



TADEUSZ WILCZYŃSKI, [tadeusz.wilczynski@p.lodz.pl](mailto:tadeusz.wilczynski@p.lodz.pl)

ANNA-MAGDALENA HUMMEL, [anna.hummel@p.lodz.pl](mailto:anna.hummel@p.lodz.pl)

Katedra Geotechniki i Budowli Inżynierskich Politechniki Łódzkiej

## AWARIA STALOWEJ KŁADKI DLA PIESZYCH

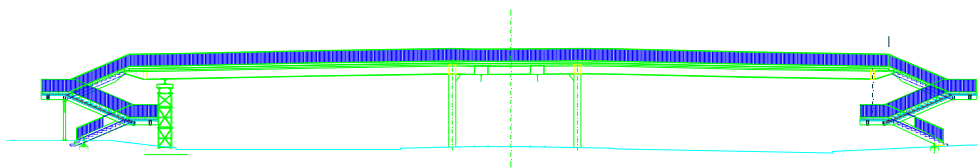
### FAILURE OF A STEEL PEDESTRIAN BRIDGE

**Streszczenie** W referacie przedstawiono awarię stalowej kładki dla pieszych spowodowaną, jak ustalono po obliczeniach nierównomiernym osiadaniami fundamentu podpory. Kładka była trójprzęsłową ramą. Rygiel ramy (belki pomostu) był w częściach środkowych sztywno połączony ze słupami, które były zamocowane w fundamentach. W częściach skrajnych rygiel był przegubowo podparty na belkach schodowych w kształcie litery Z. Dźwigary klatek schodowych były przegubowo oparte na fundamentach. Zimą po okresie silnych mrozów zauważono deformację (wybrzuszenie środkików) przy górnym węźle dźwigara klatki północnej. Deformacja ta wystąpiła tylko w jednym dźwigarze. Nie zanotowano dużego obciążenia użytkowego konstrukcji. Po przeprowadzeniu szczegółowych badań stwierdzono, że fundament wykonano niezgodnie z pierwotnym projektem, co mogło być przyczyną nadmiernych, nierównomiernych osiadań.

**Abstract** The paper presents failure of a steel footbridge due, as determined by the calculations, to uneven settling of foundation of one of the piers. The footbridge was build as a triple span steel frame. The spandrel beam of the frame was rigidly connected to the inner pillars that were fixed to the foundation. Both ends of the spandrel beam were pivotally mounted on the Z-shaped stair beams. The staircase girders were pivotally mounted on the foundations. In winter, after a period of severe frost, a deformation (bulging of the web) was noticed in the upper part of the lower reaches (the first from the bottom) of the girder of the northern staircase. The deformation occurred in just one girder. There was no record of any large payload applied to the structure. After detailed studies, it has been concluded that the foundation wasn't performed in accordance with the original project. This might have caused excessive, uneven subsidence.

### 1. Opis konstrukcji kładki

Kąt skrzyżowania osi kładki z osią ulicy wynosi  $96^\circ$ . Konstrukcja kładki jest trójprzęsłową ramą stalową. Rygiel ramy (belki pomostu) jest w części środkowej sztywno połączony ze słupami, które są zamocowane w fundamentach. W częściach skrajnych rygiel jest przegubowo podparty na belkach klatek schodowych o kształcie litery Z. Dźwigary klatek oparte są przegubowo na fundamentach. Długość pomostu, od przegubu do przegubu wynosi  $22,81 + 9,0 + 22,39 = 54,20$  m. Długość kładki w osiach podpór wynosi  $25,71 + 9,0 + 25,29 = 60,0$  m. Szerokość pomostu w świetle poręczy wynosi od 4,05 m. Pomost kładki wykonany z żelbetowych płyt prefabrykowanych oparty jest na dźwigarach stalowych o przekroju zamkniętym (skrzynkowych), o wymiarach zewnętrznych  $300 \times 690$  mm. Pionowe ścianki skrzynki wykonano z blach o przekroju  $630 \times 8$  mm, pasy górny i dolny z blach  $260 \times 30$  mm.



