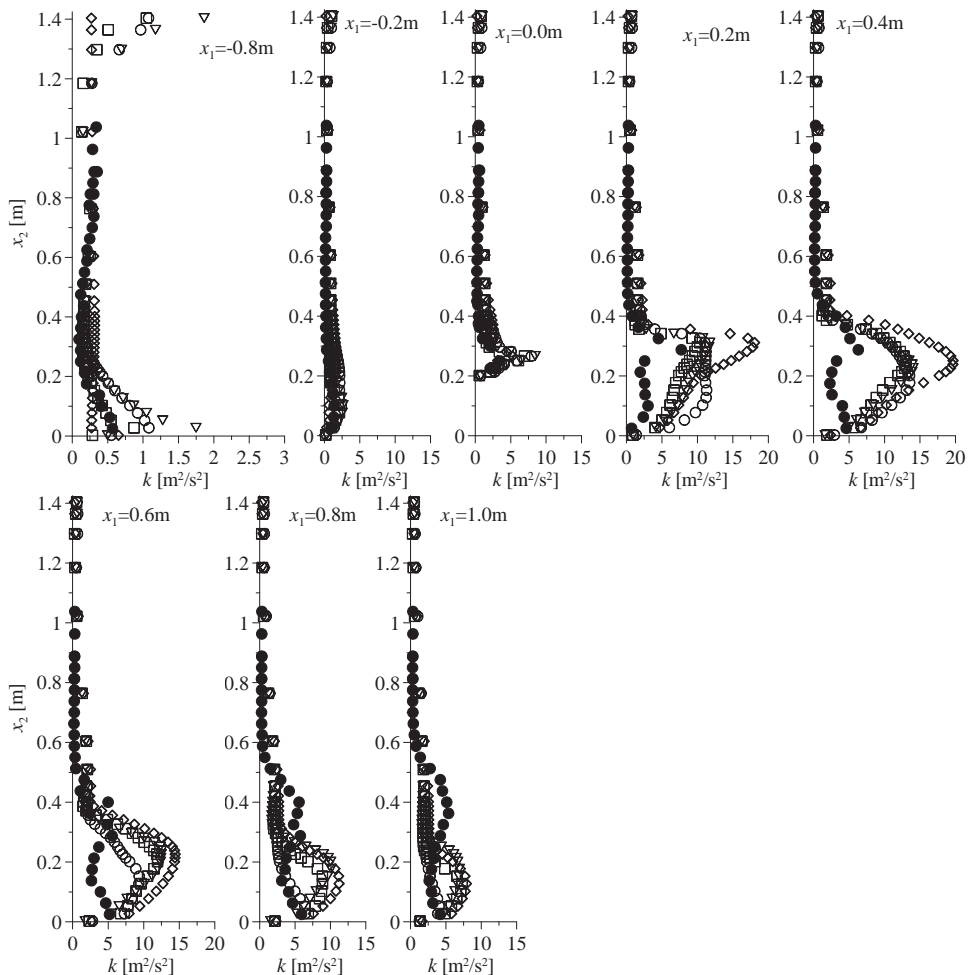


Fig. 8. The graphs of turbulence kinetic energy  $k$  obtained from the standard  $k-\varepsilon$  method; ● – measurement results, data for cases: ◇ – No 1, ○ – No 2; ▽ – No 3, □ – No 4.

### 3.2. The analysis of sensitivity coefficients

Figures 9 and 10 show model fields of sensitivity coefficients. Two coefficients are presented: the figures on the left side present sensitivity of the velocity components  $u_1$  to the  $C_{\varepsilon 1}$  coefficient and bitmaps on the right side show sensitivity of turbulence kinetic energy  $k$  to the  $C_{\varepsilon 1}$  coefficient. The ranges of sensitivity coefficients are set at the same values in figures. The extreme values are different, but the figures are presented in such a way in order to make comparison areas of the same sensitivities.

Since the quality of calculation results depends on the correctness of the choice of model coefficients, the increase in sensitivity of flow parameters to these coefficients means the decrease in trust of obtained results. On the other side it should be noted that the parameters of the model are the factors of derivatives in a set of equations described in the  $k-\varepsilon$  model. When the term with a given parameter

is large enough, then also the value of this parameter, being only a factor, has a greater influence on the solution. It is confirmed by the comparison of the turbulence kinetic energy graphs and its sensitivity to  $C_{\varepsilon 1}$ .

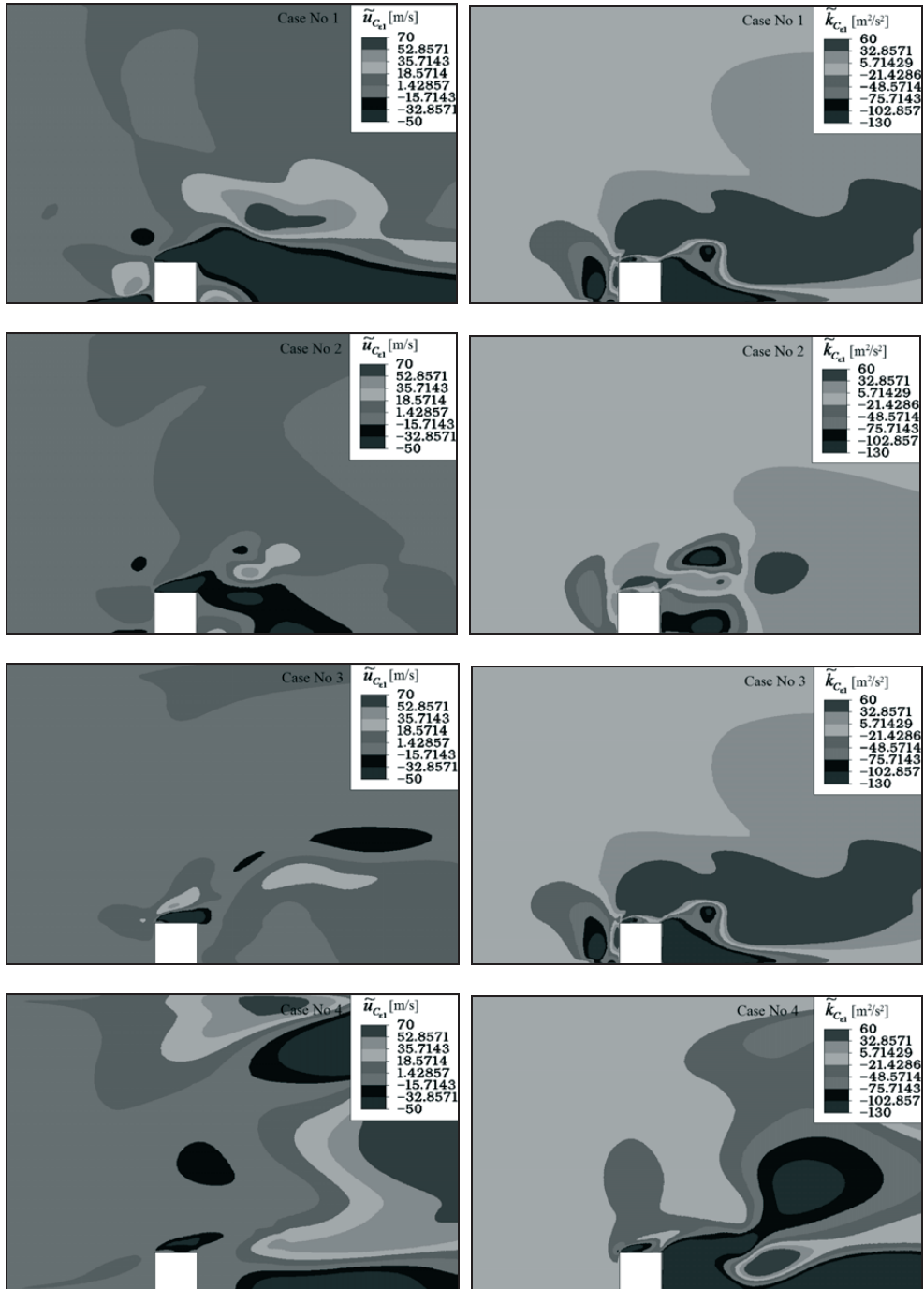


Fig. 9. Model fields of sensitivity coefficients obtained using the standard version of  $k$ - $\varepsilon$  method.



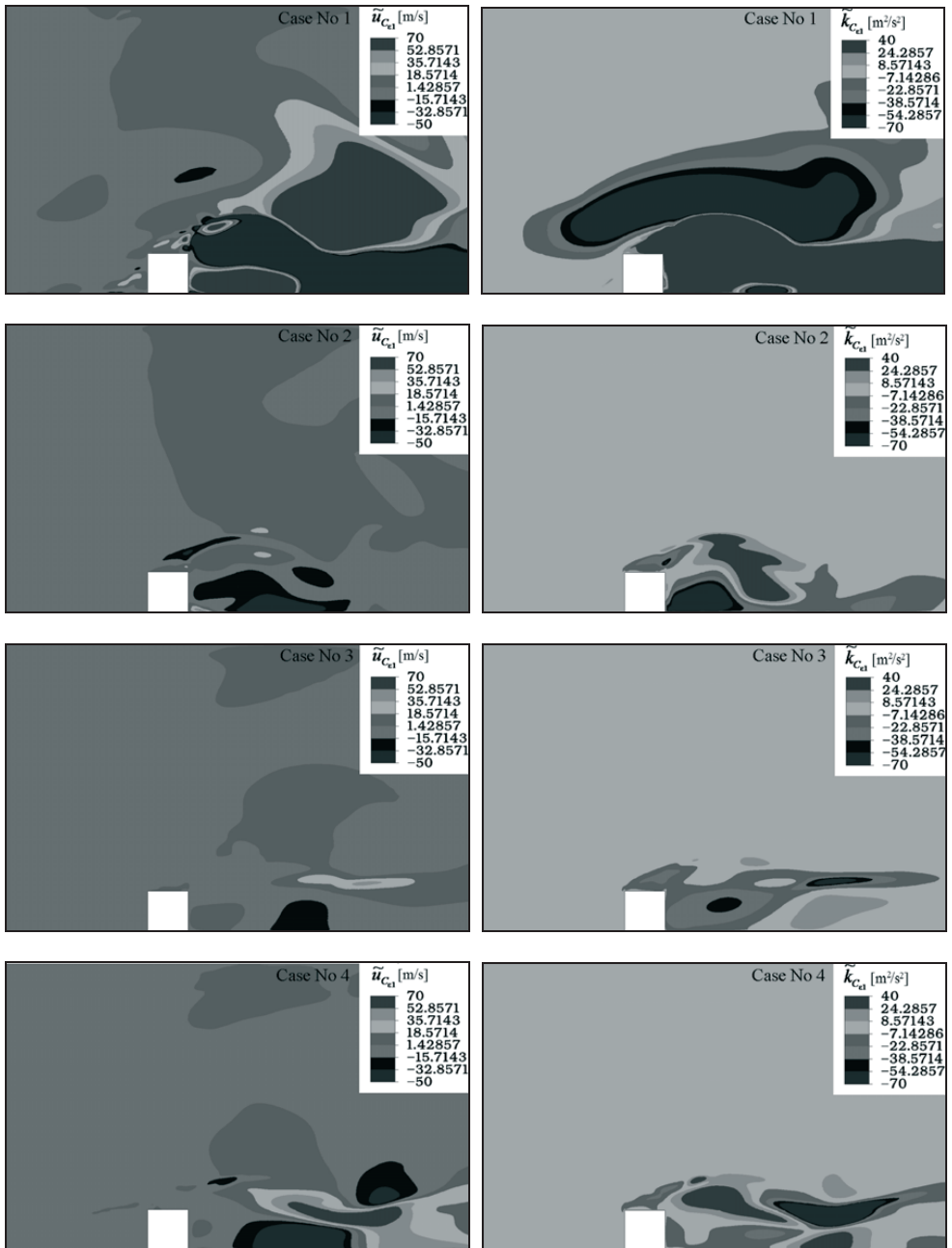


Fig. 10. Model fields of sensitivity coefficients obtained using the RNG version of  $k-\varepsilon$  method.

The fields of sensitivity coefficients show that fulfillment of derivatives continuity significantly decreases sensitivity of calculated flow parameters to the model coefficients and it means that it smooths away undesirable gradients of flow parameters functions. The increase in sensitivity is seen for the case No 4. It is probably caused by the lack of complete agreement between input flow parameters and equations of the  $k-\varepsilon$  model.

## 4. Conclusions

The calculation results depend on boundary conditions and their influence may be observed in the whole domain. Moreover, the presented analysis confirms that RNG method is better than standard  $k-\varepsilon$  method. The differences between calculation results for different inflow boundary conditions are similar to the differences between the solutions obtained using two versions of  $k-\varepsilon$  method. The other conclusions are as follows:

- fulfillment of derivatives continuity has a positive influence on the quality of results, but the exact description of input flow parameter values is more important;
- lack of the complete agreement between input flow parameters and equations of  $k-\varepsilon$  model causes sensitivity coefficients to grow;
- RNG method is less sensitive to accuracy of boundary conditions than standard  $k-\varepsilon$  method.

## Acknowledgements

The basic theses of this paper were presented during the Fifth International Symposium on Computational Wind Engineering (CWE2010) in Chapel Hill, North Carolina, USA in May, 2010.

## References

- [1] Błazik-Borowa E., *The problems of the application of the  $k-\varepsilon$  turbulence model to determination of the properties of flow around buildings*, The Publisher of Lublin University of Technology, Lublin, 2008.
- [2] Błazik-Borowa, E., Bęć, J., Nowicki, T., Lipecki, T., Szulej, J., *Measurements of 2-D flow parameters around rectangular prisms arranged at the ground*, Budownictwo i Architektura, 3 (2008) 33-51.
- [3] Błazik-Borowa, E., Editors Lang, P.R. and Lombargo F.S., *Atmospheric Turbulence, Meteorological Modeling and Aerodynamics*; the chapter: *The research of the solution quality for the  $k-\varepsilon$  turbulence method with using sensitivity analysis of flow properties to model coefficients*, Novapublisher, New York, 2010.
- [4] Hrenya, C.M., Bolio, E.J., Chakrabarti, D., Sinclair, J.L., *Comparison of low Reynolds number  $k-\varepsilon$  turbulence models in predicting fully developed pipe flow*, Chemical Engineering Science 50, 12 (1995) 1923-1941.
- [5] Shih, T.H., Liou, W.W., Shabbir, A., Yang, Z., Zhu, J., *A new  $k-\varepsilon$  eddy-viscosity model for high Reynolds number turbulent flows*, Computers Fluid 24, 3 (1995) 227-238.
- [6] Shimada, K., Ishihara, T., *Application of a modified  $k-\varepsilon$  model to the prediction of aerodynamic characteristic of rectangular cross-section cylinders*, Journal of Fluids and Structures 16(4) (2002) 465-485.

# Konsekwencje wyboru norm projektowych dla zużycia materiału na przykładzie dźwigara dachowego z drewna klejonego

Dariusz Czerski, Jerzy Szerafin

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury,  
Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin,  
e-mail: dariusz.czerski@pollub.edu.pl, e-mail: j.szerafin@pollub.pl*

**Streszczenie:** Konsekwencją wejścia w skład państw członkowskich Unii Europejskiej jest ujednoczenie prawa, w tym także przystosowanie Polskich Norm Budowlanych do europejskich odpowiedników. W obecnym okresie przejściowym projektant ma możliwość wyboru norm projektowych, co może skutkować różnym życiem materiałów konstrukcyjnych, a zatem i kosztem. W artykule przybliżono specyfikę norm eurokodowych w zakresie projektowania elementów drewnianych, w szczególności dźwigarów dachowych z drewna klejonego. Zamieszczono wyniki obliczeń przykładowego dwutrapezowego dźwigara dachowego przeprowadzone według obu norm wraz z ich analizą.

**Słowa kluczowe:** normy Eurokod, drewno klejone, dźwigar dwutrapezowy.

## 1. Aktualny stan prawny w zakresie norm projektowych

Polski Komitet Normalizacyjny – jako członek europejskich organizacji normalizacyjnych – zobowiązany jest do wprowadzania w Polsce norm europejskich, którym nadaje się oznaczenie PN-EN. Proces ten trwa od 2004r., kiedy to opublikowany został w języku polskim pierwszy z szeregu eurokodów, tj. *PN-EN 1990:2004 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji*. Z dniem 31 marca 2010r. PKN wprowadza eurokody do projektowania i jednocześnie nadaje 39 normom z oznaczeniem PN-B status norm wycofanych. Nie oznacza to jednak, że wycofane normy zostały unieważnione, ponieważ zostały powołane (obok eurokodów) w odpowiednim rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2009 oraz późniejszym z 10 grudnia 2010. Ponieważ zaistniała sytuacja budziła wiele kontrowersji, Ministerstwo Infrastruktury podało swoją interpretację w piśmie Departamentu Rynku Budowlanego i Techniki nr BRIP-024-8/10 z dnia 20 kwietnia 2010r. opublikowanym w [1], w którym stwierdza, że „... w zależności od decyzji projektanta, podstawą wykonania projektu budowlanego budynku mogą być zarówno normy aktualne (Eurokody), jak i wycofane (PN-B)”

Obecny okres przejściowy stwarza więc możliwość wyboru zestawu norm, z których projektant będzie korzystać. Wybór ten ma swoje konsekwencje dla wielu aspektów procesu projektowego, takich jak wielkość zwymiarowanych przekrojów

elementów konstrukcyjnych, trwałość konstrukcji oraz koszt jej realizacji. Podkreślenia wymaga fakt, że nie można korzystać w jednej fazie projektowania z wycofanych norm PN-B, a w innej fazie z norm eurokodowych PN-EN.

W dalszej części przedstawione zostaną różnice między starymi Normami Polskimi (oznaczenia w dalszej części PN-B) i Eurokodami (PN-EN) w zakresie projektowania dźwigarów dachowych z drewna klejonego. Konstrukcje drewniane wymiaruje się na podstawie:

- normy PN-B 03150:2000: Konstrukcje drewniane – Obliczenia statyczne projektowanie [2], do której wydano 3 uzupełnienia (zmiany) lub
- PN-EN 1995-1-1: Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków [3].

Powszechnie panuje opinia, że wspomniana PN-B jest właściwie polskim tłumaczeniem Eurokodu 5. Jednak pomimo dużych podobieństw występują też różnice, miejscami dość subtelne, które prowadzą do istotnych zmian wyników obliczeń. W dalszej części artykułu przedstawione zostaną różnice między starymi Normami Polskimi (oznaczenia PN-B) i Eurokodami (PN-EN) w zakresie projektowania dźwigarów dachowych z drewna klejonego, wraz z przykładem obliczeniowym.

## 2. Podstawowe różnice pomiędzy normami PN-B i PN-EN w zakresie projektowania dźwigarów dachowych z drewna klejonego

### 2.1. Kombinacje oddziaływań

Normy obciążeń PN-B zawierają zróżnicowane częściowe współczynniki bezpieczeństwa, zarówno dla obciążeń stałych (wartości od 1,1 do 1,3), jak i zmiennych (wartości od 1,2 do 1,4). Normy PN-EN ujednolicają wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa, przyjmując wartość 1,35 dla wszystkich obciążeń stałych, oraz 1,5 dla wszystkich obciążeń zmiennych. Efektem tych zmian jest znaczne zwiększenie wartości obciążeń obliczeniowych, co powoduje przyjmowanie większych wartości siły wewnętrznych, a zatem i naprężeń w projektowanych elementach. Jak jednak podaje [4], założone w normach PN-EN wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa są zbyt duże i nie są doświadczalnie potwierdzone. Z tego względu członkowie Komitetu Technicznego CEN/TC 250 zaproponowali w Załączniku Krajowym do PN-EN 1990 wybór bardziej niekorzystnej z dwóch kombinacji obciążeń:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_G \cdot G_j + \gamma_Q \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{wzór 6.10a wg PN-EN 1990}) \quad (1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_G \cdot G_j + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{wzór 6.10b wg PN-EN 1990}) \quad (2)$$

Współczynnik  $\psi_0$  pełni funkcję współczynnika jednoczesności obciążeń, natomiast współczynnik  $\xi$  we wzorze 6.10b przyjmuje wartość 0,85. Efektem tego współczynnik dla obciążeń stałych według wzoru 6.10b przyjmuje wartość 1,15, co jest zbliżone z normami PN-B. Kontrowersje wywołuje natomiast wzór 6.10a, w którym już pierwsze obciążenie zmienne jest zredukowane współczynnikiem  $\psi_0$ .

## 2.2. Właściwości wytrzymałościowe drewna klejonego

W zakresie przyjmowania wartości charakterystycznych wytrzymałości drewna klejonego, obie normy odwołują się do PN-EN 1194 [5]. Pewien stopień zamieszania wprowadza zamieszczony w PN-B Załącznik normatywny zawierający wybrane klasy wytrzymałości, który nie jest zgodny z powyższą normą. Podane są w nim na ogół inne klasy wytrzymałości, zaś w klasie GL24 pojawiającej się w obu dokumentach wartości poszczególnych wytrzymałości i modułów sprężystości są różne.

Wartości wytrzymałości obliczeniowych, wyliczane w obu normach ze wzoru

$$f_d = \frac{k_{mod} \cdot f_k}{\gamma_M} \quad (3)$$

będą się różnić. Po pierwsze, PN-EN podaje dla drewna klejonego wartość współczynnika  $\gamma_M = 1,25$  wobec  $\gamma_M = 1,30$  w PN-B, a po drugie przyjęto inne zasady ustalania wartości współczynnika modyfikacyjnego  $k_{mod}$  (w PN-EN przetłumaczonego jako współczynnik modyfikujący), uwzględniającego wpływ wilgotności i czasu trwania obciążenia na wytrzymałość drewna w konstrukcji. Różnica polega na tym, że w PN-EN współczynnik  $k_{mod}$  dobiera się dla najkrócej trwającego obciążenia, natomiast w PN-B dla obciążenia o największej wartości. Przykładowo w sytuacji, gdy na konstrukcję oddziałują obciążenie śniegiem i wiatrem oraz obciążenia stałe przewyższające zmienne, to:

$k_{mod} = 0,6$  (na podstawie PN-B).

$k_{mod} = 0,9$  (na podstawie PN-EN).

Uwzględniając również częściowy współczynnik bezpieczeństwa, różnica w przyjętych wartościach obliczeniowych wyniesie więc w tym przypadku aż 57%!

Warto zauważyć, że podana zasada ustalania współczynnika  $k_{mod}$  w normie PN-B obowiązuje od 2003 r, kiedy to pojawiła się zmiana do normy podstawowej o numerze PN-B 03150:2000/Az2:2003. Wcześniej normy PN-B oraz PN-EN były w tym zakresie zgodne.

Ponadto w przypadku elementów o przekroju prostokątnym i wysokości mniejszej niż 600 mm wytrzymałość na zginanie (a także rozciąganie wzdłuż włókien) jest zwiększana przez przemnożenie przez współczynnik  $k_h$ :

- $k_h = \min \left( \left( \frac{600}{h} \right)^{0,2}, 1,15 \right)$  (wg PN-B),

- $k_h = \min \left( \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}, 1,11 \right)$  (wg PN-EN),

przy czym korekta wytrzymałości jest dokonywana wg PN-B opcjonalnie, natomiast wg PN-EN koniecznie.

Dodatkowo norma PN-EN przewiduje możliwość uwzględniania wpływu temperatury przekraczającej okresowo 60°C na wytrzymałość drewna, za pomocą współczynnika zmniejszającego o stałej wartości  $k_{temp} = 0,8$ .

Opisane różnice pomiędzy obiema normami w zakresie wielkości materiałowych nie występują w każdych warunkach, jednak ich łączny efekt może w decydujący sposób wpływać na wyniki wymiarowania elementów drewnianych.

### 2.3. Warunki stanu granicznego nośności

W obliczeniach dźwigara dwutrapezowego z drewna klejonego obie normy przewidują konieczność sprawdzenia analogicznych warunków stanu granicznego nośności. Jedyna istotna różnica, wpływająca na wyniki obliczeń pojawia się dla warunku naprężeń ścinających:

- Naprężenia normalne:

- Naprężenia krawędziowe przy zginaniu na dolnej krawędzi dźwigara według obu zestawów norm:

$$\sigma_{m.0.d} = \left(1 + 4 \tan(\alpha)^2\right) \cdot \frac{6 \cdot M_{\alpha}}{b \cdot h_{a1}^2} \leq f_{m.d} \quad (4)$$

- Naprężenia krawędziowe przy zginaniu na górnej nachylonej krawędzi dźwigara według obu zestawów norm:

$$\sigma_{m.\alpha.d} = \left(1 - 4 \cdot \tan(\alpha)^2\right) \cdot \frac{6 \cdot M_{\alpha}}{b \cdot h_{a1}} \leq f_{m.\alpha.d} = \frac{f_{m.d}}{\left(\frac{f_{m.d}}{f_{c.90.d}} \cdot \sin(\alpha)^2 + \cos(\alpha)^2\right)} \quad (5)$$

- Warunek  $\sigma_{m.0.d} \leq f_{m.d} \cdot k_{crit}$  według obu zestawów norm.

- Naprężenia w strefie kalenicowej według obu zestawów norm:

$$\sigma_{m.\alpha.d} = k_l \cdot \frac{6 \cdot M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2} \leq k_r \cdot f_{m.d} \quad (k_r = 1) \quad (6)$$

- Naprężenia rozciągające prostopadłe do włókien w strefie kalenicowej według obu zestawów norm:

$$\sigma_{t.90.d} = k_p \cdot \frac{6 \cdot M_{ap.d}}{b \cdot h_{ap}^2} \leq k_{dis} \cdot \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} \cdot f_{t.90.d} \quad (7)$$

- Naprężenia ścinające (max na podporze) według obu zestawów norm:

$$\tau_d = 1,5 \cdot \frac{R_A}{b \cdot h_p} \leq k_v \cdot f_{v.d} \quad (8)$$

przy czym wg PN-EN w miejsce „b” wstawić należy efektywną szerokość przekroju, uwzględniającą wpływ pęknięć:  $b_{ef} = b \cdot k_{cr}$  (dla drewna klejonego  $k_{cr} = 0,67$ ).

- Minimalna długość oparcia według obu zestawów norm:

$$a_{pod} = \frac{R_A}{b \cdot k_{c.90} \cdot f_{c.90.d}} \quad (9)$$

## 2.4. Warunki stanu granicznego użytkowalności

Obie normy różnią się w sposobie uwzględniania wpływu pełzania na przyrost ugięć doraźnych. Ugięcie końcowe dźwigara według PN-B oblicza się ze wzoru:

$$u_{fin} = \sum u_{inst,i} \cdot (1 + k_{def,i}) \leq u_{net,fin} = \frac{L}{200} \quad (10)$$

przy czym ugięcie doraźne  $u_{inst}$  liczone jest oddzielnie dla każdego z obciążeń zaliczanych do różnych klas trwania obciążenia. Czas trwania obciążenia ujmuje współczynnik  $k_{def}$  przyjmujący różne wartości, odczytywane z tabeli normowej.

Ugięcie dźwigara według PN-EN:

$$u_{fin} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) + u_{inst,Q1} \cdot (1 + \psi_{2,1} \cdot k_{def}) + \sum u_{inst,Qi} \cdot (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} \cdot k_{def}) \leq u_{net,fin} = \frac{L}{200} \quad (11)$$

O ile ugięcia chwilowe  $u_{inst}$  liczy się tak samo na podstawie obu norm, o tyle dalszy algorytm postępowania jest nieco odmienny. Różnice polegają na tym, że współczynnik  $k_{def}$  zależy wyłącznie od klasy użytkowania (czyli od wilgotności) i – w przeciwieństwie od PN-B – nie jest zależny od klasy trwania obciążenia, a więc ma tę samą wartość dla wszystkich obciążeń. Wpływ czasu trwania obciążenia na ugięcie końcowe jest natomiast ujęty przez przemnożenie  $k_{def}$  przez współczynnik  $\psi_2$ , definiujący długotrwałą część obciążenia zmiennego. Dodatkowo, ugięcie końcowe wywołane oddziaływaniem pozostałych obciążeń zmiennych jest obliczane z uwzględnieniem współczynnika jednoczesności  $\psi_0$ . Oznacza to, że w przypadku obciążeń klimatycznych traktowanych jako drugie z obciążeń zmiennych, ugięcie końcowe  $u_{fin}$  będzie mniejsze (!) niż ugięcie doraźne. Dla obciążenia śniegiem  $u_{fin,i} = (0,5 + 0,2 \cdot 0,8)u_{inst,i} = 0,66 u_{inst,i}$ , zaś w przypadku obciążenia wiatrem  $u_{fin,i} = (0,6 + 0,0 \cdot 0,8)u_{inst,i} = 0,6 u_{inst,i}$ . Takie podejście wydaje się niezrozumiałe i być może jest to błąd edycyjny w normie PN-EN.

Różnice w wielkościach ugięć końcowych dla dźwigara dachowego, obliczonych na podstawie obu norm pojawiają się wyłącznie dla obciążenia śniegiem, co ilustruje Tabela 1.

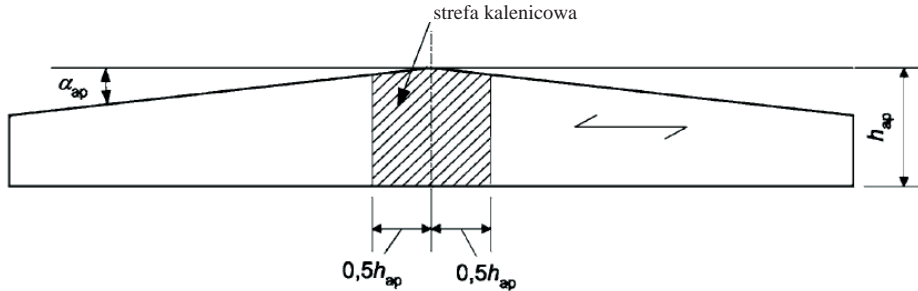
Tabela 1. Współczynniki wpływu pełzania na wielkość ugięcia.

Table 1. Coefficients of the creep, influencing the deflection.

	$k_{def}$ (PN-B)	$\psi_2 \cdot k_{def}$ (PN-EN)
obc. stałe	0,8	0,8
obc. śniegiem	0,25	$0,2 \cdot 0,8 = 0,16$
obc. wiatrem	0,0	0,0

## 3. Porównanie wyników obliczeń dźwigarów według PN-B oraz PN-EN

Obliczenia porównawcze przeprowadzono dla dźwigara dachowego o kształcie dwutrapezowym, jak na Rys. 1, dla trzech rozpiętości: 18 m, 21 m i 24 m.



Rys. 1. Dźwigar dwutrapezowy. Rysunek wg [3].

Fig. 1. Double tapered beam. Drawing after [3].

Do obliczeń przyjęto stałą szerokość przekroju wynoszącą 0,24 m, kąt pochylenia górnej pości równy  $4^\circ$ . Założono klasę wytrzymałości drewna klejonego GL28 oraz lokalizację w Lublinie, co determinuje strefy klimatyczne. Przyjęto często stosowane dla tego typu konstrukcji przekrycie blachą trapezową opartą na płatwiach o przekroju 12x22 cm. Ze względu na niewielki kąt nachylenia pości w obliczeniach pominięto obciążenie wiatrem, które w tym przypadku ma charakter odciążający.

Wymiary przekroju wszystkich dźwigarów projektowano ekonomicznie, tak aby przynajmniej jeden z warunków stanów granicznych wymienionych w p. 2.3 i 2.4 był spełniony z minimalnym tylko zapasem. Dla klarowności uzyskanych wyników pominięto w obliczeniach powiązanie wysokości przekroju z grubością lameli drewna klejonego, co jest zależne od konkretnego wykonawcy dźwigara.

Dla trzech rozpatrywanych długości dźwigara warunek ugięcia był decydujący, jednakże w zestawie norm PN-EN duże znaczenie odgrywają także naprężenia ścinające na podporze. Jest to efektem tego, iż w Eurokodzie 5, w warunku na ścinanie uwzględnia się efektywną szerokość przekroju, poprzez zastosowanie współczynnika zmniejszającego  $k_{cr}$ . W rozpatrywanych długościach dźwigara inne warunki SGN nie mają wpływu na dobór wymiarów elementu i ich wykorzystanie waha się od ok. 59% dla naprężeń w strefie kalenicowej, do ok. 76-80% dla naprężeń krawędziowych przy zginaniu dla górnej oraz dolnej krawędzi dźwigara. Naprężenia rozciągające prostopadłe do włókien w strefie kalenicowej zwiększają się wraz ze wzrostem rozpiętości dźwigara. Wyniki obliczone na podstawie obu norm, dla tej samej długości są zbliżone, a różnica nie przekracza 1%. Dla długości 18 m,  $\sigma_{t,90,d} = 65,5\%$ , dla 21 m ok. 70%, a dla 24 m ok. 73,3%.

Analizując wyniki przedstawione w Tabeli 2 widać, że projektowanie dźwigarów według zestawu norm Eurokod pozwoliło uzyskać nieco mniejsze przekroje, przy spełnieniu wszystkich warunków SGN oraz SGU, przy czym różnica zawiera się w przedziale 1,5 – 2 cm w zależności od rozpiętości dźwigara. Efektem tego może być bardziej oszczędne projektowanie (tzn. mniejsze przekroje, słabsza i tańsza klasa drewna) przy zastosowaniu PN-EN. Warto podkreślić, że w analizowanym przypadku, gdzie obciążenia stałe były stosunkowo niewielkie, nie ujawniły się znaczne różnice pomiędzy obiema normami w zakresie przyjmowanych wytrzymałości obliczeniowych, szerzej opisanych w p.2.2.

Jako wniosek końcowy można stwierdzić, że projektowanie na podstawie norm PN-EN pozwoli najprawdopodobniej na uzyskiwanie oszczędniejszych przekrojów dźwigarów dachowych z drewna klejonego.



Tabela 2. Wyniki obliczeń dźwigarów.  
Table 2. Calculation results of the beams.

Wykorzystanie warunków nośności						
$L=$	18 m		21 m		24 m	
	PN-B	PN-EN	PN-B	PN-EN	PN-B	PN-EN
Obciążenia charakterystyczne stałe na 1 mb dźwigara [kN/m]						
	3,176	3,156	3,377	3,357	3,578	3,552
Obciążenia charakterystyczne zmienne na 1 mb dźwigara [kN/m]						
	5,732	5,732	5,732	5,732	5,732	5,732
Obciążenia całkowite przypadające na dźwigar [kN/m]						
	12,131	12,219	12,353	12,450	12,574	12,674
Naprężenia krawędziowe przy zginaniu w dolnej krawędzi dźwigara						
$\sigma_{m.0.d}$	76,6%	77,0%	76,1%	76,1%	76,1%	76,5%
Naprężenia krawędziowe przy zginaniu na górnej krawędzi dźwigara						
$\sigma_{m.a.d}$	79,7%	80,1%	79,2%	79,2%	79,2%	79,6%
Naprężenia w strefie kalenicowej						
$\sigma_{m.a.d}$	59,6%	59,2%	59,6%	59,1%	59,9%	59,6%
Naprężenia rozciągające prostopadłe do włókien w strefie kalenicowej						
$\sigma_{t.90.d}$	65,8%	65,1%	70,3%	69,4%	74,7%	73,9%
Naprężenia ścinające na podporze						
$\tau_d$	65,4%	97,3%	65,3%	96,8%	65,6%	97,6%
Ugięcia końcowe						
$u_{fin}$	99,7%	100,0%	99,3%	99,2%	99,7%	100,0%
Wymiary dźwigara						
	podpora	podpora	podpora	podpora	podpora	podpora
	0,53 m	0,515 m	0,63 m	0,615 m	0,73 m	0,71 m
	kalenica	kalenica	kalenica	kalenica	kalenica	kalenica
	1,16 m	1,145 m	1,365 m	1,35 m	1,57 m	1,55 m
Objętość drewna / różnica objętości						
	3,650 m <sup>3</sup>	3,586 m <sup>3</sup>	5,027 m <sup>3</sup>	4,952 m <sup>3</sup>	6,624 m <sup>3</sup>	6,509 m <sup>3</sup>
	0,064 m <sup>3</sup>		0,075 m <sup>3</sup>		0,115 m <sup>3</sup>	

## Literatura

- [1] *Stosowanie Eurokodów w projektowaniu budynków*, Inżynier Budownictwa, 5 (2010), str. 14.
- [2] PN-B 03150:2000: *Konstrukcje drewniane – Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [3] PN-EN 1995-1-1: Eurokod 5. *Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków*.

- [4] Pawlikowski J., *Zasady ustalania obciążeń oraz obciążenia stałe i użytkowe według eurokodów*, XXVI Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2011.
- [5] PN-EN 1194:2000: *Konstrukcje drewniane. Drewno klejone warstwowo. Klasy wytrzymałości i określenie wartości charakterystycznych*.

