

# STRUCTURE AND ENVIRONMENT

ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENTAL ENGINEERING AND ENERGY

No. 4/2014 vol. 6 PL ISSN 2081-1500 [www.sae.tu.kielce.pl](http://www.sae.tu.kielce.pl) KIELCE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY





# Contents

## structure

---

MAREK ŁAGODA, MACIEJ KOWAL

|                                                                                                          |          |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|
| <b>CFRP composite materials strengthening of flat steel elements to reduce the stresses in the steel</b> | <b>5</b> |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------|

BEATA POTRZESZCZ-SUT

|                                                                                  |           |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>HYBRID MES/SSN ANALYSIS OF THE ELASTIC-PLASTIC TRUSS UNDER CYCLIC LOADING</b> | <b>12</b> |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----------|

STANISŁAW WIERZBICKI

|                                                                                                           |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>MONITORING OF STRUCTURE OF INDUSTRIAL BUILDING ON THE EXAMPLE OF THE WiSeNe<sup>MONIT</sup> SYSTEM</b> | <b>17</b> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|

MAŁGORZATA GORDZIEJ-ZAGÓROWSKA, ELŻBIETA URBAŃSKA-GALEWSKA, ROBERT JANKOWSKI

|                                                                                            |           |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>MODELLING OF TRUSS WITH COLD-FORMED SECTIONS AND POSITIVE ECCENTRICITY IN THE NODES</b> | <b>24</b> |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|

## environment

---

MARIA ŻYGADŁO, MARLENA DĘBICKA

|                                                                            |           |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>THE MECHANICAL-BIOLOGICAL TREATMENT (MBT) OF WASTE UNDER POLISH LAW</b> | <b>36</b> |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------|

ANDREJ KAPJOR, LUBOS DANIEL, MATUS FARBAK, MICHAL GOTTWALD

|                                                    |           |
|----------------------------------------------------|-----------|
| <b>THE ACCUMULATION AND HEAT TRANSFER IN SOILS</b> | <b>43</b> |
|----------------------------------------------------|-----------|

|                                      |           |
|--------------------------------------|-----------|
| <b>HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT</b> | <b>47</b> |
|--------------------------------------|-----------|

|                           |           |
|---------------------------|-----------|
| <b>THE REVIEW PROCESS</b> | <b>48</b> |
|---------------------------|-----------|

## EDITORIAL BOARD

Main Editor Jerzy Z. Piotrowski

Editor Radosław Zaborek

Secretary of the Editorial Board Łukasz Orman

Sectional Editor STRUCTURE Marek Iwański

Sectional Editor ENVIRONMENT Lidia Dąbek

## SCIENTIFIC BOARD

### STRUCTURE

Chairmanship Jerzy Wawrzeńczyk

Tomasz Arciszewski (USA), Lesław Brunarski, Go Iwahana (Japan), Zbigniew Kowal, Jozef Melcer (Slovakia), Michail V. Nemchinov (Russia), Victor Proskuriakow, Zbigniew Rusin, Bohdan Rymaszewski, Wacław Seruga, Małgorzata Wilczkiewicz (USA)

### ENVIRONMENT

Chairmanship Tomasz Kozłowski

Satoshi Akagawa (Japan), Elżbieta Bezak-Mazur, Dorota Chwieduk, Graham Herbertson (Scotland), Andrzej Kapłon, Andrzej Kuliczkowski, Janusz Łomotowski, Paweł Purgał, Leszek Radziszewski, Anatol Stroy (Ukraine), Maria Żygadło

[www.sae.tu.kielce.pl](http://www.sae.tu.kielce.pl)

[sae@tu.kielce.pl](mailto:sae@tu.kielce.pl)

The quarterly printed issues of Structure and Environment are their original versions

The Journal published by the Kielce University of Technology

PL ISSN 2081-1500

© Copyright by Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, 2014

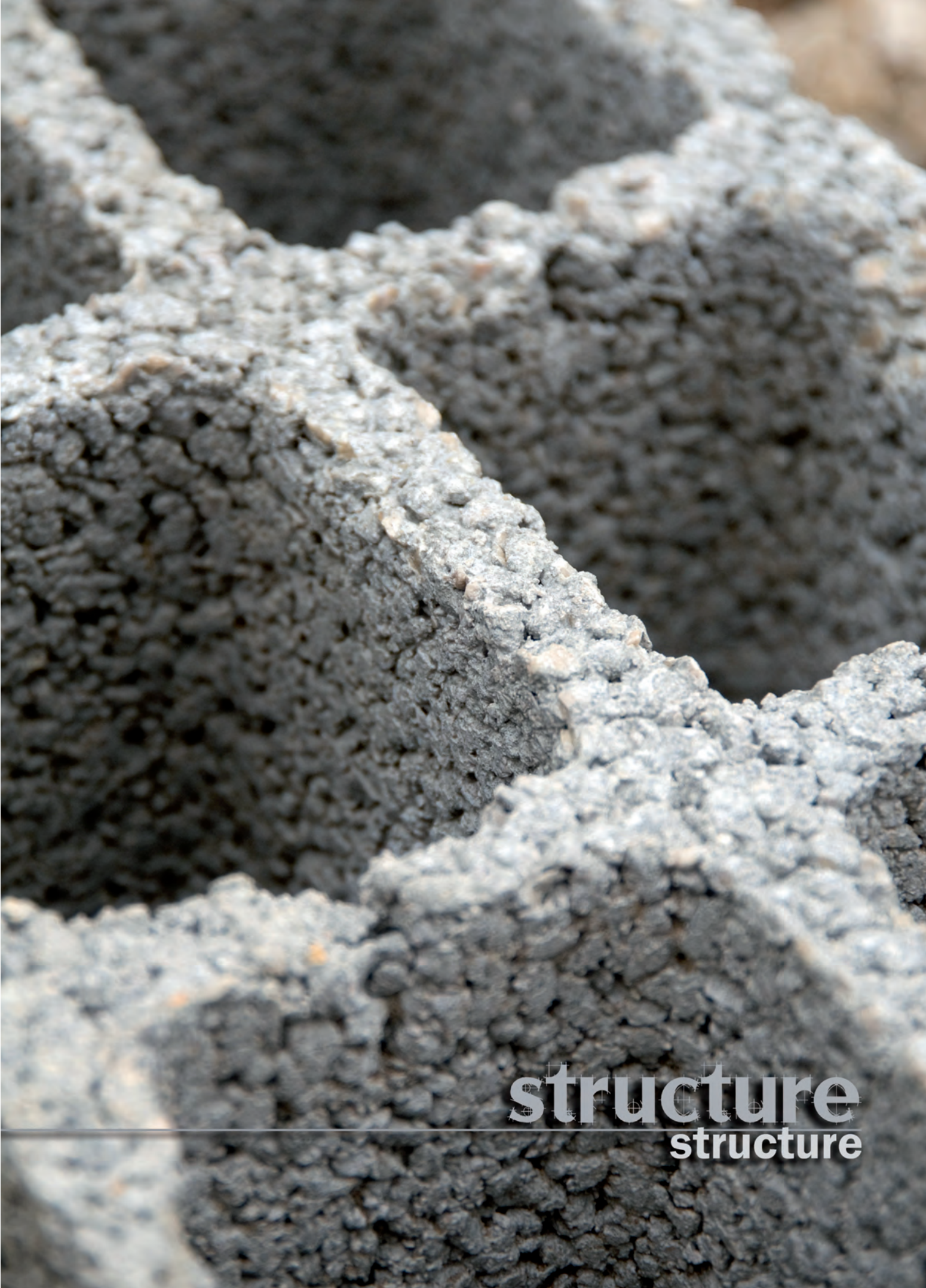
25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7

tel. 41 34 24 581

[www.wydawnictwo.tu.kielce.pl](http://www.wydawnictwo.tu.kielce.pl)