Rys. 1. Schemat kładki z podparciem awaryjnym

Podobnie wykonane zostały dźwigary główne klatki schodowej, z belek stalowych skrzynkowych o wymiarach zewnętrznych 250×500 mm. Belki pierwszego biegu od góry posiadają ścianki z blach o wymiarach 470×8 mm i pasy górny i dolny o wymiarach 250×15 mm. Belki główne biegu drugiego i trzeciego licząc od góry posiadają ścianki o wymiarach 440×8 mm i pasy 250×30 mm. Dodatkowo pomiędzy belkami drugiego i trzeciego biegu ukształtowany został trójkątny węzeł wzmacniający naroże. Stopnie i podesty schodów o grubości 11 cm były prefabrykowane. Prefabrykowane płyty żelbetowe pomostu o grubości 11 cm, przyspawane do dźwigarów przeszły poprzez zabetonowane w nich marki stalowe stanowią znaczące stężenie poprzeczne. W konstrukcji pomostu zaprojektowano po dwie poprzecznice o przekroju skrzynkowym, nad podporami środkowymi (słupami) i przy podporach skrajnych, przy przegubach. W kłatkach schodowych stężenia poprzeczne skrzynkowe o wymiarach zewnętrznych 160×300 mm wykonano w płaszczyznach podestów, pomiędzy przedłużeniami belek głównych środkowych (drugich). Przedłużenia belek głównych w płaszczyźnie podestu wykonano również jako skrzynkowe o wymiarach zewnętrznych 300×250 mm.

Nawierzchnia na pomoście wykonana jest z asfaltu, nawierzchnia na stopniach schodów i podestów z betonu. Podparcie belek pomostu na belkach kładki schodowej zostało wykonane za pomocą łożyska stalowego dającego możliwość przesuwu podłużnego i niewielkie możliwości obrotu (w granicach luzów łożyska). Po zamontowaniu prefabrykatów pomostu brak jest możliwości kontroli i konserwacji łożyska. Dla przegubowego podparcie belek klatki schodowej na fundamencie zastosowano łożyska styczne. Wykonanie nawierzchni wokół fundamentu i ułożenie kilku warstw asfaltu uniemożliwia kontrolę pracy łożyska i jego konserwację. łożyska są zupełnie niedostępne i swobodne obroty na podporze są zablokowane wskutek zagłębienia podpór w nawierzchni na około 28 cm.

## 2. Stan obiektu

Na początku 2001 roku, po okresie silnych mrozów zauważono w belce schodów od strony północnej deformację (wybrzuszenie) ścianek w jej górnej części. Z wybrzuszeniem ścianek związane było jego odsunięcie od pierwotnego położenia na zewnątrz o około 5 cm i powstanie w podeście szczeliny o tej samej szerokości. Awarii uległa wschodnia część biegu. W celu zabezpieczenia kładki przed możliwymi dalszymi odkształceniami WDiT podjął decyzję o wykonaniu tymczasowego podparcia dźwigarów głównych pomostu i dźwigarów podestu, co odciążyło zdeformowany dźwigar schodów. Zamknięto również dla ruchu pieszego wschodnią część klatki schodowej dopuszczając ruch w części zachodniej, gdzie nie nastąpiło uszkodzenie dźwigara. Sprawdzono, że w kronikach policyjnych nie zanotowano żadnych szkodliwych zdarzeń związanych z omawianą kładką.

Podczas wykonywania kolejnej inwentaryzacji w roku 2004, stwierdzono zapadnięcie nawierzchni asfaltowej chodnika wraz z podbudową, rys. 2, w pobliżu fundamentów klatki schodowej północnej. Po zapoznaniu się z mapą do celów projektowych, rys. 4, stwierdzono, że pod fundamentami przebiega kanał ciepłowniczy w obudowie żelbetowej 2[ 1100×1200 mm