## **The consequences of the choice of design standards for the use of material on the example of glued laminated roof beam**

**Dariusz Czerski, Jerzy Szerafin**

*Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture,  
Lublin University of Technology, Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin,  
e-mail: [dariusz.czerski@pollub.edu.pl](mailto:dariusz.czerski@pollub.edu.pl), e-mail: [j.szerafin@pollub.pl](mailto:j.szerafin@pollub.pl)*

**Abstract:** The consequence of the membership of Poland in the European Union is the unification of the law, including the adaptation of Polish Building Standards to the European equivalents. Actually the designer is allowed to choose the Standards. It follows the differences in material use and its cost. The paper describes the details of the calculation timber elements, specially glued laminated timber in Eurocodes. The calculations results of double tapered beams made of glued laminated timber obtained by using both standards, analyzes and conclusions are presented in the paper.

**Keywords:** Eurocodes, glued laminated timber, double tapered beam.

# **Konsekwencje wyboru norm projektowych dla zużycia materiału na przykładzie żelbetowego stropu płaskiego**

**Wioleta Kargol, Jerzy Szerafin**

*Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa i Architektury,  
Politechnika Lubelska, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin,  
e-mail: wioleta\_kargol@tlen.pl e-mail: j.szerafin@pollub.pl*

**Streszczenie:** W związku z ujednolicaniem polskich przepisów normowych z europejskimi, które ma miejsce od wejścia naszego kraju w struktury Unii Europejskiej, przyszedł czas na zamianę Polskich Norm Budowlanych na ich europejskie odpowiedniki. Zmiany te są powodem niepokoju w środowisku projektantów, wywołanego zmianami w procedurach projektowych, obszernością norm europejskich oraz obawą, że projektowanie według nowych norm daje bardziej niekorzystne ekonomicznie wyniki. W artykule przedstawiono zmiany normowe istotne w zakresie projektowania żelbetowych stropów płaskich oraz wyniki obliczeń przykładowej płyty wraz z ich analizą.

**Słowa kluczowe:** normy Eurokod, konstrukcje żelbetowe, strop płaski.

## **1. Wprowadzenie**

Polska po wejściu w struktury Unii Europejskiej, jak każdy inny kraj członkowski, ma obowiązek wprowadzenia jednolitych dla całej Wspólnoty przepisów normowych, co jest przyczyną niepokoju w środowisku projektantów. Pesymistyczne nastawienie wywołane jest nie tylko z uwagi na zmiany w założeniach projektowych, które wprowadzą Eurokody, lecz również brakiem wydawnictw naukowych poruszających problematykę tych zmian. W obecnych czasach ważną przesłanką projektową jest kryterium ekonomiczne. Istnieje przekonanie, że projektowanie konstrukcji wg Norm Europejskich prowadzi do przyjmowania elementów o większych przekrojach, a co za tym idzie kosztowniejszych. W związku z tym pojawia się pytanie: czy projektant ma prawo decydować, które z norm będzie stosować, Eurokody czy też „stare” Normy Polskie. Aby wyjaśnić tę kwestię stwierdzić należy, że normy są dokumentami technicznymi do dobrowolnego stosowania. Z drugiej jednak strony Prawo Budowlane [1] w art. 5 mówi, że „budować należy zgodnie z zasadami wiedzy technicznej tak, aby zapewnić bezpieczeństwo konstrukcji”. Aktem wykonawczym do Prawa Budowlanego jest Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie [2], gdzie w rozdziale „Bezpieczeństwo konstrukcji” stwierdza się, że warunki bezpieczeństwa konstrukcji są spełnione w przypadku, gdy konstrukcja odpowiada normom dotyczącym projektowania i obliczania, których wykaz widnieje w załączniku do Rozporządzenia. Z dniem 31 marca 2010 r. Polski Komitet

Normalizacyjny wprowadza eurokody do projektowania i jednocześnie nadaje 39 normom z oznaczeniem PN-B status norm wycofanych. Nie oznacza to jednak, że wycofane normy zostały unieważnione, ponieważ zostały powołane (obok eurokodów) w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury. Zgodnie z interpretacją Ministerstwa Infrastruktury wydaną w piśmie Departamentu Rynku Budowlanego i Techniki za aktualne uznaje się zarówno Polskie Normy, jak i Europejskie, a decyzja dotycząca wyboru norm należy do projektanta [3]. Rozporządzenie Ministra wyraźnie wskazuje, że zestawów norm nie należy łączyć, czyli należy projektować według Norm Europejskich, jeśli jest ich pełen zestaw potrzebny projektantowi lub według Polskich Norm, w przypadku gdy zestaw Norm Europejskich jest jeszcze niekompletny lub taką decyzję podjął projektant.

W dalszej części przedstawione zostaną niektóre różnice między starymi Normami Polskimi (oznaczenia w dalszej części PN-B) i Eurokodami (PN-EN) w zakresie projektowania żelbetowych stropów płaskich, wraz z przykładem obliczeniowym.

## 2. Podstawowe różnice pomiędzy normami PN-B i PN-EN w zakresie projektowania płyty stropu płaskiego

### 2.1. Kombinacje oddziaływań

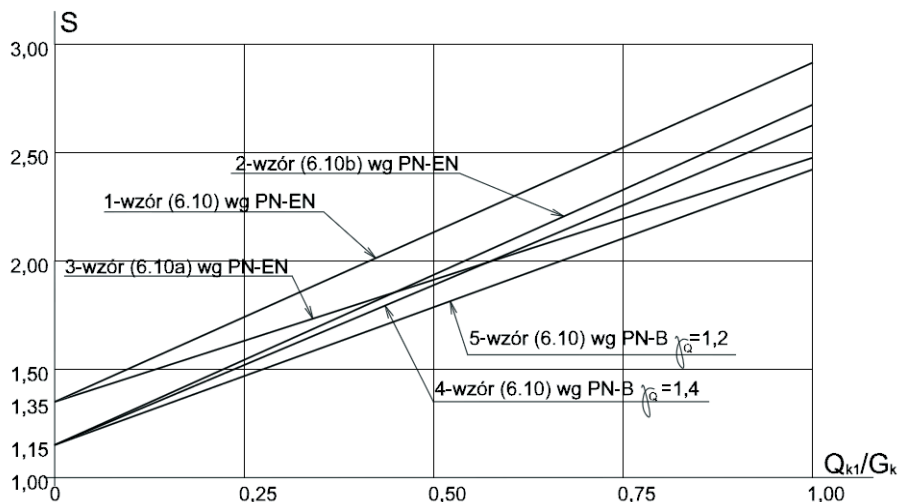
W normach PN-B wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa dla obciążeń wahały się w granicach od 1,1 do 1,3 dla obciążeń stałych oraz od 1,2 do 1,4 dla obciążeń zmiennych. Norma PN-EN ujednotacza wartości współczynników obciążenia, wynoszą one 1,35 dla obciążeń stałych oraz 1,5 dla zmiennych. Zmiana ta w sposób istotny wpływa na zwiększenie wartości obciążeń, a więc również na siły wewnętrzne w konstrukcji. Jednak, jak twierdzi autor [4], wartości tych współczynników, a zwłaszcza  $\gamma_G = 1,35$  są zbyt duże i nie znajdują doświadczonego potwierdzenia. Ze względu na to zastrzeżenie, członkowie Komitetu Technicznego CEN/TC 250 zdecydowali się rekomendować w Załączniku Krajowym do PN-EN 1990 stosowanie bardziej niekorzystnej z dwóch kombinacji oddziaływań (w stanie granicznym nośności):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_G \cdot G_j + \gamma_Q \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{wz.6.10a wg PN-EN 1990}) \quad (1)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_G \cdot G_j + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{wz.6.10b wg PN-EN 1990}) \quad (2)$$

gdzie  $\psi_0$  pełni funkcję współczynnika jednoczesności obciążeń, natomiast wsp.  $\xi$  we wzorze 6.10b przyjmuje wartość 0,85.

Kontrowersje wzbudza wz. 6.10a, w którym już pierwsze obciążenie zmienne jest redukowane za pomocą współczynnika  $\psi_0$ . Jak wskazują dane przedstawione na Rys. 1, stosowanie norm PN-EN na ogół prowadzi do zwiększenia wartości sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych.



Rys. 1. Porównanie uogólnionych sił wewnętrznych  $S = S_d/G_k$  w zależności od proporcji obciążeń zmiennych i stałych  $Q_k/G_k$  dla kombinacji podstawowej (wz. 6.10) oraz kombinacji zalecanych w Załączniku Krajowym do Eurokodu 0 (wz. 6.10a i 6.10b), wg [4].

Fig. 1. Comparison of generalized internal forces  $S = S_d/G_k$ , depending on the proportion of variable and constant loads  $Q_k/G_k$  for a primary combination (eq. 6.10) and for the combinations recommended in the National Annex to Eurocode 0 (eq. 6.10a i 6.10b), according to [4].

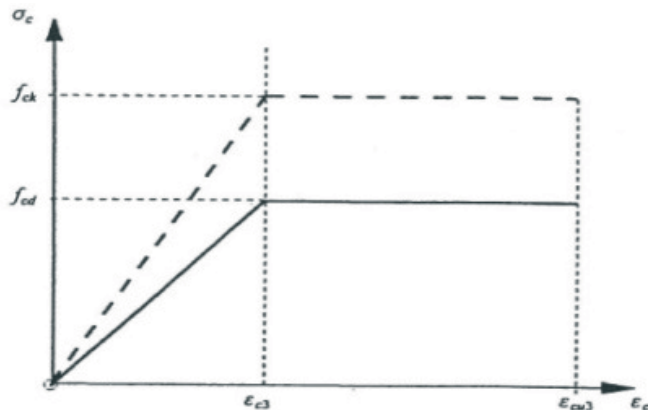
## 2.2. Właściwości materiałowe

W normie PN-EN 1992-1-1 „Projektowanie konstrukcji z betonu” zamieszczono tabelę zawierającą dane charakteryzujące właściwości sprężysto-wytrzymałościowe betonu. Brak w niej wytrzymałości obliczeniowej betonu, ze względu na pozostawienie pewnej swobody projektantom w doborze częściowego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_c$ . W podstawowej części normy PN-EN wartość tego współczynnika wynosi 1,5 i jest taka sama jak w odpowiedniej PN-B. Jednak Załącznik Krajowy do PN-EN 1992-1-1 zaleca wartość  $\gamma_c = 1,4$ , co wiąże się z przyjmowaniem do obliczeń odpowiednio większych wartości wytrzymałości betonu w danej klasie, niż to miało miejsce w przypadku stosowania norm PN-B. Ponadto wartości  $\gamma_c$  mogą być zmniejszane zgodnie z regułami zawartymi w Zał. A do PN-EN 1992-1-1.

W odniesieniu do stali, wspomniana norma nie posługuje się klasami znanymi z normy PN-B. Eurokod wprowadza trzy klasy stali A, B i C, które nie są powiązane z wytrzymałością stali, ale z jej ciągliwością. W związku z tym brak w normie tabeli, zawierającej charakterystyki wytrzymałościowe stali zbrojeniowej jak to miało miejsce w PN-B.

## 2.3. Wymiarowanie na zginanie

Określenie wymaganego zbrojenia na zginanie zarówno wg normy PN-B-03264:2002, jak i PN-EN 1992-1-1 opiera się na analizie bilinearnego wykresu zależności naprężeń od odkształceń w betonie i sprowadza się do rozpatrzenia wielkości naprężeń występujących w przekroju zginanym.



Rys. 2. Bilinearne wykres zależności naprężeń od odkształceń dla betonu wg [5].  
Fig. 2. Bilinear plot of the stresses against deformations for concrete according to [5].

Jedyną różnicą, a w zasadzie tylko pewnym utrudnieniem, jest brak w PN-EN tabeli z wartościami granicznej względnej wysokości strefy ściskanej przekroju  $\xi_{lim}$ , w zależności od rodzaju stali. Wartość tę należy obliczać z zależności:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_s + \varepsilon_{cu3}} \quad (3)$$

przyjmując maksymalne odkształcenia w betonie  $\varepsilon_{cu3} = 3,5\%$  oraz odkształcenia w stali odpowiadające granicy plastyczności z zależności:

$$\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (4)$$

## 2.4. Sprawdzenie płyty na przebicie

W ustrojach płytowo-słupowych najbardziej wyężonym obszarem jest strefa podporowa. Wyczerpanie nośności w tym obszarze następuje na skutek wspólnego działania momentu zginającego i siły poprzecznej, przy czym pamiętać należy, że udział tych dwóch wpływów może się znacznie różnić. Do celów projektowych rozpatruje się osobno zginanie strefy podporowej (zasady obliczania zbrojenia na zginanie podano w p. 2.3) oraz ścinanie w obszarze przypodporowym, które ze względu na charakter zniszczenia nazywane jest przebicciem.

Sposób sprawdzania płyty żelbetowej na przebicie znacząco różni się w nowej normie PN-EN, w stosunku do normy PN-B. Podana metoda jest znacznie dłuższa i żmudniejsza, a problematyka przebiccia ujęta jest w sposób przypominający warunki stanu granicznego nośności ze względu na ścinanie. Zaleca się sprawdzenie stanu granicznego nośności na trzech obwodach. Pierwszym z nich jest obwód w licu słupa  $u_o$ , kolejny to tzw. podstawowy obwód kontrolny  $u_1$ , a ostatnim jest obwód  $u_{out,eff}$  poza którym zbrojenie na przebicie nie jest wymagane.

Zbrojenie na przebicie w postaci strzemion, prętów odgiętych lub trzpieni należy zastosować, jeżeli w podstawowym przekroju kontrolnym  $u_1$  obliczeniowa wytrzymałość na przebicie płyty bez zbrojenia poprzecznego jest mniejsza od występujących tam naprężeń ścinających. Pole przekroju zbrojenia oblicza się ze wzoru:

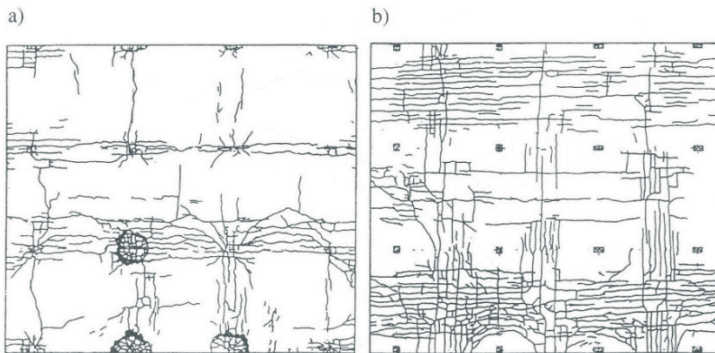
$$V_{Rd.cs} = 0,75 \cdot V_{Rd.c} + 1,5 \cdot \left( \frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,eff} \cdot \frac{l}{u_1} \cdot \sin \alpha \quad (5)$$

gdzie:  $V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$ ,  $A_{sw}$  – pole powierzchni jednego obwodu zbrojenia na ścinanie wokół słupa ( $\text{mm}^2$ ),  $s_r \leq 0,75d$  – rozstaw obwodów zbrojenia na ścinanie wzdłuż promienia,  $f_{ywd,eff}$  – efektywna wytrzymałość na ścinanie przy przebicciu.

W niniejszym opracowaniu nie przytacza się szczegółowo pozostałych warunków obliczeniowych.

## 2.5. Szerokości rozwarcia rys

Znaczne obciążenia wywołują w płycie zarysowania, których powstanie związane jest z przekroczeniem wytrzymałości betonu na rozciąganie. W przypadku stropów płaskich w pierwszej kolejności pojawiają się rysy obwodowe nad strefą podparcia, następnie rysy promieniowe rozchodzące się od podpory, a ostatnie uwidaczniają się rysy dolnej krawędzi płyty w strefie przeszłowej pasma słupowego.



Rys. 3. Przykładowe zarysowanie stropu płaskiego [6]: a) górna powierzchnia, b) dolna powierzchnia.

Fig. 3. Sample scratching of flat ceiling [6]: a) top surface, b) bottom surface.

Szerokości rozwarcia rys  $w_k$  obliczane są w obu normach według podobnych zasad, różniących się jednak w szczegółach:

$$w_k = \beta \cdot s_{sm} \cdot \varepsilon_{sm} \quad (\text{wz. w PN-B [7]}) \quad (6)$$

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (\text{wz. w PN-EN [5]}) \quad (7)$$

Szerokość rozwarcia rysy w normie PN-B wyliczana jest w oparciu o średnie odległości między rysami  $s_{sm}$  oraz średnie odkształcenie w zbrojeniu  $\varepsilon_{sm}$  z korygującym współczynnikiem  $\beta$ , natomiast norma PN-EN operuje maksymalnym rozstawem rys  $s_{r,max}$  oraz uwzględnia odkształcenie betonu pomiędzy rysami  $\varepsilon_{cm}$ . Pomimo tych różnic, które skutkują nieco odmiennymi procedurami obliczeniowymi, końcowe wyniki w obu przypadkach są do siebie zbliżone.

W normie PN-B podano sposób obliczania rozwarcia rys adekwatny tylko dla ustrojów pracujących jednokierunkowo. Jednak w przypadku, gdy kierunki momentów głównych pokrywają się z ortogonalnymi kierunkami zbrojenia,

przyjęcie tej metody jest słuszne dla płyt pracujących dwukierunkowo. W stropach płaskich przekroje, gdzie przeprowadza się obliczenia szerokości rozwarcia rys spełniają powyższy warunek, więc zastosowanie metody obarczone jest niewielkim błędem. W rezultacie otrzymuje się szerokość rozwarcia rys dla kierunku  $x$  i  $y$ .

Dla obszarów stropu, które nie spełniają założenia o zgodności kierunku momentu z kierunkiem zbrojenia, wyznacza się składowe rozwarcia w dwóch kierunkach. Natomiast norma PN-EN zaleca, by w przypadku dużego odchylenia naprężeń głównych od kierunku zbrojenia (powyżej 15%) odstęp między rysami wyznaczać na podstawie wzoru:

$$s_{rm} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{rmx}} + \frac{\sin \theta}{s_{rmy}}} \quad (8)$$

gdzie:  $\theta$  – kąt między zbrojeniem głównym w kierunku  $x$  i kierunkiem głównych naprężeń rozciągających,  $s_{rmx}$ ,  $s_{rmy}$  – rozstawy rys w kierunku  $x$  i  $y$  obliczone jak dla zginania jednokierunkowego.

## 2.6. Ugięcie

Metody dokładne obliczania ugięcia są w obu normach analogiczne, jakkolwiek norma PN-B zawiera bardziej szczegółowo rozpisane wzory obliczeniowe. Różnice pojawiają się dla podanych w obu normach metod sprawdzania stanu granicznego ugięcia z pominięciem szczegółowych obliczeń.

Norma PN-B nie daje żadnych wskazówek co do sposobu obliczania ugięć w przypadku ustrojów płytowo-słupowych. Natomiast w PN-EN podane są wskazania co do granicznych smukłości płyty, dla których ugięcia nie powinny przekroczyć wartości dopuszczalnych.

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho_1} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho_1} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ gdy } \rho \geq \rho_0 \quad (9)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho_1 - \rho_2} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho_2}{\rho_0}} \right], \text{ gdy } \rho \geq \rho_0 \quad (10)$$

gdzie:  $l/d$  – dopuszczalna wartość stosunku rozpiętości  $l$  do wysokości użytecznej  $d$ ,  $K$  – współczynnik uwzględniający system konstrukcyjny, dla ustrojów płytowo-słupowych przyjmuje się wartość 1,2,  $\rho_1$ ,  $\rho_2$  – stopień zbrojenia odpowiednio rozciąganego i ściskanego wymagany w środku rozpiętości ze względu na nośność,  $\rho_0$  – zastępczy stopień zbrojenia.

## 2.7. Warunki konstrukcyjne

W porównywanych normach pojawiają się liczne różnice w zaleceniach konstrukcyjnych odnośnie rozmieszczania prętów zbrojeniowych w płytach stropowych. Maksymalne rozstawy prętów zbrojenia głównego płyt dwukierunkowo zbrojonych wg obu norm zestawiono w Tabeli 1. Ze względu na powiązanie



maksymalnego rozstawu z wysokością przekroju płyty w normie PN-EN, mogą pojawiać się różnice w ilości zaprojektowanego zbrojenia zwłaszcza w płytach o stosunkowo małej grubości.

Tabela 1. Maksymalne odległości pomiędzy prętami zbrojenia głównego przy zbrojeniu dwukierunkowym.

Table 1. The maximum distance between the main bars in bi-directional reinforcement.

	PN-B 03264	PN-EN 1992-1-1
przekroje krytyczne	250 mm	2 h, 250 mm
pozostałe przekroje	300 mm	3 h, 400 mm

Różnice występują także w ilości prętów, które muszą dochodzić do podpory. Norma PN-EN mówi o minimum dwóch prętach zbrojenia dolnego w każdym z ortogonalnych kierunków, które powinny przejść przez słup wewnętrzny, natomiast PN-B zakłada minimalny stopień zbrojenia podłużnego wynoszący 0,5%. Poza tym w inny sposób normy podchodzą do określenia długości zakotwienia prętów.

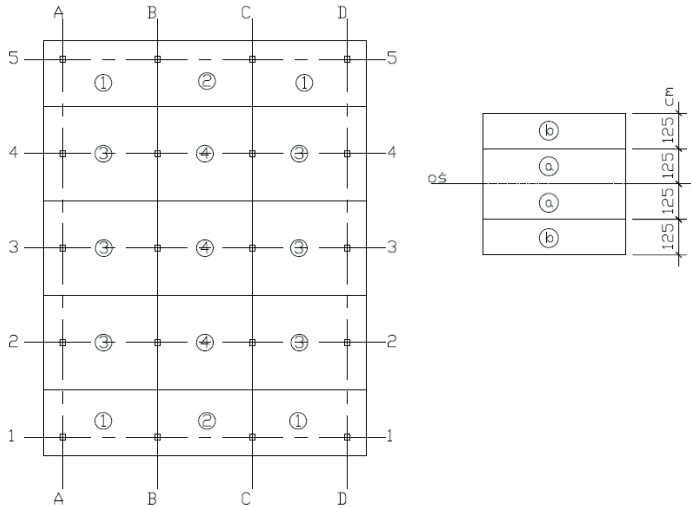
### 3. Porównanie wyników obliczeń przykładowego stropu płaskiego

Porównanie wyników obliczeń według obu zestawów norm przeprowadzono dla płyty o grubości 20 cm, opartej na słupach, obciążonej w obu przypadkach obciążeniem stałym  $g_k = 6,56 \text{ kN/m}^2$  oraz zmiennym  $q_k = 4,25 \text{ kN/m}^2$ . Obliczenia wykonano przy założonych wymiarach stropu  $16 \times 21 \text{ m}$ , rozstawie słupów 5 m, wysokości kondygnacji 4 m. Przyjęto beton klasy C30/37 oraz stal B500SP. Szczegółowe obliczenia stropu płaskiego zamieszczono w pracy [8].

Wyniki obliczeń zbrojenia stropu ze względu na zginanie według norm PN-B oraz PN-EN zestawiono w Tabeli 2. Schematy płyty stropowej pokazane na Rys. 4 obrazują podział stropu na elementy (płyty), w których występują jednakowe wartości momentów zginających oraz podział każdej z płyt na strefy o jednakowej intensywności zbrojenia. Poniższe podziały wynikają w sposób bezpośredni z przyjętej metody obliczeń statycznych, prowadzonych metodą ram zastępczych i nie zależą od rodzaju przyjętych norm.

#### Zbrojenie dolne na kierunku $x$

W niniejszym opracowaniu omówiono wyniki obliczeń zbrojenia na zginanie na przykładzie zbrojenia dolnego w kierunku krótszego wymiaru stropu. Wyniki obliczeń pozostałej części zbrojenia potwierdzają wyciągnięte na tej podstawie wnioski.



Rys. 4. Podział stropu na płyty oraz płyty na pola w przypadku zbrojenia dolnego na kierunku x.  
Fig. 4. Division of floor to plates and plates to the fields for the bottom reinforcement in the x direction.

Tabela 2. Zbrojenie dolne na kierunku x: obliczeniowe, konstrukcyjne oraz dobrane przekroje i rozstaw prętów z uwagi na zginanie.

Table 2. Bottom reinforcement in the x direction: calculated, structural, and selected cross-sections and spacing of bars due to bending.

nr płyty	zbrojenie na szerokości strefy [cm <sup>2</sup> ]	PN-B		PN-EN	
		strefa		strefa	
		a	b	a	b
1	$A_{s,req}$	6,14	3,02	6,55	3,22
	$A_{s,prov}$	9,04	3,50	9,04	3,50
		#12 co 16 cm	#8 co 18 cm	#12 co 16 cm	#8 co 18 cm
2	$A_{s,req}$	3,79	1,88	4,10	2,03
	$A_{s,prov}$	4,00	2,50	5,65	2,50
		#8 co 16 cm	#8 co 25 cm	#12 co 25 cm	#8 co 25 cm
3	$A_{s,req}$	4,57	3,02	4,87	3,22
	$A_{s,prov}$	5,65	3,50	5,65	3,50
		#12 co 25 cm	#8 co 18 cm	#12 co 25 cm	#8 co 18 cm
4	$A_{s,req}$	2,83	1,88	3,06	2,03
	$A_{s,prov}$	3,00	2,50	3,50	2,50
		#8 co 21 cm	#8 co 25 cm	#8 co 18 cm	#8 co 25 cm

Analiza wyników zestawionych w powyższej tabeli ukazuje, że ilość niezbędnej obliczeniowo zbrojenia przyjmowanego ze względu na zginanie, jest porównywalna w przypadku obu norm. Nieco większe przekroje zbrojenia (o 6 ÷ 8%) otrzymywane są przy stosowaniu norm PN-EN. Różnica nie jest spowodowana metodą obliczania zbrojenia na zginanie, gdyż są one analogiczne w obu normach,

ale wartościami momentów zginających użytych do obliczeń, wynikającymi bezpośrednio z przyjętych kombinacji obciążeń. Wartości obciążeń miarodajnych do obliczeń sił wewnętrznych zestawiono w Tabeli 3.

Tabela 3. Wartości obciążeń zebranych wg PN-82/B-02001 i Eurokodu1.

Table 3. Load values collected according to PN-82/B-02001 and Eurocode1.

obciążenia [kN/m <sup>2</sup> ]	PN-B	PN-EN
charakterystyczne	10,81	10,81
obliczeniowe	13,14	13,90
długotrwałe	9,61	8,61

Występujące różnice spowodowane są przez przyjęcie w PN-EN wyższych wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa, co jest częściowo niwelowane przez zastosowanie kombinacji oddziaływań opisanych w p. 2.1. Różnice w wielkości obliczonego zbrojenia są nieco mniejsze, ze względu na wyższe wartości wytrzymałości obliczeniowej betonu przyjmowane w normie PN-EN.

Natomiast przekrój zbrojenia zastosowanego jest niemal identyczny w analizowanym przypadku, z wyjątkiem niektórych obszarów w centralnej części stropu. Łączna ilość zbrojenia płyty stropowej wyniosła:

- wg PN-B: 3750,66 kg,
- wg PN-EN: 3932,32 kg.

Wspomniane w p. 2.7 istotne różnice pomiędzy obiema normami w zakresie warunków konstruowania zbrojenia praktycznie nie ujawniają się w przypadku analizowanej płyty o stosunkowo znacznej grubości.

### Zbrojenie na przebicie

W Tabeli 4 przedstawiono wyniki obliczeń zbrojenia na przebicie wykonanych metodą zalecaną w PN-EN. Analogiczne obliczenia wykonano również według PN-B, jednak w tym przypadku zbrojenie na przebicie okazało się zbędne, gdyż naprężenia występujące w strefie podporowej wywołane siłą przebijającą w słupie nie przekroczyły dopuszczalnej wartości.

Tabela 4. Zbrojenie na przebicie wg PN-EN 1992-1-1.

Table 4. Reinforcement according to PN-EN 1992-1-1.

Zbrojenie na przebicie [cm <sup>2</sup> ]	
obliczeniowe	2,44
konstrukcyjne	4
zasięg	15 cm

Ostatecznie, w celu spełnienia dodatkowych warunków rozmieszczenia zbrojenia na przebicie przyjęto dwa obwody strzemion #8 po 8 gałęzi. Pierwszy z nich umieszczono w odległości 10 cm od lica słupa, kolejny w odległości 15 cm.

Przyczyn różnic wynikających z obliczeń dopatrywać się można w zróżnicowaniu zaleceń przedstawianych przez porównywane normy. Wynikają one ze sposobu przyjmowania obwodów kontrolnych, ilości przekrojów, w których należy dokonywać sprawdzania, jak również z uwzględnienia współpracy betonu w przenoszeniu siły ścinającej w przypadku normy europejskiej.

Prawdopodobnym wydaje się być stwierdzenie, że norma PN-B-03264:2002 do problemu przebiecia podchodzi w sposób uproszczony, omawiając jedynie przypadki osiowo-symetryczne. Natomiast Eurokod 2 problem przebiecia traktuje analogicznie do zjawiska ścinania. Zasady obliczeń są dużo bardziej rozbudowane, co wydawać się może zbędnym w prostych przypadkach, lecz jest celowe w mniej typowych przypadkach.

#### Stany graniczne użyteczności

W tabeli 5 zestawiono obliczone według metod zalecanych przez dwie normy szerokości rozwarcia rys oraz szerokość dopuszczalną, która jest taka sama w obu przypadkach.

Tabela 5. Szerokość rozwarcia rys wg PN-B-03264:2002, Eurokodu 2 i wartość dopuszczalna.  
Table 5. Opening width of cracks according to PN-B-03264:2002, Eurocode 2 and limit values.

szerokość rozwarcia rys [mm]	
PN-B-03264:2002	0,249
PN-EN 1992-1-1	0,257
dopuszczalna	0,3

Porównanie metod jest dosyć kłopotliwe, ponieważ normy w inny sposób podchodzą do określenia odkształcenia zbrojenia w przekroju zarysowanym. Mimo tego wyniki nie różnią się w sposób istotny i żaden z nich nie przekracza wartości dopuszczalnej.

Stan graniczny ugięć w obydwu przypadkach sprawdzono metodą uproszczoną. Dla normy PN-B-03264:2002 oznacza to porównanie stosunku rozpiętości do wysokości płyty stropu do wartości odczytanej z tablicy, natomiast według metody z Eurokodu 2 stosunek wartości rozpiętości do wysokości należy porównać do wielkości obliczonej na podstawie wzoru, w którym istotną rolę odgrywa stopień zbrojenia. W obu przypadkach stosunki rozpiętość-wysokość nie przekroczyły wartości dopuszczalnej, jednak w obliczeniach według Eurokodu 2 wartość dopuszczalna była znacznie niższa (25 – dla PN-B-02364:2002; 22,36 – dla Eurokodu 2).

## 4. Wnioski

Wykonane obliczenia statyczno-wytrzymałościowe żelbetowej płyty według norm PN-B i PN-EN wskazują, że zastosowanie norm europejskich prowadzi do uzyskania większych przekrojów zbrojenia na zginanie w granicach 6-8% przy tej samej grubości płyty, na co mają decydujący wpływ przede wszystkim przyjmowane wielkości obciążeń obliczeniowych i ich kombinacje. Istotne znaczenie ma również w przypadku stropu płaskiego odmienne podejście normowe do zagadnienia przebiecia, które w analizowanym przypadku prowadziło do powstania znacznych różnic w zbrojeniu, jakkolwiek jego udział ilościowy w ogólnej ilości stali jest znikomy.

Stosunkowo niewielkie różnice w ilości zbrojenia przyjętego na podstawie wyników obliczeń wg obu norm dowodzą, że obawy wielu projektantów przed wprowadzeniem w życie norm Eurokod z uwagi na aspekty ekonomiczne nie są słuszne, z zastrzeżeniem, że wniosek ten jest wysnuty w oparciu o analizę pojedynczego przykładu obliczeniowego. Uzasadnione natomiast wydają się obawy

związane z wprowadzaniem w nowych normach niekiedy mocno rozbudowanych formuł i procedur obliczeniowych.

## Literatura

- [1] Ustawa z dn. 7 lipca 1994r. *Prawo Budowlane*, z późniejszymi zmianami.
- [2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn. 12 kwietnia 2002 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- [3] *Stosowanie Eurokodów w projektowaniu budynków*, Inżynier Budownictwa, 5 (2010), str. 14.
- [4] Pawlikowski J., *Oddziaływania stałe i zmienne na konstrukcje budynków*, Prace naukowe ITB, seria „Monografie”, Wyd. III, Warszawa, 2010.
- [5] PN-EN 1992-1-1. Eurokod 2 *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.
- [6] Starosolski W., *Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002 i Eurokodu 2*, Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa, 2008.
- [7] PN-B-03264:2002. *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [8] Kargol W., *Projekt stropu płaskiego według norm PN-B-03264:2002 i EC2*, Praca inżynierska, Lublin, 2011.

## The consequences of the choice of design standards for the use of material on the example of reinforced concrete flat ceiling

Wioleta Kargol, Jerzy Szerafin

*Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture,  
Lublin University of Technology, Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin,  
e-mail: wioleta\_kargol@tlen.pl e-mail: j.szerafin@pollub.pl*

**Abstract:** In connection with the unification of Polish Construction Standards with their European counterparts, which takes place after the entry of our country in the European Union structure, it's time to replace the Polish Building Standards with Eurocode counterparts. These changes are the cause of anxiety in the designer circle, caused by changes in the procedures of design, the volume of European standards and the fear that the new standards of design produce a more economically unfavorable results. The article presents the changes by standards relevant to the design of reinforced concrete flat slab and plate sample calculation results and their analysis.

**Keywords:** Eurocodes, reinforced concrete structures, flat ceiling.



# **Badania numeryczne nośności węzłów w modułowym systemie rusztowań budowlanych**

**Michał Pieńko**

*Politechnika Lubelska, Wydział Budownictwa i Architektury, Katedra Mechaniki Budowli,  
ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail: m.pienko@pollub.pl*

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono numeryczną analizę węzła, występującego w rusztowaniach modułowych, wykorzystywanych do prac budowlanych. Celem tej analizy było określenie nośności węzła na podstawie badań numerycznych. Tego typu analiza jest metodą alternatywną w stosunku do tradycyjnych metod, polegających na badaniach laboratoryjnych przeprowadzanych na stanowiskach specjalnie przystosowanych do tego typu badań.

**Słowa kluczowe:** węzeł rusztowania, nośność węzła, rozkład naprężeń, koncentracja naprężeń.

## **1. Wprowadzenie**

Coraz bardziej skomplikowane obiekty inżynierskie wymagają opracowania specjalnych technologii, umożliwiających ich wznoszenie i konserwację. Jednym z nieodzownych elementów podczas wznoszenia obiektów stają się rusztowania, przybierające często bardzo skomplikowane kształty. Producenci rusztowań w celu zaspokojenia rynku wytwarzają systemy uniwersalne, umożliwiające dostosowanie rusztowania do każdego rodzaju obiektów. Wytwarzają systemy, w których węzły umożliwiają połączenie jak największej liczby elementów pod dowolnym kątem. W wyniku rozwoju technicznego powstają nowe typy połączeń, które nie zostały poddane dokładnej analizie wytrzymałościowej.

W obowiązujących normach ujęte zostały tylko typowe węzły, występujące w każdym rodzaju rusztowania (Rys. 1). Każda z firm produkujących rusztowania opracowuje własne rodzaje węzłów, przez co trudno jest znormalizować metody określania nośności poszczególnych połączeń. W celu zbadania, jakie naprężenia panują w poszczególnych elementach, wchodzących w skład węzła, należałoby opracować stanowiska laboratoryjne dostosowane do poszczególnych rodzajów węzłów [1]. Inną metodą jest metoda analizy komputerowej, która wymaga mniejszych nakładów finansowych niż prace laboratoryjne i umożliwia obciążanie węzła w dowolny sposób.

Przedstawione złącza wytwarzane przez poszczególnych producentów, różnią się między sobą jedynie wyglądem z zachowaniem takiego samego charakteru pracy, opartego głównie na tarciu pomiędzy złączem a powierzchnią rury. Coraz rzadziej stosuje się połączenia wymagające śrub, ponieważ skręcanie jest bardzo pracochłonnym procesem podczas wznoszenia konstrukcji rusztowania. Śruby zastępowane są klinami, które wymagają tylko jednego uderzenia młotkiem lub

połączeniami zatraskowymi automatycznie blokującymi się w sposób grawitacyjny lub za pomocą wzajemnego oddziaływania specjalnego układu sprężyn.

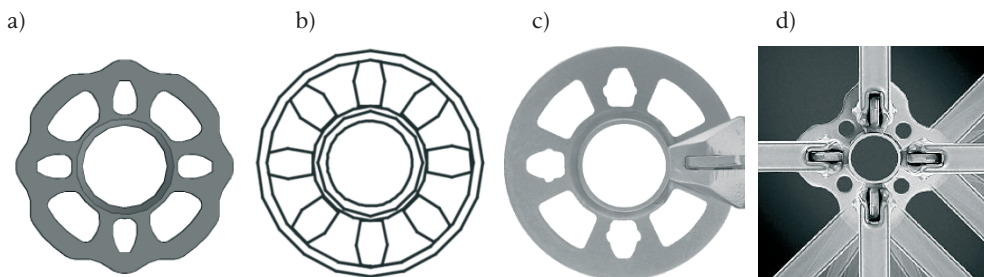


Rys. 1. Złącza podstawowe: a) złącze krzyżowe; b) złącze wzdłużne; c) złącze obrotowe.  
Fig. 1. Basic joints: a) cross joint, b) elongated joint, c) rotational joint.