**Kielce University of Technology**  
**2014**



**structure**  
structure





MAREK ŁAGODA<sup>1</sup>  
Road and Bridge Research Institute

MACIEJ KOWAL<sup>2</sup>  
Lublin University of Technology

<sup>1</sup>e-mail: mlagoda@ibdim.edu.pl

<sup>2</sup>e-mail: m.kowal@pollub.pl

# CFRP composite materials strengthening of flat steel elements to reduce the stresses in the steel

## Abstract

*The article describes experiments on the effect of FRP strengthening of flat steel elements. The influence of changing of bond end geometry on behavior of steel bars reinforced by CFRP patch under three point bending. The test results showed that the use of traditional computational analysis is inadequate and may have a negative impact on strengthening. Conclusions and plan of further works on steel elements CFRP strengthening were described.*

**Keywords:** metallic structures, strengthening, steel, FRP composites, bond end shaping

## 1. Introduction

The bonding of FRP composites to metallic structures is now accepted practice in Europe (especially in the UK). CFRP is an expensive material when compared weight-for-weight with conventional materials. It is important not to carry out comparative cost analysis between FRP and conventional materials on such a basis. The high strength and light weight of FRP means that much less material is required and, thus the amount of false work, lifting gear and labour required is reduced. Additionally, the excellent durability of FRP means that maintenance costs are lower. Consequently, comparisons need to be made on the basis of expected life cycle. Fiber reinforced polymer composites (FRP) are used for stiffening and strengthening metallic structures. It is also well-known that the current state-of-the-art on this topic is not as advanced as that of concrete or masonry constructions. In fact, adequate solutions are currently available only for a few specific applications. The present Polish studies represents the first step towards the definition of specific design guidelines [2, 3, 4]. The results of these studies will be useful in identifying any problems that still remain unresolved, to concentrate upon them over the next few years.

## 2. Laboratory tests

### 2.1. Materials

Steel (S235JR+AR) bars with dimensions 1000 x 100 x 12 mm were used in laboratory tests. Young's

module, yield stress, tensile strength and yield stress strain of steel were equal correspondingly 210 GPa, 308 MPa, 432 MPa and 0.2%.

In this study, normal modulus CFRP plate (S&P CFRP-Lamellen 200/2000), an unidirectional carbon fiber plates, were placed in the longitudinal direction of the steel plates. Manufacturer guaranteed static properties of the CFRP such as the modulus of elasticity, tensile strength, and ultimate strain were >210 GPa, 2500 MPa and 1.25%, respectively.

S&P Resin 220 was used as adhesive in experiments. This is a two-part epoxy resin whose shear strength of adhesive  $\geq 26.0$  MPa, and Young's module  $\geq 7.1$  GPa. Pull-off strength of adhesive is about  $\geq 3.0$  MPa on S&P Lamellen strip, and about  $\geq 14.0$  MPa on steel.

### 2.2. Specimens preparation

One reference and 18 strengthened specimens were prepared and put to the test three point bending. All 18 specimens were used in developing results. Each strengthened specimen consisted of steel (S235JR+AR) plate with 1000 x 100 x 12 mm dimensions, cover plated by one bonded CFRP plate with 600 x 60 x 1.4 mm dimensions, with different geometry of bond end. Span length of flat steel bars was equal 900 mm. Three types of strengthened specimens were prepared, six specimens in each type and one unstrengthened reference specimen.

The following nomenclature for specimens is introduced, in agreement with Figure 1: specimen

with simple bond end (Type 1 – simple), specimen with simple tape end and adhesive fillet (Type 2 – adhesive fillet), and specimen with reverse tapered tape end with adhesive fillet (Type 3 – reverse tapered with adhesive fillet).

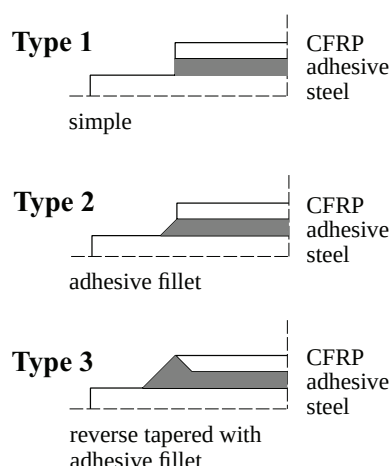


Fig. 1. Bond end geometry schemes

## 2.3. Instrumentation

Two from six specimens from each type was instrumentated by strain gauges. One specimen from each type, was instrumentated symmetrically towards to midpoint by 17 strain gauges. The second specimen was instrumentated by 10 strain gauges only at one side. Electric resistance wire strain gauges TFs 10/120 (measurement points 1-4) i TFs 15/120 (measurement point 5) with ohmic resistance  $120 \pm 0.2\% \Omega$ , produced by Tenmex was used in strain measurements. Gauges distribution is in agreement with Figure 2. Temperature of specimens preparation and store was  $22^\circ\text{C}$ . The period between specimens preparation and its examinations lasted 160-170 days. Figure 3 and 4 show the sample during testing.

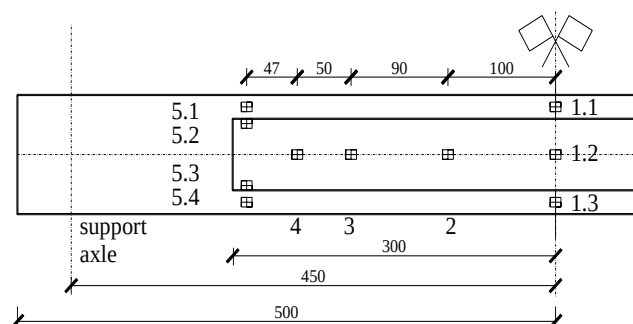


Fig. 2. Strain gauges scheme

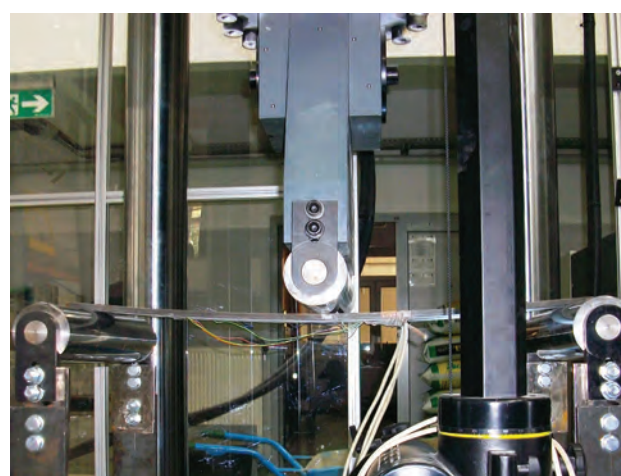


Fig. 3 and 4. Strengthened specimens under three point bending

## 3. Experimental program

Universal testing machine Zwick&Roel was used in this study. Force and displacement was recorded with frequency 100 Hz up to failure. Load increased in cycles. Load values increased steadily with 500 N steps, and returned to 500 N value, after reaching cycle peak value (0 N – 500 N – 1000 N – 500 N – 1500 N – 500 N – 2000 N – 500 N – ... – 500 N – 5000 N).

The main aim of these study was determination, how available design methods can be reflected in calculation of flat steel bar CFRP strengthening under bending.

## 4. Experimental results and discussion

### 4.1. Assumptions

The study was aimed to determine whether the known available design methods can be used to design constraints of normal stresses of flat steel element during bending.

The flat steel bar with cross-section dimensions 100 x 12 mm was treated as a reference specimen. Reducing of the stresses in the flat steel bar were compared in the middle of the specimen span (point 1) and near the end of the CFRP reinforcement (287 mm from the center of the specimen – point 5). The theoretical and measured stresses were checked on the steel bar lower surface and on CFRP strip lower surface.