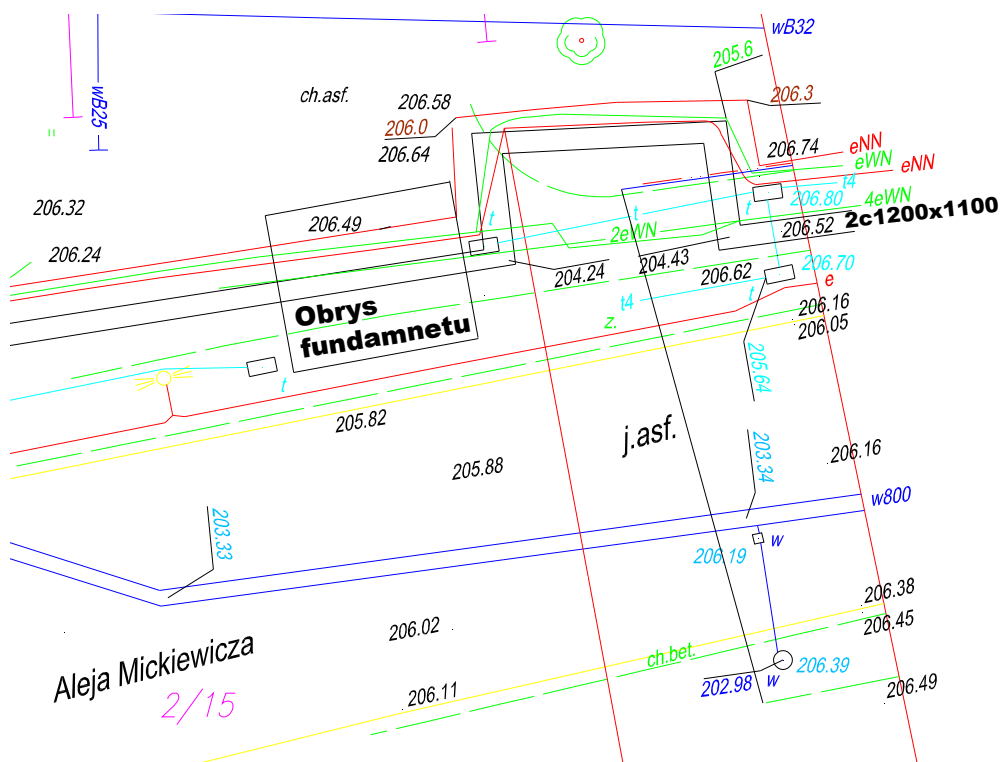
i wiązka kabli energetycznych i telekomunikacyjnych. W archiwum odnaleziono szkic projektu zamiennego posadowienia dopuszczający, wykonanie fundamentu w sposób pokazany na rys. 5. Inną wadą ustaloną podczas wcześniejszych prac jest zagłębienie łożyska na fundamencie około 28 cm poniżej poziomu nawierzchni, co widać na rys. 3.



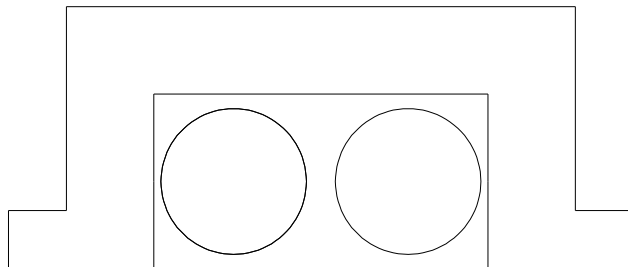
Rys. 2. Zapadnięcie nawierzchni



Rys. 3. Zagłębienie fundamentu



Rys. 4. Fragment mapy w rejonie fundamentu kładki



Rys. 5. Szkic wykonanego fundamentu

Rys. 6 pokazuje dźwigar schodów z wybrzuszoną średnicą. Wybrzeszenie to wywołało siłę rozpierającą, wskutek której powstało rozsuniecie prefabrykatów pomostu i powstanie szczelin, przez które przepływa woda opadowa.