Przedstawione złącza wytwarzane przez poszczególnych producentów, różnią się między sobą jedynie wyglądem z zachowaniem takiego samego charakteru pracy, opartego głównie na tarcu pomiędzy złączem a powierzchnią rury. Coraz rzadziej stosuje się połączenia wymagające śrub, ponieważ skręcanie jest bardzo pracochłonnym procesem podczas wznoszenia konstrukcji rusztowania. Śruby zastępowane są klinami, które wymagają tylko jednego uderzenia młotkiem lub połączeniami zatraskowymi automatycznie blokującymi się w sposób grawitacyjny lub za pomocą wzajemnego oddziaływania specjalnego układu sprężyn.

## 2. Budowa węzła

W przypadku rusztowań modułowych najbardziej rozpowszechnionym węzłem jest węzeł, którego głównym elementem jest talerzyk. Talerzyk jest elementem wyciętym z blachy o grubości ok. 9 mm (w zależności od producenta), przyspawanym bezpośrednio do rur stojaków w stałych 50 cm odstępach. Talerzyk wyposażony jest w otwory, umożliwiające przyłączenie takich elementów jak rygle i stężenia. Na Rys. 2 przedstawiono talerzyki występujące u poszczególnych producentów rusztowań.



Rys. 2. Talerzyki firmy: a) Altrad Mostostal, b) Harsco Infrastructure (dawny Hunnebeck), c) Layher, d) Peri.

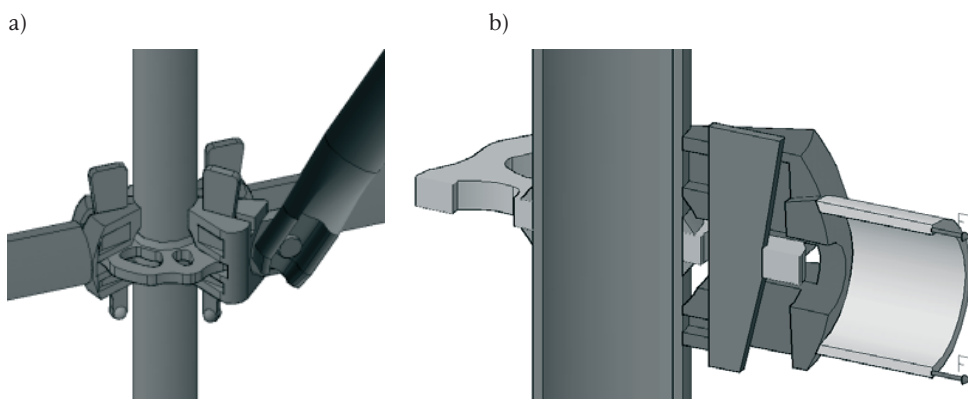
Fig. 2. Rosettes by: a) Altrad Mostostal, b) Harsco Infrastructure (former Hunnebeck), c) Layher, d) Peri.

Ponieważ firma Altrad Mostostal udostępniła niezbędne rysunki techniczne potrzebne do zamodelowania węzłów, jak również elementy wchodzące w skład



węzła, dalsza część opracowania będzie dotyczyła węzła produkowanego przez tą firmę.

Węzeł systemu „Rotax” (Rys. 3) składa się z sześciu podstawowych elementów: rury stojaka, talerzyka, głowni rygła, rury rygła, głowni stężenia oraz klina. Talerzyki wyposażone są w osiem otworów, pozwalających na przyłączenie takiej samej liczby elementów. Występują dwa rodzaje gniazd: cztery duże, pozwalające na montaż elementów w zakresie kąta od  $0^\circ$  do  $30^\circ$  oraz cztery małe otwory, umożliwiające uzyskanie prostokątnej siatki rusztowania. Rygle oraz stężenia na obu swych końcach posiadają profilowane głownie z klinem, zamykającym się na otworze talerzyka poprzez zaklinowanie.



Rys. 3. Węzeł systemu „Rotax”: a) widok całego węzła, b) przekrój.

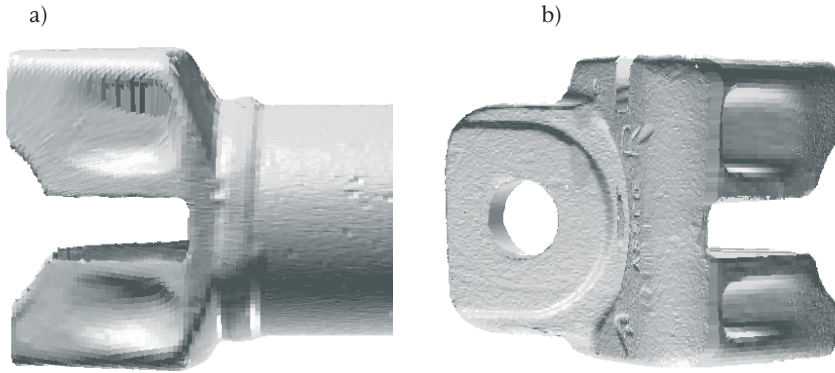
Fig. 3. „Rotax” system node: a) the view of the whole node, b) cross-section.

W węźle następuje przekazanie sił na poszczególne elementy. Elementy węzła mogą być połączone ze sobą w sposób sztywny lub przegubowy. W wypadku połączenia sztywnego przekazywane są dwie siły prostopadłe do osi elementu (siły tnące), siła osiowa (siła normalna), dwa momenty zginające oraz moment skręcający. W zależności od tego z jakim przegubem mamy do czynienia, odpowiednie obciążenia nie są przekazywane na kolejne elementy. Obciążenia przekazywane są za pośrednictwem specjalnie wykształconych powierzchni. Za przekazanie każdego rodzaju obciążenia może odpowiadać inny element lub powierzchnia. Przyjęcie właściwego schematu przekazania sił jest zagadnieniem bardzo trudnym i mającym wpływ na poprawne przeprowadzenie analizy. Stworzenie komputerowego modelu węzła umożliwia obciążenie go w dowolny sposób. Jednak, aby model odzwierciedlał pracę węzła, należy przyjąć odpowiednie schematy statyczne oraz parametry materiałowe.

### 3. Modelowanie węzła

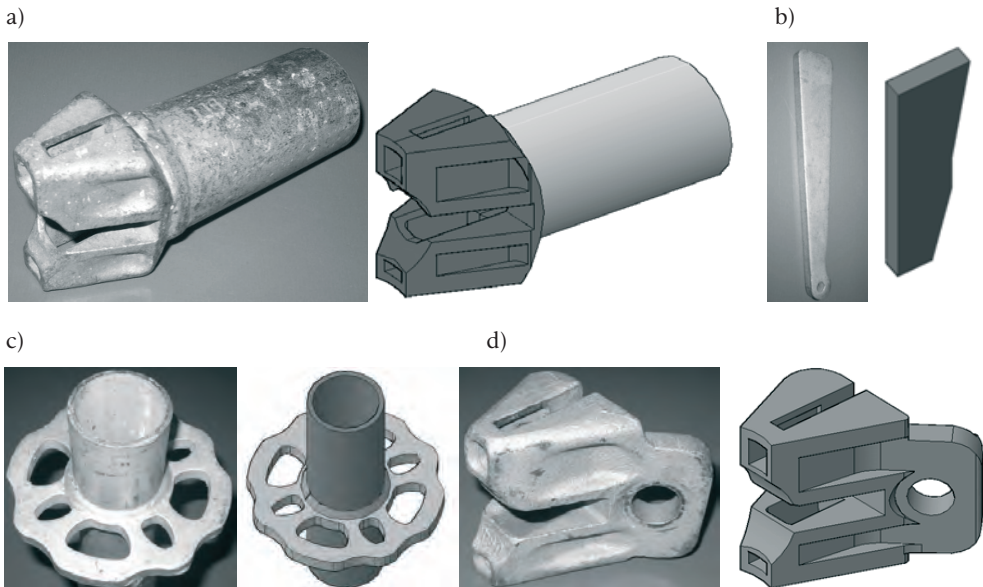
Analizę numeryczną węzła rusztowania modułowego rozpoczęto od zebrania wszelkich niezbędnych wymiarów poszczególnych elementów węzła. W tym celu przestudiowano udostępnione rysunki techniczne elementów rusztowań, jak również dokonano skanowania elementów. Skanowanie przeprowadzone zostało za pomocą skanera przestrzennego marki ROLAND model Picza LPX-600. Miało ono na celu wychwycenie jak największej liczby krzywizn, których parametry

geometryczne nie zostały umieszczone na dostępnych rysunkach. Wyniki skanowania (Rys. 4) mają charakter jedynie pomocniczy.



Rys. 4. Przykład wyniku skanowania a) uchwyt rygła; b) głównia stężenia.  
Fig. 4. The scan results: a) the ledger end, b) the brace end.

Znając wszelkie niezbędne wymiary, przystąpiono do modelowania elementów w programie AutoCAD. Biorąc pod uwagę możliwości programu Autodesk Algor Simulation 2010, dokonano pewnych uproszczeń modeli brylowych poszczególnych elementów. Ponieważ siatka elementów skończonych generowana jest automatycznie w programie przeprowadzającym analizę, pominięto małe krzywizny w obrębie, których wystąpiłoby niepotrzebne zagęszczenie elementów. Wyodrębniono sześć podstawowych elementów, wchodzących w skład rozpatrywanego węzła: rurę stojaka, talerzyk, klin, głównię rygła, głównię stężenia oraz rurę rygła.



Rys. 5. Elementy węzła: a) głównia rygła z przyspawaną rurą rygła, b) klin, c) rura stojaka z przyspawanym talerzykiem, d) głównia stężenia.

Fig. 5. Node elements: a) the ledger end with ledger pipe fixed by welding, b) wedge, c) the pipe of the stand with rosette fixed by welding, d) the brace end.

Już podczas modelowania konieczne było uwzględnienie i specjalne ukształtowanie powierzchni styku elementów. Wygładzono powierzchnie styku klina i talerzyka, przez co wyeliminowano punktowe przekazywanie siły z rygla i stężenia na talerzyk. W celu zmniejszenia liczby elementów zamodelowano tylko część klina bezpośrednio biorącą udział w przekazaniu sił. Pominięte części umożliwiają jedynie montaż i zapobiegają odłączeniu klina od głowni rygla. Spoiny, łączące talerzyk ze stojakiem, zamodelowano jako elementy bryłowe. Pominięto spoiny łączące rygiel z rurą rygla, ponieważ są to spoiny czołowe. Spoiny zgodnie z normą [7] powinny być wykonane przez wykwalifikowanych spawaczy z zastosowaniem elektrody lub drutu spawalniczego o właściwościach nie gorszych niż własności elementów łączonych. Na rysunku 5 pokazano zamodelowane elementy wchodzące w skład węzła. W większe otwory talerzyka montowane są stężenia natomiast w mniejsze rygle. Nie modelowano rury stężenia, ponieważ rura jest połączona z głownią stężenia za pomocą nitu, do którego mogą być przyłożone obciążenia ze stężenia. Niezależnie od przyłożonego obciążenia zadano takie same warunki brzegowe, a mianowicie podpory pełne na obu krawędziach modelu rury stojaka.

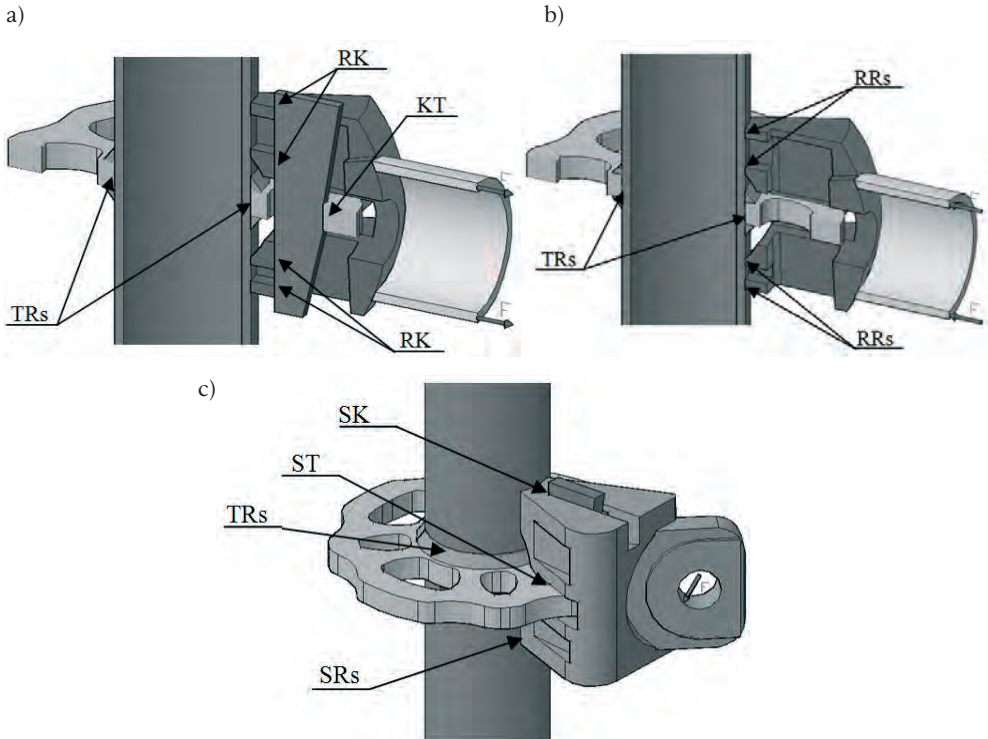
### 3.1. Sposoby przekazania sił w węźle

W zależności od działającego obciążenia, wyróżnione zostały poszczególne powierzchnie przekazujące obciążenie. Niemożliwe było przyjęcie jednego modelu dla każdego schematu obciążenia. Jeżeli mamy do czynienia z rozciąganiem rygla, siła w węźle powoduje „odciąganie” elementu od węzła. W przypadku takiego obciążenia najbardziej wytężonym elementem jest klin, za pośrednictwem którego siły z rygla przekazywane są na talerzyk. W celu pokazania wzajemnego oddziaływania elementów dokonano przekroju węzła w jego osi symetrii (Rys. 6a). Siła rozciągająca z rygla przekazywana jest na klin przez powierzchnie oznaczone jako RK. Klin przekazuje siły na talerzyk za pośrednictwem powierzchni KT. Talerzyk oddziałuje na rurę stojaka poprzez spoiny-powierzchnia TRs. W przypadku rozciągania nie występuje bezpośrednie oddziaływanie pomiędzy głownią rygla a rurą stojaka. Na powierzchni styku głowni rygla z talerzykiem występuje tarcie, które nie jest uwzględniane w zakresie obliczeń liniowych.

Jeżeli rygiel jest ściskany, klin nie bierze udziału w przekazywaniu sił (Rys. 6b). Występuje tylko jedna powierzchnia wzajemnego oddziaływania pomiędzy rygłem a rurą stojaka RRs. Tak jak w przypadku rozciągania na powierzchni styku głowni rygla i talerzyka występuje tarcie, nie uwzględniane w obliczeniach. Talerzyk stanowi pierścień wzmacniający i usztywniający rurę.

Siła w stężeniu działa na węzeł na pewnym mimośrodku. Konieczne było przeanalizowanie zachowania się węzła pod wpływem takiego układu obciążenia. Analizując rzeczywisty węzeł w rusztowaniu stwierdzono, że nie może dojść do obrotu głowicy stężenia względem talerzyka. Mając to na uwadze, wyodrębniono pięć powierzchni biorących udział w przeniesieniu obciążeń (Rys. 6c). Głowica stężenia, obracając się, powoduje odkształcenie talerzyka oraz wywiera nacisk na rurę stojaka. Siła ze stężenia przekazywana jest na wszystkie elementy węzła w sposób bezpośredni jak i pośredni. Przekazanie siły na talerzyk następuje przez powierzchnie ST, na klin przez powierzchnie SK a na rurę stojaka przez powierzchnie SRs. Stężenie oddziałuje na talerzyk w sposób pośredni powierzchnią wspólną klina i talerzyka - KT. Ponieważ talerzyk jest elementem przyspawanym do rury

stojaka, przekazanie sił następuje przez spoiny - powierzchnia TRs. Powierzchnia nie zaznaczona KT występują w tym samym miejscu jak na Rys. 6a.



Rys. 6. Przekazanie sił w przypadku: a) rozciągania rygla, b) ściskania rygla, c) stężenia.  
Fig. 6. Force transfer in the case of: a) tension of the ledger, b) compression of the ledger, c) the brace.

### 3.2. Generowanie siatki elementów skończonych

Siatki tworzone były automatycznie za pomocą generatora siatek programu Autodesk Algor Simulation 2010, w którym zadawano wymiar przestrzennego elementu skończonego. Program tworzył elementy ośmiowęzłowe, sześciowęzłowe oraz czterowęzłowe. Kształt elementu był uzależniony od miejsca występowania oraz styczności z elementem o innym wymiarze siatki. Wygenerowane siatki mają wspólne węzły na powierzchniach styku poszczególnych elementów. Podczas generowania siatki elementów skończonych wzięto pod uwagę możliwości obliczeniowe komputera PC, jak również ograniczenia obliczeniowe użytego programu. Konieczne było stworzenie modelu, który umożliwił połączenie dowolnej liczby elementów w jednym węzle.

Rury zostały zamodelowane jako elementy płytowe, ponieważ uzyskanie czterech elementów skończonych na grubości ścianki rury pionowej równej 3,2 mm wymagało stworzenia siatki o boku 0,8 mm [3]. Tak mały wymiar powodował niepotrzebne zwiększenie liczby elementów.

Stworzono trzy modele dokładne o siatce zagęszczonej w elementach węzła, biorących udział w przekazaniu sił:

- model nr 1, w którym występuje rozciąganie rygła (Rys. 7a). W skład węzła wchodzi głównia rygła o wymiarze boku siatki równym 2 mm, rura rygła o wymiarze boku siatki równym 3 mm, klin oraz talerzyk o wymiarze boku siatki równym 1 mm i rura stojaka o wymiarze boku siatki równym 4 mm,
- model nr 2, w którym występuje ściskanie rygła (Rys. 7b). W skład węzła wchodzi głównia rygła o wymiarze boku siatki równym 2 mm, rura rygła o wymiarze boku siatki równym 3 mm, talerzyk o wymiarze boku siatki równym 2,25 mm i rura stojaka o wymiarze boku siatki równym 1 mm,
- model nr 3, w którym występuje stężenie (Rys. 7c). W skład węzła wchodzi głównia stężenia o wymiarze boku siatki równym 1 mm, rura rygła o wymiarze boku siatki równym 3 mm, talerzyk o wymiarze boku siatki równym 1,5 mm i rura stojaka o wymiarze boku siatki równym 1 mm.

Ze względu na ograniczenia programu opracowano model o mniejszej liczbie elementów, nazywanym dalej modelem przybliżonym. W modelu zastępczym przyjęto takie same wymiary siatki zarówno przy ściskaniu jak i rozciąganiu. Wymiary boków siatki oraz liczbę węzłów i elementów zestawiono w Tabeli 1.

Przyjęte wymiary siatki w modelu przybliżonym umożliwiają przyłączenie dowolnej liczby elementów niezależnie od rodzaju oddziaływania. Oddziaływanie pomiędzy poszczególnymi powierzchniami opisanymi w punkcie 3.1, zgodnie z zaleceniami zawartymi między innymi w pracy [4], uzyskiwane było dzięki węzłom wspólnym poszczególnych siatek. W celu wyeliminowania wzajemnego oddziaływania odsuwano węzły, znajdujące się na powierzchni głowicy rygła od węzłów na powierzchni rury stojaka. Wykorzystywano również moduł programu Algor, który umożliwiał wyeliminowanie wzajemnego oddziaływania pomiędzy talerzykiem a rygłem lub stężeniem.

Dla wszystkich elementów, tworzących węzeł, przyjęto takie same charakterystyki materiałowe:

- moduł sprężystości podłużnej Young'a:

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2,$$

- gęstość objętościową:

$$\rho = 8,02 \cdot 10^{-6} \text{ kg/mm}^3,$$

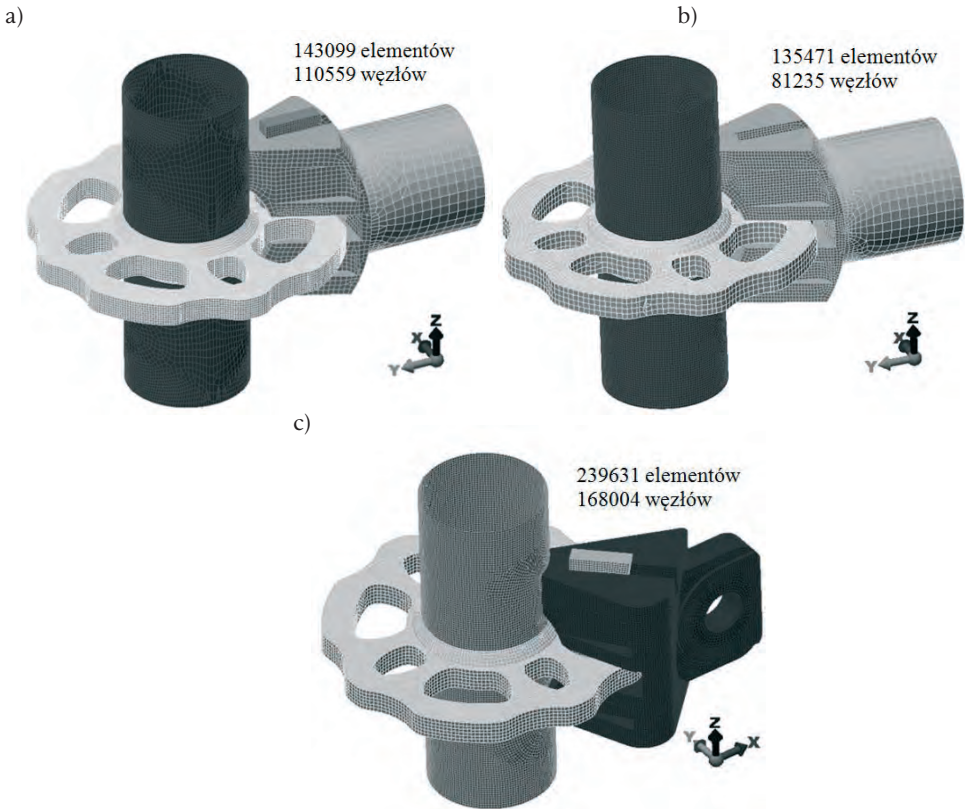
- współczynnik Poissona:

$$\nu = 0,29,$$

- granicę plastyczności

$$R_e = 326 \text{ N/mm}^2.$$

Granicę plastyczności przyjęto na podstawie świadectwa odbioru, wystawionego przez dostawcę materiałów, z których wykonywane są poszczególne elementy rusztowania. Zastosowane jednostki wynikają z wymiarów modeli elementów, narysowanych w milimetrach.



Rys. 7. Modele obliczeniowe: a) rozciąganie rygla, b) ściskanie rygla, c) stężenie.  
 Fig. 7. Numerical models: a) tension of the ledger, b) compression of the ledger, c) the brace.

Tabela 1. Wymiary boków siatki oraz liczba elementów i węzłów poszczególnych modeli.  
 Table 1. Dimensions of grid and number of elements and nodes in particular models.

ELEMENTY WĘZŁA	Wymiary boków elementów siatki MES [mm]		Liczba elementów		Liczba węzłów	
	Model dokładny	Model przybliżony	Model dokładny	Model przybliżony	Model dokładny	Model przybliżony
<b>ROZCIĄGANIE</b>						
Klin	1	1	8061	8230	9665	9726
Głównia rygla	2	2	33133	25220	16341	13804
Talerzyk	1	1,5	69031	35397	75150	27471
Rura stojąca	4	2	12219	7864	12116	7942
Rura rygla	3	4	1032	655	1100	694
<b>ŚCISKANIE</b>						
Głównia rygla	1	2	79232	25220	46649	13804
Talerzyk	2,25	1,5	35930	35397	17674	27471
Rura stojąca	1	2	19390	7854	19515	7942
Rura rygla	3	4	1032	919	1100	1000
<b>STĘŻENIE</b>						
Klin	1	1	8051	8151	9703	9722
Głównia stężenia	1	2	158798	34463	105912	18834
Talerzyk	1,5	1,5	53007	37712	36465	28174
Rura stojąca	1	2	19775	7997	19901	8058

### 3.3. Przyjęcie obciążeń węzła

W celu określenia nośności węzła rusztowania modułowego konieczne jest uwzględnienie zarówno liczby połączonych elementów, jak również wzajemne proporcje sił. Ze względu na możliwość podłączenia do węzła ośmiu elementów istnieje wiele możliwych kombinacji węzłów. W celu wybrania najczęściej występujących układów przeprowadzono analizę jednego z zaprojektowanych rusztowań. Analizie poddano rusztowanie robocze użytkowane podczas renowacji wieży kaplicy Karola Scheiblera w Łodzi (Rys. 8.). Konstrukcja rusztowania, ze względu na zabytkowy charakter kaplicy, nie mogła być kotwiona do ścian. Głównym elementem przeznaczonym do renowacji była kamienna wieża usytuowana centrycznie. W celu umożliwienia wykonania prac konieczne było obudowanie rusztowaniem całej kaplicy. Konstrukcja rusztowania oparta została na podłożu za pośrednictwem podkładów, natomiast możliwość ruchu w płaszczyźnie poziomej została zablokowana poprzez rury uniwersalne zaparte o ściany.



Rys. 8. Rusztowanie usytuowane wokół Kaplica Karola Scheiblera w Łodzi.  
Fig. 8. Scaffolding standing by Karol Scheibler Chapel in Łódź.

Analizie numerycznej poddano węzły, najczęściej występujące w rusztowaniu oraz węzły z pojedynczymi elementami. Fakt różnych proporcji pomiędzy siłami uwzględniono, stosując trójstopniową skalę obciążeń: 1.0; 0.5; 0.25.

Ponieważ obliczenia wykonywano w zakresie liniowym, obciążenie wyjściowe wynosiło 1,0 kN. Umożliwiło to w prosty sposób obliczenie całkowitego dopuszczalnego obciążenia danego elementu, które wyznaczano dzieląc wytrzymałość obliczeniową stali, użytej do produkcji elementów rusztowania, przez wartość naprężeń występujących przy obciążeniu siłą równą 1,0 kN. W ten sposób otrzymujemy współczynnik określający całkowite dopuszczalne obciążenie danego elementu.

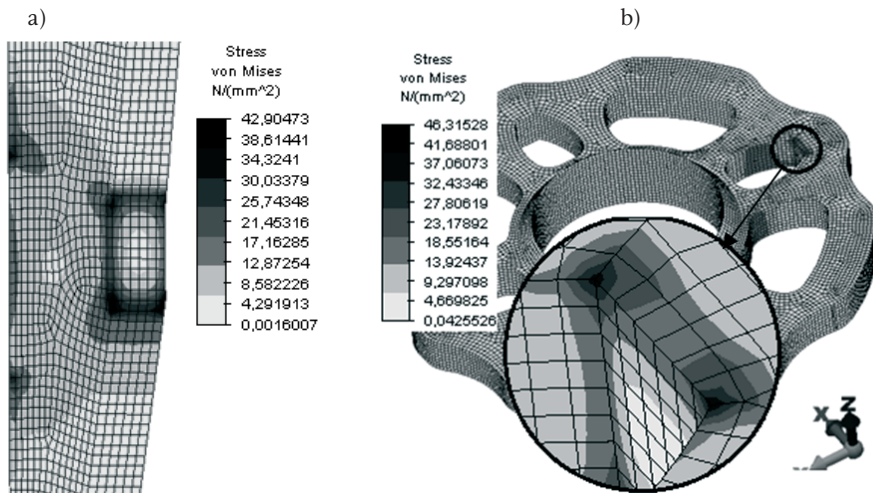
### 4. Analiza wyników obliczeń statycznych

Obliczenia w zakresie liniowym przeprowadzono za pomocą programu Autodesk Algor Simulation 2010. W ich wyniku otrzymano wartości przemieszczeń oraz naprężenia w poszczególnych elementach, wchodzących w skład węzła.

#### 4.1. Węzeł z rygłem rozciągającym

Pierwszym modelem, poddanym analizie, był węzeł jednoelementowy z rozciągającym rygłem. Siła rozciągająca w postaci dwóch sił o wartości wypadkowej 1000N została przyłożona do węzłów znajdujących się najbliżej poziomej osi symetrii rury rygla. Wygenerowane punkty siatki nie znajdowały się w osi, co skutkowało powstaniem momentu zginającego. W celu zminimalizowania tego efektu przyłożono parę sił o wartości 19,0 N do węzłów zlokalizowanych w osi pionowej rury rygla. Ponieważ siły były przeciwnie skierowane, nie zwiększały wartości siły rozciągającej. Przyłożenie sił w węzłach wywołało lokalne naprężenia, które nie są brane pod uwagę w dalszej analizie.

Zgodnie z przypuszczeniami najbardziej wytężonym elementem okazał się klin. W obrębie połączenia klina z poszczególnymi elementami wystąpiła koncentracja naprężeń (Rys. 9). Otrzymane wartości naprężeń zostały wywołane obciążeniem równym 1,0 kN, natomiast w rzeczywistych konstrukcjach na węzeł działają siły będące wielokrotnością tego obciążenia. Jeżeli w wyniku obciążenia następuje przekroczenie granicy plastyczności, w miejscach koncentracji może dochodzić do uplastycznienia stali. W przypadku obliczeń liniowych, w których nie uwzględnia się nieliniowości materiału po przekroczeniu granicy plastyczności, fakt ten nie może przesądzać o nośności węzła.



Rys. 9. Rozkład naprężeń: a) klin, b) talerzyk.

Fig. 9. Distribution of stresses in: a) the wedge b) the rosette.

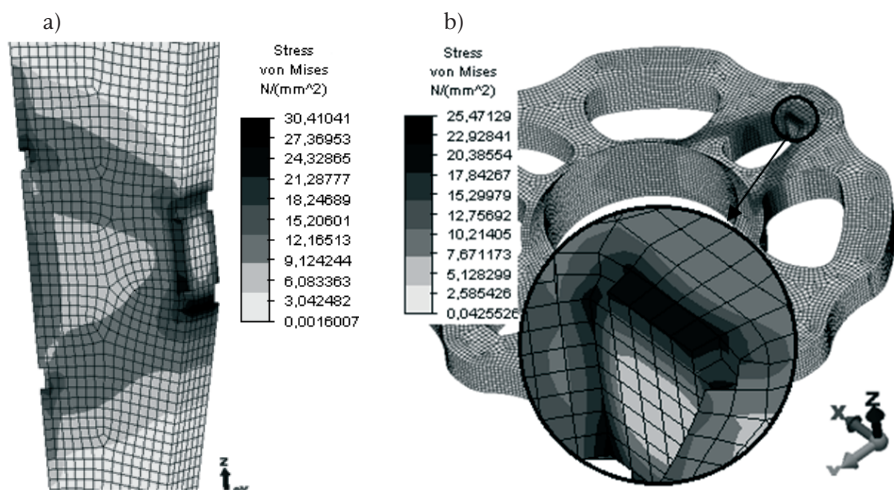
Według pracy [5] w przypadku szczeliny lub ostrego naroża, nie należy określać nośności na podstawie maksymalnych naprężeń występujących w miejscu koncentracji. Z rozwiązań liniowej teorii sprężystości otrzymujemy nieskończone naprężenia w wierzchołku szczeliny lub ostrego naroża i porównanie ich np. z naprężeniami dopuszczalnymi dla materiału konstrukcji nie ma sensu. Konieczne jest wtedy wykorzystanie teorii plastyczności i mechaniki pękania. Bardzo trudno otrzymać wiarygodne wyniki w strefie koncentracji naprężeń, ponieważ w ich obszarze występuje uplastycznienie materiału a tym samym wykroczenie poza obszar obliczeń liniowych. Jeżeli naprężenia wyznaczone są w zakresie obliczeń liniowych



konieczne jest zastosowanie pewnych przybliżeń. Jedną z możliwości jest odczytanie naprężeń w pewnej odległości od wierzchołka karbu i pominięcie wartości ekstremalnych w punkcie koncentracji.

Miejscowe uplastycznienie stali nie oznacza całkowitej utraty nośności całego elementu. Zasięg strefy uplastycznienia jest nieporównywalnie mały w stosunku do wymiarów całego elementu. Przekroczenie granicy plastyczności nie oznacza zniszczenia elementu a jedynie nieodwracalne zmiany w strukturze materiału jakim jest stal.

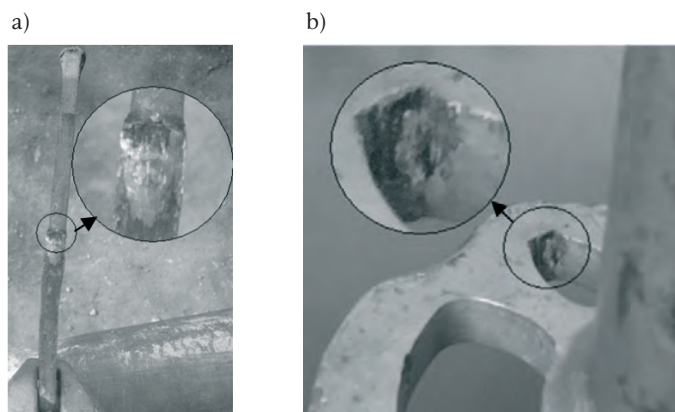
Zgodnie z zaproponowanym przybliżeniem, wyznaczając nośność węzła nie brano pod uwagę naprężeń występujących w miejscach ich koncentracji. Na Rys. 10 przedstawiono rozkład naprężeń po wyeliminowaniu miejsc koncentracji.



Rys. 10. Rozkład naprężeń bez koncentracji: a) klin, b) talerzyk.

Fig. 10. Distribution of stresses without concentration: a) the wedge b) the rosette.

Obszary, w których zaobserwowano uplastycznienie stali na rzeczywistych elementach (Rys. 11), pokrywają się z miejscami wystąpienia koncentracji naprężeń uzyskanych w wyniku przeprowadzonych analiz statycznych.



Rys.11. Uplastycznienie stali: a) klin; b) talerzyk.

Fig. 11. Steel plasticization: a) the wedge b) the rosette.

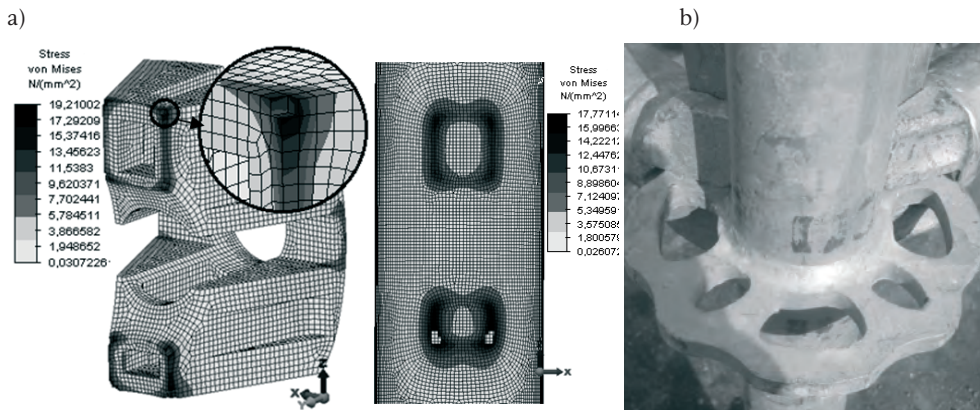
W Tabeli 2. zawarto wartości naprężeń w wypadku rozciągania rygła odczytanych po wyeliminowaniu miejsc koncentracji. Zarówno w modelu dokładnym jak i w uproszczonym koncentracja występuje w tych samych miejscach. Rozkład naprężeń jest taki sam, jedynie naprężenia różnią się wartościami. Maksymalne różnice pomiędzy naprężeniami wynoszą 10,37% i występują w obrębie talerzyka. Różnice te wynikają z wymiaru elementów siatki MES, przyjętej dla talerzyka. Przy obciążeniu siłą równą 1,0 kN, w najbardziej wyłożonym elemencie jakim jest klin, maksymalne naprężenia wynoszą 30,41 MPa. Różnica naprężeń w modelu dokładnym i przybliżonym jest w tym elemencie nieznaczna i wynosi 0,30%.

Tabela 2. Ekstremalne wartości naprężeń w poszczególnych elementach przy rozciąganiu rygła.  
Table 2. Extreme values of stresses in particular elements during tension of the ledger.