The theoretical analyzes assumed that the CFRP reinforced flat steel bar will behave as a steel-CFRP composite cross-section with the perfect junction. Between the steel bar with 12 mm height and the CFRP strip with 1.4 mm height adhesive layer with measured thickness  $0.72 \div 0.77$  mm appeared. Adhesive layer was treated as an offset and did not take into account in the specimen load transfer. For comparison purposes, it was assumed that flat steel bar with 60 x 2.15 mm dimensions could be used in the strengthening. Such solution would create a flat bar steel with T-shaped cross-section. Analysis of the CFRP strengthened and steel strengthened steel cross-sections showed that stresses on the lower edge of the reinforced flat steel bar will be reduced by 26.7 and 37.1%, respectively in the case of composite steel-CFRP and T-shaped steel cross section.

## 4.2. Results

Developing the results of six specimens with strain gauges noted that the gain levels varied depending on the type of the specimen. Least results fared reinforcing Type 1 and Type 6 was the best, anyway according to assumptions.

Deviations have been observed from the average

of the individual sample results given type. They amounted to  $-12.7 \div 12.7\%$ ,  $-31.3 \div 31.37\%$  and  $-3.1 \div 3.1\%$  respectively, Type 1, 2 and 3. Because of the small amount of instrumented specimens, all sample results were qualified to elaboration of the laboratory results. The main reason for discrepancies assumed impact of complexity of the material composition of the sample (steel, adhesive and CFRP). The results showed that the number of tested specimens with instrumentation was insufficient. It was impossible to unambiguously determine the effect of strengthening on the reduction of stress in the specimen under three point bending.

The strains results measured by the strain gauges, differ from the assumptions. In relation to the assumed level of CFRP strengthening turned out that the measured strain differed from assumptions by about  $-51.0 \div 54.6\%$ . On average experimental results were higher by 13.4% compared to the reference specimen, although with such a large differences of results, average values should not be taken into account. It can be only concluded that there were large discrepancies in those results. Thus, the restrain of the stresses after strengthening was lower than expected in most measured cases at points 1 and 5.

Comparing the results of strains, obtained in the experimental studies on the observed reinforced specimen tension surface to those obtained theoretically, the effect of CFRP steel strengthening stress reducing was lower than expected. The lowest strengthening effects were obtained with reinforcement Type 1, where the strengthening was

Table 1. Results of normal stresses reduction summary, depending on the type of strengthening

| A                 | Reduction obtained *, ** |                       |                     |                     |                     |                     |
|-------------------|--------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
|                   | Geometry Type 1          |                       | Geometry Type 2     |                     | Geometry Type 3     |                     |
|                   | B                        | C                     | D                   | E                   | F                   | G                   |
| Measurement point | Ref.-Type1<br>Ref.       | CFRP-Type 1<br>Type 1 | Ref.-Type 2<br>Ref. | CFRP-Type 2<br>CFRP | Ref.-Type 3<br>Ref. | CFRP-Type 3<br>CFRP |
| 1                 | -24.30%                  | -69.70%               | 0.30%               | -36.10%             | 13.60%              | -18.00%             |
| 5                 | -2.80%                   | -40.30%               | 6.70%               | -27.30%             | 7.30%               | -26.50%             |

\* The stress reduction obtained with strengthening Type 1 (column B), Type 2 (column D) and Type 3 (column F) compared to the reference specimen.

\*\* Difference in the stress reduction obtained with strengthening Type 1 (column C), Type 2 (column E) and Type 3 (column G) compared to the theoretically obtained reduction in the general case the use of CFRP strengthening patch (theoretically obtained level of strengthening with use of CFRP was 26.7%).



not obtained but the weakening. It may be caused by poor preparation of the strain gauges. For the Type 2 strengthening, stress limit at  $0.3 \div 6.7\%$  was obtained, but the result was still not satisfactory with respect to the assumptions, which is lower by about  $27.3 \div 36.1\%$ . The best, though not quite satisfactory results have been obtained with reinforcement Type 3. The stress limitation reached in this case was at the level of  $7.3 \div 13.6\%$ . However, this was about  $18.0 \div 26.5\%$  less than expected. The results are summarized in Table 1. Force-stress diagrams are shown in Figure 5 and 6.

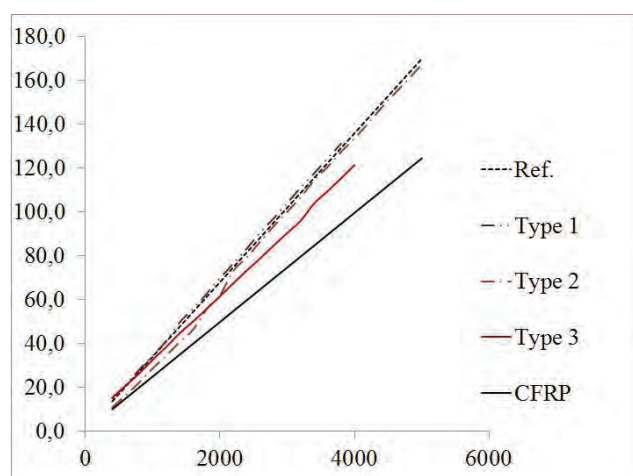


Fig. 5. Force-stress relation at measurement point no 1

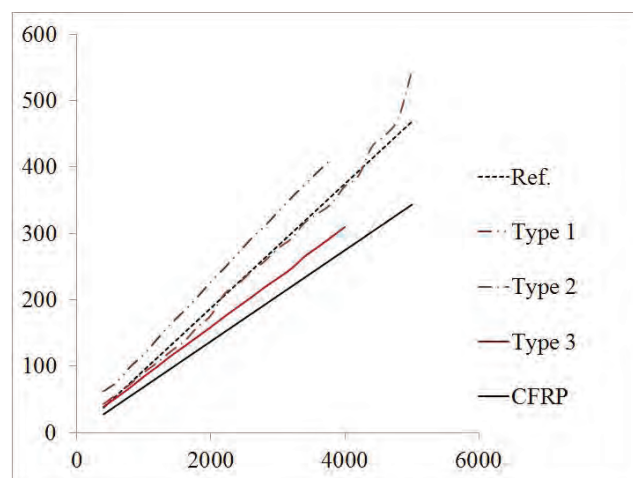


Fig. 6. Force-stress relation at measurement point no 5

### 4.3. Conclusions from laboratory tests results

Considering the results of the application of CFRP strip to flat steel element on the strengthening effect to reduce the normal stresses in that steel element and the applicability of analytical calculation methods in order to properly determine strengthening level the following conclusions can be drawn:

- limited number of results affects the inability to determine the actual impact of the strengthening on the reduction of stress;
- obtained strengthening results differed from the assumed pre-theoretical levels;
- studies have shown that the strengthening with reverse tapered tape end with adhesive fillet (Type 3) increases the load capacity of steel-CFRP;
- CFRP plate end reverse tapering with adhesive fillet gave the best results in reducing the stress in the steel;
- in relation to the specimens results which proved to be opposite than expected (Type 1) should be approached with the awareness of a small amount of analyzed specimens and the impact of the possibility of poor performance instrumentation on the results;
- attempt to implement the existing calculation methods used to calculate the ideal composite sections did not give satisfactory results, though reaching capacity enhancement (Type 2 and Type 3) did not achieve their theoretical levels.

## 5. Conclusions

Existing analytical methods used to calculate the composite sections [1] do not provide satisfactory confidence levels of steel-CFRP strengthening design in calculating the limiting stress of flat steel elements reinforced by CFRP plate. Reverse tapering of CFRP plate end with adhesive fillet could be suggested for load capacity enhancing of bonded joints. use. Plate taper and adhesive fillet angle were limited

It is necessary to carry out the numerical calculation of the described flat steel elements strengthening types under flexural load. It is necessary to specify whether the finite element method allows to obtain similar results to those obtained in the experimental study. It is also necessary to specify the stress distribution in adhesive joint depending on the geometry of the adhesive layer, useful for design purposes, comparing the analytical and numerical solutions of the problem.