Rys. 6. Dźwigar schodów z wybrzuszoną średnicą

### 3. Badania stanu awaryjnego

#### 3.1 Wcześniejsze, pierwsze, badania stanu konstrukcji

W celu określenia przyczyn utraty stateczności średnika belki schodowej zlecono wykonanie ekspertyzy. W ekspertyzie opracowanej w 2001 roku rozpatrzono możliwe przyczyny powstania awarii dźwigara. Nie uwzględniono możliwości przemieszczeń fundamentu, ponieważ nie było jeszcze widocznej zapadliny w nawierzchni i gruncie przy fundamentach. Dlatego skoncentrowano się na obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych konstrukcji klatki schodowej. Dzięki temu przy pomocy programu komputerowego otrzymaliśmy analizę pracy tego typu konstrukcji.

Obliczenia przeprowadzono dla następujących schematów statycznych:

- a) schemat statyczny podstawowy zgodnie z projektem kładki

- b) schemat statyczny uwzględniający obustronne wytworzenie się dodatkowych podparć pod dolnymi dźwigarami klatek schodowych eliminujących efekt przegubu
  - c) schemat statyczny uwzględniający jednostronne wytworzenie się dodatkowego podparcia pod dolnym dźwigarem klatki schodowej oraz jednostronne zablokowanie górnego przegubu; rozważono ewentualność zablokowania górnego przegubu wskutek korozji stali i zanieczyszczenia
  - d) schemat statyczny uwzględniający obustronne wytworzenie się dodatkowych podparć pod dolnymi dźwigarami klatek schodowych oraz obustronne zablokowanie przegubów.
- Obliczenia te wykazały, że:

- „w schemacie podstawowym, wg projektu kładki, maksymalne naprężenia w uszkodzonym elemencie są przekroczone o 25% czyli, że konstrukcja kładki nie spełnia wymogów aktualnych norm: PN-82/S-10053 Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie. i PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- w schemacie c) uwzględniającym wytworzenie się zamocowania przekroju podporowego pod dolnym dźwigarem klatki schodowej oraz jednostronne zablokowanie przegubu górnego, średniki dźwigarów między spocznikami klatki schodowej znajdują się na granicy utraty stateczności już przy uwzględnieniu tylko obciążeń stałych.”

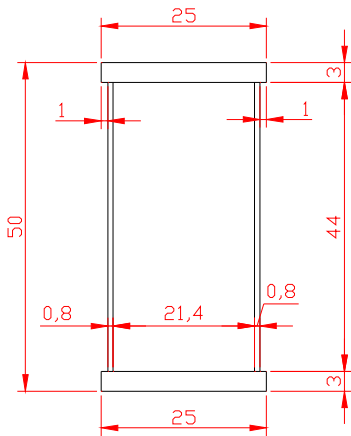
### 3.2 Autorskie badania stanu konstrukcji

Przeprowadzona analiza statyczno-wytrzymałościowa nie wyjaśniła ostatecznie przyczyn awarii kładki. Awaria kładki nastąpiła w okresie zimowym, kiedy kładka była bardzo mało używana, a zatem przeciążenie użytkowe kładki należy wykluczyć. Autorzy wcześniejszej ekspertyzy, jako jedną z przyczyn awarii przyjęli rozsądzenie przekroju skrzynkowego dźwigara klatki schodowej przez zamarzającą wodę. Uznali, że deformacji sprzyjały zbyt cienkie średniki dźwigara, w których utrata stateczności może wystąpić już przy uwzględnieniu tylko obciążeń stałych (w przypadku zablokowania przegubów – schemat c) obliczeń). Trudno bez zastrzeżeń zgodzić się z takim wnioskiem, ponieważ wybrzuszenie średników nastąpiło w górnej części dźwigara, przy węźle górnym, a woda zebrana była w części dolnej. Autorzy ekspertyzy nie znali warunków posadowienia kładki i podziemnego zagospodarowania terenu. W dalszych badaniach ustalono, że fundament kładki został wykonany jak na rys. 5. w bezpośrednim sąsiedztwie wiązki kabli energetycznych, elektrycznych i telekomunikacyjnych podlegających wymianie i nie był odpowiednio zabezpieczony przed naruszeniem podłoża. Obecnie po szczegółowym rozpoznaniu terenu i wykonanych obliczeniach przyjęto, że w znacznym stopniu do awarii belek schodów kładki przyczyniło się nierównomierne osiadanie podpór belek. Pierwotnie fundament był projektowany w kształcie prostokąta, fundament zamienny został wykonany w postaci dwóch ław. Spowodowało to zmniejszenie nośności granicznej gruntu  $Q_{FNB}$ . Oprócz tego przyczyną zwiększonego osiadania było zniszczenie podłoża a następnie jego wypłukiwanie w sąsiedztwie fundamentu.