ROZCIĄGANIE „1”	Wymiary siatki [mm]		Naprężenia [MPa]		Różnica naprężeń [%]
	Model dokładny	Model przybliżony	Model dokładny	Model przybliżony	
Klin	1,0	1,0	30,41	30,50	+0,30
Głównia rygła	2,0	2,0	16,89	15,40	-8,82
Talerzyk	1,0	1,5	25,47	22,83	-10,37
Rura stojaka	4,0	2,0	8,10	8,04	-0,74

## 4.2. Węzeł z rygłem ściskającym

W przypadku ściskania siła ściskająca była przyłożona w postaci dwóch sił o wartości wypadkowej 1000 N i w tych samych węzłach jak przy rozciąganiu. Zastosowano ten sam dodatkowy układ sił zmniejszający moment zginający. Założono, że nie ma oddziaływania pomiędzy powierzchnią talerzyka i rygła, a klin nie bierze udziału w przenoszeniu obciążeń w przypadku ściskania. Koncentracja naprężeń wystąpiła na powierzchni oddziaływania pomiędzy głownią rygła z rurą stojaka (Rys. 12a). W celu wyznaczenia nośności węzła zastosowano takie same procedury jak w przypadku rozciągania. Wyeliminowano miejsca koncentracji i odczytano wartości naprężeń.



Rys. 12. Miejsca koncentracji naprężeń: a) uzyskane w wyniku analizy statycznej, b) zaobserwowane w rzeczywistej konstrukcji.

Fig. 12. The place of stresses concentration: a) results in computational static analysis, b) observed in real structure.

W rzeczywistych konstrukcjach także zaobserwowano miejscowe uplastycznienie stali. Występuje ono w tych samych miejscach jakie uzyskano w obliczeniach (Rys 12b). Na powierzchniach rury stojaka i głowni rygła, bezpośrednio przekazujących na siebie obciążenia, nastąpiło trwałe odkształcenie elementu. Na powierzchni rury ma ono postać „odciśniętej” powierzchni głowni rygła, natomiast na powierzchni głowni rygła doszło do jej „spłaszczenia”. Na powierzchni talerzyka nie zaobserwowano miejscowych koncentracji naprężeń. W przypadku ściskania talerzyk stanowi jedynie pierścień wzmacniający i usztywniający rurę stojaka.

Ekstremalne wartości naprężeń wystąpiły w głowni rygła i wynosiły 19,21 MPa. W modelu przybliżonym maksymalne naprężenia wystąpiły w rurze stojaka i wynosiły 16,47 MPa. Różnica ta wynika z przyjętych wymiarów elementów skończonych. Mają one również wpływ na różnice naprężeń pomiędzy modelem przybliżonym i dokładnym, wynoszące 25,30%.

Tabela 3. Ekstremalne wartości naprężeń w poszczególnych elementach przy ściskaniu rygła.  
Table 3. Extreme values of stresses in particular elements during compression of the ledger.

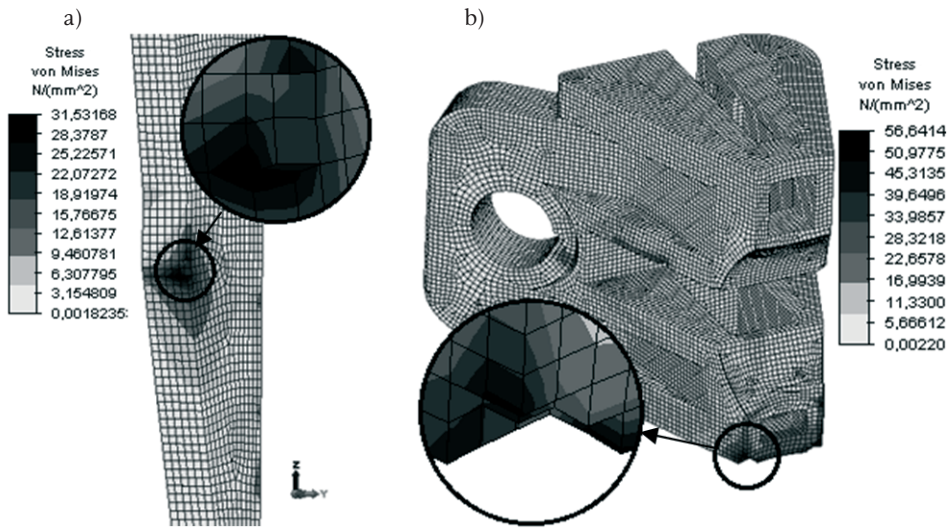
ŚCISKANIE „1”	Wymiary siatki [mm]		Naprężenia [MPa]		Różnica naprężeń [%]
	Model dokładny	Model przybliżony	Model dokładny	Model przybliżony	
Klin	nie pracuje przy ściskaniu				
Głownia rygła	1,00	2,00	19,21	14,35	-25,30
Talerzyk	2,25	1,50	7,46	6,07	-18,63
Rura stojaka	1,00	2,00	17,77	16,47	-7,32

### 4.3. Węzeł ze stężeniem

Siła w stężeniu została przyłożona w postaci pięciu sił skupionych o wartości po 200N każda. Ponieważ najczęstszym stężeniem, występującym w rusztowaniu roboczym użytkowanym podczas renowacji wieży kaplicy Karola Scheiblera w Łodzi, było stężenie pionowe pola o wymiarach 1,57 m x 2,00 m, siły przyłożono pod kątem 61,0°. Pominięto modelowanie rury stężenia oraz nitu, dlatego też siły zostały przyłożone w węzłach, znajdujących się wewnątrz otworu głowni stężenia. Pod wpływem obciążenia głownia uległa obrotowi. Koncentracja naprężeń wystąpiła zarówno w miejscu wzajemnego oddziaływania klina na talerzyk, jak również na powierzchni wspólnej głowni stężenia i rury stojaka. Tak jak w poprzednich sytuacjach obliczeniowych, w celu określenia nośności przy danym obciążeniu, wyeliminowano miejsca koncentracji naprężeń i wyniki przedstawiono w formie tabeli (Tabela 4). Na rysunku 13 pokazano rozkład naprężeń po wyeliminowaniu ich koncentracji. Otrzymane naprężenia porównano z wynikami uzyskanymi w modelu przybliżonym.

Tabela 4. Ekstremalne wartości naprężeń w elementach przy obciążeniu stężeniem.  
Table 4. Extreme values of stresses in particular elements during load with the brace.

STĘŻENIE „1”	Wymiary siatki [mm]		Naprężenia [MPa]		Różnica naprężeń [%]
	Model dokładny	Model przybliżony	Model dokładny	Model przybliżony	
Klin	1,0	1,0	31,53	32,15	+1,93
Głownia stężenia	1,0	2,0	56,64	47,73	-15,73
Talerzyk	1,5	1,5	45,70	40,54	-11,29
Rura stojaka	1,0	2,0	57,93	51,71	-10,74



Rys. 13. Rozkład naprężeń bez koncentracji: a) klin, b) głownia stężenia.

Fig. 13. Distribution of stresses without concentration: a) the wedge b) the brace end.

W przypadku węzła, w którego skład wchodzi stężenie, najbardziej wyęteżonym elementem okazała się rura stojaka. Maksymalne naprężenia w tym elemencie wynosiły 57,93 MPa. Ponieważ w wyniku przyjętego schematu statycznego naprężenia uzyskane w rurze stojaka mogą być obarczone dużym błędem, jako miarodajne przyjęto naprężenia uzyskane w głowni stężenia, a jako naprężenia decydujące o nośności rozpatrywanego węzła przyjęto wartość 56,64 MPa. Różnica w stosunku do naprężeń uzyskanych w modelu przybliżonym wynosiła 15% i wynikała z różnych rozmiarów elementów skończonych w modelach.

#### 4.4. Węzeł wieloelementowy

Kolejnym rozpatrywanym węzłem jest węzeł dwuelementowy, w którego skład wchodzi dwa rygle. Przeanalizowano jednaście sytuacji obliczeniowych uwzględniających zarówno kierunek działania sił jak również wzajemne proporcje sił (wszystkie możliwe kombinacje). Odczytując wartości naprężeń, postępowano tak samo jak w przypadku węzłów obciążonych pojedynczymi elementami. W zależności od przyłożonego obciążenia (rozciąganie lub ściskanie) dochodziło do lokalnej koncentracji naprężeń w obrębie klina lub głowni rygła.

W przypadku węzła obciążonego tylko siłami rozciągającymi, obszary oddziaływania poszczególnych sił nie zachodzą na siebie. Także zmiany proporcji sił w poszczególnych elementach, wchodzących w skład węzła, nie powodują zmiany naprężeń w obszarze poza bezpośrednim oddziaływaniem danej siły, a w obszarze oddziaływania siły wartości naprężeń zmieniają się proporcjonalnie do wartości obciążenia. Dużo większe rozbieżności zaobserwowano w przypadku różnych kierunków działania siły. Zmiana wartości siły powoduje zmianę wartości naprężeń zarówno w elemencie, do którego została przyłożona siła, jak również w pozostałych elementach tworzących węzeł. Rura stojaka oraz talerzyk jako elementy, na które przekazywane są wszystkie oddziaływania, są najbardziej podatne na nieproporcjonalne zmiany wartości siły. W tym przypadku duży wpływ na otrzymane

wyniki może mieć przyjęty schemat statyczny. Zadane pełne zamocowania na końcach zamodelowanej rury stojaka, mogą powodować nadmierne usztywnienie węzła. Konstrukcje przesztywnione generują większe naprężenia, ponieważ „nie poddają” się obciążeniu.

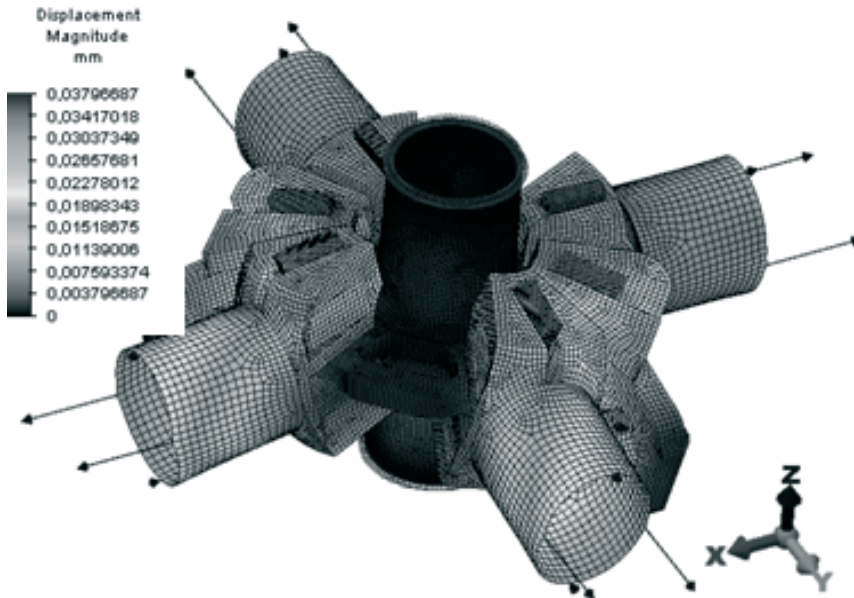
Ponieważ, w przypadku obciążenia węzła siłą rozciągającą i ściskającą równą 1,0 kN, zaobserwowano wzrost naprężeń, występujących w obrębie głowni rygła o 29,62%, uznano, że należy to uwzględnić przy określaniu ostatecznej nośności węzła przy ściskaniu. Naprężenia we wszystkich elementach otrzymane w przypadku sił ściskających w obu ryglach, były mniejsze nawet o 34,10% (w obrębie talerzyka) w stosunku do węzła jednoelementowego. Oznacza to, że naprężenia wywołane poszczególnymi siłami znoszą się nawzajem.

W skład węzła trójelementowego wchodzi dwa rygle oraz jedno stężenie. Obliczenia przeprowadzono dla 36 kombinacji obciążeń, uwzględniających zarówno kierunek jak i wartość obciążenia, działającego na poszczególne elementy węzła. Jeżeli stężenie wchodzi w skład węzła, powoduje ono wzrost naprężeń w głowni rygła ściskanego nawet o 80,77% w stosunku do węzła pojedynczego. W celu określenia nośności poszczególnych elementów węzła, niezależnie od ich liczby, konieczne było uwzględnienie tego faktu poprzez zmniejszenie nośności rygła ściskanego o 80,77%, a rygła rozciąganego o 15,93%. Naprężenia w głowni rygła ściskanego nie są proporcjonalne do wartości przyłożonych sił. Na ich wartość bezpośredni wpływ mają obciążenia pozostałych elementów wchodzących w skład danego węzła.

Niezależnie od przyłożonego do rygli obciążenia, maksymalne naprężenia występowały w obrębie stężenia. Maksymalne naprężenia uzyskane w głowni stężenia wynosiły 52,10 MPa. Wartość ta została uzyskana przy obciążeniu siłą ściskającą równą -1,0 kN, rygła bezpośrednio przyległego do stężenia oraz siłą rozciągającą równą 1,0 kN w drugim ryglu. Oznacza to, że nośność węzła jest bezpośrednio uzależniona od występowania stężenia. Jeżeli w skład węzła wchodzi stężenie, to o nośności całego układu decyduje dopuszczalne obciążenie przypadające na stężenie

W celu potwierdzenia wysuniętego wniosku wykonano obliczenia węzła z sześcioma elementami. W skład węzła wchodziły dwa stężenia oraz cztery rygle. Wszystkie elementy były obciążone siłami o wartości 1,0 kN (Rys. 14).

Przeprowadzone obliczenia węzła sześcieelementowego potwierdziły postawioną tezę, że jeżeli w węźle występuje stężenie, to obciążenie przez nie przekazywane decyduje o nośności całego węzła oraz ma wpływ na dopuszczalne obciążenie węzła ściskanego. Ponieważ wystąpiły znaczne różnice w wartościach naprężeń głowni rygła, w przypadku węzła sześcieelementowego i jednoelementowego, konieczne było zmniejszenie dopuszczalnego obciążenia rygła ściskanego. Naprężenia w ryglu ściskanym nie są proporcjonalne do przyłożonych obciążeń, co oznacza, że obszary oddziaływania sił pokrywają się. Dla węzła sześcieelementowego nie przeprowadzono wszystkich możliwych kombinacji obciążeń, dlatego też jako miarodajny wynik przyjęto największą różnicę naprężeń w przypadku węzła trójelementowego. Różnica, w stosunku do węzła jednoelementowego, wynosiła maksymalnie 80,77%.



Rys. 14. Przemieszczenia uzyskane w wyniku obciążenia węzła 6 elementami.  
 Fig. 14. Displacements obtained according to node loading with 6 elements.

#### 4.5. Określenie dopuszczalnych obciążeń poszczególnych elementów węzła

Znając granicę plastyczności, przyjętą na podstawie świadectwa odbioru wystawionego przez dostawcę materiałów, z których wykonywane są poszczególne elementy rusztowania, przystąpiono do wyznaczania maksymalnych dopuszczalnych obciążeń przekazywanych przez rygle oraz stężenia. W wyniku obliczeń otrzymano wartości naprężeń poszczególnych elementów dla modeli przybliżonych i dokładnych. W celu określenia dopuszczalnych obciążeń rygli i stężeń, niezależnie od liczby elementów wchodzących w skład węzła, po przeanalizowaniu wyników dla przybliżonych modeli wieloelementowych, skorygowano wyniki uzyskane dla modeli jednoelementowych.

Na podstawie normy [6] przyjęto:

$$f_{yk} = R_e = 326 \text{ MPa} , \quad (1)$$

gdzie:  $f_{yk}$  – wytrzymałość charakterystyczna stali,  $R_e$  – granica plastyczności podana przez dostawcę materiałów.

W celu wyznaczenia wytrzymałości obliczeniowej stali skorzystano ze wzoru:

$$f_d = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} , \quad (2)$$

gdzie:  $f_d$  – wytrzymałość obliczeniowa stali,  $\gamma_m$  – współczynnik materiałowy.

Współczynnik materiałowy jest zależny od granicy plastyczności stali. Zgodnie z normą [6] dla granicy plastyczności poniżej 355 MPa współczynnik materiałowy wynosi 1,15 a wytrzymałość obliczeniowa wynosi:

$$f_d = \frac{326 \text{ MPa}}{1,15} = 283,5 \text{ MPa.}$$

W przypadku jednoelementowego węzła z rygłem rozciągającym maksymalne naprężenia uzyskane w modelu dokładnym wynosiły 30,41 MPa i wystąpiły w obrębie klina. Po przeanalizowaniu wyników obliczeń przeprowadzanych na modelach przybliżonych, w odniesieniu do różnych układów obciążenia, zaobserwowano wzrost naprężeń maksymalnie o 15,93%. Uwzględniono ten fakt poprzez zwiększenie naprężeń w modelu dokładnym o 16%.

Wartości naprężeń, uwzględniające błędy modelu numerycznego, nazwano obliczeniowymi i wyznaczono ze wzoru:

$$\sigma'_{\max} = \sigma_{\max} \left( 1 + \frac{\delta}{100\%} \right), \quad (3)$$

gdzie:  $\sigma_{\max}$  – maksymalne naprężenia uzyskane w modelu dokładnym,  $\delta$  – maksymalna różnica naprężeń pomiędzy wynikami obliczeń dla modelu dokładnego i przybliżonego wyrażona w procentach.

Na podstawie naprężeń obliczeniowych i wytrzymałości obliczeniowej stali wyznaczono współczynnik dopuszczalnego obciążenia elementu. Zależność ta jest opisana wzorem:

$$\phi_{\max} = \frac{f_d}{\sigma'_{\max}}, \quad (4)$$

gdzie:  $f_d$  – wytrzymałość obliczeniowa stali wyznaczona ze wzoru (2),  $\sigma'_{\max}$  – obliczeniowe naprężenia maksymalne wyznaczone ze wzoru (3).

Ponieważ, wyznaczając naprężenia w modelach dokładnych, przykładano obciążenie jednostkowe równe 1,0 kN, wzór na dopuszczalne obciążenie elementu ma postać:

$$N_{\max} = 1,0 \text{ kN} \cdot \phi_{\max} \quad (5)$$

W przypadku rygła rozciąganego obliczeniowe naprężenia maksymalne wynoszą:

$$\sigma'_{\max} = 30,41 \text{ MPa} \cdot \left( 1 + \frac{16\%}{100\%} \right) = 35,28 \text{ MPa,}$$

$$\phi_{\max} = \frac{283,5 \text{ MPa}}{35,28 \text{ MPa}} = 8,04,$$

$$N_{\max} = 1,0 \text{ kN} \cdot 8,04 = 8,04 \text{ kN.}$$

Niezależnie od liczby elementów, wchodzących w skład węzła, rygiel rozciągany może być obciążony siłą równą 8,04 kN.

Postępując analogicznie uzyskano maksymalne dopuszczalne obciążenia poszczególnych elementów węzła niezależnie od liczby połączonych elementów. Uzyskane wyniki zestawiono w Tabeli 5.

Tabela 5. Dopuszczalne obciążenia poszczególnych elementów węzła.  
Table 5. Maximum load capacity for particular node elements.

Element węzła	Maksymalne dopuszczalne obciążenie [kN]	
	węzeł ze stężeniem	węzeł bez stężenia
Rygiel ściskany	8,15	11,35
Rygiel rozciągany	8,04	9,28
Stężenie	4,58	

## 5. Wnioski

Przeprowadzona analiza numeryczna, której celem było określanie dopuszczalnych obciążeń elementów, wchodzących w skład węzła, jest metodą wymagającą dużo mniejszych nakładów finansowych niż stanowisko laboratoryjne. Konieczne są jednak pewne przybliżenia oraz dodatkowa analiza zachowania się węzła pod wpływem obciążenia. Ponieważ obliczenia przeprowadzono w zakresie obliczeń liniowych, otrzymane wyniki są wartościami zaniżonymi w stosunku do faktycznej nośności węzła. W celu zwiększenia dokładności obliczeń należałoby przeprowadzić analizę nieliniową zarówno w zakresie materiału jak i wzajemnych oddziaływań elementów.

Przyjęty schemat statyczny mógł powodować nadmierne przeszywnienie węzła a tym samym wzrost naprężeń. Połączenia w węźle posiadają pewne luzy technologiczne w obrębie których, pod wpływem obciążenia, dochodzi do przemieszczania się elementów względem siebie. W rzeczywistych konstrukcjach uzyskane połączenia nie są połączeniami stałymi tak, jak ma to miejsce w przypadku spoin. W celu uwzględnienia tego zjawiska konieczne byłoby przeprowadzenie obliczeń nieliniowych, uwzględniających wzajemne oddziaływanie uzyskiwane poprzez tarcie.

W przypadku obciążeń, wywołujących naprężenia przekraczające granicę plastyczności, w miejscach koncentracji dochodzi do uplastycznienia stali. W rzeczywistych konstrukcjach uplastycznienie stali zaobserwowano w obrębie klina, talerzyka, głowni rygla oraz rury stojaka. Miejsca uplastycznienia pokrywały się z miejscami koncentracji naprężeń uzyskanych w wyniku obliczeń liniowych. Uwzględnienie tego faktu w modelu obliczeniowym wymaga zastosowania teorii plastyczności oraz mechaniki pękania, które wykraczają poza zakres obliczeń liniowych.

Przeprowadzona w pracy analiza numeryczna wybranego węzła rusztowania modułowego typu Rotax wykazuje, że dopuszczalne obciążenia rozpatrywanych elementów rusztowania może wynikać z nośności węzła a nie elementu. Z analizy statycznej rusztowania wynika, że konstrukcja węzłów powinna być zmieniona tak, aby można było wykorzystać w większym stopniu nośność stężenia. W celu potwierdzenia tej tezy konieczne jest szersze przeanalizowanie pracy węzła oraz wykroczenie poza zakres analizy liniowej.

## Literatura

- [1] Misztela A., *Działalność IMBiGS w zakresie problematyki rusztowań*, Rusztowania, Polska Izba Gospodarcza Rusztowań, 1 (2005) 12-13.
- [2] Pieńko M., *Analiza statyczna węzłów systemów modułowych rusztowań*, Praca Magisterska, Lublin 2010.



- [3] Podgórski J., Błazik-Borowa E., *Wprowadzenie do metody elementów skończonych w statyce konstrukcji inżynierskich*, IZT Sp. z o.o., Lublin, 2001.
- [4] Rakowski G., Kacprzyk Z., *Metoda elementów skończonych w mechanice konstrukcji*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa, 2005.
- [5] Seweryn A., *Metody numeryczne w mechanice pękania*, Instytut Państwowych Problemów Techniki PAN, Warszawa, 2003.
- [6] PN-90/B-03200: *Konstrukcje stalowe: Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [7] PN-M-47900-3: *Rusztowania stojące metalowe robocze: Rusztowania ramowe*.

## **The numerical research of capacity of nodes in modular scaffolding system**

**Michał Pieńko**

*Lublin University of Technology, Faculty of Civil Engineering and Architecture,  
Department of Structural Mechanics, ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin,  
e-mail: m.pienko@pollub.pl*

**Abstract:** The paper deals with static numerical analysis of a node in the modular scaffolds used for construction work. The purpose of this study was to determine the capacity of the node on the basis of linear analysis. Such analysis is an alternative method over traditional methods involving laboratory tests.

**Keywords:** scaffolding node, node strength, stress distribution, stress concentration.



# **Numeryczne badania wytrzymałości pomostów umieszczanych na rusztowaniach**

**Aleksander Robak**

*Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,  
ul. Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, e-mail a.robak@pollub.pl*

**Streszczenie:** W opracowaniu przedstawiono metody modelowania numerycznego oraz komputerową analizę statyczną stalowych pomostów umieszczanych na rusztowaniach. Głównym problemem poruszonym w opracowaniu jest określenie nośności płyt pomostowych pod wpływem szczególnych przypadków obciążeń, oraz analiza uzyskanych wyników i osobliwości numerycznych, występujących w analizie liniowej.

**Słowa kluczowe:** rusztowania, płyty pomostowe, Metoda Elementów Skończonych, koncentracja naprężeń, osobliwości numeryczne, obliczenia statyczne, analiza komputerowa.

## **1. Wstęp**

Rusztowania są elementem obecnym w niemal każdym procesie technologicznym, związanym ze wznoszeniem lub konserwacją obiektów budowlanych. W dzisiejszych czasach powstaje wiele budynków, przy których prace na rusztowaniach takie, jak np. montaż elewacji szklanych i kamiennych z elementów o znacznych wymiarach, montaż dużych urządzeń specjalistycznych czy też składowanie materiałów na paletach wymagają obciążenia pomostów w sposób nierównomierny. Obciążeń tych w żaden sposób nie możemy odnieść do zalecanego w normach i katalogach obciążenia równomiernie rozłożonego. W związku z tym w artykule przedstawiono podstawowe problemy związane nie tylko z samym obliczaniem płyt pomostowych metodami numerycznymi, ale także wpływem szczególnych przypadków obciążeń na pracę statyczną badanych elementów.

Podczas analizy dostępnych materiałów na temat projektowania i obciążeń rusztowań stwierdzono, że tematyka z tym związana jest pobieżnie traktowana przez obowiązujące normy jak i katalogi producentów, a także nie są dostępne żadne publikacje poruszające zagadnienia wytrzymałości pomostów w rusztowaniach. W obowiązującej normie [2], a także w poprzedzających ją odpowiednikach przy projektowaniu rusztowań dopuszcza się tylko zastępcze obciążenie równomiernie rozłożone a pomija się występowanie obciążeń skupionych. Tak, więc aby dowiedzieć się jakie siły wewnętrzne i naprężenia powstają podczas takiego obciążenia należy albo przeprowadzić badania laboratoryjne albo wykonać model komputerowy i stan naprężeń obliczyć metodami numerycznymi.

## 2. Opis płyt pomostowych

Pomosty w rusztowaniach są elementami pracującymi jednokierunkowo. Każdy element nośny jest oparty na poziomych ryglach za pomocą specjalnie wykształconych zaczepów, które zapewniają przegubowe połączenie tych elementów z rusztowaniem. Pomosty są elementami bezpośrednio przenoszącymi wszystkie obciążenia użytkowe, przekazując je na inne elementy konstrukcyjne rusztowania. Dodatkowo pomosty zwiększają sztywność rusztowania w płaszczyznach poziomych.

Obciążenia pomostów roboczych przyjmowane są według obowiązującej normy [2], i są to przede wszystkim obciążenia ciężarem własnym płyty pomostowej oraz obciążeniem użytkowym. W celu sprostania różnym warunkom pracy w obowiązującej normie wydzielono sześć klas obciążenia stref roboczych. Dla każdej z klas określone jest dopuszczalne, maksymalne obciążenie eksploatacyjne, które odpowiada charakterowi prac przeprowadzanych w strefach roboczych rusztowania. Każda strefa robocza powinna przenieść określone w Tab.1 obciążenie równomiernie rozłożone  $q_1$ . Jednocześnie każdy element podestu powinien przenieść obciążenia  $F_1$  i  $F_2$  równomiernie rozłożone odpowiednio na powierzchniach o wymiarach 500 mm × 500 mm i 200 mm × 200 mm. Położenie każdego z obciążeń należy dobrać tak, by uzyskać najbardziej niekorzystny efekt. Dodatkowo każdy pomost klasy obciążenia 4, 5 i 6 powinien przenieść obciążenie części powierzchni  $q_2$ , które jest obciążeniem większym niż równomiernie rozłożone obciążenie eksploatacyjne (dwie ostatnie kolumny w Tab.1).

Tabela 1. Obciążenie eksploatacyjne w strefach roboczych [2].

Table 1. Exploitation load in work areas [2].

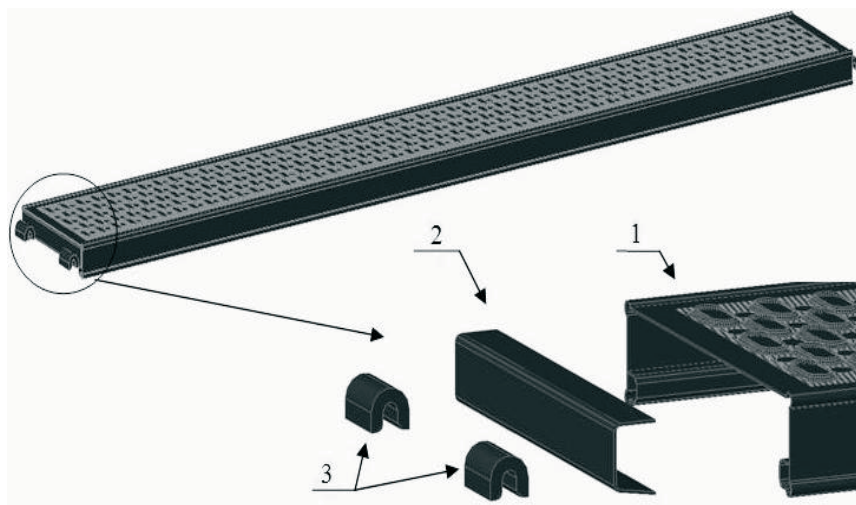
klasa obciążenia	Obciążenie rozłożone równomiernie	Obciążenie skupione na powierzchni 500 mm × 500 mm	Obciążenie skupione na powierzchni 200 mm × 200 mm	Obciążenie części powierzchni	
				$q_2$	Współczynnik części powierzchni $a_p$
	$q_1$	$F_1$	$F_2$	$q_2$	$a_p$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kN/m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

W sytuacjach nietypowych, wynikających ze specjalistycznych prac przeprowadzanych na danym obiekcie, rusztowania projektuje się na obciążenie podane przez użytkownika, przy jednoczesnym zachowaniu wszystkich zasad bezpieczeństwa. Najczęściej w takich nietypowych sytuacjach konstrukcja rusztowania przenosi obciążenie, ale ze względu na rozkład obciążenia na pomoście w samej konstrukcji płyt pomostowych może dojść do przekroczenia dopuszczalnych naprężeń.

W poniższym opracowaniu opisano pomosty stalowe firmy ALTRAD MOSTO-STAL, które wykonane są ze stali S235JRG2 o module Younga  $E = 2.05 \cdot 10^8$  kPa,

ciężarze objętościowym  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$  i podwyższonej wytrzymałości obliczeniowej stali  $f_d = 283 \text{ MPa}$ . Pomosty dostępne są w dwóch szerokościach: 160 mm i 320 mm oraz w długościach: 732 mm, 1088 mm, 1572 mm, 2072 mm, 2572 mm, 3072 mm. Płyta pomostowa wykonana jest z trzech części, połączonych ze sobą za pomocą spawów.

Środkowym największym elementem płyty pomostowej, oznaczonym numerem 1 na Rys. 1, jest specjalnie wyprofilowana blacha o grubości 1,5 mm. Przekrój poprzeczny elementu pokazano na Rys. 2. W górnej części blacha ta jest poddana perforacji, co dodatkowo zwiększa jej sztywność, a jednocześnie zwiększa bezpieczeństwo i komfort pracy. Po obu stronach płyta pomostowa jest zakończona blachą grubości 1,5 mm uformowaną w kształcie ceownika. Element ten jest oznaczony numerem 2 na Rys. 1. Na obu końcach płyta pomostowa jest zakończona parą zaczepów, oznaczonych na Rys. 1 numerem 3. Zaczepy te wykonane są z blachy o grubości 4 mm. Elementy te są połączeniem płyty pomostowej z poziomym rygłem. Wyróżniamy dwa rodzaje zaczepów. Pierwszy umożliwia zawieszenie płyty pomostowej na u-profilu, natomiast drugi swoim kształtem jest dopasowany do o-rygla.



Rys. 1. Pomost stalowy firmy ALTRAD MOSTOSTAL.

Fig. 1. Steel deck by ALTRAD MOSTOSTAL.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny pomostu stalowego firmy ALTRAD MOSTOSTAL.

Fig. 2. Steel deck cross-section by ALTRAD MOSTOSTAL.

### 3. Model numeryczny płyty pomostowej

#### 3.1. Wprowadzenie

Przed przystąpieniem do obliczeń należy przeanalizować w jaki sposób opracowywana konstrukcja pracuje, co wiąże się z przejściem odpowiedniego schematu statycznego pracy konstrukcji oraz warunków brzegowych [1]. Po przeprowadzeniu tej analizy i wybraniu odpowiedniego rodzaju modelu zastępczego można przystąpić do opracowania modelu numerycznego, oddającego (z przyjętą dokładnością) rzeczywistą charakterystykę pracy konstrukcji. Pierwszym etapem przygotowywania tego modelu jest dobór odpowiedniego rodzaju elementów MES (Metoda Elementów Skończonych). Każdy element opisany jest funkcją kształtu, która w zależności od skomplikowania odzwierciedla w różnym stopniu pracę konstrukcji. Istnieje wiele elementów, z których można skonstruować model. W niniejszym opracowaniu wykorzystane zostały elementy prętowe i powłokowe (elementy schell i beam biblioteki programu Algor [4]).

Podstawowym celem wykonywanych obliczeń jest określenie nośności pomostów. Wymagało to stworzenie modelu zastępczego, który z możliwie największą dokładnością będzie oddawał zachowanie się pomostów stalowych firmy ALTRAD MOSTOSTAL pod wpływem różnego rodzaju obciążeń. Dodatkowo ze względu na ograniczenia programu model zastępczy płyty pomostowej powinien być zbudowany z jak najmniejszej liczby elementów co umożliwi analizę całych zestawów tworzących podest roboczy. Poniżej zostanie omówione modelowanie i obliczanie metodą elementów skończonych oraz analiza otrzymanych wyników. Obliczenia zostały wykonane programem ALGOR opartym na Metodzie Elementów Skończonych (MES).

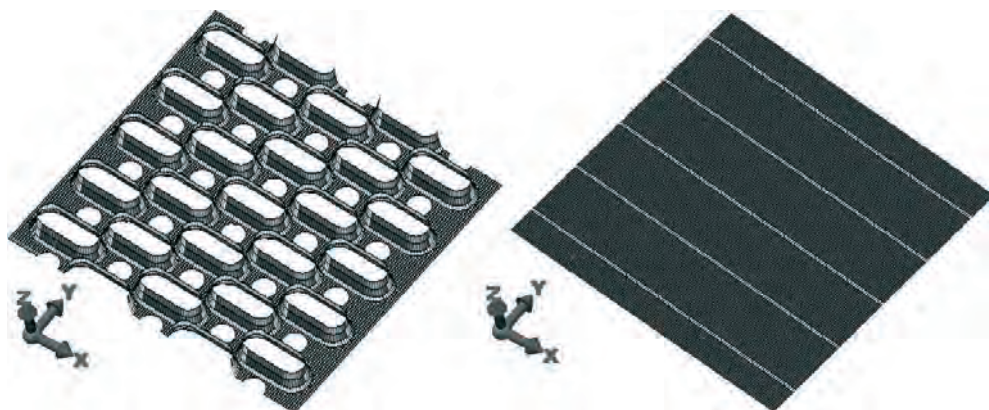
#### 3.2. Opracowanie modelu uproszczonego płyty pomostowej

Analizę numeryczną pomostów stalowych zaczęto od wyznaczenia charakterystyk materiałowych i geometrycznych w modelu uproszczonym. Opracowanie takiego modelu wymagało stworzenia modelu dokładnego pomostu, który posłuży do sprawdzenia modelu uproszczonego.

Pierwszym etapem budowy modelu dokładnego było stworzenie dokładnego modelu wycinka blachy perforowanej. W celu wyznaczenia charakterystyk materiału zastępczego porównywano przemieszczenia odczytywane z modelu dokładnego wycinka blachy z przemieszczeniami modelu zastępczego dążąc do tego, aby różnica ugięć pomiędzy tymi dwoma modelami była jak najmniejsza. Blacha perforowana wykazywała inne właściwości przy obciążaniu w dwóch różnych kierunkach, co wymusiło stworzenie płytowo-prętowego modelu zastępczego. Następnie stworzono dokładny model pojedynczej płyty pomostowej i tak, jak w poprzednim etapie porównywano przemieszczenia odczytywane z modelu dokładnego z przemieszczeniami modelu zastępczego. Jest to metoda iteracyjna, a kolejne kroki iteracyjne pozwoliły na wyznaczenie właściwości materiałowych dla poszczególnych elementów modelu zastępczego, którego odpowiedź na obciążenie jest niemal identyczna jak modelu dokładnego.