## References

- [1] Karlikowski J., Madaj A., Wołowicki W.: *Mostowe konstrukcje zespolone stalowo-betonowe*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa 2003, 2007.
- [2] Łagoda M., Kowal M.: *Wpływ kształtu zakończenia skleiny na wytrzymałość złącza stal-kompozyt FRP*, Budownictwo i Architektura 2013 vol. 12(2), s. 39-46.

- [3] Łagoda M.: *Wzmacnianie mostów przez doklejanie elementów*, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2005.
- [4] Łagoda M.: *Wzmacnianie konstrukcji mostowych kompozytami polimerowymi*, Wydawnictwo Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN, Warszawa 2012.

### Acknowledgments

Authors wishes to thank firms S&P Poland Sp. z o.o. and Mota-Engil Central Europe S.A. for free access to

materials to research (S&P CFK-Lamellen plates, Resin 220 adhesive and steel bars). Laboratory tests were carried out within the framework of the measures statutory of Roads and Bridges Department of the Faculty of Civil Engineering and Architecture of Lublin University of Technology (S-50/B/2012).

Maciej Kowal is participant of the Project: „Qualifications for the labour market – employer friendly university”, cofinanced by European Union from European Social Fund.

Marek Łagoda  
Maciej Kowal

# Wzmacnianie płaskich elementów stalowych materiałami kompozytowymi CFRP na obniżenie naprężeń w stali

## 1. Wprowadzenie

Doklejanie kompozytów FRP do konstrukcji metalowych jest obecnie przyjętą praktyką w Europie (szczególnie w Wielkiej Brytanii). Biorąc pod uwagę cenę jednostkową w porównaniu z materiałami konwencjonalnymi, CFRP jest materiałem drogim. Jednak przy porównaniu i analizie kosztów stosowania różnych materiałów, bardzo ważne jest aby cena jednostkowa nie była jedyną podstawą. Wysoka wytrzymałość i mała masa jednostkowa FRP powoduje, że do ich aplikacji wymagany jest mniejszy nakład materialny na sprzęt i roboty towarzyszące. Dodatkowo, doskonała trwałość FRP powoduje, że koszty utrzymania są niższe. Konsekwentnie, podstawą służącą analizom porównawczym powinien być oczekiwany cykl życia konstrukcji. Kompozyty polimerowe (FRP) są używane w konstrukcjach metalowych w celu podnoszenia sztywności i nośności konstrukcji. Ogólnie wiadomo, że aktualny stan wiedzy w tej dziedzinie nie jest tak rozległy jak w przypadku konstrukcji z betonu lub konstrukcji murowanych. Aktualnie dobrze opisane są zastosowania jednostkowe. Obecne, polskie badania reprezentują wstępne kroki do określenia projektowych wskazówek [2, 3, 4]. Skutki tych badań są przydatne w identyfikowaniu nie wszystkich problemów, część z nich nadal pozostaje nierozwiązana, co wymaga koncentracji się na nich w ciągu następnych kilku lat.

## 2. Badania laboratoryjne

### 2.1. Materiały

Do badań wykorzystano płaskowniki stalowe 1000 x 100 x 12 mm ze stali klasy S235JR+AR. Moduł Younga, granica plastyczności, wytrzymałość na rozciąganie i odkształcenie przy uplastycznieniu płaskowników wynoszą odpowiednio: 210 GPa, 308 MPa, 432 MPa oraz 0,2%.

W badaniach użyto taśmy S&P CFK-Lamellen 200/2000, kompozytowe taśmy na bazie żywicy epoksydowych z włóknami węglowymi. Szerokość taśm wynosiła 60 mm a grubość 1,4 mm. Moduł Younga, wytrzymałość na rozciąganie i odkształcenie przy zerwaniu dla taśm wynoszą odpowiednio >210 GPa, 2500 MPa oraz 1,25%.

Do klejenia próbek użyto systemowego kleju S&P Resin 220, dwuskładnikowego, bezrozpuszczalnikowego kleju na bazie żywicy epoksydowej. Proporcje mieszania 4:1 (żywica do utwardzacza), gęstość 1,70–1,80 g/cm<sup>3</sup>, wytrzymałość na ścinanie ≥ 26,0 MPa, moduł sprężystości ≥ 7,1 GPa, wytrzymałość na odrywanie na taśmie S&P Lamellen ≥ 3,0 MPa, stal na stali ≥ 14,0 MPa.

### 2.2. Przygotowanie próbek

Przygotowano 19 próbek i poddano trzypunktowemu zginaniu. W opracowaniu wyników wzięto pod uwagę wszystkie próbki. Każda próbka składała



się z płaskownika stalowego (1000 x 100 x 12 mm) wzmocnionego za pomocą przyklejonej do spodniej płaszczyzny na żywicę epoksydową nakładki z taśmy węglowej (600 x 60 x 1,4) z różnymi typami ukształtowania geometrii końca taśmy. Rozpiętość teoretyczna zginanych wzmocnionych płaskowników wynosiła 900 mm. Wykonano 3 typy próbek, po sześć danego typu i jedną próbkę porównawczą.

Wprowadza się następujące nazewnictwo typów próbek: z zakończeniem zwykłym (Typ 1 – zwykły), z zakończeniem zwykłym i wypływem kleju (Typ 2 – zwykły z wypływem) oraz z zakończeniem z odwrotnym fazowaniem taśmy i wypływem kleju (Typ 3 – odwrotnie fazowany z wypływem), zgodnie z rysunkiem 1.

### 2.3. Oprzyrządowanie próbek

Po dwie próbki z każdego typu poddano badaniom z użyciem tensometrów. Jedna z próbek każdego typu, oklejona została symetrycznie względem środka rozpiętości tensometrami w liczbie 17 sztuk, a druga z próbek 10 sztukami tensometrów z jednej strony. Do badań odkształceń użyto foliowych tensometrów elektrooporowych firmy Tenmex typu TFs 10/120 (punkty 1-4) i TFs 15/120 (punkty 5) o rezystancji  $120 \pm 0,2\% \Omega$ . Rozkład tensometrów i ich opis zgodnie z rysunkiem 2.

Temperatura przygotowania i przechowywania próbek wynosiła  $22^\circ\text{C}$ . Czas od wykonania próbek do poddania badaniom wyniósł 160-170 dni przy próbkach oprzyrządzonych.

Na rysunkach 3 i 4 pokazano próbki podczas badań.

### 3. Program badawczy

Użyto uniwersalnej maszyny badawczej (Zwick&Roel). Badania przeprowadzono kontrolując przyrost siły przy stałym wzroście 100 N/s, aż do zniszczenia złącza. Siłę i przemieszczenie tłoka rejestrowano co 0,01 s. Wzrost obciążenia następował w cyklach, których wartości zwiększały się co 500 N, wracając do siły 500 N, po osiągnięciu maksimum cyklu (0 N – 500 N – 1000 N – 500 N – 500 N – 500 N – 2000 N – 500 N – ... – 500 N – 5000 N).

Głównym celem badania było określenie jak dostępne metody projektowe mają odzwierciedlenie w rzeczywistości na obliczanie wzmocnienia taśmą CFRP płaskiego elementu stalowego przy zginaniu.

### 4. Wyniki badań i ich omówienie

#### 4.1. Założenia

Badanie miało na celu określenie, czy znane dostępne metody projektowe mogą być użyte do projek-

towania ograniczenia naprężeń normalnych płaskiego elementu stalowego podczas zginania.