## 4. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

### 4.1 Obliczenia statyczne

Przyjęto model obliczeniowy kładki w postaci ramy przestrzennej o 160 węzłach i 170 elementach. Odkształcona belka posiada następujące charakterystyki przekroju:



$$A = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,03 + 2 \cdot 0,44 \cdot 0,008 = 0,022 \text{ m}^2$$

$$h_0 = 0,47 \text{ m}; b_0 = 0,222 \text{ m}; \delta_1 = 0,008 \text{ m};$$

$$\delta_2 = 0,030 \text{ m}; h = 0,50 \text{ m}; b = 0,23 \text{ m}$$

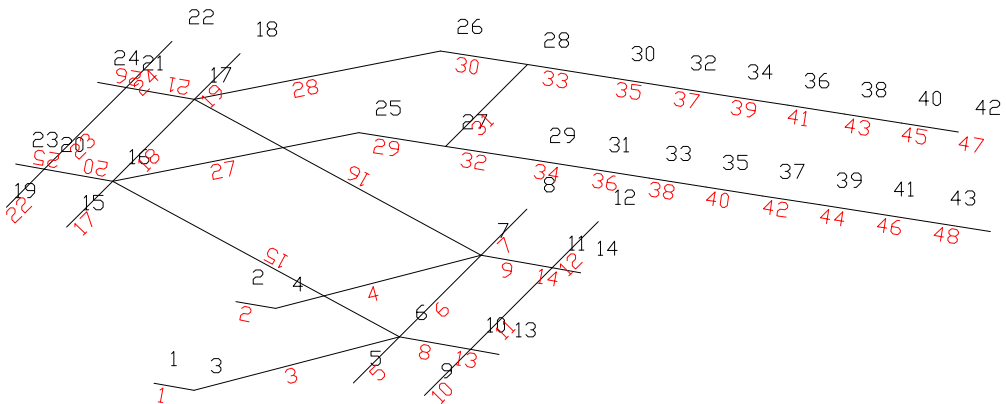
$$JX = JS = \frac{0,47^2 \cdot 0,222^2 \cdot 0,008 \cdot 0,03}{0,5 \cdot 0,03 + 0,23 \cdot 0,008 - 0,008^2 + 0,03^2} =$$

$$= 0,00014777 \text{ m}^4$$

$$JY = 0,25 \frac{0,50^3}{12} - 0,234 \frac{0,44^3}{12} = 0,000943078 \text{ m}^4$$

$$JZ = 2 \cdot 0,03 \cdot \frac{0,25^3}{12} +$$

$$+ 2 \cdot \left( 0,44 \cdot \frac{0,008^3}{12} + 0,44 \cdot 0,008 \cdot 0,111^2 \right) = 0,0001649 \text{ m}^4$$



Rys. 7. Fragment modelu – północna kładka schodowa

### Wyniki obliczeń

Rozpatrzono dwa warianty pracy konstrukcji. W pierwszym wszystkie zaprojektowane podpory kładki, w tym podpory 3 i 4, pracują prawidłowo. Dla takiego schematu wyznaczono siły wewnętrzne w elementach kładki. Następnie przyjęto, że jedna podpora schodów północnych, węzeł nr 3, nie pracuje. I również wyznaczono siły wewnętrzne w elementach modelu. Wartości dla pręta nr 16 w węźle nr 17 zestawiono w tabl. 1.