Do wyznaczenia modelu zastępczego płyty wykorzystano kwadratowy model wycinka blachy perforowanej o wymiarach 250 mm × 250 mm, pokazany na

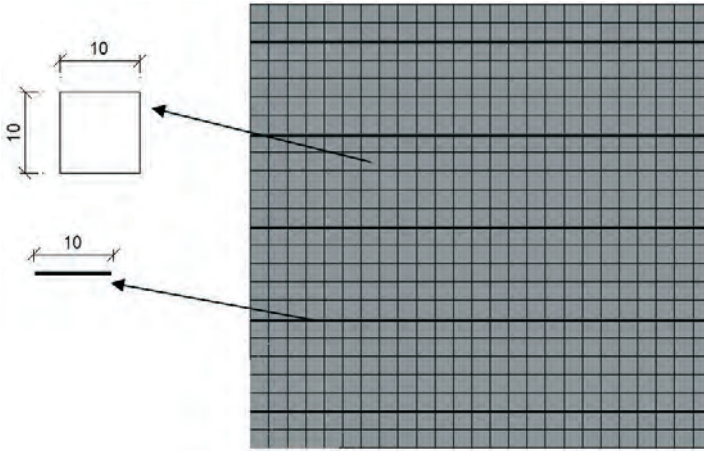
Rys. 3. W modelu MES użyto siatki o boku oczka równym 1,0 mm, co pozwoliło na dokładne odwzorowanie wszystkich krzywizn perforacji i jednocześnie spełniło ograniczenia nałożone przez używany do obliczeń program.



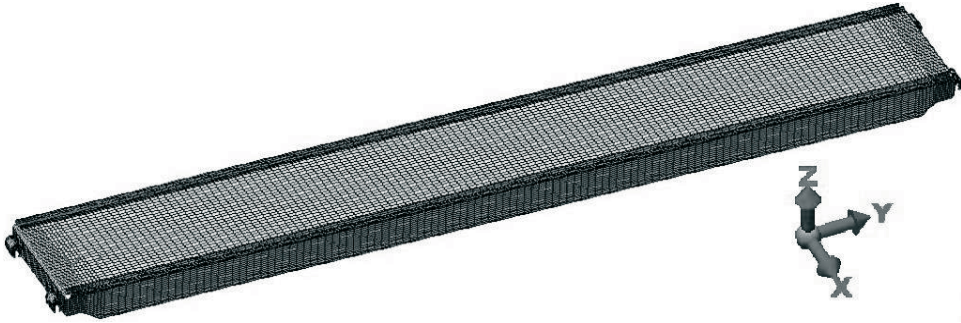
Rys. 3. Modele numeryczne wycinka blachy perforowanej: a) dokładny, b) zastępczy.  
 Fig. 3. Numerical models of the part of perforated sheet: a) detailed, b) equivalent.

Następnie model ze sztywnym zamocowaniem z jednej strony obciążono siłami, przyłożonymi na jednej krawędzi modelu o wypadkowej wartości równej 1,0 kN. Przyjęto dwa przypadki obciążeń, przedstawiające pracę blachy w dwóch kierunkach. W pierwszym przypadku obciążenie przyłożono na krawędzi wspornika równoległej do długości płyty pomostowej. W drugim przypadku obciążenie przyłożono na krawędzi wspornika prostopadłej do długości płyty pomostowej. W modelu zastępczym w pierwszym kroku przyjęto grubość elementów płytowych oraz charakterystyki materiałowe takie same jak w modelu szczegółowym. Następnie przeprowadzono obliczenia dla poszczególnych przypadków obciążeń analogicznych, jak w modelu szczegółowym.

Kolejnym krokiem było poprawienie właściwości materiałów przekroju zastępczego. W tym celu porównywano przemieszczenia otrzymane z jednakowo obciążonego modelu dokładnego i uproszczonego. W kolejnych krokach obliczeń korygowano wartości właściwości materiału modelu zastępczego w celu osiągnięcia jak najmniejszej różnicy przemieszczeń. Pozwoliło to na uzyskanie właściwości materiału w modelu zastępczym szukanych dla pierwszego przypadku obciążenia. Z analizy wyników obliczeń oraz wizualnej oceny kształtu perforacji, wynika że płyty nie można traktować jako izotropowej. Dlatego w celu wyrównania przemieszczeń jednocześnie dla obu przypadków obciążenia do modelu płytowego dodano elementy prętowe, które zwiększają sztywność modelu w kierunku prostopadłym do długości płyty pomostowej. Właściwości materiału elementów prętowych także zostały ustalone metodą iteracyjną. Ostatecznie w zastępczym modelu MES blachy perforowanej dla elementów płytowych użyto siatki o boku oczka równym 10 mm. Elementy prętowe także mają długość 10 mm (por. Rys. 4).



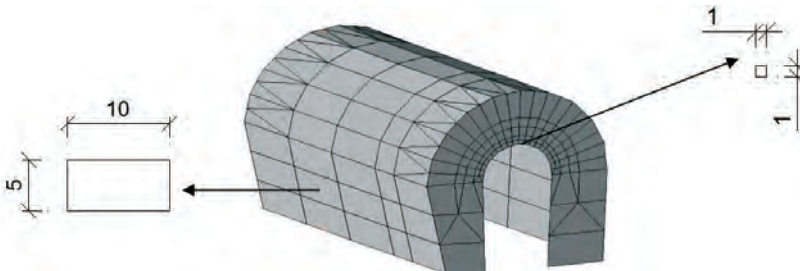
Rys. 4. Model MES blachy perforowanej.  
Fig. 4. FEM model of perforated sheet.



Rys. 5. Model numeryczny płyty pomostowej.  
Fig. 5. Numerical model of deck plate.

W dokładnym modelu płyty pomostowej pokazanym na Rys. 5 poszczególne elementy zostały zamodelowane w następujący sposób:

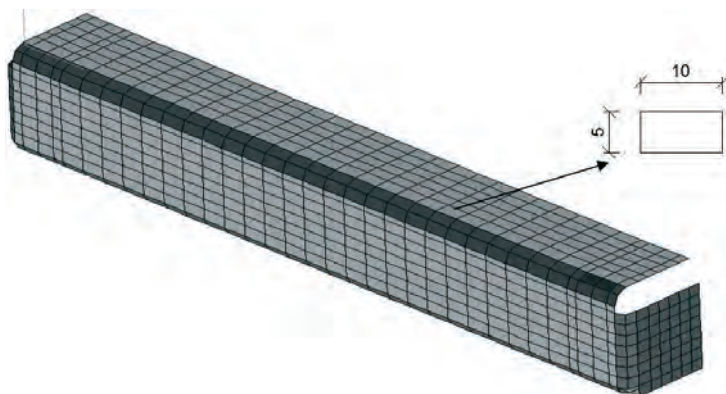
- element nr 1 (Rys. 1, Rys. 6) – zaczep zamodelowany został siatką o boku oczka równym  $5\text{ mm} \times 10\text{ mm}$ , która dodatkowo została zagęszczona w miejscu oparcia płyty pomostowej na ryglu tak, że boki elementów wynoszą  $1\text{ mm} \times 1\text{ mm}$ . Bez względu na długość i szerokość pomostów, we wszystkich pomostach stalowych wykorzystywane są identyczne zaczepy.



Rys. 6. Model zaczepu płyty pomostowej.  
Fig. 6. The grip model.

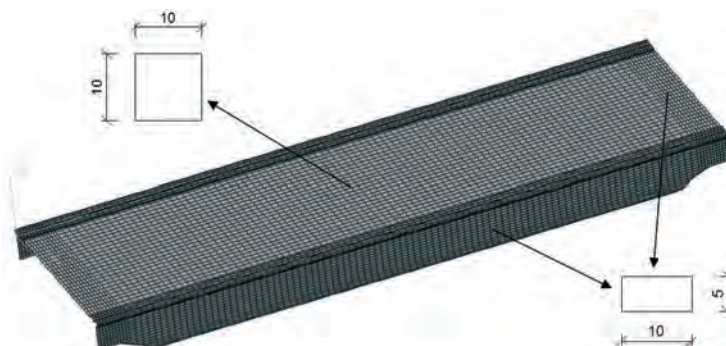


- element nr 2 (Rys. 7) – blacha przednia płyty pomostowej zamodelowana została siatką o boku oczka równym 5 mm×10 mm. Zbudowane zostały dwa modele blachy przedniej różniące się między sobą jedynie długością, dopasowaną do płyt pomostowych o szerokości 160 mm i 320 mm.



Rys.7. Model blachy przedniej płyty pomostowej.  
Fig. 7. Model of the front deck plate.

- element nr 3 (Rys. 8) – blacha środkowa zamodelowana została siatką o boku oczka równym 5 mm × 10 mm, a jej perforowana część elementami o wymiarze 10 mm × 10 mm. Wymiary modelu dopasowane zostały do wszystkich długości a także obu szerokości.

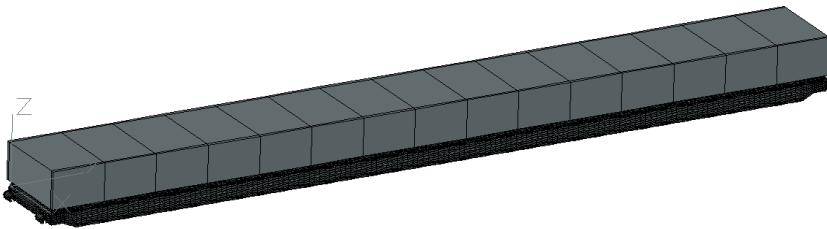


Rys. 8. Model blachy środkowej płyty pomostowej.  
Fig. 8. Model of the central deck plate

Ograniczenia programu w zakresie liczby obsługiwanych elementów i węzłów, przy tak zamodelowanych elementach, umożliwiły stworzenie modeli płyt pomostowych o długości tylko do 1572 mm, dlatego w środkowej części elementu nr 3, tam gdzie nie zaobserwowano żadnych zaburzeń w rozkładzie naprężeń, zwiększono bok oczka siatki do 20 mm w kierunku długości płyty pomostowej. W celu sprawdzenia czy takie uproszczenie nie wprowadzi dodatkowych błędów porównano naprężenia otrzymane z jednakowo obciążonych płyt pomostowych zamodelowanych siatką o wstępnie przyjętym boku oczka oraz zwiększonym boku oczka. Otrzymane wyniki różniły się od siebie o mniej niż 0,01%, co pozwoliło uznać je za pomijalnie małe i do dalszych obliczeń wykorzystywać model elementu nr 3 wykonany z siatki o zwiększonym boku elementu.

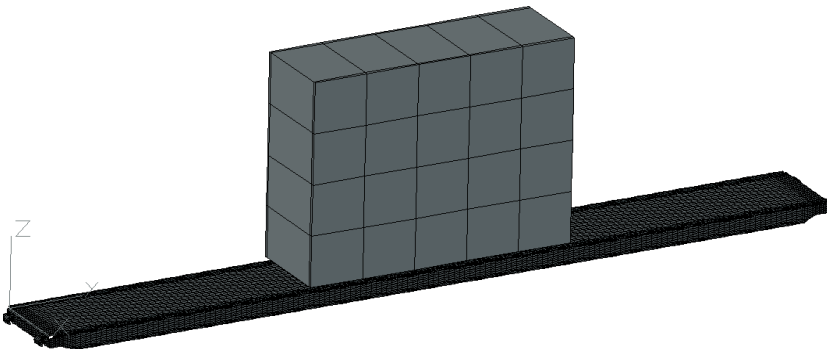
Opisany powyżej model niestety zawiera znaczną liczbę stopni swobody co powoduje, że nie można go wykorzystać w modelu pełnych pomostów roboczych, składających się z kilku płyt pomostowych. W związku z tym opracowano model zastępczy płyty pomostowej, w którym zaczepy, blachę przednią i boki płyty pomostowej zamodelowano, jako elementy prętowe. Natomiast środek zamodelowano elementami płytowo-prętowego modelu zastępczego omówionego powyżej. Pierwszym krokiem było wyznaczenie wstępnych właściwości materiału i charakterystyk elementów prętowych, polegające na przyjęciu charakterystyk geometrycznych przekrojów poszczególnych części płyty pomostowej. Następnie w celu wyznaczenia ostatecznych właściwości materiału w elementach modelu zastępczego porównywano przemieszczenia, otrzymane z jednakowo obciążonego modelu dokładnego i uproszczonego. Metoda ta jest metodą iteracyjną i polegała na korygowaniu wartości momentów bezwładności elementów prętowych dążąc do tego, aby różnica ugięć pomiędzy tymi dwoma modelami była jak najmniejsza. W celu stworzenia jak najbardziej uniwersalnego modelu analizowano trzy przypadki obciążeń:

- w pierwszym przypadku obciążeń na płytę pomostową przyłożono obciążenie równomiernie rozłożone na całej powierzchni o wartości  $2,0 \text{ kN/m}^2$  (Rys. 9),



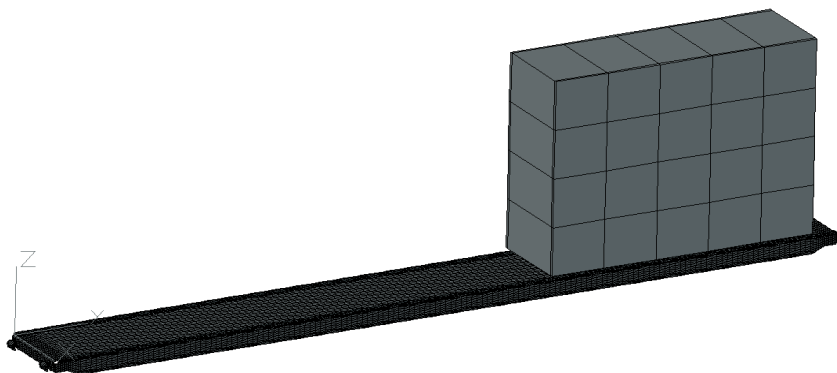
Rys. 9. Model obciążenia dla przypadku pierwszego.  
Fig. 9. Load model for the case no. 1.

- w drugim przypadku obciążeń na płytę pomostową przyłożono obciążenie w środku jej rozpiętości na długości jednego metra o wartości  $6,0 \text{ kN/m}^2$  (Rys. 10),



Rys. 10. Model obciążenia dla przypadku drugim.  
Fig. 10. Load model for the case no. 2.

- w trzecim przypadku obciążeń na płytę pomostową przyłożono obciążenie na jednym z boków pomostu na szerokości jednego metra o wartości  $6,0 \text{ kN/m}^2$  (Rys. 11).

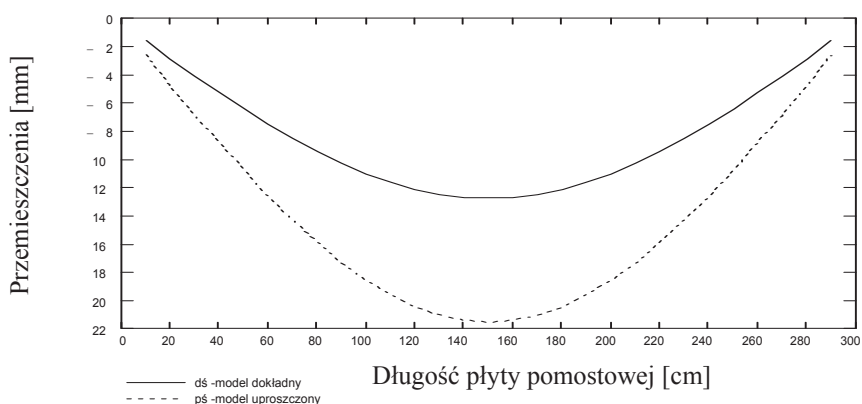


Rys. 11. Model obciążenia dla przypadku trzeciego.

Fig. 11. Load model for the case no. 3.

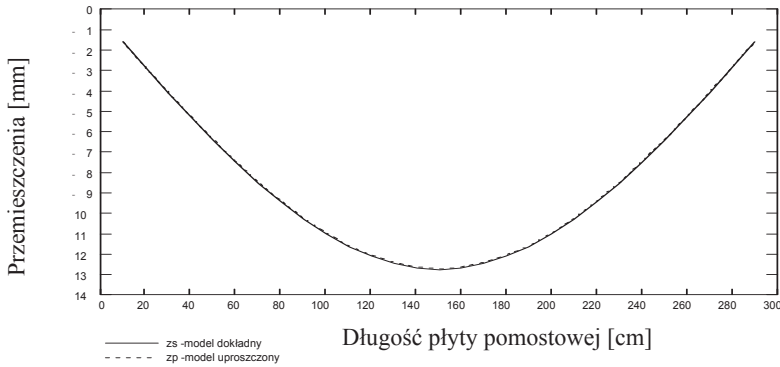
W każdym z wymienionych przypadków obciążenie wypadkowe z całej powierzchni płyty pomostowej było takie same.

Na przykładzie płyty pomostowej o wymiarach 3072 mm×320 mm pokazany zostanie szczegółowy tok postępowania, prowadzący do wyznaczenia modelu uproszczonego, a także analiza uzyskanych wyników. Pierwszym etapem było obciążenie modelu dokładnego i uproszczonego według trzech przypadków obciążeń opisanych powyżej. Następnie porównano przemieszczenia odczytane ze środka ciężkości boku płyty pomostowej w modelu dokładnym z odpowiadającymi im przemieszczeniami na boku modelu uproszczonego. Przykładowe porównanie zilustrowano na Rys.12. Kolejnym krokiem było wyznaczenie ostatecznych właściwości materiału w elementach modelu uproszczonego. Polegało to na korygowaniu wartości momentów bezwładności elementów prętowych dążąc do tego, aby różnica ugięć pomiędzy tymi dwoma modelami była jak najmniejsza. Przykładowe porównanie przemieszczeń z modelu dokładnego i uproszczonego z ostatecznie przyjętymi parametrami przedstawiono na Rys. 13.



Rys. 12. Porównanie wartości przemieszczeń otrzymanych z obciążenia modelu dokładnego i uproszczonego ze wstępnie przyjętymi parametrami dla pierwszego przypadku obciążeń.

Fig. 12. Comparison of displacement values obtained for load acting on detailed model and simplified one with initial conditions assumed according to the first load case.



Rys. 13. Porównanie wartości przemieszczeń otrzymanych z obciążenia modelu dokładnego i uproszczonego z ostatecznie przyjętymi parametrami dla pierwszego przypadku obciążeń.

Fig. 13. Comparison of displacement values obtained for load acting on detailed model and simplified one with final conditions assumed according to the first load case.

Porównanie otrzymanych przemieszczeń wykazało różnice w zależności od przypadku obciążenia sięgają blisko 4% co wymusiło uwzględnienie tego faktu przy określaniu wartości naprężeń w płycie pomostowej. Polegało to na wprowadzeniu współczynnika korekcyjnego, zwiększającego wartości otrzymanych naprężeń o 5% tak, aby analizować stan naprężeń bezpieczniejszy dla konstrukcji.

## 4. Analiza statyczna pomostów na rusztowaniach

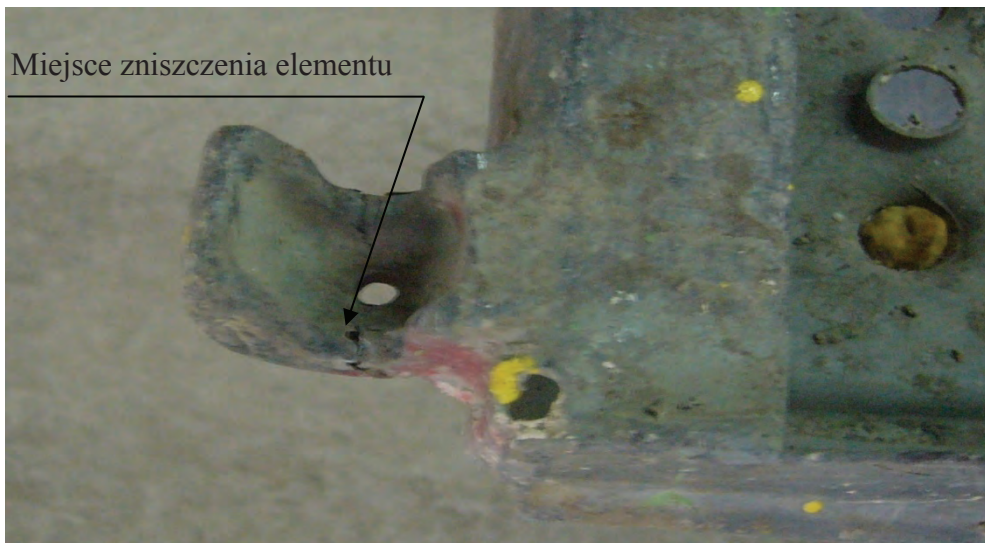
### 4.1. Metoda wykorzystania obu modeli w analizie statycznej

Po stworzeniu modelu uproszczonego kolejnym etapem w pracy było praktyczne zastosowanie tego modelu do zamodelowania podestu roboczego rusztowania o wymiarach 3,072 m × 3,072 m. Model tego segmentu rusztowania składał się z dziewięciu płyt pomostowych a ich obciążeniem była płyta o wymiarach 1000 mm × 1200 mm i łącznym ciężarze równym 10,0 kN. Taki model obciążenia odpowiada składowanym na palecie materiałom budowlanym, wykorzystywanym podczas eksploatacji rusztowania. W poszukiwaniu najbardziej niekorzystnego położenia rozpatrywanego obciążenia, obliczenia przeprowadzono w ośmiu wariantach, co pozwoliło na rozpatrzenie wszystkich możliwych położenia lokalizacji palety materiałów budowlanych. W celu wyznaczenia maksymalnych wartości i rozkładu naprężeń w płycie pomostowej, w modelu uproszczonym odczytano przemieszczenia z najbardziej wyężonej płyty, i przeniesiono je na model dokładny w postaci wymuszeń przyłożonych w środku ciężkości boków elementu nr 3 płyty pomostowej. Dopiero tak obciążony model dokładny można było poddać końcowej analizie i sformułować wnioski, dotyczące naprężeń w płytach.

### 4.2. Analiza wyników obliczeń

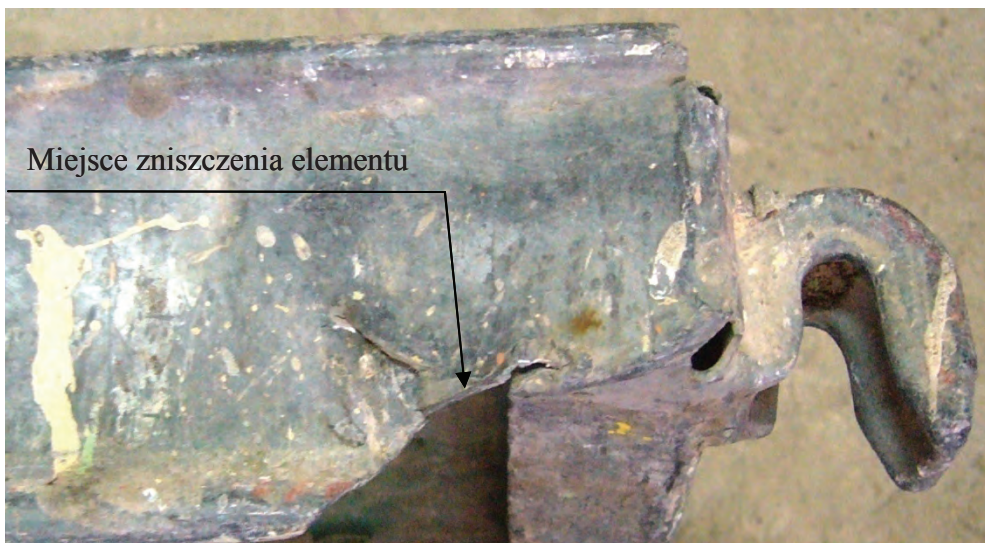
Zgodnie z przypuszczeniami najbardziej wyężonym miejscem okazał się punkt oparcia płyty pomostowej na ryglu oraz miejsce połączenia blachy przedniej i blachy środkowej. Zostało to potwierdzone podczas oględzin uszkodzonych

elementów, które zostały wycofane z użytku (Rys. 14 i Rys. 15). Miejsca w rzeczywistych elementach, w których zaobserwowano uplastycznienie stali pokrywają się z miejscami wystąpienia koncentracji naprężeń w modelu komputerowym (Rys. 15).



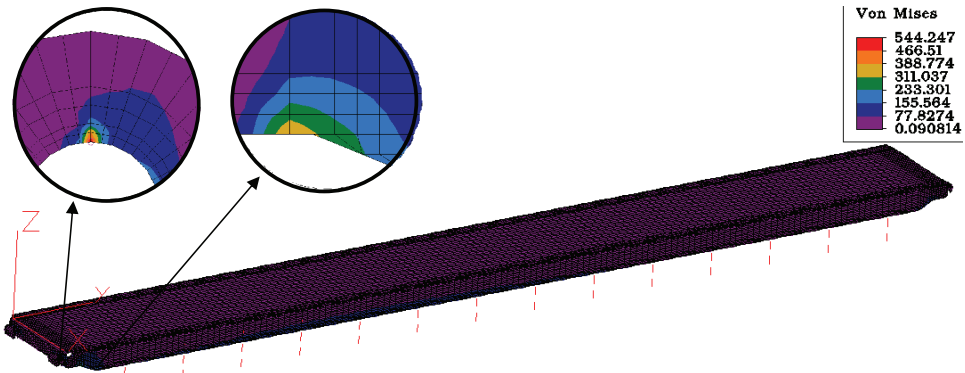
Rys. 14. Uszkodzenia zaczepu.

Fig. 14. Damage in fastener.



Rys. 15. Uszkodzenia w strefie połączenia blachy przedniej i środkowej.

Fig. 15. Damage in the place of front sheet and central one connection.



Rys. 16. Naprężenia zredukowane Hubera-Misesa [MPa] w najbardziej wyężonej pojedynczej płycie pomostowej wymiarach 3072 mm × 320 mm.

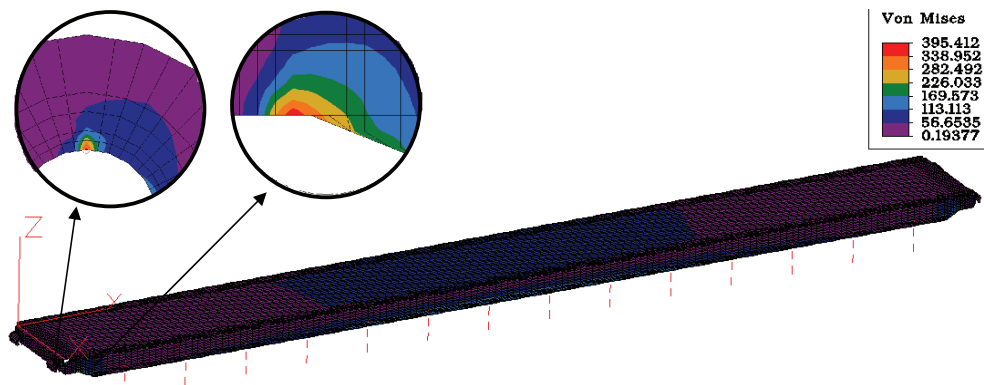
Fig. 16. Reduced stresses according to Huber-Mises hypothesis [MPa] in the most strain single deck plate of the dimensions 3072 mm × 320 mm.

W przypadku punktowego przyłożenia siły lub ostrego naroża generującego koncentrację naprężeń, z rozwiązań liniowej teorii sprężystości otrzymujemy naprężenia dążące do nieskończoności w miejscu ostrego naroża, czy też punktu przyłożenia siły lub podpory. Fakt znacznego zwiększania wartości naprężeń na bardzo małej powierzchni po zagęszczeniu siatki w modelu MES został potwierdzony w obliczeniach i pokazany na Rys. 16. W takiej sytuacji nie można otrzymanych naprężeń porównywać z dopuszczalnymi dla danego materiału. W miejscu koncentracji naprężeń w wyniku uplastycznienia materiału bardzo trudno uzyskać wiarygodne wyniki, które oddawałyby faktyczny stan naprężeń w elemencie. W celu dokładnego wyznaczenia wartości naprężeń w miejscu koncentracji należałoby przeprowadzić obliczenia nieliniowe. Jeżeli naprężenia wyznaczane są w zakresie obliczeń liniowych konieczne jest zastosowanie pewnych uproszczeń. Jedną z możliwości jest odrzucenie naprężeń na pewnym obszarze w miejscu wierzchołka karbu. Miejscowe uplastycznienie stali nie oznacza całkowitej utraty nośności całego elementu. Zasięg strefy uplastycznienia jest nieporównywalnie mały w stosunku do wymiarów całego elementu. Przekroczenie granicy plastyczności nie oznacza zniszczenia elementu a jedynie nieodwracalne zmiany w strukturze materiału jakim jest stal. Wyznaczając nośność elementu nie brano pod uwagę naprężeń występujących w miejscach ich koncentracji. Na Rys. 18 przedstawiono rozkład naprężeń po wyeliminowaniu miejsc koncentracji.

Ostateczne wartości naprężeń maksymalnych otrzymane w rozpatrywanych płytach są bardzo zbliżone do siebie. Różnice zaobserwować możemy jedynie w rozkładzie naprężeń w płytach pomostowych o różnych długościach oraz to, że w płycie pomostowej z obciążeniem w środku rozpiętości znacznie mniej wyężone są zaczepy.

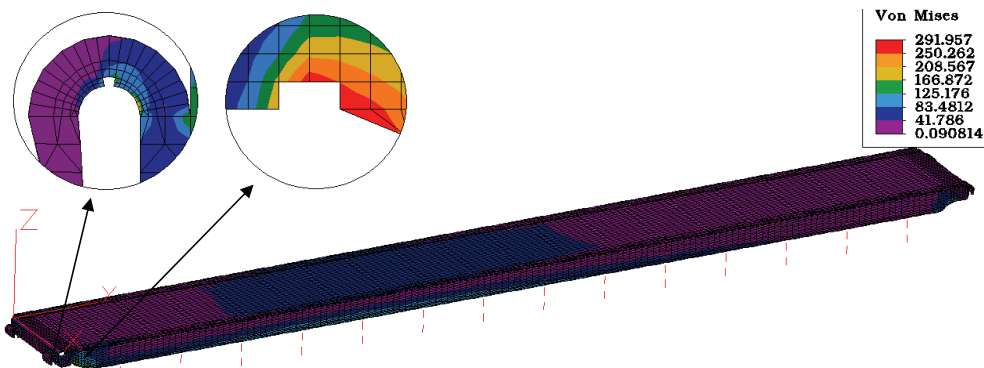
Wyniki otrzymane z analizy naprężeń pomnożono przez współczynnik korekcyjny, wynikający z porównywania przemieszczeń w dwóch rodzajach modeli pomostów, i zestawiono w drugiej kolumnie Tabeli 2. Obliczenia wykonywano w zakresie liniowym, a obciążenie wyjściowe wynosiło 10,0 kN, co umożliwiło w prosty sposób obliczenie całkowitego dopuszczalnego obciążenia rozłożonego na podeście roboczym. Dzieląc wytrzymałość obliczeniową stali, z której wykonane są

płyty pomostowe, przez wartość naprężeń otrzymanych przy obciążeniu równym 10,0 kN, otrzymujemy współczynnik (trzecia kolumna Tabeli 3, który pomnożony przez wartość obciążenia wyjściowego, określa całkowite dopuszczalne obciążenie pomostów (ostatnia kolumna Tabeli 3).



Rys. 17. Naprężenia zredukowane Hubera-Misesa [MPa] w najbardziej wyciążonej pojedynczej płycie pomostowej o wymiarach 3072 mm × 320 mm po zagęszczeniu sitaki modelu MES w miejscu koncentracji naprężeń.

Fig. 17. Reduced stresses according to Huber-Mises hypothesis [MPa] in the most strain single deck plate of the dimensions 3072 mm × 320 mm, after FEM model grid congested in the place of stress concentration.



Rys. 18. Naprężenia zredukowane Hubera-Misesa [MPa] w najbardziej wyciążonej pojedynczej płycie pomostowej o wymiarach 3072 mm × 320 mm po usunięciu elementów w miejscu koncentracji naprężeń.

Fig. 18. Reduced stresses according to Huber-Mises hypothesis [MPa] in the most strain single deck plate of the dimensions 3072 mm × 320 mm, after removing elements in the place of stress concentration.

Jak widać w Tabeli 3 najkrótsze pomosty o szerokości 160 mm mogą przenieść obciążenie o wartości wypadkowej równej 30,23 kN, a wykorzystanie w rusztowaniu pomostów o długości 1572 mm i szerokości 320 mm powoduje, że to obciążenie zmniejsza się o 44,28%. Jeżeli użytkownik rusztowania planuje wykorzystywać palety z materiałami, to dla bezpieczeństwa należałoby stosować pomosty o szerokości 160 mm.

Tabela 2. Maksymalne wartości naprężeń i przemieszczeń przy obciążeniu w najbardziej niekorzystnym wariancie.

Table 2. Maximum values of stresses and displacements in the most unfavorable case of the load.

Wymiar płyty pomostowej	Maksymalna wartość naprężeń uzyskanych podczas analizy	Maksymalna wartość przemieszczeń uzyskanych podczas analizy
[mm]	[MPa]	[mm]
3072 × 320	317,75	15,427
2572 × 320	286,46	9,087
2072 × 320	240,05	4,766
1572 × 320	164,98	1,839
3072 × 160	135,36	8,420
2572 × 160	130,81	4,942
2072 × 160	129,99	2,962
1572 × 160	89,15	1,064

Tabela 3. Maksymalne naprężenia i dopuszczalna wartość obciążenia.

Table 3. Maximum stresses and maximum load capacity.

Wymiar płyty pomostowej	Naprężenia maksymalne	Współczynnik obliczeniowy	Maksymalna, dopuszczalna wartość obciążenia
[mm]	[MPa]	[-]	[kN]
3072 × 320	333,63	0,848	8,48
2572 × 320	300,78	0,941	9,41
2072 × 320	252,05	1,123	11,23
1572 × 320	172,49	1,641	16,41
3072 × 160	142,12	1,991	19,91
2572 × 160	137,35	2,060	20,60
2072 × 160	135,64	2,086	20,86
1572 × 160	93,61	3,023	30,23

## 5. Wnioski

Podsumowując, należy podkreślić fakt, że mimo rosnącej liczby zastosowań rusztowań oraz coraz większej odpowiedzialności jaka spoczywa na tych tymczasowych konstrukcjach, nie ma opracowanej jednoznacznej metody ich obliczania, natomiast praca płyt pomostowych bardzo często jest pomijana. Przeprowadzona analiza statyczna płyt pomostowych stalowych wykazała, że przy niekorzystnym rozkładzie obciążenia na podeście roboczym naprężenia mogą osiągać znacznie większe wartości niż dla rozkładu równomiernego.

Wykonanie analiz statycznych wymagało opracowania modeli MES o różnej dokładności. Analizując przemieszczenia z kolejnych kroków, upraszczających model MES płyty pomostowej, stwierdzono, że modele uproszczone bardzo dobrze oddają pracę płyty nawet przy różnym schemacie obciążenia. Pozwoliło to na ograniczenie liczby elementów, tworzących model, przy jednoczesnym zachowaniu dokładności obliczeń. W konsekwencji stworzyło to możliwość analizy nawet do kilkunastu płyt jednocześnie. Każde uproszczenie modelu także znacznie skraca czas obliczeń, co okazuje się bardzo ważnym czynnikiem przy poszukiwaniu najbardziej niekorzystnego położenia rozpatrywanego obciążenia.



Podczas analizy naprężeń płyty pomostowej zaobserwowano koncentrację naprężeń, wynikającą z punktowego podparcia. Koncentracja naprężeń wystąpiła także w miejscu połączenia blachy przedniej i środkowej płyty pomostowej, a jest to efekt miejscowego pogrubienia przekroju oraz wystąpienia w tym samym miejscu ostrego naroża. W takiej sytuacji należałoby przeprowadzić obliczenia w zakresie nieliniowym, co pozwoliłoby określić zasięg strefy uplastycznienia stali, oraz umożliwiłoby określenie wpływu tego zaburzenia na stan naprężeń w elemencie.

Obecnie nośność płyt pomostowych określana jest jedynie na podstawie badań laboratoryjnych. Badania te przeprowadza się jednak tylko w odniesieniu do zaleceń obowiązujących norm, a badane płyty pomostowe są niszczone. Stworzenie modelu numerycznego płyty pomostowej także pozwala na określenie nośności płyt pomostowych, a cały proces z tym związany jest dużo tańszy od prac laboratoryjnych. Dodatkowym atutem obliczeń komputerowych jest możliwość wykorzystania raz opracowanego modelu do analizy naprężeń w odniesieniu do indywidualnego rodzaju obciążenia w każdym kolejnym projektowanym rusztowaniu.

## Literatura

- [1] Podgórski J., Błazik-Borowa E., *Wprowadzenie do metody elementów skończonych w statyce konstrukcji inżynierskich*, IZT Sp. z o.o., Lublin, 2001.
- [2] PN-EN 12811-1. *Tymczasowe konstrukcje stosowane na placu budowy: Rusztowania, warunki wykonania i ogólne zasady projektowania*.
- [3] Robak A., *Analiza statyczna pomostów umieszczanych na rusztowaniach*, Praca Magisterska, Lublin, 2010.
- [4] *Instrukcja obsługi programu Autodesk Algor Simulation 2011*, Autodesk Inc., marzec 2010.