Jako próbkę odniesienia traktowano płaskownik stalowy o wymiarach 100 x 12 mm. Ograniczenie naprężeń w płaskowniku porównywano w środku rozpiętości próbki (punkt 1) oraz w pobliżu końca wzmocnienia (287 mm od środka próbki – punkt 5). Naprężenie teoretyczne i pomierzone sprawdzano na dolnej powierzchni płaskownika oraz taśmą wzmacniającej.

W analizach teoretycznych założono, że wzmocniony przyklejoną taśmą CFRP płaskownik stalowy będzie zachowywał się jak przekrój zespolony stal-kompozyt o idealnym zespoleniu. Pomiędzy stałą wysokości 12 mm, a taśmą wysokości 1,4 mm występowała warstwa kleju pomierzonej grubości  $0,72 \div 0,77$  mm, którą potraktowano jako odsadzkę i nie uwzględniono właściwości kleju do współpracy przekroju w przenoszeniu obciążeń. W celach porównawczych założono, że do wzmocnienia można by użyć płaskownika stalowego o wymiarach 60 x 2,15 mm, który z płaskownikiem stalowym stworzyłby przekrój teowy. Analizy przekrojów zespolonego i stalowego po uwzględnieniu wzmocnienia wykazały, że ograniczenia naprężeń na dolnej krawędzi wzmacnianego płaskownika zostaną ograniczone o 26,7 i 37,1% odpowiednio w przypadku przekroju zespolonego stal-CFRP oraz stalowego.

#### 4.2. Wyniki

Opracowując wyniki sześciu oprzyrządzonych wzmocnionych próbek zauważono, że w zależności od typu próbki zmieniały się poziomy wzmocnienia. Najslabiej wypadły wyniki wzmocnienia Typ 1, a najlepiej Typ 3, zresztą zgodnie z założeniami.

Zauważono odchylenia poszczególnych wyników od średnich wyników próbek danego typu. Wynosiły one  $-12,7 \div 12,7\%$ ,  $-31,3 \div 31,37\%$  oraz  $-3,1 \div 3,1\%$  odpowiednio Typ 1, Typ 2 i Typ 3. Z powodu niewielkiej ilości oprzyrządzonych próbek (która pozwala tylko na delikatne szacowanie wyników) do opracowania wyników próbek zakwalifikowano wszystkie wyniki badań laboratoryjnych. Jako główną przyczynę rozbieżności przyjęto wpływ złożoności składu materiałowego wzmocnionej próbki (stal, klej i kompozyt CFRP). Wyniki pokazały, że ilość przebadanych próbek z oprzyrządowaniem jest za mała, aby możliwe było jednoznaczne stwierdzenie wpływu wzmocnienia na ograniczenie naprężeń w zginanej próbce.

Wyniki pomierzone na podstawie odkształceń postaciowych mierzonych za pomocą tensometrów

elektrooporowych, a następnie przeliczone przy założeniu sprężysto-liniowej pracy stali i CFRP, różniły się od założeń. W stosunku do zakładanego poziomu wzmocnienia taśmą CFRP okazało się, że pomierzone naprężenia różniły się od zakładanych o  $-51,0 \div +54,6\%$ , a średnio były większe o  $13,4\%$  w stosunku do próbki porównawczej, chociaż przy tak dużych rozrzutach wyników nie powinno się brać pod uwagę średniej, a jedynie stwierdzić duże rozbieżności tychże wyników. Zatem ograniczenie naprężeń po zastosowaniu wzmocnienia było w większości przypadków pomiarów w punktach 1 i 5 było mniejsze od zakładanego.

Analizując uzyskane w badaniach naprężenia na obserwowanych powierzchniach wmacnianych próbek w stosunku do uzyskanych teoretycznie naprężeń próbki porównawczej, dało się zaobserwować wpływ wzmocnienia taśmą CFRP na ograniczenie naprężeń. Najlepsze wyniki uzyskano w przypadku wzmocnienia Typ 1, gdzie na podstawie uzyskanych wyników nie uzyskano wzmocnienia a osłabienie, co może być spowodowane słabym przygotowaniem oprzyrządowania. W przypadku wzmocnienia Typ 2, uzyskano ograniczenia naprężeń na poziomie  $0,3 \div 6,7\%$ , jednakże wynik nadal nie jest zadowalający w odniesieniu do zakładanego, który jest niższy o  $27,3 \div 36,1\%$ . Najlepsze, chociaż nie dość satysfakcjonujące wyniki uzyskano w przypadku wzmocnienia Typ 3. Ograniczenie naprężeń osiągnęło w tym przypadku poziom  $7,3 \div 13,6\%$ . Jest to jednak o  $18,0 \div 26,5\%$  mniej od wyznaczonego teoretycznie. Wyniki zestawiono w tabeli 1. Wykresy siła-naprężenie pokazano na rysunkach 5 i 6.

#### 4.3. Wnioski z uzyskanych wyników

Rozważając wyniki badania wpływu zastosowania wzmocnienia taśmą CFRP płaskiego elementu stalowego na ograniczenie naprężeń normalnych w tymże elemencie stalowym oraz możliwości zastosowania dostępnych analitycznych metod obliczeniowych w celu prawidłowego określenia poziomu wzmocnienia można wyciągnąć następujące wnioski:

- niewielka ilość wyników wpływa na brak możliwości stwierdzenia rzeczywistego wpływu wzmocnienia na ograniczenie naprężeń;
- uzyskane wyniki wzmocnienia różniły się od zakładanych wstępnie teoretycznie poziomów;
- wykonane badania pokazały, że wzmocnienie próbki z wykonanym ścięciem odwrotnym końca kompozytu z wypływem kleju (Typ 3) podnosi nośność złącza stal-CFRP;

- wykonanie ścięcia odwrotnego końca kompozytu z wypływem kleju dało najlepsze z uzyskanych wyników ograniczenia naprężeń w stali;
- w stosunku do wyników próbek, których wyniki okazały się odwrotne od zakładanych (Typ 1) należy podchodzić ze świadomością małej ilości zbadanych próbek oraz wpływu na wyniki możliwości złego wykonania oprzyrządowania próbek;
- próba wdrożenia istniejących metod obliczeniowych stosowanych do obliczania przekrojów idealnie zespolonych nie dała satysfakcjonujących wyników, które mimo osiągnięcia wzmocnienia (Typ 2 i Typ 3) nie osiągnęły wyznaczonych teoretycznie poziomów.

#### 5. Podsumowanie

Istniejące metody analityczne stosowane do obliczania przekrojów zespolonych [1] nie dają satysfakcjonujących poziomów pewności projektowania złącza stal-CFRP przy obliczaniu ograniczania naprężeń płaskich elementów stalowych wzmocnionych przyklejoną taśmą CFRP. Ścinanie końca kompozytu z nadmiarem kleju, można zaproponować w celu podniesienia nośności w złączu klejowym, co potwierdza badania autorów opisane w pracy [2].

Niezbędnym będzie wykonanie obliczeń numerycznych opisanych typów wzmocnienia płaskich elementów na zginanie. Należy określić czy metoda elementów skończonych pozwoli na uzyskanie zbliżonych do otrzymanych w badaniach wyników wzmocnienia. Należy określić rozkłady naprężeń w skleinie w zależności od geometrii skleiny, przydatne do celów projektowych, porównując analityczne i numeryczne rozwiązania tego problemu.