Tablica 1. Zestawienie sił wewnętrznych dla obciążeń charakterystycznych

Nr pręt	Nr węzła	Siła Podł. $PX$	Siła Poprz. $PY$	Siła Poprz. $PZ$	Moment Skręc. $MX$	Moment Zgin. $MY$	Moment Zgin. $MZ$
Przed osiadaniami							
16	17	-32,220	-6,584	242,064	-0,206	330,173	16,718
Po osiadaniami							
16	17	-18,696	12,299	559,174	7,663	1037,361	-14,627

W dalszej kolejności powtórzono powyższe obliczenia dla obciążeń obliczeniowych, przyjmując wg Eurokodu [1]  $\gamma_{Gj,sup}=1,35$  i  $\gamma_{Gj,inf}=1,0$ .

Wyniki obliczeń w rozpatrywanym przekroju pokazano w tabl. 2.

Tablica 2. Zestawienie sił wewnętrznych dla obciążeń obliczeniowych

Nr pręt	Nr węzła	Siła Podł. $PX$	Siła Poprz. $PY$	Siła Poprz. $PZ$	Moment Skręc. $MX$	Moment Zgin. $MY$	Moment Zgin. $MZ$
Przed osiadaniami							
16	17	-43,540	-8,891	327,001	-0,282	446,381	22,577
Po osiadaniami							
16	17	-25,320	16,611	755,267	10,306	1401,489	-19,755

#### 4.2. Obliczenia wytrzymałościowe

Oszacowanie nośności przekroju wybowczonej belki schodowej, węzeł nr 17 w przecie nr 16. Obliczenia wykonano w oparciu o normę Eurokodu [2].

Zastosowana stal St3S odpowiada stali oznaczonej S235JR,  $\varepsilon=1$

4.2.1. Określenie klasy przekroju poprzecznego, wg tabl. 5.2. [2]

$$\text{Pas górny} \quad \frac{c}{t} = \frac{214}{30} = 7 < 72 \text{ pas spełnia warunki klasy I}$$

$$\text{Środek} \quad \frac{c}{t} = \frac{440}{8} = 55 < 72 \text{ środek spełnia warunki klasy I}$$

4.2.2. Warunek nośności granicznej przekroju na zginanie, wg formuły 6.13 [2]

$$w_{pl} = 2[25 \cdot 3 \cdot (22 + 1,5) + 2 \cdot 0,8 \cdot 22 \cdot 11] = 4299,4 \text{ cm}^3$$

dla obciążenia charakterystycznego  $\gamma_{M0}=1,0$

$$M_{pl,Rd} = 0,0042994 \cdot 235 = 1,01036 \text{ MN} = 1010 \text{ kN} < M_{Ed} = 1037 \text{ kN}$$

4.2.3. Warunek nośności przekroju na ścinanie, wg formuły 6.18 [2]

Pole przekroju czynnego przy ścinaniu  $A_v = 2 \cdot 44 \cdot 0,8 = 70,4 \text{ cm}^2$  dla  $\eta = 1,0$   $A_v = 0,00704 \text{ m}^2$

Nośność plastyczna przekroju

$$V_{pl} = 0,00704 \cdot \frac{235}{\sqrt{3}} = 0,955 MN = 955 kN > 559,2 kN \text{ dla obciążenia charakterystycznego}$$

4.2.4. Wpływ siły poprzecznej na nośność przy zginaniu, wg formuły 6.29 [2].  
Obliczenie zredukowanej granicy plastyczności.

$$\rho = \left( \frac{2 \cdot 559,174}{956} - 1 \right)^2 = 0,0289; \quad f_{y_{zred}} = (1 - 0,0289) \cdot 235 = 228 MPa$$

$$M_{zred} = 0,0042994 \cdot 228 = 0,98 MNm = 980 kNm < M_{Ed}$$

## 5. Wnioski

Z przeprowadzonych rozważań wynika, że główną przyczyną przeciążenia konstrukcji schodów kładki było nierównomierne osiadanie fundamentu. Degradacja postępowała stopniowo. Przeciążenie konstrukcji ujawniło się po 35 latach od chwili wybudowania. Zniszczenie podłoża gruntowego mogło być również spowodowane robotami związanymi z konserwacją linii kablowych. Wydaje się, że awarii można by uniknąć przy głębszym posadowieniu fundamentu.

## Literatura

1. PN-EN 1990:2004/A1, Eurokod, Podstawy projektowania konstrukcji.
2. PN-EN 1993-1-1, Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.