# The numerical research of the strength of scaffolding boards

Aleksander Robak

*Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture,  
Lublin University of Technology, 20-618 Lublin, Nadbystrzycka 40, e-mail: a.robak@pollub.pl*

**Abstract:** Methods of the numerical modeling and the computer static analysis of scaffolding steel boards are presented in the paper. The main issue raised in the study is to determine the carrying capacity of scaffolding boards under the influence of special load cases, and analysis of results and the numerical singularity occurring in the linear analysis.

**Keywords:** scaffolding, steel platforms, Finite Element Method, stresses concentrations, numerical singularity, static calculations, computer analysis.



## **Numeryczne modelowanie oddziaływań wandalistycznych na kładce pieszo-rowerowej**

**Krzysztof Nepelski <sup>1</sup>, Tomasz Lipecki <sup>2</sup>**

<sup>1</sup> *Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,  
e-mail: k.nepelski@pollub.pl*

<sup>2</sup> *Katedra Mechaniki Budowli, Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Lubelska,  
e-mail: t.lipecki@pollub.pl*

**Streszczenie:** W pracy przedstawiono sposób modelowania obciążeń dynamicznych działających na most przeznaczony dla ruchu pieszych i rowerów. Rozważono dwa rodzaje obciążeń dynamicznych wywołanych przez przechodzących przez most ludzi - obciążenie tłumem pieszych oraz potokiem pieszych. Ponadto, uwzględniono dwa rodzaje oddziaływań wandalistycznych, czyli celowej działalności człowieka mającej na celu uszkodzenie lub zniszczenie obiektu. Analizy numeryczne wykonano dla istniejącego mostu pieszo-rowerowego przez Wisłę w Krakowie. W ramach obliczeń numerycznych wyznaczono charakterystyki dynamiczne mostu na podstawie, których przyjęto różne warianty obciążeń dynamicznych. Wszystkie obliczenia wykonano w systemie MES - ALGOR.

**Słowa kluczowe:** most dla pieszych, oddziaływania dynamiczne, oddziaływania wandalistyczne, Metoda Elementów Skończonych.

### **1. Wprowadzenie**

Kładki dla pieszych są konstrukcjami mostowymi, przenoszącymi niewielkie obciążenia. Stosowanie stosunkowo niewielkich przekrojów poprzecznych oraz niecodzienne kształty całego obiektu sprawiają, iż konstrukcje te stają się bardzo podatne na oddziaływania dynamiczne. Szczególnym problemem pojawiającym się przy projektowaniu mostu dla pieszych są drgania konstrukcji wywołujące dyskomfort pieszego. Problem bardzo często ujawnia się już po oddaniu obiektu do użytku. Usunięcie usterki w tej fazie budowy możliwe jest jedynie poprzez zmiany konstrukcyjne obiektu lub zastosowanie tłumików drgań. Rozwiązania te bywają bardzo kosztowne i mogą stanowić nawet ponad 25% wartości całego obiektu, czego przykładem jest Millenium Bridge w Londynie. Aby zapobiec takim sytuacjom należy już na etapie projektowania wziąć pod uwagę możliwość wystąpienia problemu drgań konstrukcji. Pomocne przy projektowaniu może być między innymi: wykonanie badań na zeskalowanym modelu, analiza numeryczna przy pomocy programu korzystającego z metody elementów skończonych lub doświadczenie projektantów zdobyte przy budowie obiektów o podobnej konstrukcji.

W pracy został przedstawiony sposób numerycznego modelowania dynamicznych oddziaływań wandalistycznych na kładkę dla pieszych z wykorzystaniem programu MES - ALGOR.

## 2. Opis konstrukcji i modelu MES

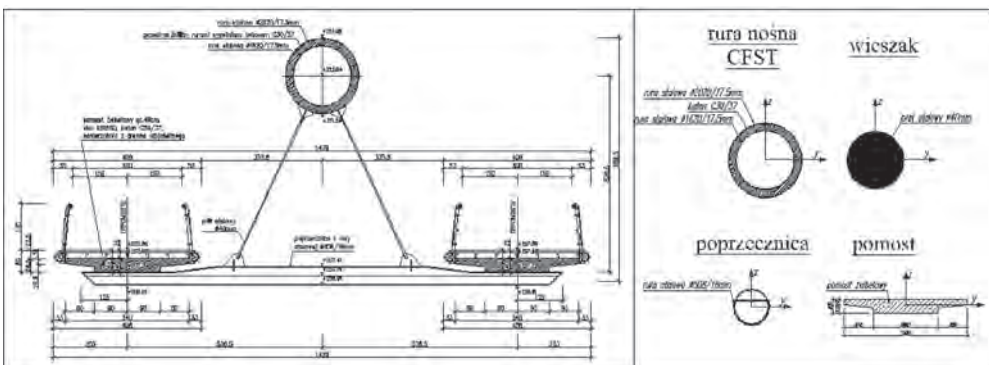
### 2.1. Konstrukcja kładki

Analizowana kładka pieszo-rowerowa znajduje się w Krakowie w ciągu ulic Mostowej i Brodzińskiego. Podstawą modelu była wersja projektu wykonawczego z 2008 roku [1]. Ostateczna wersja konstrukcji obiektu nieznacznie różni się od modelu przyjętego do obliczeń. W kładce możemy wyróżnić trzy podstawowe elementy: rurę nośną oraz dwa pomosty pieszo-jezdne, które są oparte na poprzecznicach stalowych, podwieszonych do rury za pomocą prętów. Przekrój poprzeczny mostu wraz z zastępczymi przekrojami obliczeniowymi poszczególnych elementów został przedstawiony na Rys. 1.

Głównym elementem nośnym jest zespolona rura stalowo-betonowa o przekroju pierścieniowym, wykonana w technologii CFST (Concrete Filled Steel Tube). Dwie rury stalowe (stal 18G2) o średnicy 2020 mm oraz 1620 mm i grubości ścianki 17,5 mm ustawione są współśrodkowo, a przestrzeń między nimi wypełnia beton C30/37.

Pomosty pieszo-jezdne zaprojektowano jako żelbetowe z betonu C30/37 zbrojonego stalą BSt500. Przekrój płyty teowej, o szerokości 340 cm i grubości 40 cm jest stały wzdłuż całej długości mostu. Pomosty usytuowano symetrycznie względem rury nośnej, nadając im kształt łuku w przekroju poziomym i pionowym. Poprzecznice zaprojektowano z rur stalowych, o średnicy 508 mm i grubości ścianki 17,5 mm. Aby połączyć poprzecznice z płytą żelbetową, ścięto rurę na wysokości 334 mm w części pod pomostem i przyspawano do niej blachę grubości 20 mm z bolcami o długości 200 mm i średnicy 20 mm, Mocowanie poprzecnic do łuku nośnego wykonano za pomocą wieszaków z prętów stalowych (stal 18G2) o średnicy 40 mm.

Konstrukcję analizowanej kładki oparto na przyczółkach żelbetowych z betonu C30/37 zbrojonych stalą BSt500. Obciążenia z przyczółków przekazano na grunt za pomocą pali wierconych o średnicy 100 cm i długości 9-20 m nachylonych pod różnym kątem.



Rys. 1. Rzeczywisty przekrój poprzeczny mostu oraz zastępcze, obliczeniowe przekroje poprzeczne elementów.

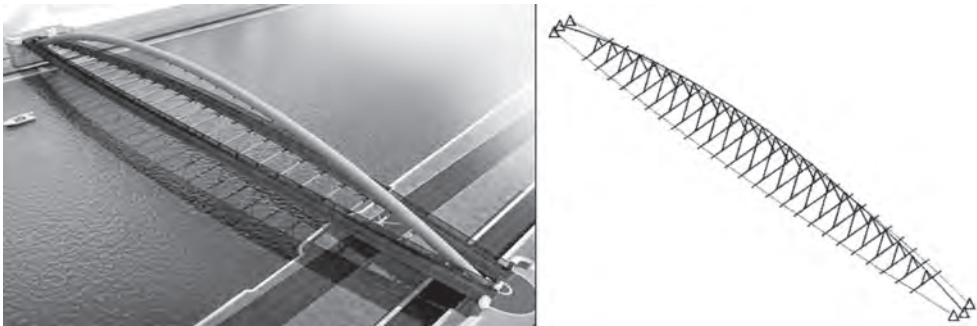
Fig. 1. Real cross-section of the footbridge and equivalent for calculations cross-sections of particular elements.

## 2.2. Model MES

W celu wykonania analizy stworzono trójwymiarowy model konstrukcji (Rys. 2). Rzeczywistą geometrię zastąpiono układem prętowym o sześciu stopniach swobody w każdym węźle. Każdemu prętowi przypisano ponadto charakterystyki materiałowe przyjęte według norm Eurokod oraz geometryczne wyznaczone na podstawie przekrojów (Rys. 1). Zastępczy moduł sprężystości dla elementu zespolonego wyznaczono z zależności:

$$EI = E_a I_a + 0,6 E_{cm} I_c \quad (1)$$

gdzie:  $EI$  – sztywność giętna przekroju zespolonego,  $E_a$  – moduł sprężystości stali,  $I_a$  – moment bezwładności stalowej części przekroju,  $E_{cm}$  – moduł sprężystości betonu,  $I_c$  – moment bezwładności betonowej części przekroju. Ten sposób określania sztywności jest stosowany przy analizach programami metody elementów skończonych i został wykorzystany między innymi w badaniach mostów łukowych opisanych w publikacjach [2] i [3].



Rys. 2. Wizualizacja kładki oraz jej model numeryczny.

Fig. 2. Visualization and numerical model of the footbridge.

Charakterystyki geometryczne obliczono dla części nośnych elementów konstrukcyjnych, natomiast wyposażenie mostu jak np. podłoga pomostu, balustrady, łączniki wliczono do ciężaru konstrukcji. Elementy te mają znikomy wpływ na sztywność całej konstrukcji.

Konstrukcję podzielono na cztery zasadnicze grupy elementów: rura nośna, wieszaki, poprzecznice oraz pomosty.

Podczas tworzenia modelu przyjęto, że pręty łączą się w węzłach wyznaczonych przez przecięcie się osi poszczególnych przekroi. W połączeniu pomostu z poprzecznicami ze względu na rzeczywiste położenie węzłów wykorzystano dostępną w programie opcję OFFSET. Oś pomostu w miejscu połączenia z osią poprzecznic w rzeczywistości znajduje się 33 cm wyżej. W modelu numerycznym obydwie osie przyjęto na poziomie poprzecznic, a rzeczywistą geometrię konstrukcji odwzorowano wprowadzając w węzłach pomostu wartość mimośrodru 33 cm za pomocą funkcji OFFSET. Rozwiązanie takie stosowane było również przy analizie numerycznej łukowej kładki dla pieszych przez rzekę Odrę we Wrocławiu [4].

Podpory kładki blokujące wszystkie sześć stopni swobody usytuowano w miejscu przecięcia osi elementów mostu z zakotwieniem w fundamencie. Wizualizacje kładki i przyjęty model numeryczny pokazano na Rys. 2.

### 2.3. Modele obciążeń

Obciążenia pochodzące od pieszych przyłożono w odpowiednich węzłach modelu za pomocą wyliczonych sił równoważnych. Do ich wyznaczenia użyto modeli obciążeń przyjętych na podstawie dostępnych norm oraz zaproponowano własne. Dążono do tego, by numeryczne modele w jak największym stopniu odpowiadały prawdopodobnym sytuacjom rzeczywistym. Założono możliwość wystąpienia czterech rodzajów oddziaływań, których opis podano w kolejnych podpunktach.

#### 2.3.1. Obciążenie pionowe wywołane wandalem

Założono obciążenie osobą dorosłą wykonującą celowe ruchy w kierunku pionowym (np. przysiady, podskoki) o częstotliwości pokrywającej się z częstotliwością drgań własnych konstrukcji. Za wartość obciążenia przyjęto 1,5 kN.

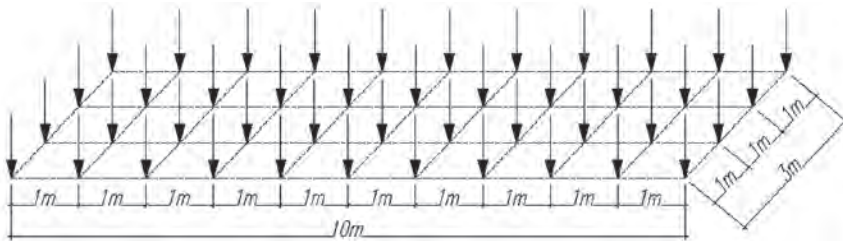
#### 2.3.2. Obciążenie poziome wywołane wandalem

Założono obciążenie osobą dorosłą wykonującą celowe działania w kierunku poziomym (np. potrząsanie barierką) o częstotliwości pokrywającej się z częstotliwością drgań własnych konstrukcji. Za wartość obciążenia przyjęto 1,0 kN.

#### 2.3.3. Obciążenie tłumem pieszych

Obciążenie normowe  $5 \text{ kN/m}^2$  zaproponowane w pracy [5], służy do obliczeń statycznych mostów i kładek dla pieszych, z uwzględnieniem działania dynamicznego pieszych. Wartość tego obciążenia zastępuje ciężar pieszych wraz z siłą wywołaną dynamiką ruchu przechodnia. Ponieważ obliczenia przeprowadzone zostały za pomocą programu generującego harmoniczne obciążenie, należało stworzyć model, zawierający tylko ciężar pieszych. Efekt działania dynamicznego przechodnia został uwzględniony przez program w trakcie obliczeń.

Stworzono własny model (Rys. 3), symulujący tłum pieszych o zsynchronizowanych ruchach (np. wycieczka, przemarsz grupy żołnierzy), złożony z 44 osób o średnim ciężarze  $0,8 \text{ kN}$ , ustawionych w odstępach  $1 \text{ m}$ .

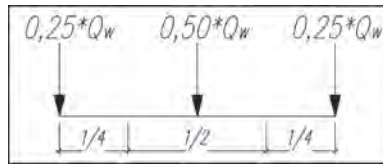


Rys. 3. Model obciążenia tłumem pieszych do analizy dynamicznej.

Fig. 3. Model of the load caused by people crowd used in dynamic analysis.

Jako całkowitą siłę działającą pionowo, pochodzącą od ciężaru tłumy pieszych przyjęto  $Q_z = 44 \cdot 0,8 \text{ kN} = 35,2 \text{ kN}$ . Natomiast siłę poziomą wywołaną chodem, a więc zmianą środka ciężkości pieszego przyjęto  $Q_y = 10\% \cdot Q_z = 3,52 \text{ kN}$ .

Ze względu na długość obciążenia  $10 \text{ m}$ , oraz rozstaw węzłów  $5 \text{ m}$  w obliczeniach przyjęto, że siła  $Q_z$  oraz  $Q_y$  rozkłada się na trzy kolejne węzły (Rys. 4) w proporcjach kolejno  $25\% - 50\% - 25\%$ .



Rys. 4. Rozkład obciążenia tłumem pieszych na węzły.  
 Fig. 4. Nodal distribution of the load caused by crowd.

**2.3.4. Obciążenie potokiem pieszych**

Model stworzono na podstawie pracy [5], przyjmując równomierne obciążenie pieszymi na całej długości pomostu (np. przejście pieszych po zakończeniu masowej imprezy) o wartości wyliczonej ze wzoru:

$$q_{fk} = 2,0 + 120/(L + 30) \tag{1}$$

gdzie  $L$  – długość pomostu. Otrzymano wartość równomiernie rozłożonego na pomoście obciążenia potokiem pieszych  $q_{fk} = 2,68 \text{ kN/m}^2$ , którą zamieniono na siły skupione działające w węzłach modelu. Powierzchnia, z której zebrano obciążenie na węzeł wyniosła  $A_t = 5 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 15 \text{ m}^2$ . Wyznaczono wartości siły pionowej  $Q_{pz} = q_{fk} \cdot A_t = 40,2 \text{ kN}$  oraz poziomej  $Q_{pzt} = 10\% \cdot Q_{pz} = 4,02 \text{ kN}$ .

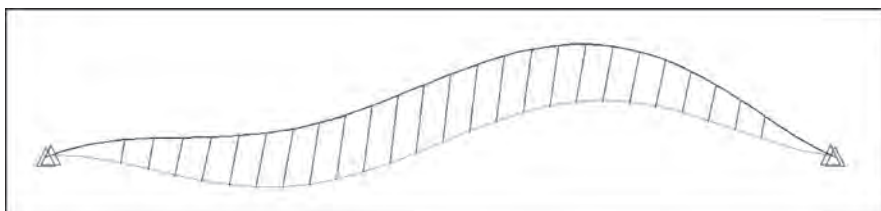
**3. Analiza numeryczna**

Stworzony model MES oraz modele obciążenia zostały wykorzystane do analizy numerycznej kładki. Wyznaczono przemieszczenia, a następnie naprężenia w elementach konstrukcji. Obliczenia przeprowadzono za pomocą modułów programu ALGOR: Ssap1 – liniowa analiza modalna; Timeload – generowanie obciążenia harmonicznego, Ssap4 – analiza dynamiczna.

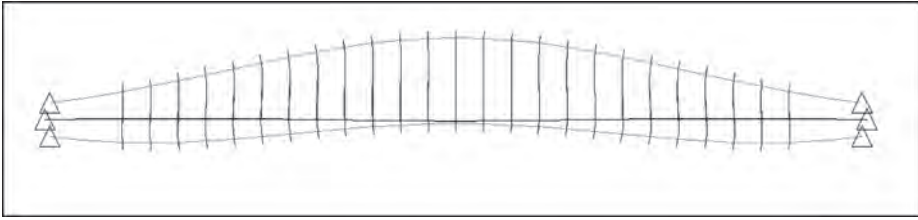
**3.1. Analiza modalna**

Wyznaczono dziesięć pierwszych postaci drgań własnych oraz określono formy tych drgań. Opis postaci drgań wraz z wartościami zestawiono w Tabeli 1. Rys. 5-10 przedstawiają najistotniejsze postaci drgań w widokach, które najbardziej odzwierciedlają ich formę. Oś konstrukcji przyjęto następująco: X – wzdłuż konstrukcji, Y – w poprzek konstrukcji, Z – wzdłuż wysokości konstrukcji.

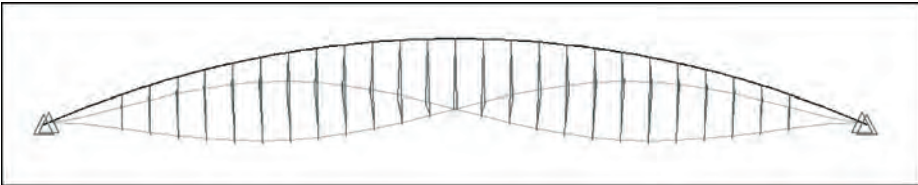
Wyniki uzyskane w analizie modalnej zostały wykorzystane do przyjęcia obciążeń przy obliczeniach dynamicznych.



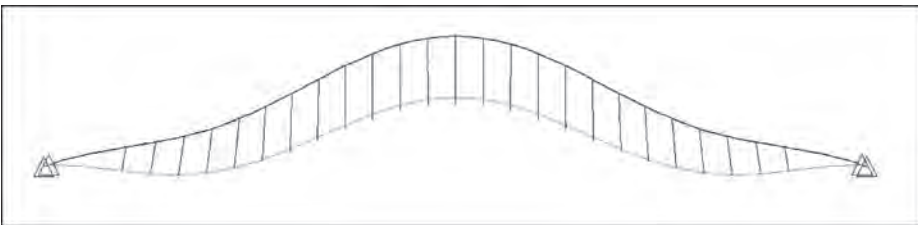
Rys. 5. Druga forma drgań własnych – widok z boku, płaszczyzna XZ.  
 Fig. 5. Second mode of natural vibrations – side view, XZ plane.



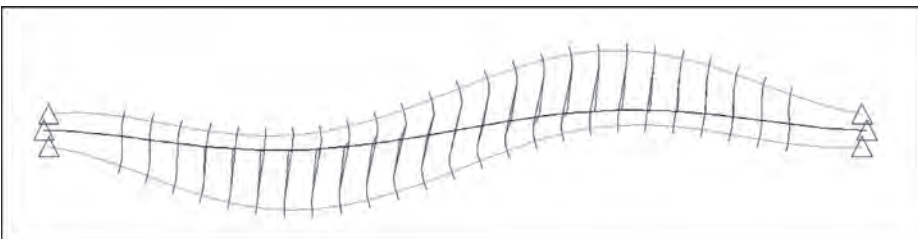
Rys. 6. Trzecia forma drgań własnych – widok z góry, płaszczyzna XY.  
 Fig. 6. Third mode of natural vibrations – top view, XY plane.



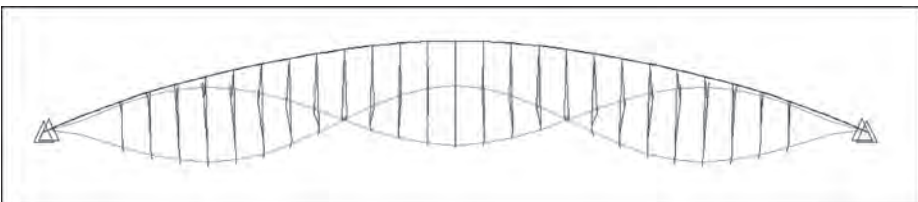
Rys. 7. Czwarta forma drgań własnych – widok z boku, płaszczyzna XZ.  
 Fig. 7. Fourth mode of natural vibrations – side view, XZ plane.



Rys. 8. Piąta forma drgań własnych – widok z boku, płaszczyzna XZ.  
 Fig. 8. Fifth mode of natural vibrations – side view, XZ plane.



Rys. 9. Szósta forma drgań własnych – widok z góry, płaszczyzna XY.  
 Fig. 9. Sixth mode of natural vibrations – top view, XY plane.



Rys. 10. Ósma forma drgań własnych – widok z boku, płaszczyzna XZ.  
 Fig. 10. Eighth mode of natural vibrations – side view, XZ plane.



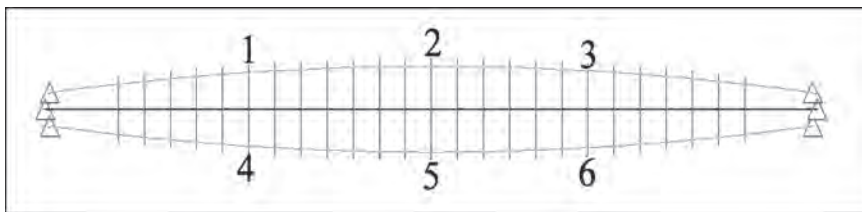
Tabela 1. Wartości częstości drgań własnych.

Table 1. Values of natural frequencies.

Numer	$\omega$	$f$	$T$	Forma	
	[rad/s]	[Hz]	[s]	Łuk	Pomosty
1	2,876	0,457	2,184	Giętna pozioma	Giętna pionowa
2	4,570	0,727	1,374	Giętna pionowa	Giętna pionowa
3	6,020	0,958	1,043	-	Giętno-skrętna
4	7,011	1,115	0,896	Giętna pozioma	Giętna pionowa
5	7,480	1,190	0,840	Giętna pionowa	Giętna pionowa
6	8,095	1,288	0,776	-	Giętno(pozioma)-skrętna
7	11,920	1,897	0,527	Giętna pionowa	Giętna pionowa
8	11,936	1,899	0,526	Skrętna	Skrętna
9	13,670	2,175	0,459	Giętna pionowa	Giętna pionowa
10	15,355	2,443	0,409	Giętna pozioma	Giętna pozioma

### 3.2. Analiza dynamiczna

Siły od obciążenia wandalistycznego założono jako wymuszenia harmoniczne, działające z częstotliwością równą rozpatrywanej częstości drgań własnych o wartościach odpowiednich dla symulowanego obciążenia. Zwroty sił ustalano zgodnie z kierunkiem przemieszczeń danych postaci drgań. Po wstępnej analizie przemieszczeń w poszczególnych postaciach drgań wyodrębniono sześć niebezpiecznych miejsc na moście (Rys. 11), w których działania wandalistyczne mogą spowodować znaczne drgania mostu. Tworząc sytuacje obliczeniowe przykładano siły w wyznaczonych miejscach zależnych od postaci drgań. W obliczeniach, w ramach pojedynczej kombinacji przyjęto jako maksymalną liczbę: czterech wandalii, jeden tłum pieszych oraz potok pieszych na obydwu pomostach. W celu wyeliminowania nierealnych sytuacji przyjęto kryteria doboru obciążeń do częstotliwości drgań własnych konstrukcji według Tabeli 2, w której:  $f_{min}$  – minimalna realna częstotliwość wytwarzanego oddziaływania,  $f_{max}$  – maksymalna realna częstotliwość wytwarzanego oddziaływania.



Rys. 11. Najniebezpieczniejsze miejsca działań wandalistycznych.

Fig. 11. The most dangerous places of vandalistic actions.

Tabela 2. Kryteria doboru obciążenia do sytuacji obliczeniowych.

Table 2. Criteria of the load selection for computations.

Nazwa wymuszenia	Skrót	Kierunek pionowy		Kierunek poziomy	
		$f_{min}$ [Hz]	$f_{max}$ [Hz]	$f_{min}$ [Hz]	$f_{max}$ [Hz]
Wandal	W	0	1,8	0	1,7
Tłum pieszych	q	1	3	0,5	1,5
Potok pieszych	p	1	2	0,5	1

Kryterium dotyczące tłumy pieszych określono na podstawie pracy [5], natomiast pozostałe na podstawie własnych ustaleń. Stwierdzono, że potok pieszych, a więc gęsty tłum ludzi na całej długości mostu nie jest w stanie poruszać się wykonując więcej niż 2 kroki na sekundę, natomiast ruch poniżej jednego kroku na sekundę będzie niemożliwy do zsynchronizowania przez tak dużą grupę osób. Wandal skacząc na moście jest w stanie wytwarzać obciążenie o maksymalnej częstotliwości 1,8 Hz, natomiast trzęsąc barierką 1,7 Hz. Osiągnięcie wyższych częstotliwości przy przyjętej wartości siły staje się niemożliwe.

Na podstawie wartości częstotliwości i postaci drgań oraz założonych kryteriów, do dalszych obliczeń wybrano częstotliwości: drugą, trzecią, czwartą, piątą, szóstą, ósmą oraz dziewiątą (Tabela 3). Stworzono 23 kombinacje symulujące obciążenia wandalistyczne w wyznaczonych miejscach na moście (Tabela 4). Przykładowe sytuacje obliczeniowe zobrazowano na Rys. 12.

Tabela 3. Zestawienie możliwych wymuszeń, w zależności od częstotliwości i postaci drgań.  
Table 3. Possible cases of forced load in dependence on frequency and mode shape of natural vibrations.

Numer częstości	Wartość	Kierunek wymuszenia	Możliwe wymuszenie
	[Hz]		
1	0,457	-	-
2	0,727	pion	W
3	0,958	poziom	W, q, p
4	1,115	pion	W, q, p
5	1,190	pion	W, q, p
6	1,288	poziom	W, q
7	1,897	-	-
8	1,899	pion	q, p
9	2,175	pion	q
10	2,443	-	-

Tabela 4. Zestawienie kombinacji obliczeniowych.  
Table 4. The list of load combinations.

Nazwa	Częstość drgań	Wartość częstości	Obciążenie		Opis	
			Nr	[kN]		
H1	2	0,727	1,50	W1	pion	2 x dwaj wandy na dwóch pomostach
				W4	pion	
H2	2	0,727	1,50	W1	pion	2 x dwaj wandy na jednym pomoście
				W3	pion	
H3	3	0,958	1,00	W2	poziom	czterej wandy na jednym pomoście
				W5	poziom	
H4	3	0,958	1,00	W2	poziom	czterej wandy na jednym pomoście + potok pieszych
				W5	poziom	
				4,02	p2	

H5	3	0,958	1,00	W2 W5	poziom poziom	2 x dwaj wandy na dwóch pomostach
H6	3	0,958	1,00 3,52	W2 W5 q5	poziom poziom poziom	2 x dwaj wandy na dwóch pomostach + tłum pieszych na drugim pomoście
H7	4	1,115	1,50	W1 W3 W4 W6	pion pion pion pion	czterej wandy na jednym pomoście
H8	4	1,115	1,50	W1 W3 W4 W6	pion pion pion pion	czterej wandy na dwóch pomostach w różnych miejscach, działają w przeciwfazach
H9	4	1,115	1,50	W1 W3 W4 W6	pion pion pion pion	2 x dwaj wandy na dwóch pomostach po przekątnej
H10	4	1,115	1,50	W1 W3 W4 W6	pion pion pion pion	2x dwaj wandy na dwóch pomostach na tej samej długości, działają w przeciwfazach
H11	4	1,115	1,50	W1 W3 W4 W6	pion pion pion pion	czterej wandy na jednym pomoście w dwóch miejscach, działają w przeciwfazach
H12	4	1,115	1,50 35,2	W1 W6 q4	pion pion pion pion	2 x dwaj wandy na dwóch pomostach po przekątnej + tłum pieszych na długości jednego z nich
H13	4	1,115	1,50 35,2	W1 W6 q1	pion pion pion	czterej wandy w jednym miejscu + tłum pieszych w tym samym miejscu
H14	5	1,190	1,50	W2 W5	pion pion	czterej wandy na jednym pomoście
H15	5	1,190	1,50	W2 W5	pion pion	2 x dwaj wandy na dwóch pomostach
H16	5	1,190	1,50 40,2	W2 W5 p2	pion pion pion	czterej wandy na jednym pomoście w jednym miejscu + potok na tym samym pomoście
H17	5	1,190	1,50 35,2	W2 W5 q5	pion pion pion	czterej wandy na jednym pomoście w jednym miejscu + tłum pieszych na drugim pomoście

H18	6	1,288	1,00	W1	poziom	czterej wandalę na jednym pomoście w jednym miejscu
				W3	poziom	
				W4	poziom	
				W6	poziom	
H19	6	1,288	1,00	W1	poziom	2 x dwaj wandalę na dwóch pomostach na tej samej długości
				W3	poziom	
				W4	poziom	
				W6	poziom	
H20	6	1,288	1,00	W1	poziom	4 wandalę na dwóch pomostach, działają z przesunięciem fazowym
				W3	poziom	
				W4	poziom	
				W6	poziom	
H21	6	1,288	1,00	W1	poziom	2x dwaj wandalę na jednym pomoście, działają w przeciwfazach
				W3	poziom	
				W4	poziom	
				W6	poziom	
H22	6	1,288	1,00	W1	poziom	2x dwaj wandalę na jednym pomoście + tłum pieszych na drugim na długości jednego z nich
			3,52	W3	poziom	
				q4	poziom	
H23	8	1,897	40,2	p1	pion	Potok pieszych na dwóch pomostach
				p2	pion	

#### Objaśnienia do tabeli:

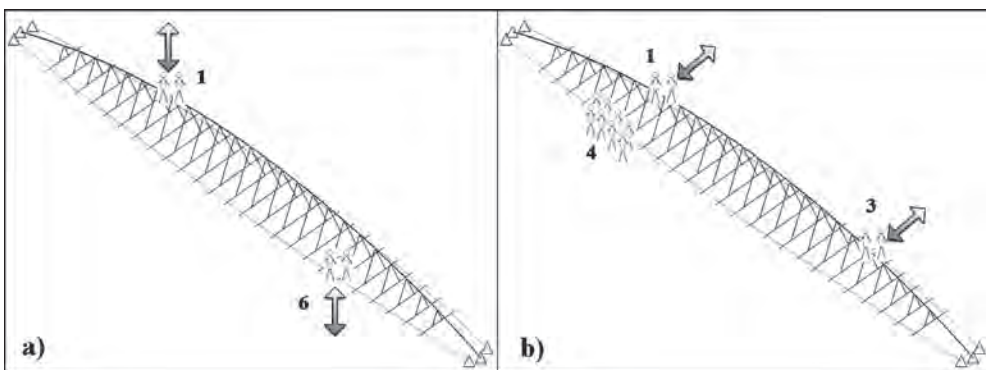
H[*numer*] – Nazwa kombinacji

W[*numer*] – Obciążenie wandalę w miejscu [*numer*]

q[*numer*] – Obciążenie tłumem pieszych w miejscu [*numer*]

p[*numer*] – Obciążenie potokiem pieszych na pomoście [*numer*]

pion, poziom – Kierunek działania obciążenia



Rys. 12. Przykładowe kombinacje obliczeniowe: a) sytuacja H9, b) sytuacja H22.

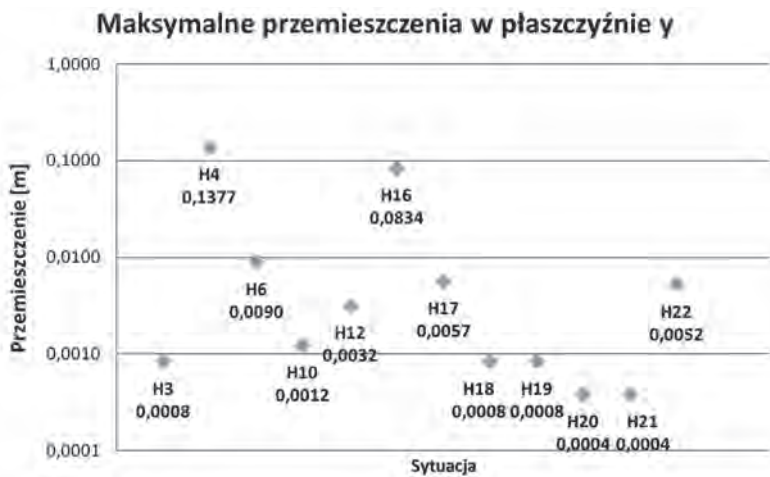
Fig. 12. Exemplary combinations of load: a) case H9, b) case H22.

### 4. Analiza wyników

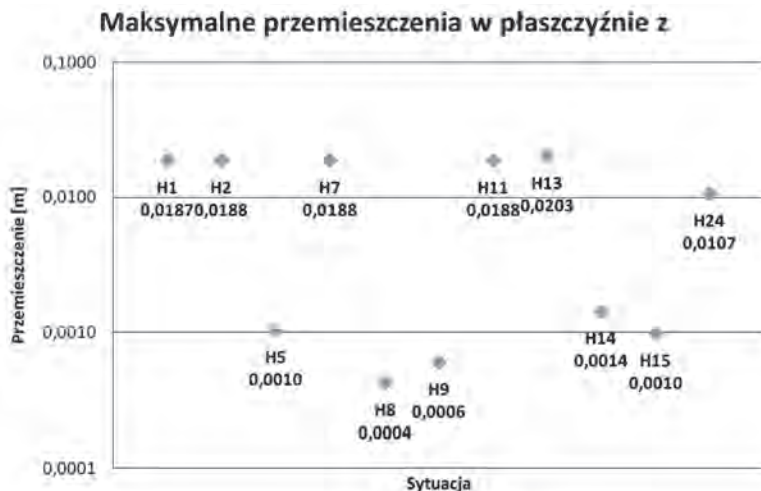
W wyniku analiz kolejnych sytuacji obliczeniowych otrzymano wartości przemieszczeń w czasie. W obliczeniach przyjęto 8192 kroki czasowe o założonej wartości pojedynczego kroku 0,01 s. Z kolejnych sytuacji obliczeniowych wybrano wartości maksymalne i zestawiono je na wykresach w zależności od kierunku maksymalnego przemieszczenia (Rys. 13-14). Ponadto, na podstawie wartości przemieszczeń oraz częstotliwości obciążeń wymuszających, wyznaczono przyspieszenia przęśła według zależności:

$$a = (2 \cdot \pi \cdot f)^2 \cdot u_{ef} \tag{2}$$

gdzie:  $f$  – częstość drgań kładki,  $u_{ef}$  – wartość efektywna przemieszczenia. Wartości przemieszczeń zestawiono w Tabeli 5.



Rys. 13. Maksymalne przemieszczenie w kierunku  $y$ .  
 Fig. 13. Maximum displacement in  $y$  direction.



Rys. 14. Maksymalne przemieszczenie w kierunku  $z$ .  
 Fig. 14. Maximum displacement in  $z$  direction.

Tabela 5. Wartości przemieszczeń i przyspieszeń kładki w analizowanych przypadkach obciążenia.

Table 5. Values of displacements and accelerations of the footbridge in analysed cases of load.