#### Podziękowania

*Autorzy pragną podziękować firmom S&P Polska Sp. z o.o. oraz Mota-Engil Central Europe S.A. za nieodpłatne udostępnienie materiałów do badań (taśm S&P CFK-Lamellen i żywicy Resin 220 oraz płaskowników stalowych). Badania laboratoryjne przeprowadzono w ramach środków statutowych Katedry Dróg i Mostów Wydziału Budownictwa i Architektury Politechniki Lubelskiej (S-50/B/2012).*

*Maciej Kowal jest uczestnikiem projektu „Kwalifikacje dla rynku pracy – Politechnika Lubelska przyjazna dla pracodawcy” współfinansowanego przez Unię Europejską w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego.*

# HYBRID MES/SSN ANALYSIS OF THE ELASTIC-PLASTIC TRUSS UNDER CYCLIC LOADING

## Abstract

*The paper presents the application of a hybrid program that integrates finite element method (FEM) and artificial neural network (ANN) for nonlinear analysis of plane truss. ANN, used for the solving the inverse problem has been formulated in 'off line' mode. Learning and testing of ANN were carried out using pseudo empirical data. The network formed thereby constitutes the neural material model (NMM), describes the Ramberg-Osgood nonlinear physical relationship. NMM makes it possible to determine the stress and tangential module during cyclic loading of the structure. Numerical tests indicate that the developed FEM/ANN program may be applied to analyse other boundary problems in the uniaxial stress state.*

**Keywords:** nonlinear numerical analysis, inverse problem, Ramberg-Osgood material model, artificial neural network, neural material model

## 1. Introduction

Artificial neural networks (ANN) can be effectively applied to implicit modelling of constitutive relations. In this approach, the mapping represented by material stiffness matrix can be substituted by a neural model of material (NMM), given by ANN. NMM describes the stress-strain relationship, of which constitutive matrix can be calculated. Algorithmic tangent operator is determined explicitly by the parameters and input/output data of NMM. Determination of parameters of NMM can be carried out in 'on line' or 'off line' mode.

In the 'on line' approach the material model is formulated during the analysis of the given boundary problem by the integrated FEM/ANN program. Formulation of NMM is done iteratively using training data sets created while solving boundary value problem [1].

'Off line' technique is based on experimental or pseudo-experimental data, obtained from previous analysis of the structure, e.g. using the finite element method (FEM) [2]. The formulated neural material model does not use constitutive model parameters of the material and depends only on training data sets. NMM can be used to design a hybrid FEM/ANN

program [3], and then can be applied to the analysis of the various boundary value problems.

Presented hybrid FEM/ANN program has been applied to the analysis of the plane truss under cyclic loading. The task of inverting nonlinear Ramberg-Osgood strain-stress law is done by ANN. The neural network can also provide the tangential module.

## 2. Ramberg-Osgood material model

The Ramberg-Osgood material model [4] can be used for materials without explicit yield stress, as the analytic projection of the strain-stress dependence.

In the example discussed in the paper, to describe the  $\varepsilon(\sigma)$  dependence in elements of the structure during the incremental loading, the skeleton curve of the RO model (1) has been adopted, according to [5]:

$$\varepsilon(\sigma) = \frac{\sigma}{E} + \frac{2\sigma_0}{3E} \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n \quad (1)$$

where:  $n$  – hardening exponent of the material,  $\sigma_0$  – yield strength at a strain of 0.2% and  $E$  – Young's modulus.

The process of unloading is described by a family of hysteresis loops, cf. [6]:



$$\varepsilon - \varepsilon_R = \frac{\sigma - \sigma_R}{E} + \frac{4\sigma_0}{3E} \left( \frac{\sigma - \sigma_R}{2\sigma_0} \right)^n \quad (2)$$

where:  $\varepsilon_R$ ,  $\sigma_R$  – strain and stress at the start of the unloading process of the structure.

The material parameters appearing in equations (1), (2) are  $\sigma_0 = 71.6$  MPa;  $n = 5$ ,  $E = 59.9$  GPa were adopted according to [5].

### 3. Application of artificial neural networks for material modelling

It has been shown in [5, 7] that neural networks, regarded as a universal approximators of nonlinear functions, can be used to describe constitutive relations. In this case, the NMM performs projection:

$$\mathbf{y} = \text{NMM}(\mathbf{x}),$$

where:  $\mathbf{x}$ ,  $\mathbf{y}$  – input and output vectors of the network.

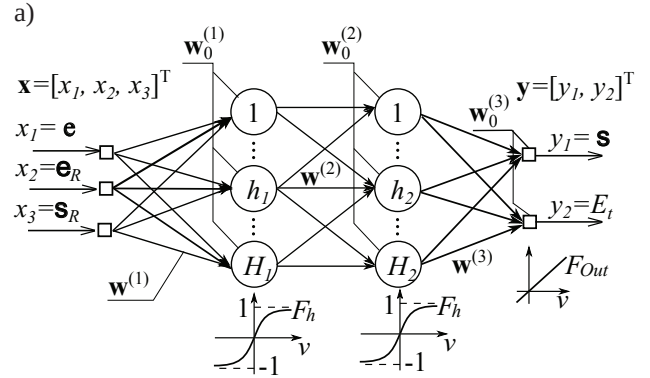
In the analysed task to identify  $\sigma(\varepsilon, \varepsilon_R, \sigma_R)$  and  $E_t(\varepsilon, \varepsilon_R, \sigma_R)$  dependences, the feed-forward layered neural network (multi-layer perceptron – MLP) has been used.

ANN has been formulated using the pseudo empirical patterns generated on the basis of power law of the RO described by equations (1) and (2). It has been assumed that the network input is the strain, strain and the stress at the beginning of the unloading process  $\mathbf{x} = [\varepsilon, \varepsilon_R, \sigma_R]$ , and the output vector  $\mathbf{y} = [\sigma, E_t]$  contains stress and tangent modulus. The learning and testing sets consist of 6400 and 225 patterns, respectively. On the basis of preliminary computations, the neural network with two hidden layers: MLP: 3 -  $H_1$  -  $H_2$  - 2 has been accepted. The network architecture is illustrated in Figure 1a. The output signals for the assumed two-layered network can be presented by the correlation [8]:

$$\mathbf{y}(\mathbf{x}, \mathbf{w}) = \mathbf{w}^{(3)} \cdot \tanh \left[ \mathbf{w}^{(2)} \cdot \tanh(\mathbf{w}^{(1)} \cdot \mathbf{x} + \mathbf{w}_0^{(1)}) + \mathbf{w}_0^{(2)} \right] + \mathbf{w}_0^{(3)} \quad (3)$$

where:  $\mathbf{w}$ ,  $\mathbf{w}_0$  – vectors of network parameters (weights and biases).

It is worth stress that the component of the equation (3) is determined in transparent manner by the known values of the network parameters. In this sense, the neural network is no longer a “black box”.



b)

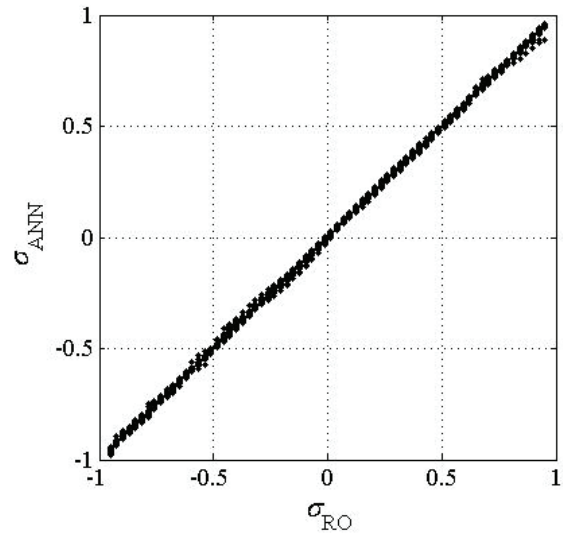


Fig. 1. a) architecture of neural material model, b) comparing results of testing ANN with values by RO law were generated

The process of formulating MLP: 3-6-6-2 (see Fig. 2a) has been completed after  $S = 1000$  epochs of learning for the mean square errors of learning and testing:  $MSEl = MSEt = 3.97e-4$  and for the relative percentage errors  $API = 4\%$ ,  $Apt = 6\%$ .

The comparison of results obtained by ANN mapping with values generated from RO (1), (2) law is shown in Figure 1b. Analysing the results one can see that the neural network correctly approximates RO model and tangent modulus.

### 4. Numerical computations for truss

The MLP: 3-6-6-2 network prepared in ‘off line’ mode has been incorporated in the FEM program. FEM/ANN hybrid system has been applied to analyse the truss as in [5]. The static scheme of the truss is shown in Figure 2a.

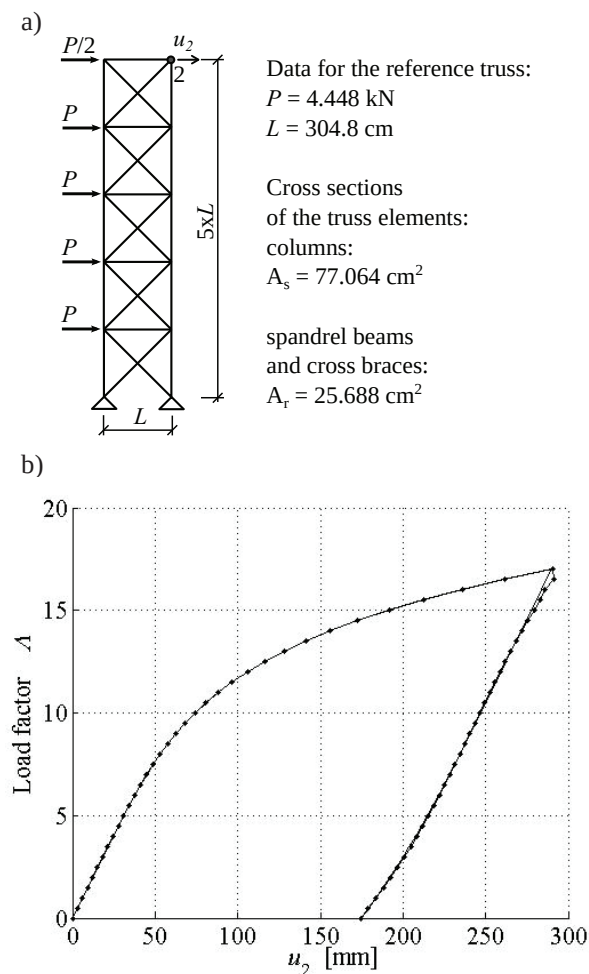


Fig. 2. a) geometry data of the analysed truss,  
 b) equilibrium paths  $\Delta(u_2)$  computed using the FEM program and the equilibrium points determined using the FEM/ANN

In the above example, the computations have been performed using the incremental Newton-Raphson method. Assumed configuration load  $P^* = 4.448 \text{ kN}$  and 34 equal increments of load parameter  $\Delta l = 0.5$ . Maximum value of the load  $P = \Delta l P^*$  reached  $75.616 \text{ kN}$  during the total loading of structure. The equilibrium paths  $\Delta(u_2)$  and equilibrium points both shown in Figure 2b, have been computed using the FEM and FEM/ANN program respectively.

Concerning the above one can conclude that hybrid FEM/ANN program gives the correct results within accepted error bounds. The relative percentage error for the maximum displacement –  $u_2$ , computed using NMM does not exceed 1% relative to the standard FEM method.

## 5. The final remarks and conclusions

The three-layer MLP neural networks used in the presented studies have proven to be effective

tool for the implementation of the inverse problem, of identification of material model. It is worth to highlight those two parameters – the stress and tangent modulus determined by NMM. Thus, solving non-linear relationship in FEM program can be effectively substituted by ANN. The hybrid FEM/ANN system may be used to analysis of other boundary problems in the uniaxial state of stress.

## References

- [1] Hashash Y.M., Jung S., Ghaboussi J.: *Numerical implementation of a neural network based material model in finite element analysis*, Int. J. Num. Meth. Eng., 59 (2004), pp. 989–1005.
- [2] Furukawa T., Yagawa G.: *Implicit constitutive modelling for viscoplasticity using neural networks*, Intern. J. for Numerical Methods in Eng, 43 (1998) 43, pp. 195–219.
- [3] Waszczyszyn Z., Pabisek E.: *Hybrid NN/FEM analysis of the elastoplastic plane stress problem*, Comp. Assisted Mech. Eng. Sci., 6(1999), pp. 177–118.
- [4] Ramberg W., Osgood W.R.: *Description of stress-strain curves by three parameters*, Technical Note No. 902, National Committee for Aeronautics, Washington DC, 1943.
- [5] Pabisek E.: *Hybrid systems integrating FEM and ANN for the analysis of selected problems of structural and materials mechanics*, Cracow University of Technology, Series Civil Engineering, Monograph, 369, Cracow (in Polish), 2008.
- [6] Akazawa T., Nakashima M., Sakaguchi O.: *Simple model for simulating hysteretic behavior involving significant strain hardening*, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 264, 1996.
- [7] Ghaboussi J., Pecknold D.A., Zhang M., Haj-Ali R.: *Autoprogressive training of neural network constitutive models*, Int. J. Num. Meth. Eng., 42 (1998), pp. 105–126.
- [8] Bishop C.M.: *Neural networks for pattern recognition*. Oxford: Clarendon Press, 1995.

Beata Potrzeszcz-Sut

# Analiza hybrydowa MES/SSN sprężysto-plastycznej konstrukcji kratowej poddanej obciążeniu cyklicznemu

## 1. Wprowadzenie

Sztuczne sieci neuronowe (SSN) mogą być efektywnie stosowane do niejawnego modelowania równań fizycznych. W takim podejściu macierzą sztywności materiału może być neuronowy model materiału (NMM) stanowiący odwzorowanie SSN. NMM opisuje związek naprężenie-odkształcenie, z którego można obliczyć macierz konstytutywną. Algorytmiczny operator styczny jest wyznaczany jawnie za pomocą parametrów oraz danych wejściowych/wyjściowych NMM. Wyznaczanie parametrów NMM może być prowadzone w trybie „on line” lub „off line”.

W podejściu „on line” model materiału jest formułowany podczas analizy zadanego problemu brzegowego za pomocą zintegrowanego programu MES/SSN. Budowanie NMM odbywa się iteracyjnie za pomocą zbiorów danych uczących tworzonych w trakcie wykonywanej analizy [5].

Technika „off line” opiera się na danych eksperymentalnych lub pseudoeksperymentalnych, wziętych z analizy konstrukcji np. za pomocą metody elementów skończonych (MES) [3]. Tak sformułowany neuronowy model materiału nie wykorzystuje parametrów materiału i zależy od przyjętych zbiorów danych. NMM może być wykorzystany do zbudowania programu hybrydowego MES/SSN [8], a następnie zastosowany do analizy różnych problemów brzegowych.

Opracowany w pracy program hybrydowy MES/SSN został zastosowany do analizy kratownicy płaskiej poddanej obciążeniu cyklicznemu. NMM stanowiła sieć neuronowa realizująca zadanie odwrotne wynikające z nieliniowego związku fizycznego Ramberga-Osgooda. SSN służyła również do identyfikacji modułu stycznego.

## 2. Model materiału Ramberga-Osgooda

Model materiału Ramberga-Osgooda [7] można stosować w przypadku materiałów bez wyraźnej gra-

nicy plastyczności, jako analityczne odwzorowanie zależności odkształcenie-naprężenie.

W przykładzie omawianym w pracy, do opisu przebiegu zależności  $\varepsilon(\sigma)$  w elementach konstrukcji podczas obciążania przyrostowego przyjęto krzywą szkieletową modelu RO (1) wg [6]. Parametry materiałowe występujące w równaniach (1), (2):  $\sigma_0 = 71,6$  MPa;  $n = 5$ ,  $E = 59,9$  GPa przyjęto zgodnie z pracą [6].