Sytuacja obliczeniowa	Numer postaci	Częstość drgań [Hz]	Płaszczyzna	Wartość przemieszczenia [m]	Przyspieszenie przęsła [m/s <sup>2</sup> ]
H1	2	0,727	pion	1,87E-02	0,39
H2	2	0,727	pion	-1,88E-02	-0,39
H3	3	0,958	poziom	8,40E-04	0,03
H4	3	0,958	poziom	1,38E-01	4,99
H5	3	0,958	pion	-1,04E-03	-0,04
H6	3	0,958	poziom	8,95E-03	0,32
H7	4	1,115	pion	1,88E-02	0,92
H8	4	1,115	pion	-4,22E-04	-0,02
H9	4	1,115	pion	-6,03E-04	-0,03
H10	4	1,115	poziom	1,23E-03	0,06
H11	4	1,115	pion	1,88E-02	0,92
H12	4	1,115	poziom	-3,16E-03	-0,16
H13	4	1,115	pion	-2,03E-02	-1,00
H14	5	1,190	pion	1,43E-03	0,08
H15	5	1,190	pion	-9,82E-04	-0,05
H16	5	1,190	poziom	-8,34E-02	-4,67
H17	5	1,190	poziom	-5,65E-03	-0,32
H18	6	1,288	poziom	-8,40E-04	-0,06
H19	6	1,288	poziom	-8,40E-04	-0,06
H20	6	1,288	poziom	3,80E-04	0,02
H21	6	1,288	poziom	3,81E-04	0,02
H22	6	1,288	poziom	5,22E-03	0,34
H23	8	1,899	pion	-1,07E-02	-1,52

Na podstawie wartości maksymalnych przemieszczeń można stwierdzić, że do najniebezpieczniejszych sytuacji dochodzi, gdy na moście znajduje się duża grupa ludzi, a więc tłum lub potok pieszych. Ponadto, przy określaniu stopnia niebezpieczeństwa danej sytuacji należy wziąć pod uwagę wartość przyspieszenia przęsła.

Maksymalne przemieszczenie przęsła 0,138 m otrzymano w sytuacji obliczeniowej H4 (częstość trzecia). W sytuacji tej na moście znajduje się potok pieszych oraz czterech wandalów oddziałujących siłami poziomymi. Podobna sytuacja H16, gdzie te same oddziaływania wykonywane były z częstością piątą w kierunku pionowym, wywołała przemieszczenia 0,083 m. Należy dodać, że w sytuacjach tych otrzymano również znaczne wartości przyspieszeń pomostów. Sytuacje te wraz z sytuacją H23, gdzie otrzymano także znaczące przyspieszenie pomostu połączone z przemieszczeniem pionowym 0,011 m, należy zaliczyć do najbardziej niebezpiecznych na moście.

Pomijając sytuacje, w której uczestniczyła większa liczba przechodniów, najbardziej niebezpieczne okazały się kombinacje, gdy na moście znajdowało się czterech wandalów działających w jednym miejscu lub rozdzielonych na dwie dwuosobowe grupy.

W sytuacjach H1, H2, H7 oraz H11 wystąpiły podobne przemieszczenia pomostu w kierunku pionowym o wartości 0,019 m. W każdym z tych przypadków występowało czterech wandalów oddziałujących na obiekt w kierunku pionowym. Należy zaznaczyć, iż przyspieszenia pomostu, przy tych samych przemieszczeniach, były ponad dwukrotnie wyższe w sytuacjach H7 oraz H11. Wynika to z oddziaływania przez wandalów z wyższą częstotliwością i będzie miało wpływ na odczucia przechodniów. Większe przyspieszenie powoduje wzrost dyskomfortu pieszego.

Sytuacje H5, H10, H14 oraz H15 wywołały przemieszczenia w przedziale  $9,8 \cdot 10^{-4}$  m do  $14,3 \cdot 10^{-4}$  m w kierunku poziomym. Znaczne przemieszczenia spowodowane były również działaniem czterech wandalów razem lub w dwuosobowych grupach. Wartości przyspieszeń w tych sytuacjach są niskie i zbliżone do siebie.

## 5. Wnioski

Wykonana analiza zachowania się mostu dla pieszych pod wpływem oddziaływań wandalistycznych pozwala na przewidzenie reakcji konstrukcji w warunkach rzeczywistych. Analiza taka jest szczególnie istotna dla smukłych obiektów mostowych podatnych na oddziaływania dynamiczne, gdyż ich głównym problemem projektowym jest spełnienie warunków stanu granicznego użyteczności.

Obliczenia dynamiczne rozważanego obiektu wskazują na to, iż drgania kładki mogą wywoływać dyskomfort pieszego tylko w przypadku obciążeń wywołanych dużą liczbą przechodniów. Działania wandalistyczne pojedynczych osób nie powinny wywoływać dyskomfortu u pozostałych użytkowników obiektu.

Rozważając komfort pieszych na kładce, należy zwrócić uwagę nie tylko na maksymalne przemieszczenia konstrukcji, lecz również na ich częstotliwość. Dlatego też kryteria komfortu uwarunkowane są najczęściej przyspieszeniem przęsła. W pracy [6] przedstawiono porównanie otrzymanych w opisywanej analizie wartości przyspieszeń przęsła do trzech niezależnie ustalonych kryteriów komfortu.

Interpretując wyniki należy zwrócić uwagę na założenia przyjęte do obliczeń. Model kładki został sprowadzony do konstrukcji prętowej, a analizę przeprowadzono z założeniem liniowej zależności naprężenia – odkształcenia. W przeprowadzonych badaniach nie uwzględniono sprzężenia zwrotnego pomiędzy drganiami mostu, a jego użytkownikami. Maksymalną ilość pojedynczych wandalów przyjęto równą czterem.

## Literatura

- [1] Getter A., Wojciechowski T., *Projekt wykonawczy kładki pieszo-rowerowej w ciągu ulic Mostowa-Brodzińskiego*, Kraków, 2008.
- [2] Chen B., Peng G., *Design and construction of Hechang Bridge, Quanzhou, China*, ARCH'07 – 5<sup>th</sup> International Conference on Arch Bridges, 2007, 891-896.
- [3] Chen B., Peng G., *Numerical Analysis on construction of Dongguan Shuidao Bridge by cantilever cable stayed method*, Chinese-Croatian Joint Colloquium Construction of Arch Bridges, 2009, 369-376.

- [4] Biliszczyk J., Barcik W., Prabucki P., Rudze J., Woźniak A., *Budowa kładki Słodowej przez Odrę we Wrocławiu*, Inżynieria i Budownictwo 9 (2003) 475-480.
- [5] PN-EN 1991-2 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów*.
- [6] Nepelski K.: *Analiza statyczna i dynamiczna łukowej kładki pieszo-rowerowej*, Praca magisterska, Wydział Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej, Lublin, 2010.

## **Numerical modelling of vandalistic actions on footbridge for pedestrians and bicycles**

Krzysztof Nepelski <sup>1</sup>, Tomasz Lipecki <sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology, e-mail: k.nepelski@pollub.pl*

<sup>2</sup> *Department of Structural Mechanics, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Lublin University of Technology e-mail: t.lipecki@pollub.pl*

**Abstract:** The paper deals with numerical modelling of dynamic load acting on a footbridge. Two cases of loads caused by passing people have been considered: the load caused by crowd of people and by random stream of people. Moreover, two cases of vandalistic actions have been taken into account. Vandalistic action is such purposeful human action which leads to damage or destruction of an object. Numerical analyses have been carried out for the real footbridge for pedestrians and bicycles traffic over Vistula River in Cracow. Modal analysis was the first step of calculations and on this basis various variants of dynamic actions have been assumed. All computations have been performed with use of FEM system - ALGOR.

**Keywords:** footbridge, dynamic action, vandalistic action, Finite Element Method.



## **Zastosowanie techniki pomiarowej TDR w badaniach terenowych przy wykorzystaniu sond powierzchniowych**

**Zbigniew Suchorab <sup>1</sup>, Zbyšek Pavlík <sup>2</sup>, Robert Černý <sup>3</sup>**

<sup>1</sup> *Politechnika Lubelska, Wydział Inżynierii Środowiska,  
e-mail: Z.Suchorab@wis.pol.lublin.pl*

<sup>2</sup> *Politechnika Czeska w Pradze, Wydział Inżynierii Budowlanej,  
e-mail: pavlikz@fsv.cvut.cz*

<sup>3</sup> *Politechnika Czeska w Pradze, Wydział Inżynierii Budowlanej,  
e-mail: cernyr@fsv.cvut.cz*

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono możliwość wykonywania pomiarów terenowych wilgotności murów za pomocą techniki TDR (ang. Time Domain Reflectometry). W celu wyeliminowania dotychczasowych wad niniejszej techniki, do których należy zaliczyć przede wszystkim jej inwazyjny charakter i konieczność wykonywania nawierceń w murach, opracowano i wykonano kilka prototypów sondy powierzchniowej. Dzięki zastosowaniu takiego rozwiązania czujnika, możliwe było przeprowadzenie badań na zasadzie dotykowej z pełnym wykorzystaniem potencjału techniki pomiarowej TDR – szybkości odczytu oraz braku wrażliwości na zasolenie badanego ośrodka. Pomiarów wykonano w murach z cegły ceramicznej pełnej budynku zlokalizowanego przy ul. Pierwszego Maja 20 w Lublinie.

**Słowa kluczowe:** pomiary wilgotności, sonda powierzchniowa TDR, technika reflektometryczna.

### **1. Wstęp**

Nadmierna wilgotność murów to poważny problem eksploatacyjny wielu obiektów budowlanych. Jest on szczególnie uciążliwy w przypadku budynków wzniesionych w czasach, kiedy nie dbano o właściwe zabezpieczenie przegród budowlanych przed szkodliwym działaniem wody. W związku z powyższym wiele obiektów o znaczeniu historycznym jest dzisiaj dotknięte problemem nadmiernej zawartości wody. Zbyt duża zawartość wody w przegrodzie wywołana jest najczęściej zjawiskiem podciągania kapilarnego wody z gruntu, ale również takimi czynnikami jak kondensacja pary wodnej wewnątrz przegród, deszcze, powodzie, czy też awarie instalacji sanitarnych. Odrębne, ważne zagadnienie stanowi także wilgoć technologiczna, wynikająca z samego procesu wznoszenia budynków. Jej występowanie nie jest możliwe do wyeliminowania i dlatego, szczególnie w początkowej fazie eksploatacji obiektu należy dbać o to, aby woda nagromadzona w przegrodach miała możliwość odparowania.

Nadmierne zawilgocenie przegród budowlanych przyczyni obniża parametry jakościowe obiektu zarówno w sensie konstrukcyjnym jak i higieniczno-sanitarnym.

Woda w murach prowadzi do zniszczenia struktury materiału budowlanego. Powodują to głównie wielokrotne procesy zamarzania i rozmarzania w okresie zimowym. Dodatkowo, woda powoduje rozkład drewna, przyspieszoną korozję stalowych elementów zbrojeniowych. Odłąbną uciążliwością, bezpośrednio związaną z przepływem wody wewnątrz struktury przegród budowlanych jest transport oraz krystalizacja soli rozpuszczonych w przenoszonym wodzie. Zjawisko to, podobnie jak przemiany fazowe wody niszczy strukturę muru, powodując jego przyspieszoną degradację, w znaczącym stopniu utrudniając lub nawet uniemożliwiając prowadzenie skutecznych zabiegów renowacyjnych.

Istotnym problemem jest również to, że woda zawarta w przegrodach negatywnie oddziałuje na środowisko wewnętrzne pomieszczeń, tworząc podłoże do rozwoju szkodliwych mikroorganizmów oraz grzybów pleśniowych. W konsekwencji przyczynia się to do powstawania chorób dróg oddechowych, infekcji, alergii oraz podrażnień oczu i skóry użytkowników obiektów dotkniętych zjawiskiem zawilgocenia.

Powyżej przedstawione, negatywne skutki obecności wody w przegrodach budowlanych wymuszają na eksploatatorach konieczność podejmowania prób naprawczych istniejącego stanu rzeczy. Jedną z pierwszych czynności naprawczych jest zawsze oszacowanie skali zjawiska tj. ilościowe określenie zawartości wody w murze oraz określenie jej rozkładu w przegrodzie. Powyższe rozpoznanie umożliwia wykrycie przyczyny zjawiska oraz jego zasięgu, a w rezultacie ułatwia podjęcie decyzji odnośnie wyboru procedury naprawczej. Tradycyjną metodą pomiaru wilgotności murów jest metoda grawimetryczna zwana popularnie suszarko-wagową. Jest to metoda bezpośrednia i bardzo dokładna. Jednak ze względu na konieczność pobierania próbek i długi czas badania jest ona uciążliwa w stosowaniu, tym bardziej, że praktycznie nie jest możliwe przy jej wykorzystaniu określenie rozkładu wilgotności w przegrodzie. Metody pośrednie są z kolei mniej dokładne, jednak umożliwiają szybki pomiar wilgotności bez znacznej ingerencji w strukturę dotkniętych obiektów. Do najpowszechniej stosowanych obecnie technik wykrywania wody w murach zaliczamy metody elektryczne. Wśród nich najszerze uznanie znajdują metody rezystancyjne oraz pojemnościowe. Są one tanie i umożliwiają szybkie pomiary wilgotności w różnych punktach przegrody, tym samym mogą ułatwić wykrycie przyczyny zjawiska zawilgocenia. Ich wadą jest natomiast nadmierna czułość na koncentrację jonów soli, co w przypadku przegród o dużej jej zawartości może prowadzić do poważnych błędów pomiarowych. Wadą powyższą nie jest obarczona metoda TDR (ang. Time Domain Reflectometry). Technika ta od wielu lat stosowana była do pomiarów wilgotności ośrodków gruntowych i od pewnego czasu podejmowano próby jej zastosowania w odniesieniu do materiałów i przegród budowlanych. Inwazyjny charakter metody w większości przypadków uniemożliwiał jej praktyczne wykorzystanie lub był przyczyną wielu problemów technicznych. Dopiero zastąpienie tradycyjnych czujników stosowanych w dotychczasowych pomiarach sondami powierzchniowymi umożliwiło bezinwazyjne pomiary wilgotności materiałów budowlanych, a tym samym zwiększyło potencjał tej metody w badaniach na obiektach rzeczywistych.

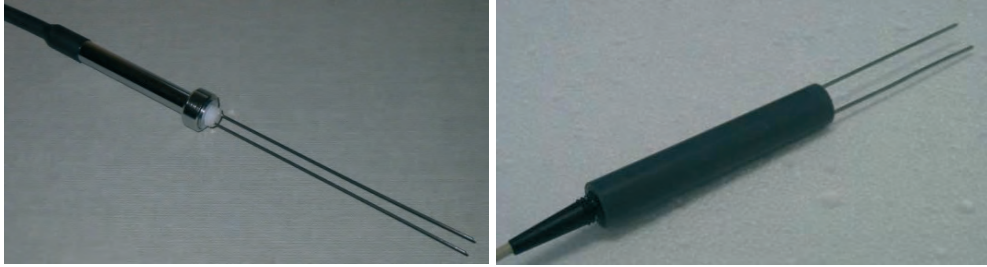
## 2. Opis techniki pomiarowej

Od ponad 30 lat technika pomiarowa TDR jest stosowana do wyznaczania wilgotności gruntów [1]. Jest ona stale rozwijana poprzez wprowadzenie ciągłych udoskonaleń sprzętu, elektroniki, oprogramowania oraz samych technik kalibracji czujników [2,3]. Istota jej działania polega na pomiarze czasu propagacji impulsu elektromagnetycznego wzdłuż falowodu jakim jest pręt pomiarowy umieszczony w mierzonym ośrodku, stąd bierze się jej nazwa – Time Domain Reflectometry – Reflektometria w Domenie Czasu. Zmierzony przez miernik TDR czas propagacji zależy od szybkości propagacji impulsu, a ta z kolei od właściwości elektrycznych otoczenia – przenikalności dielektrycznej ośrodka. Przenikalność dielektryczna zależy od udziałów poszczególnych faz tworzących badany ośrodek, przy czym dominującym czynnikiem jest tutaj woda, której przenikalność dielektryczna wynosi 80 i jest kilkadziesiąt razy większa od przenikalności fazy stałej oraz powietrznej. W związku z powyższym nawet jej niewielkie ilości w materiale zwiększają czas przelotu impulsu w czujniku otoczonym wilgotnym ośrodkiem. Dodatkowo należy tutaj podkreślić, że rozpuszczone jony soli w zakresie częstotliwości w którym operuje technika TDR (ok. 1GHz) nie wpływają na czas propagacji impulsu, mogą najwyżej obniżyć napięcie impulsu [4]. W związku z tym, że istotą techniki TDR jest pomiar czasu propagacji, można uznać, że w znacznym zakresie technika ta nie jest wrażliwa na zakłócenia wywołane nieokreśloną koncentracją jonów soli w materiale. W rzeczywistości obniżone napięcie impulsu może mieć pewien wpływ na większy rozrzut uzyskanych odczytów, a tym samym na zmniejszenie dokładności pomiaru. Należy jednak podkreślić, że nie ma to wpływu na podstawowy odczytywany parametr – przenikalność dielektryczną, a pośrednio na wilgotność. W celu przeliczenia odczytów z miernika TDR na wilgotność ośrodka stosuje się szereg formuł kalibracyjnych. Są to zarówno teoretyczne modele fizyczne jak i empiryczne formuły kalibracyjne uzyskane w wyniku badań eksperymentalnych.

Technika TDR dobrze sprawdziła się w pomiarach ośrodków gruntowych, ponieważ ich luźna struktura umożliwiała wygodne pomiary w warunkach terenowych. Podstawy fizyczne działania techniki TDR sugerowały, że można ją również wykorzystać do wyznaczania wilgotności materiałów i przegród budowlanych, jednak konstrukcje sond w praktyce uniemożliwiały to zadanie. Typowe sondy składają się bowiem z dwóch cienkich prętów pomiarowych o znacznej długości, przedstawiono je na Rys. 1. W związku z powyższym nie możliwe jest ich bezpośrednie wprowadzenie do struktury materiału, a wszelkie czynności przygotowawcze polegające na nawiercaniu, prowadzą do zmiany struktury materiału, a tym samym jego właściwości wodnych.

W literaturze światowej przedstawiono rezultaty badania na materiałach budowlanych z wykorzystaniem tradycyjnych czujników TDR [5]. Pewien wkład w ten zakres badań mają również autorzy niniejszego opracowania [6,7]. Opisane badania dotyczą jednak głównie miękkich materiałów budowlanych takich jak beton komórkowy i ukazują pomiary w ujęciu laboratoryjnym. Ponadto, jak to już wcześniej wspomniano, stosowane w tych przypadkach techniki przygotowania próbek (np. nawiercanie) z twardszych materiałów mogą zmienić ich strukturę, powodując tym samym zmianę ich właściwości wodnych w zasięgu czułości sondy. Wszystkie powyżej wymienione słabości techniki TDR w odniesieniu do materiałów budowlanych skłoniły do zbudowania czujników powierzchniowych umożli-

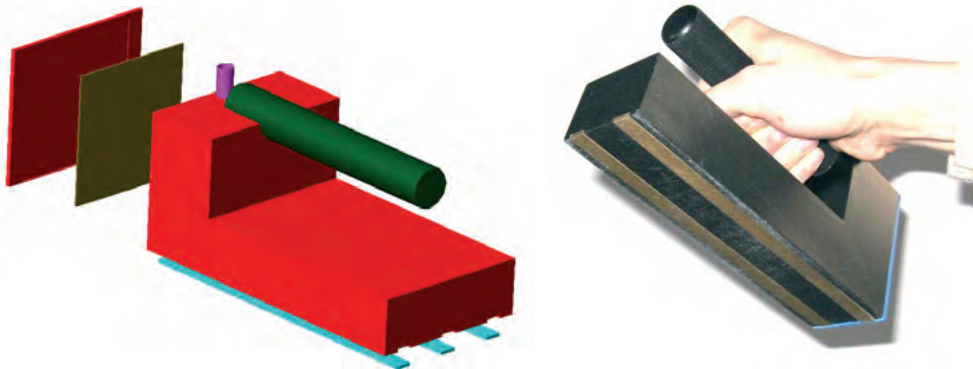
wiających pomiary techniką TDR również w terenie bez konieczności instalowania ich wewnątrz materiału.



Rys. 1. Klasyczna sonda TDR (Easy Test/ Lublin). Z lewej sonda do pomiarów laboratoryjnych (LP/ms), z prawej do pomiarów polowych (FP/mts), (źródło opracowanie własne).

Fig. 1. Classic TDR probe (Easy Test/ Lublin). From the left: the probe for laboratory measurements (LP/ms), from the right: the probe for *in-situ* measurements (FP/mts).

W celu prowadzenia badań terenowych przy wykorzystaniu pełnego potencjału techniki pomiarowej TDR, wykonano prototypowe egzemplarze sond TDR [8,9] różniące się od siebie konstrukcją – długością i rozstawem prętów pomiarowych, ilością prętów pomiarowych (sondy dwu- i trójprętowe), czy wreszcie kształtem pręta pomiarowego (kątownik, płaskownik) i użytym materiałem (pleksi, poliamid, ertacetal). W wyniku badań testowych i prac wykonawczych, okazało się, że najlepszym rozwiązaniem do badań twardych wilgotności materiałów budowlanych jest sonda powierzchniowa dwuprętowa o falowodach w kształcie płaskownika wykonana z ertacetalu. Połączenie pomiędzy przewodem koncentrycznym, a elementami pomiarowymi stanowi płytka drukowana z bardzo prostą elektroniką. Rys. 2 przedstawia budowę przykładowych sond powierzchniowych TDR wykorzystywanych w badaniach terenowych.



Rys. 2. Sonda powierzchniowa TDR. Z lewej model sondy trójprętowej. Z prawej prototyp sondy powierzchniowej dwuprętowej wykorzystanej w opisywanych badaniach terenowych, (źródło: opracowanie własne).

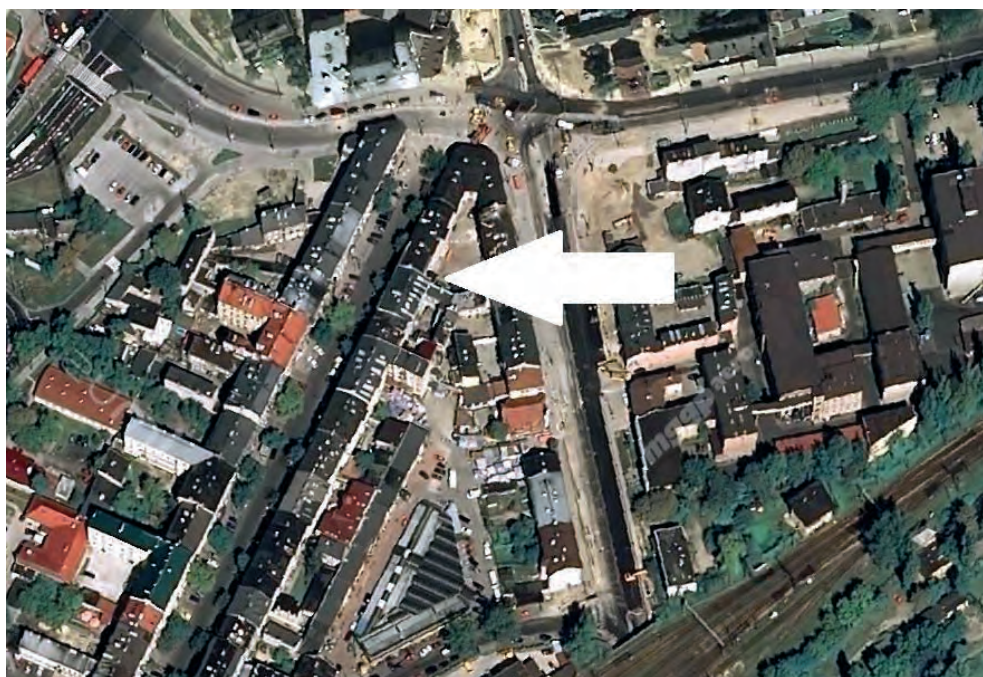
Fig. 2. The surface TDR probe. On the left: three-rod probe model. On the right: surface two-rod prototype probe used in the *in-situ* measurements.

Pomiary wilgotności przy wykorzystaniu czujników powierzchniowych w zasadzie nie różnią się od tradycyjnych. Również w tym przypadku mierzony jest

czas propagacji impulsu wzdłuż falowodu, który tutaj jednak nie jest całkowicie umieszczony w badanym ośrodku. Różnica sprowadza się do właściwej interpretacji sygnału na etapie obróbki uzyskanych odczytów. W przypadku sondy tradycyjnej cały pręt pomiarowy jest umieszczony w badanym materiale i odczyt z takiego czujnika pozwala na określenie rzeczywistej wartości przenikalności dielektrycznej ośrodka. W przypadku sondy powierzchniowej można odczytać natomiast efektywną przenikalność dielektryczną bardziej skomplikowanego ośrodka, na którą zawierają się przenikalności badanego materiału (wartość poszukiwana) i ertacetalu (wartość stała równa 3,8). W celu określenia wilgotności materiału należy rozdzielić wymienione powyżej wartości wpływające na efektywną przenikalność dielektryczną ośrodka. Najprostszą i zarazem najbardziej dokładną metodą jest tutaj kalibracja empiryczna, polegająca na korelowaniu odczytów TDR z wilgotnością wyznaczoną metodą suszarko-wagową.

### 3. Metodyka

Do pomiarów wybrano budynek dotknięty zjawiskiem podciągania kapilarnego. Jest to obiekt zlokalizowany w Lublinie, przy ul. Pierwszego Maja 20 (Rys. 3).



Rys. 3. Lokalizacja badanego obiektu, (źródło: [www.zumi.pl](http://www.zumi.pl), 2011).

Fig. 3. Location of the test object (source: [www.zumi.pl](http://www.zumi.pl), 2011).

Badany obiekt pochodzi z początków XX wieku. Ostony zewnętrzne wzniesiono z cegły ceramicznej pełnej na zaprawie wapiennej. Charakteryzują się one brakiem izolacji termicznej oraz brakiem zabezpieczenia przed zjawiskami podciągania kapilarnego i wpływem wód opadowych. W związku z powyższym na przegrodach widoczna jest korozja biologiczna, odpadanie tynku, kruszenie muru (Rys. 4).



Rys. 4. Powierzchnia zewnętrzna omawianej przegrody (prostokątem oznaczono badany obszar) z wyraźnymi oznakami zniszczenia i korozji biologicznej wywołanymi podciąganiem kapilarnym, (źródło: opracowanie własne).

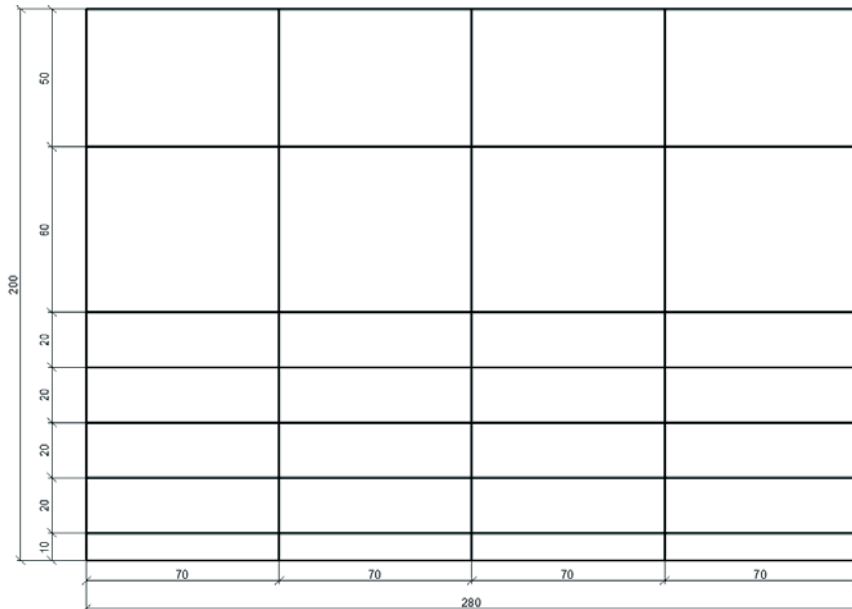
Fig. 4. The outer surface of the presented partition (the test area is marked by the rectangular) with clear signs of destruction and biological corrosion caused by capillary rise.

W celu wyznaczenia wilgotności w poszczególnych punktach badanej przegrody i określenia rozkładu wilgoci w przegrodzie, wydzielono siatkę pomiarową (Rys. 5) składającą się z 7 poziomów i 4 pionowych kolumn. Szerokość kolumn była stała i wynosiła 70 cm, zaś wysokość zależała od widocznego zawilgocenia i wynosiła 10 cm w najniższych warstwach, 20 cm w warstwach pośrednich oraz ok. 50 cm w najwyższych warstwach, gdzie wartość wilgotności była mniejsza. Całkowita powierzchnia pomiarowa wynosiła 5,6 m<sup>2</sup> (2,8 m szerokość, 2,0 m wysokość). Odczytów wilgotności dokonywano w centralnych punktach każdego prostokąta siatki pomiarowej.

Badania wykonano w słoneczny dzień w okresie letnim 2010 roku. Zestaw pomiarowy wykorzystany do badań składał się z następujących elementów:

- miernik przenośny TDR – FOM (Field Operated Multimeter – Easy Test/Lublin),
- komputer przenośny jako stacja sterująca (komunikacja z FOM przez port RS-232 przez przelotkę USB),
- kabel koncentryczny łączący sondę z miernikiem,
- sonda powierzchniowa TDR (Rys. 2).

Do sterowania miernikiem i odczytem danych zastosowano samodzielnie opracowaną aplikację do pomiarów reflektometrycznych z wykorzystaniem sond powierzchniowych TDR Reflectometer v.1.0.



Rys. 5. Siatka pomiarowa.

Fig. 5. Measurement grid.

#### 4. Dyskusja wyników

Zadaniem programu TDR Reflectometer v.1.0 było zarówno sterowanie miernikiem TDR – FOM, lecz również odczyty i czasów propagacji impulsu w prętach sondy powierzchniowej. Jednorazowo dokonywane były trzy pomiary, a ostateczny wynik był uśredniany i przeliczany na wilgotność objętościową [%<sub>vol</sub>] na podstawie poniższej formuły:

$$\theta = -6,6 \cdot 10^{-9} \cdot t_{TDR}^3 + 6,1 \cdot 10^{-5} \cdot t_{TDR}^2 - 0,16 \cdot t_{TDR} + 130 \quad (1)$$

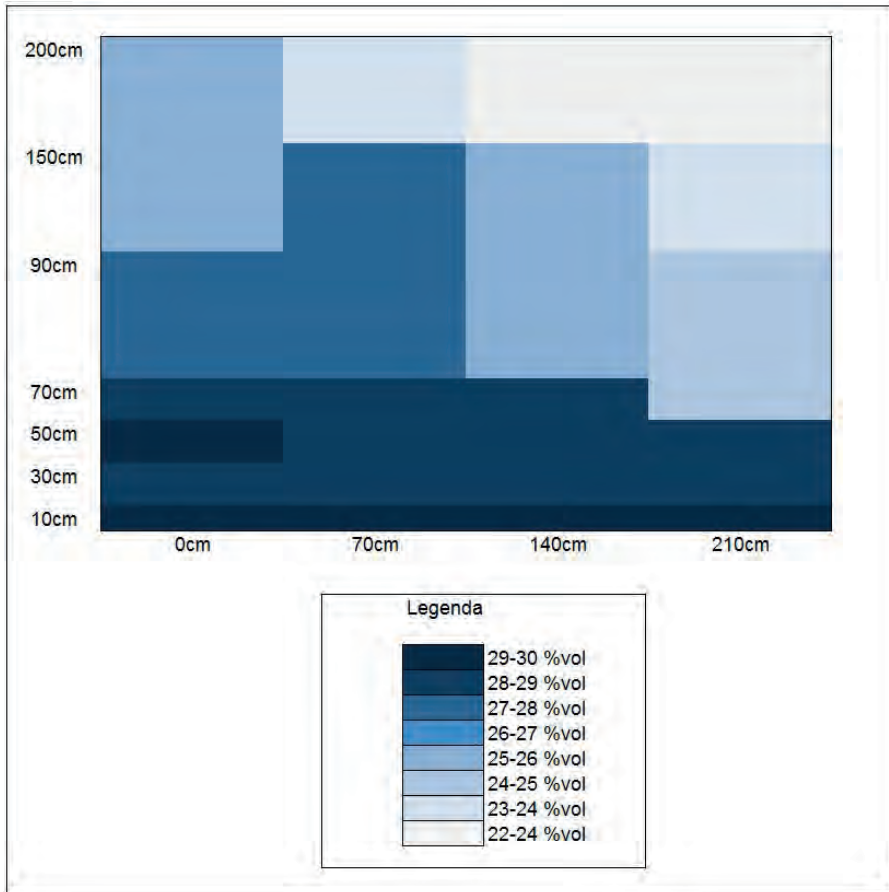
gdzie:  $\theta$  – wilgotność objętościowa badanego materiału, %<sub>vol</sub>,  $t_{TDR}$  – czas przelotu impulsu elektromagnetycznego wzdłuż falowodu pomiarowego, ps.

Powyższa formuła empiryczna została wyprowadzona za pomocą badań kalibracyjnych dla cegły ceramicznej pełnej przed rozpoczęciem właściwych badań terenowych. Uzmiennia ona wilgotność badanego materiału budowlanego od czasu przelotu impulsu w falowodach konkretnego modelu sondy.

Czas przelotu rejestrowany przez miernik jest ustalany na podstawie analizy odpowiedzi z czujnika TDR i jest przeliczany automatycznie na wilgotność przez wspomnianą wcześniej aplikację TDR Reflectometer v.1.0 do obsługi sond TDR. Dodatkowo w programie zaimplementowano bazę charakterystyk kalibracyjnych do wyznaczania wilgotności mierzonych materiałów uzyskanych w drodze badań laboratoryjnych. W związku z powyższym program jednocześnie może podawać odczyty czasów przelotu impulsu przez sondę, efektywne przenikalności dielektryczne jak i właściwe odczyty wilgotności. Podgląd przelotu impulsu przez sondę w postaci tzw. reflektogramu jest przydatny celem wychwycenia ewentualnych problemów pomiarowych (nieprzewidzianych odbić impulsu, zakłóceń), które

mogłyby spowodować niewłaściwą interpretację sygnału przez aplikację tym samym zafałszować wynik.

W rezultacie przeprowadzonych badań uzyskano tzw. mapę wilgotności objętościowej muru dotkniętego zjawiskiem podciągania kapilarnego.



Rys. 6. Mapa wilgotności.

Fig. 6. Map of moisture.

Z przeprowadzonych pomiarów wynika, że badany obiekt dotknięty jest zjawiskiem podciągania kapilarnego. Już wizualna ocena obiektu pozwala na określenie przyczyny problemu – odpadające powłoki tynku oraz korozja biologiczna świadczą o powyższym zagrożeniu. Przeprowadzone pomiary pozwoliły na ilościową ocenę zagrożenia i potwierdziły, iż w dolnych partiach przegrody, najbardziej narażonych na obecność wód gruntowych wilgotność objętościowa jest zbliżona do 30%<sub>vol</sub>, co jest stanem zbliżonym do całkowitego nasycenia większości cegieł ceramicznych pełnych. W wyższych partiach przegrody odczytano również duże stany wilgotności, jednak nie przekraczały one 20%<sub>vol</sub>. Biorąc pod uwagę fakt, że badania prowadzono w okresie bez opadów deszczu należy uznać, że główną przyczyną powyższego zjawiska jest podciąganie kapilarne wód gruntowych wynikające z niewłaściwego wykonania lub braku izolacji wodochronnych.



## 5. Wnioski

Zastosowanie powierzchniowych sond TDR w znacznym stopniu rozszerza możliwości pomiarowe tej techniki umożliwiając prowadzenie pomiarów w terenie. Przy wykorzystaniu tradycyjnych czujników było to bardzo trudne do wykonania i w zasadzie wykluczało tą technikę w dziedzinie pomiarów wilgotności materiałów budowlanych charakteryzujących się dużą twardością. Zastosowanie sond powierzchniowych wyeliminowało konieczność wprowadzania stalowych prętów pomiarowych w strukturę badanego materiału i pozwoliło na pomiary bezinwazyjne.

Rozdzielczość metody TDR przy wykorzystaniu sond powierzchniowych waha się w przedziale od 0,3%vol do 0,6%vol w zależności od typu użytej sondy i zależy od długości czujnika. Jest to wartość pozwalająca na precyzyjne odczyty wilgotności objętościowej materiału.

Do minusów metody należy zaliczyć duży rozrzut uzyskanych wyników w trakcie prowadzonych badań terenowych. Wynika on z konieczności precyzyjnego dociśnięcia sondy do lica przegrody, co w przypadku murów jest trudne do uzyskania.

Technika pomiarowa TDR dzięki zastosowaniu czujników powierzchniowych wkroczyła na obszar badawczy dotychczas dla niej trudno dostępny i biorąc pod uwagę ciągły spadek cen elektroniki należy się spodziewać, że może stanowić dobrą alternatywę dla innych obecnie stosowanych metod detekcji wilgoci w materiałach i przegrodach budowlanych.

## Informacja

Praca powstała w ramach realizacji umowy między rządem RP, a rządem Republiki Czeskiej o współpracy w dziedzinie nauki i techniki, nr 8501/2010.

## Literatura

- [1] Topp G.C., Davis J.L., Annan A.P., *Electromagnetic determination of soil water content: Measurements in coaxial transmission lines*, Water Resour. Res., 16 (1980) 574-582.
- [2] De Loor G.P., *Dielectric properties of heterogeneous mixtures containing water*, J. Microwave Power, 3(2) (1968) 67-73.
- [3] Malicki M.A., Plagge R., Roth C.H., *Improving the calibration of dielectric TDR soil moisture determination taking into account the solid soil*, Eur. J. Soil Sci., 47(3) (1996) 357-366.
- [4] Sobczuk H., Plagge R., *Time domain reflectometry method in environmental measurements*, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska, PAN, vol. 39, 2007, ISBN:83-89293-51-X.
- [5] Hansen E.J., Hansen M.H., *TDR measurement of moisture content in aerated concrete*, Building Physics, 6-th Nordic Symposium, 381-388, 2002.
- [6] Sobczuk H., Suchorab Z., *Calibration of TDR instruments for moisture measurement of aerated concrete. Monitoring and modelling the properties of soil as porous medium*, Institute of Agrophysics, Polish Academy of Sciences, Lublin, 156-165, 2005.
- [7] Suchorab Z., Sobczuk H., Łagód G., Pavlik Z., Cerny R., *Zastosowanie metody TDR do pomiaru wilgotności materiałów budowlanych*, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, 33 (2005) 1063-1070.

- [8] Suchorab Z., Barnat-Hunek D., Sobczuk H., *Zastosowanie powierzchniowej sondy TDR do bezinwazyjnych pomiarów wilgotności materiałów budowlanych*, Materiały Budowlane, Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, 65-74, 2009.
- [9] Suchorab Z., Sobczuk H., Cerny R., Pavlik Z., Plagge R., *Noninvasive moisture measurement of building materials using TDR method*, Proceedings of the 8th International Conference on Electromagnetic Wave Interaction with Water and Moist Substances (ISEMA 2009) June 1-5, Espoo, Finland, 147-155, 2009.

## **Application of the TDR measuring technique for *in-situ* measurements using surface probes**

Zbigniew Suchorab<sup>1</sup>, Zbyšek Pavlík<sup>2</sup>, Robert Černý<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Lublin University of Technology, Faculty of Environmental Engineering,  
e-mail: Z.Suchorab@wis.pol.lublin.pl

<sup>2</sup> Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering,  
e-mail: pavlikz@fsv.cvut.cz

<sup>3</sup> Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering,  
e-mail: cernyr@fsv.cvut.cz

**Abstract:** The article presents the possibility of *in-situ* measurements of building barriers moisture using the TDR technique (Time Domain Reflectometry). To minimize the previous disadvantages of the described method – invasive character, several prototypes of the surface probes were manufactured. With such a sensor solution it was possible to conduct the non-invasive measurements using the full TDR method potential – quick measurements and no sensitivity of salinity influence. The measurements were conducted on the brickworks made of red ceramic brick at the old building located on 1<sup>st</sup> of May Street in Lublin.

**Keywords:** moisture measurements, surface TDR probe, reflectometric technique.

# Analiza przewodności cieplnej przegród z betonu komórkowego w zależności od zmian wilgotności

Zbigniew Suchorab <sup>1</sup>, Danuta Barnat-Hunek <sup>2</sup>

<sup>1</sup> Wydział Inżynierii Środowiska, Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska, Politechnika Lubelska, e-mail: Z.Suchorab@fenix.pol.lublin.pl

<sup>2</sup> Wydział Budownictwa i Architektury, Instytut Budownictwa, Politechnika Lubelska, e-mail: d.barnat-hunek@pollub.pl

**Streszczenie:** Artykuł dotyczy zjawiska zawilgocenia przegród budowlanych z betonu komórkowego. Woda zwiększając przewodnictwo cieplne materiałów konstrukcyjnych, prowadzi do zwiększonych strat ciepła w okresie zimowym. Konsekwencją tego zjawiska jest obniżenie komfortu cieplnego pomieszczeń. Beton komórkowy jest materiałem, który intensywnie wchłania wodę, przy czym proces odparowania wody z gazobetonu jest znacznie dłuższy. Kapilarno-porowata struktura tego ośrodka czyni go bardzo podatnym na wpływ wody, stąd konieczna jest szczegółowa analiza wartości współczynnika przewodzenia  $\lambda$  w funkcji wilgotności. Przeanalizowano i porównano wpływ zmian wilgotności na parametry cieplne betonu komórkowego odmiany 400 i 600 przy wykorzystaniu technik reflektometrycznych TDR.

**Słowa kluczowe:** przewodność cieplna, wilgotność, techniki reflektometryczne, beton komórkowy.

## 1. Wstęp

W zawilgoconych budynkach następuje przyspieszona destrukcja materiałów budowlanych i elementów wyposażenia, rozwijają się procesy korozji biologicznej i chemicznej, wzrastają koszty eksploatacji. Zawilgocenie wpływa negatywnie na samopoczucie i zdrowie użytkowników oraz jest postrzegane jako coraz ważniejszy problem z punktu widzenia inżynierii środowiska.

Czas wysychania zawilgoconych elementów zależy od konstrukcji przegród oraz warunków otoczenia. Najczęściej jednak nie przekracza 3 lat i jest przyczyną zwiększonego zużycia energii cieplnej ze względu na większą przewodność cieplną przegród zewnętrznych.

W przypadku betonu komórkowego, charakteryzującego się większą porowatością, zasięg zjawiska może być jeszcze większy. Woda kapilarna ma destrukcyjny wpływ na konstrukcję, obniża parametry konstrukcyjne, cieplne materiałów oraz wytwarza niekorzystny mikroklimat w pomieszczeniach dotkniętych tym zjawiskiem. W pomieszczeniach o normalnym zawilgoceniu zjawisko kondensacji występuje również w przypadku niedostatecznej izolacyjności termicznej ścian, mostków termicznych oraz w narożach.

Woda zawarta w przegrodach budowlanych w istotny sposób wpływa na proces przepływu ciepła. Zmienia ona parametry cieplne konstrukcji – współczyn-

nik przewodzenia ciepła  $\lambda$ , a więc współczynnik przenikania ciepła  $U$ . Zwiększając przewodnictwo cieplne materiałów konstrukcyjnych, prowadzi do zwiększonych strat ciepła w okresie zimowym.

W dalszym ciągu wiele zagadnień, które mogą poprawić jakość środowiska wewnętrznego pomieszczeń pozostało nierozwiązanych. Należą do nich głównie zagadnienia związane z monitoringiem oraz oceną procesów wilgotnościowych zewnętrznych przegród budowlanych oraz ich wpływem na wartości parametrów cieplnych  $\lambda$  oraz  $U$ .

## 2. Cel badań

Beton komórkowy jest jednym z najpopularniejszych materiałów budowlanych, ponieważ zapewnia dużą izolacyjność cieplną, przy jednocześnie dobrych własnościach wytrzymałościowych, dlatego jest bardzo chętnie wykorzystywany jako materiał do budowy przegród zewnętrznych i wewnętrznych.

Celem poprawy parametrów cieplnych obiektów budowlanych jest minimalizacja wielkości współczynnika przewodzenia ciepła  $\lambda$  [W/(mK)], co wiąże się ze zmniejszeniem wymiany ciepła przez zewnętrzne przegrody budowlane. Od wartości tego współczynnika zależy przewodnictwo cieplne w danym materiale. Woda, będąc dobrym przewodnikiem energii cieplnej zwiększa przewodnictwo cieplne gazobetonu, obniżając jego parametry termiczne [4]. Kapilarno-porowata struktura tego ośrodka czyni go bardzo podatnym na wpływ wody, stąd koniecznym jest szczegółowa analiza wartości  $\lambda$  w funkcji wilgotności.

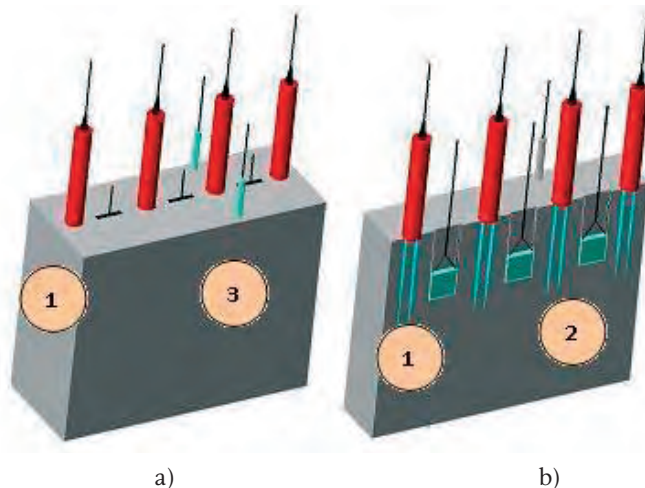
Celem wykonanego badania był pomiar wartości współczynnika przewodzenia ciepła w betonie komórkowym o gęstościach pozornych 400 oraz 600 kg/m<sup>3</sup> w stanie suchym oraz przy różnej zawartości wody w ośrodku.

## 3. Metodyka badań

### 3.1. Materiał i aparatura badawcza

Do realizacji pomiarów wykorzystano następującą aparaturę i materiały:

- System komór klimatycznych do generowania warunków środowiskowych po przeciwnych stronach próbki.
- Aparaturę TDR, dzięki której możliwe było wyznaczanie zarówno zawartości wody w materiale budowlanym oraz temperatury – analogowe mierniki temperatury wbudowane w sondę TDR LP/mts, jak i cyfrowe mierniki Dallas.
- Ogniwa Peltier’a – wykorzystane zostały tutaj do pomiarów strumienia cieplnego.
- Psychrometr, użyty tutaj jako precyzyjny mikrowoltomierz odczytujący dane z ogniwa Peltier’a.
- Próbki betonu komórkowego o gęstościach pozornych 400 i 600 kg/m<sup>3</sup>.



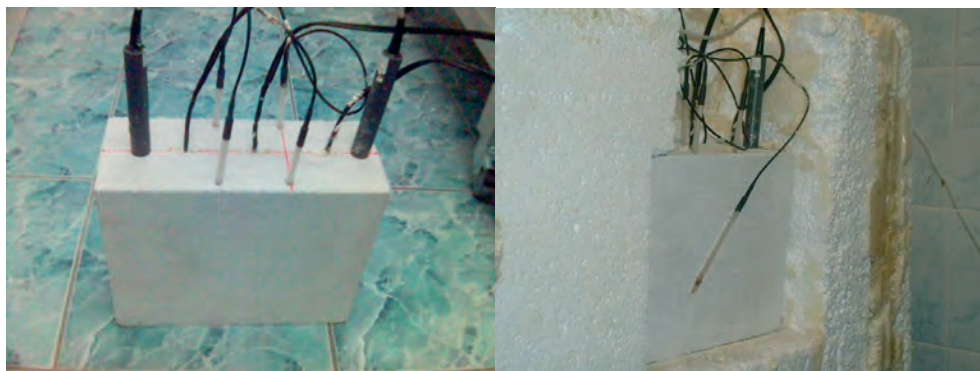
Rys. 1. Próbkę betonu komórkowego 400 zastosowaną do badania współczynnika przewodzenia ciepła, a) widok, b) przekrój, 1 – sondy TDR, 2 – ogniwa Peltiera, 3 – czujniki temperatury Dallas.

Fig. 1. Aerated concrete 400 sample applied for heat conductivity sample determination, a) view, b) cross-section, 1 – TDR probes, 2 – Peltier modules, 3 – temperature sensors (Dallas).

### 3.2. Metodyka pomiaru

W celu wyznaczenia współczynnika przewodzenia ciepła  $\lambda$  przygotowano cztery próbki betonu komórkowego (dwie o gęstości 400 i dwie 600 kg/m<sup>3</sup>) i wymiarach 12×24×30 cm.

Próbki zaopatrzone w czujniki pomiarowe – sondy TDR, czujniki temperatury Dallas oraz ogniwa Peltier'a (Rys. 1, 2). Sondy TDR oraz ogniwa Peltier'a umieszczono w jednej płaszczyźnie, żeby znajdowały się w jednej izotermie oraz płaszczyźnie o jednakowej zawartości wilgoci. Dzięki temu pomiar strumienia cieplnego na każdym ogniwie Peltier'a dokonywany był w porównywalnych warunkach. Czynnikiem, który mógł spowodować różnice odczytów była niejednorodność badanych próbek.



Rys. 2. Próbkę betonu komórkowego 600 zastosowaną do badania współczynnika przewodzenia ciepła.

Fig. 2. Aerated concrete 600 sample applied for heat conductivity sample determination.

Zewnętrzne obrzeża próbek przygotowanych w powyższy sposób zaizolowano termicznie przy pomocy styropianu (Rys. 2), celem izolacji próbki od wpływów środowiska zewnętrznego i umieszczono na specjalnym stoliku pomiędzy komorami klimatycznymi wyposażonymi w urządzenia pomiarowe (Miernik TDR oraz Psychrometr). Minimalne szczeliny zaizolowano pianką poliuretanową, celem wyeliminowania wszelkich nieszczelności cieplnych układu.

Uruchomiono stanowisko pomiarowe – mierniki oraz mechanizm chłodząco-grzejny komór klimatycznych (komora lewa C1 generowała niskie temperatury, a komora prawa – C2 generowała temperatury wysokie). Temperatury w komorach klimatycznych sekwencyjnie zmieniano, celem weryfikacji wpływu gradientu temperatur na wartość strumienia cieplnego odczytywanego przez ogniwo Peltier’a. Dzięki temu uzyskano zależności wielkości strumienia cieplnego w zależności od gradientu temperatur. Analiza ta umożliwiła wykonanie odczytów strumienia cieplnego w różnych zakresach temperaturowych, a w konsekwencji pozwoliła na wyznaczenie wartości przewodnictwa cieplnego betonu komórkowego.

W przypadku pomiarów współczynnika  $\lambda$  dla betonów komórkowych w stanie suchym zastosowanie sond TDR nie było konieczne (wartość wilgotności materiału była zerowa lub zbliżona do zera). Zdecydowano się jednak z nich skorzystać celem kontroli poprawności przeprowadzanych badań. Obserwowano, czy nie wzrasta wilgotność materiału w sposób nieprzewidziany oraz wykorzystując wbudowane czujniki temperatury w sondy TDR monitorowano rozkład temperatur w próbce.

Próbki betonu komórkowego nasycone wodą uzbrojono w aparaturę pomiarową podobnie jak próbki wysuszone. Wykorzystując sondy TDR oraz ogniwo Peltier’a w układzie komór klimatycznych udało się określić wpływ wilgotności materiału na strumienie ciepła odczytane w ogniwie Peltier’a, a w konsekwencji jego wpływ na wartość współczynnika  $\lambda$ .

#### 4. Analiza wyników badań

W oparciu o przeprowadzone badania wyznaczono wartości współczynnika przewodzenia ciepła  $\lambda$  dla betonów komórkowych 400 oraz 600.

Wartości współczynników przewodzenia  $\lambda$  wyznaczono z zależności:

$$(q = -\lambda gradT), \quad (1)$$

w której dla realizowanego eksperymentu:  $q$  – strumień cieplny wyznaczony przy pomocy ogniwa Peltier’a [ $W/m^2$ ],  $\lambda$  – mierzona wartość – współczynnik przewodnictwa cieplnego [ $W/mK$ ],  $gradT$  – gradient temperatur pomiędzy punktami pomiarowymi temperatury (w przypadku jednowymiarowego przepływu:  $gradT = \Delta T/\Delta x$  [ $K/m$ ]),  $\Delta x$  – odległość pomiędzy punktami pomiarowymi lub szerokość próbki [ $m$ ].

Dla betonu komórkowego o gęstości  $400 \text{ kg/m}^3$  uzyskano współczynnik  $\lambda$  dla trzech czujników odpowiednio 0,108; 0,103 oraz 0,085  $W/mK$ . Średnia wartość tego parametru z wszystkich pomiarów wynosi 0,099. Współczynniki korelacji wynoszą odpowiednio dla każdej serii 0,996, 0,985 oraz 0,998, co może być dowodem na dobrą jednorodność badanego betonu komórkowego (odchylenie standardowe  $s = 0,012\%$ , współczynnik zmienności  $v = 12,26\%$ ). Dane literaturowe [2, 5] wskazują, że wartość tego współczynnika, może w stanach suchych osiągać

wartości zbliżone do 0,1W/mK, co potwierdza słuszność przyjętej metody badawczej (według danych producenta 0,11).

Tabela 1. Zależność strumienia ciepłego zmierzona przy pomocy ogniwa Peltier'a w zależności od gradientu temperatur po przeciwnych stronach próbki w betonie komórkowym o gęstości 400 kg/m<sup>3</sup>.

Table 1. Heat flux dependence (determined using Peltier modules) on temperatures gradient on both sides of the aerated concrete 400kg/m<sup>3</sup> sample.

$\Delta q$ (K, °C)	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$
	[W/m <sup>2</sup> ]			[W/mK]		
9,8	21,00	18,71	16,55	0,107	0,095	0,084
9,9	20,96	18,43	16,45	0,106	0,093	0,083
9,8	20,53	18,08	16,16	0,105	0,092	0,082
9,9	20,99	18,45	16,56	0,106	0,093	0,084
15,5	32,85	32,83	24,96	0,106	0,106	0,081
15,8	34,02	33,91	25,93	0,108	0,107	0,082
15,8	34,75	34,54	26,35	0,110	0,109	0,083
15	34,88	34,54	24,74	0,116	0,115	0,082
9,7	20,64	20,63	16,70	0,106	0,106	0,086
7,1	14,59	14,54	12,38	0,103	0,102	0,087
6,1	13,40	12,98	11,44	0,110	0,106	0,094
4,6	10,03	10,02	8,92	0,109	0,109	0,097
wsp. korelacji ( $r$ )	0,996	0,985	0,998			
	średnie serii			0,108	0,103	0,085
	średnia wartość			0,099		
	odchylenie standardowe $s$ [%]			0,012		
	współczynnik zmienności $v$ [%]			12,26		

Tabela 2. Zależność strumienia ciepłego zmierzona przy pomocy ogniwa Peltier'a w zależności od gradientu temperatur po przeciwnych stronach próbki w betonie komórkowym o gęstości 600 kg/m<sup>3</sup>.

Table 2. Heat flux dependence (determined using Peltier modules) on temperatures gradient on both sides of the aerated concrete 600 kg/m<sup>3</sup> sample.

$\Delta T$ (K, °C)	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$
	[W/m <sup>2</sup> ]			[W/mK]		
20,4	38,55	40,20	38,71	20,400	0,151	0,158
20,45	39,58	41,27	39,42	20,450	0,155	0,161
20,2	38,69	40,42	38,90	20,200	0,153	0,160
18,5	34,77	36,42	34,80	18,525	0,150	0,157
17,8	34,03	35,57	33,89	17,8	0,153	0,160
17,1	33,58	35,04	33,29	17,125	0,157	0,164
16,7	32,93	34,39	32,68	16,65	0,158	0,165
wsp. korelacji ( $\rho$ )	0,981	0,983	0,987			
	średnia serii			0,154	0,161	0,154
	średnia wartość			0,156		
	odchylenie standardowe $s$ [%]			0,004		
	współczynnik zmienności $v$ [%]			2,59		

Z kolei beton komórkowy 600 kg/m<sup>3</sup> wykazywał średnią wartość współczynnika  $\lambda$  równą 0,156 W/mK dla wszystkich serii ( $s = 0,004\%$ ,  $v = 2,59\%$ ), natomiast wg danych producenta 0,17.

Według danych zestawionych w Tabeli 1 dla betonu komórkowego 400 współczynnik  $\lambda$  powinien wynosić ok. 0,10 W/mK, z kolei 600 – ok. 0,17 W/mK. Bardzo niskie wartości odchylenia standardowego i współczynnika zmienności świadczą o znikomym błędzie pomiarowym, zwłaszcza dla odmiany 600.

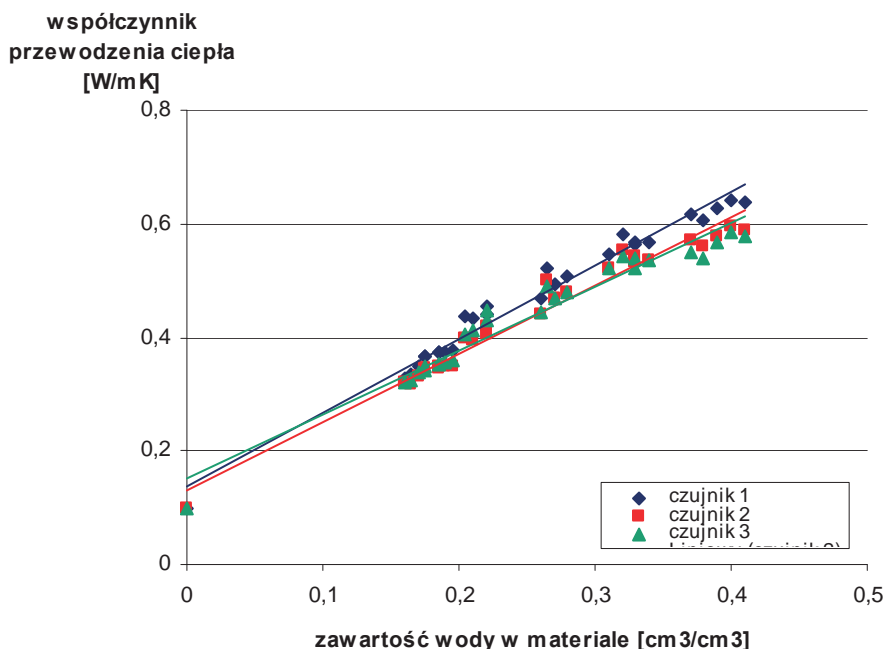
W przypadku próbek nasyconych wodą i ulegającym ciągłej, monitorowanej desorpcji celem pomiaru było ustalenie współczynnika przewodzenia ciepła  $\lambda$  w zależności od zawartości wody w próbce  $\theta$ . Istotne było, zatem w tym eksperymencie zastosowanie sond TDR, dzięki którym możliwe jest określenie wilgotności ośrodka. Uzyskano w ten sposób zestaw następujących danych w określonym czasie pomiaru: zawartość wody, gradient temperatur, strumień ciepła.

Tabela 3. Zależność współczynnika przewodzenia ciepła od wilgotności w betonie komórkowym 400.

Table 3. Heat conductivity coefficient dependence on moisture in aerated concrete 400.

zawartość wody	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\bar{\lambda}$	odchylenie standardowe	wsp. zmienności
[cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	[W/mK]				$s$ [%]	$v$ [%]
0,41	0,637	0,590	0,578	0,602	0,031	5,180
0,4	0,641	0,595	0,584	0,606	0,03	4,990
0,39	0,628	0,578	0,569	0,592	0,032	5,369
0,38	0,606	0,559	0,540	0,569	0,034	5,971
0,37	0,615	0,571	0,550	0,579	0,033	5,729
0,34	0,569	0,537	0,534	0,546	0,019	3,553
0,33	0,565	0,533	0,523	0,540	0,022	4,063
0,33	0,569	0,544	0,538	0,550	0,016	2,989
0,32	0,582	0,554	0,542	0,559	0,021	3,672
0,31	0,546	0,522	0,523	0,530	0,014	2,562
0,28	0,506	0,481	0,478	0,488	0,015	3,150
0,27	0,494	0,470	0,470	0,478	0,014	2,899
0,265	0,522	0,499	0,491	0,504	0,016	3,193
0,26	0,467	0,441	0,445	0,451	0,014	3,104
0,22	0,455	0,419	0,446	0,440	0,019	4,258
0,22	0,440	0,405	0,430	0,425	0,018	4,242
0,21	0,433	0,396	0,414	0,414	0,019	4,469
0,205	0,436	0,398	0,405	0,413	0,02	4,897
0,195	0,376	0,350	0,358	0,361	0,013	3,689
0,19	0,374	0,348	0,357	0,360	0,013	3,668
0,185	0,374	0,346	0,354	0,358	0,014	4,029
0,185	0,375	0,348	0,351	0,358	0,015	4,134
0,175	0,368	0,347	0,343	0,353	0,013	3,804
0,175	0,367	0,346	0,348	0,354	0,012	3,274
0,17	0,350	0,331	0,337	0,340	0,01	2,857
0,165	0,334	0,318	0,324	0,325	0,008	2,487
0,16	0,327	0,319	0,319	0,322	0,005	1,434
0	0,099	0,099	0,099	0,099	0,000	0,000
wsp. korelacji ( $r$ )	0,988	0,985	0,976	0,984		





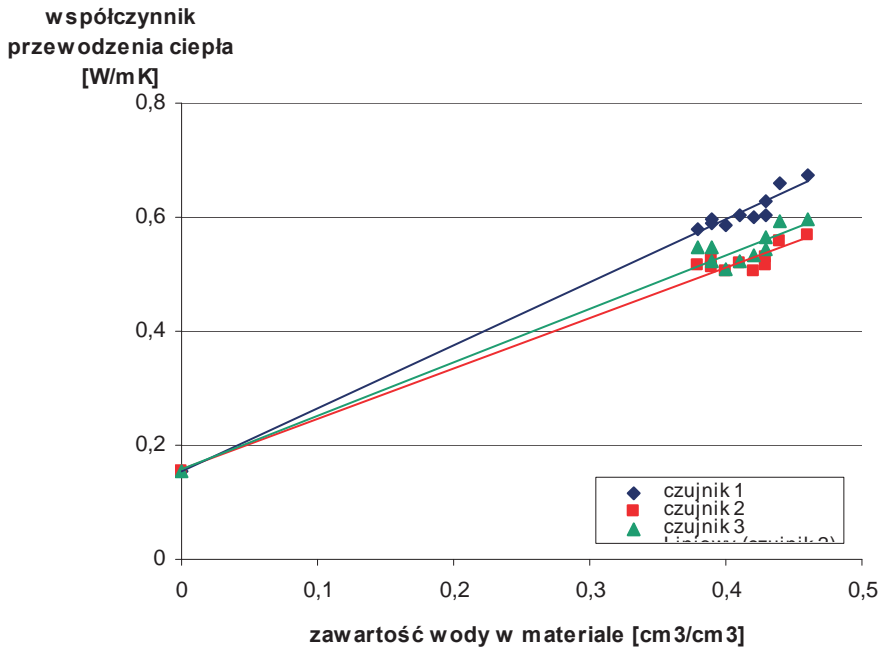
Rys. 3. Współczynnik przewodzenia ciepła w funkcji wilgotności materiału dla betonu komórkowego 400.

Fig. 3. Heat conductivity coefficient in relation to moisture in aerated concrete 400.

Tabela 4. Zależność współczynnika przewodzenia ciepła od wilgotności w betonie komórkowym 600.

Table 4. Heat conductivity coefficient dependence on moisture in aerated concrete 600.

zawartość wody [cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\bar{\lambda}$	odchylenie standardowe s [%]	wsp. zmienności v [%]
0,46	0,673	0,570	0,596	0,613	0,054	8,738
0,44	0,660	0,558	0,592	0,603	0,052	8,613
0,43	0,629	0,530	0,565	0,574	0,05	8,746
0,43	0,604	0,517	0,545	0,555	0,044	8,002
0,42	0,599	0,507	0,532	0,546	0,048	8,713
0,41	0,605	0,518	0,524	0,549	0,049	8,851
0,40	0,585	0,505	0,508	0,533	0,045	8,508
0,39	0,588	0,512	0,522	0,541	0,041	7,633
0,39	0,598	0,525	0,549	0,558	0,037	6,668
0,38	0,579	0,515	0,547	0,547	0,032	5,850
0,00	0,156	0,156	0,156	0,156	0	0,000
wsp. korelacji (r)	0,996	0,992	0,988	0,994		



Rys. 4. Współczynnik przewodzenia ciepła w funkcji wilgotności materiału dla betonu komórkowego 600.

Fig. 4. Heat conductivity coefficient in relation to moisture in aerated concrete 600.

Na podstawie uzyskanych wyników pomiarów sporządzono charakterystykę przewodnictwa cieplnego betonu komórkowego w funkcji zawartości wody. Dane przedstawia Tabela 5.

Tabela 5. Właściwości cieplne betonu komórkowego uzyskane eksperymentalnie.

Table 5. Heat parameters of aerated concrete determined experimentally.

Badany materiał	$\lambda_{dry}$	$\lambda_{mst}$
	[W/mK]	[W/mK]·[cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> ]
Beton komórkowy 400	0,105	1,311
Beton komórkowy 600	0,157	0,982

## 5. Analiza wyników

Uzyskane wyniki można porównać z danymi eksperymentalnymi zawartymi w programie Delphin V4.1.9. Charakterystyki te sporządzono w laboratorium Uniwersytetu Technicznego w Dreźnie przez zespół R. Plagge. Zaprezentowano tam dane cieplne betonu komórkowego o gęstości pozornej 600 kg/m<sup>3</sup>. Według tych danych parametr  $\lambda_{dry}$  w stanie suchym wynosi 0,17 W/mK, zaś parametr  $\lambda_{mst}$  wynosi 0,9 W/mK. Z kolei Klemm i in. [2] podają  $\lambda_{dry}$  betonu komórkowego 400 w stanie suchym wynosi ok. 0,1 W/mK, zaś betonu 600 ok. 0,16 W/mK, Gawin i in. [1] 0,11 i 0,16 odpowiednio.

Wartości odchylenia standardowego ( $s = 0,005 - 0,054\%$ ) i współczynnika zmienności ( $v = 1,434 - 8,851\%$ ), obliczone dla wszystkich pomiarów  $\lambda$  w omawianym eksperymencie, świadczą o niewielkim błędzie pomiarowym. Powyższe zestawienie oraz analiza statystyczna wskazują na poprawność zastosowanej metody badawczej.

## 6. Wnioski

Beton komórkowy 400 posiada mniejszą wartość współczynnika przewodzenia ciepła od betonu komórkowego 600. Należy to tłumaczyć mniejszą gęstością pozorną materiału przy jednakowym składzie fazy stałej. Natomiast charakteryzuje się on większą wartością jednostkowego przyrostu współczynnika  $\lambda_{\text{mst}}$  na  $\%_{\text{vol}}$ . Współczynnik przewodzenia ciepła  $\lambda$  gazobetonu odmiany 400 w stanie suchym jest 6,08 razy mniejszy niż w stanie nasycenia wodą, a w przypadku odmiany 600 – 3,9 razy mniejszy, co można interpretować faktem, iż woda wypełniająca pory w materiale wilgotnym miała większy wpływ na wartość tego parametru. Związane to jest z większym udziałem masowym wody, przy zbliżonej nasiąkliwości materiału.

Należy nadmienić, że beton komórkowy jest materiałem, który intensywnie wchłania wodę, ale w porównaniu np. z cegłą ceramiczną, proces odparowania wody z betonu komórkowego jest znacznie dłuższy. Zjawisko to oraz tak duży wzrost współczynnika przewodzenia ciepła w przypadku wzrostu zawilgocenia, przyczynia się do zwiększenia strat ciepła w sezonie grzewczym, obniżenia komfortu cieplno – wilgotnościowego, pogorszenia mikroklimatu środowiska wewnętrznego.

Dlatego należałoby zwiększyć rangę projektów technologii i organizacji budowy obiektów z betonu komórkowego [3], ale i innych materiałów porowatych, ze szczególnym zwróceniem uwagi na dokładne opracowania dotyczące metod wykonywania robót budowlanych, w szczególności izolacyjnych czy wentylacji pomieszczeń.

## Literatura

- [1] Gawin D., Kosny J., Desjarlais A., *Effect of moisture on thermal performance and energy efficiency of buildings with lightweight concrete walls*, Proc. 2000 Summer Study on Energy Efficiency in Buildings “Efficiency & Sustainability, 3.149-3.160, Pacific Grove, California (USA), 20-25 August, 2000.
- [2] Klemm P. (red.), *Budownictwo ogólne. Tom 2 (Fizyka budowli)*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 2005.
- [3] Stefańska E., Konferencja naukowa: *Ekologia w inżynierii procesów budowlanych. Tom II. Analiza czynników wpływających na zagrzybienie budynków*, Lublin – Kazimierz Dolny, 21-24 maja 1998.
- [4] Werszko D., *Wybrane zagadnienia z techniki cieplnej*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2003.
- [5] Roels S., Sermijn J., Carmeliet J., *Modelling unsaturated moisture transport in autoclaved aerated concrete: microstructural approach*, Building Physics 2002 – 6th Nordic Symposium (Norway 2002).

## **The analysis of heat conductivity coefficient of the aerated concrete building barriers depending on moisture changes**

Zbigniew Suchorab <sup>1</sup>, Danuta Barnat-Hunek <sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Environmental Engineering Faculty, Institute of Environmental Protection Engineering, Lublin University of Technology, e-mail: Z.Suchorab@fenix.pol.lublin.pl*

<sup>2</sup> *Building and Architecture Faculty, Institute of Building, Lublin University of Technology, e-mail: d.barnat-hunek@pollub.pl*

**Abstract:** The article is sacrificed to the aerated concrete building barriers moisture phenomenon. Water, which increases heat conductivity of building materials is the reason of the increased heat loses during the winter season. The result of this phenomenon is the decrease of indoor heat comfort parameters. Aerated concrete is a strongly water absorbing material with elongated time of water desorption. Capillary-porous structure of the described medium makes is highly prone to water influence what is the reason of the detailed analysis of heat conductivity coefficient in relation to moisture. In this article it is analyzed and compared the influence of moisture changes on heat parameters of the aerated concrete with the bulk densities of 400 and 600 kg/m<sup>3</sup> using the reflectometric techniques TDR (Time Domain Reflectometry).

**Keywords:** heat conductivity, moisture, reflectometric methods, aerated concrete.

## Informacje dla autorów.

Objętość pracy nie powinna przekraczać 16 stron maszynopisu. Maszynopis należy przygotować w formacie A4, jednostronnie, z marginesem 2.5cm z każdej strony. Pracę należy nadsyłać pocztą (1 kopia maszynopisu i dyskietka zapisana w formacie MS-Word) lub drogą elektroniczną.

Układ pracy powinien być następujący: tytuł pracy, pełne nazwiska i imiona autorów, miejsce pracy wraz z adresem e-mail, streszczenie – do 200 słów, słowa kluczowe, właściwy tekst pracy z pierwszym rozdziałem stanowiącym wprowadzenie. Na końcu pracy należy zamieścić w języku angielskim: tytuł pracy, pełne nazwiska i imiona autorów, miejsce pracy wraz z adresem e-mail, abstract – do 200 słów, słowa kluczowe.

Wzory matematyczne należy pisać stylem matematycznym (najlepiej styl Euclid 10, zawarty w edytorze równań MS-Word), np.:

$$S_u(z, n) = \frac{4x_u(z)\sigma_u^2}{n[1 + 70.7x_u^2(z)]^{5/6}}$$

$$x_u(z) = L_{ux} \cdot \frac{n}{\bar{u}(z)}$$

W tekście należy umieszczać rysunki (tabele) czarno-białe z opisem i podpisem w języku polskim i angielskim.

Do tabeli i rysunków należy umieszczać odnośniki możliwie blisko ich występowania w tekście – Rys. 1, Tab. 1. Odnośniki do literatury należy umieszczać w tekście w następujący sposób: Matthews i Rawlings [1], Murakami [2], Patel i in. [3].

Zestawienie literatury należy umieścić na końcu pracy przed streszczeniem w języku angielskim, w kolejności cytowania w tekście, w następującej formie:

- [1] Matthews F.L., Rawlings R.D., *Composite materials: engineering and science*, London, Chapman and Hall, 1994.
- [2] Murakami S., *Comparison of various turbulence models applied to a bluff body*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 46-47 (1993) 389-402.
- [3] Patel V.C., Tyndall J., Yoon J. Y., *Laminar flow over wavy walls*, ASME J. Fluids Eng. 113 (1991) 523-538.

### Information for authors.

The text may not exceed 16 typed pages. The manuscript should be typed in the A4 format, with the margins 2.5 cm on each side. The paper should be sent by mail (1 copy and diskette with Ms-Word file) or by e-mail.

The following paper layout should be used: title, authors full names, affiliation with e-mail, abstract (max. 200 words), key words, text of the paper with the introduction as the first chapter.

Equations should be typed using mathematical style (preferably Euclid 10 style in Ms-Word equation editor), for example:

$$S_u(z, n) = \frac{4x_u(z)\sigma_u^2}{n[1 + 70.7x_u^2(z)]^{5/6}}$$

$$x_u(z) = L_{ux} \cdot \frac{n}{\bar{u}(z)}$$

Figures and tables should be prepared monochromatic.

References to figures and tables should be placed close to its appearance in text – Fig. 1, Tab. 1. References to the literature should be cited by names and numbers: Matthews and Rawlings [1], Murakami [2], Patel et al. [3].

All references in the text must be listed at the end of the paper according to its appearance in the text:

- [1] Matthews F.L., Rawlings R.D., *Composite materials: engineering and science*, London, Chapman and Hall, 1994.
- [2] Murakami S., *Comparison of various turbulence models applied to a bluff body*, J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 46-47 (1993) 389-402.
- [3] Patel V.C., Tyndall J., Yoon J. Y., *Laminar flow over wavy walls*, ASME J. Fluids Eng. 113 (1991) 523-538.