## 3. Zastosowanie sztucznych sieci neuronowych do modelowania materiału

W pracach [4, 6] pokazano, że sieci neuronowe traktowane, jako uniwersalne aproksymatory funkcji nieliniowych, mogą być zastosowane do opisu równań fizycznych materiału. W tym przypadku, NMM realizuje odwzorowanie:  $\mathbf{y} = \text{NMM}(\mathbf{x})$ , gdzie:  $\mathbf{x}$ ,  $\mathbf{y}$  – wektory wejścia i wyjścia sieci.

W analizowanym zadaniu do identyfikacji zależności  $\sigma(\varepsilon, \varepsilon_R, \sigma_R)$  i  $E(\varepsilon, \varepsilon_R, \sigma_R)$  zastosowano jednokierunkową sieć warstwową (multi layer perceptron) (MLP).

SSN sformułowano za pomocą pseudoempirycznych wzorców wygenerowanych na podstawie potęgowego prawa RO opisanego równaniami (1) i (2). Przyjęto, że wejściem do sieci jest odkształcenie, odkształcenie i naprężenie występujące na początku procesu odciażania  $\mathbf{x} = [\varepsilon, \varepsilon_R, \sigma_R]$  natomiast wektor wyjściowy  $\mathbf{y} = [\sigma, E]$  zawiera naprężenie i moduł styczny. Przygotowano 6400 wzorców uczących oraz 225 wzorców testujących. Po wykonaniu obliczeń wstępnych, do dalszej analizy zaakceptowano sieć neuronową o dwóch warstwach ukrytych MLP: 3 -  $H_1$  -  $H_2$  - 2 przedstawioną na rysunku 1a.

Warto podkreślić, że wartości składowych równania (3) są w sposób jawny określone przez znane wartości parametrów sieci (wagi i biasy). W tym sensie sieć neuronowa przestaje być „czarną skrzynką”.

Proces formułowania sieci MLP: 3-6-6-2 (por. rys. 2a) został zakończony po  $S = 1000$  epokach uczenia



dla wartości błędów średniokwadratowych uczenia i testowania:  $MSEl = MSEt = 3,97e - 4$  oraz błędów względnych procentowych  $API = 4\%$ ,  $APt = 6\%$ .

Na rysunku 1b przedstawiono porównanie wyników symulacji i testowania sieci z wartościami wygenerowanymi za pomocą związków RO, por. (1) i (2). Na podstawie otrzymanych wyników można stwierdzić, że opracowana sieć poprawnie odtwarza prawo fizyczne RO oraz moduł styczny.

## 4. Obliczenia numeryczne dla kratownicy

Przygotowaną w trybie „off line” sieć MLP: 3-6-6-2 włączono do programu MES. Hybrydowy MES/SSN został zastosowany do analizy konstrukcji kratowej analizowanej w pracy [6]. Jest to kratownica o schemacie statycznym pokazanym na rysunku 2a.

W analizowanym przykładzie, obliczenia wykonano za pomocą przyrostowej metody Newtona-Raphsona. Przyjęto obciążenie konfiguracyjne  $P^* = 4,448$  kN oraz 34 jednakowych przyrostów parametru obciążenia  $\Delta A = 0,5$ . Maksymalne obciążenie  $P = AP^*$  osiągnęło wartość 75,616 kN podczas obciążania układu. Na rysunku 2b przedstawiono ścieżki równowagi  $A(u_2)$  obliczoną za pomocą programu MES oraz punkty równowagi wyznaczone za pomocą programu MES/SSN.

Analiza wykonanych przykładów wskazuje, że program hybrydowy MES/SSN poprawnie realizuje obliczenia. Błąd względny procentowy dla maksymalnego przemieszczenia –  $u_2$ , obliczonego za pomocą NMM nie przekroczył 1% w stosunku do standardowej metody MES.

## 5. Uwagi i wnioski końcowe

Zastosowane w wykonanych badaniach trzywarstwowe sieci neuronowe MLP okazały się efektywnymi strukturami do realizacji zagadnienia odwrotnego, służącego do identyfikacji modelu materiału. Na uwagę w przeprowadzonej analizie zasługuje fakt, że wyznaczono dwa parametry: naprężenie i moduł styczny za pomocą jednej sformułowanej sieci neuronowej – NMM. Analiza wykazała, że neuronowy model materiału może z powodzeniem zastąpić nieliniowe związki pomiędzy odkształceniem a naprężeniem w programie MES. Opracowany hybrydowy system MES/SSN może być wykorzystany do analizy innych problemów brzegowych w jednoosiowym stanie naprężenia.

# MONITORING OF STRUCTURE OF INDUSTRIAL BUILDING ON THE EXAMPLE OF THE WiSeNe<sup>MONIT</sup> SYSTEM

## Abstract

Extreme loading events associated with climatic conditions can have a severe impact on building structures and may lead to local damage that can trigger the instant failure or progressive collapse. One of the most effective tools of safety assurance is to install an efficient structural health monitoring system that could inform about the actual state of the structure and warn in advance about forthcoming dangerous situations. In this paper, the WiSeNe<sup>MONIT</sup> monitoring system is presented together with its pilot installation. The system was customized for the purpose of monitoring of a large span steel roof and installed in the hypermarket located in north-east of Poland. The data recorded from the system devices are evaluated for periods between December 2011 and February 2013, and presented in the paper together with some practical observations.

**Keywords:** structures safety, structures monitoring, wireless system

## 1. Introduction

One of the basic requirements of each building is safety of the structure, which in the exploitation phase is related to the nature and magnitude of actions associated with the object. In the case of most conventional industrial buildings, the most important actions are the climatic load, in particular the snow load, but also wind and rainwater actions. In the context of increasingly occurring weather changes and anomalies it is rational to monitor the influence of this type of actions on the structure as well as effects of these interactions that can improve the building safety and at the same time streamline the process of maintaining [1, 2].

The WiSeNe<sup>MONIT</sup> technical monitoring system of roof structures was developed in the framework of the MONIT project realized by a consortium of the research units, with the participation of the Faculty of Civil Engineering, Warsaw University of Technology. The key feature of monitoring system design was to improve the safety of roof structures of large span buildings, while optimizing the costs associated with maintaining the building during winter seasons that may require the snow removal activities to be undertaken. The main task of the system is then to inform the user about increasing the imposed loads on roof, and in the event of a certain extreme situation,

warning of the possibility of overloading the structure. The system was developed in a partnership of the Faculty of Civil Engineering of Warsaw University of Technology (leader and implementer) and the private firm WiSeNe Sp. z o.o. [3].

## 2. Organization of the WiSeNe<sup>MONIT</sup> system

The system consists of an *on-line* subsystem, covering part of the hardware, reading the measurements of the monitored object and *off-line* subsystem, used for numerical structural analysis carried out periodically on the basis of including the measurements performed by the *on-line* subsystem (Fig. 1).

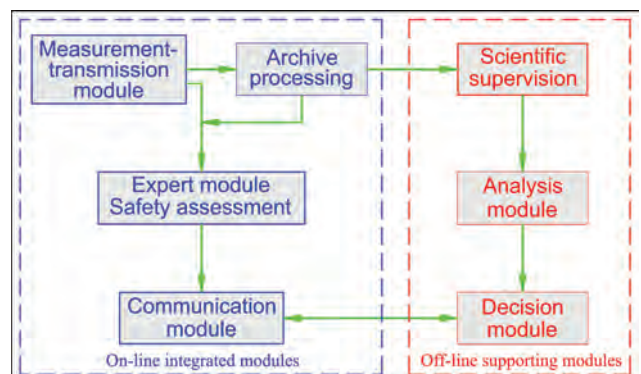


Fig. 1. General scheme of the WiSeNe<sup>MONIT</sup> system

The *on-line* subsystem uses the laser measurement of deflection and temperature of representative number of nodes in the structure. The subsystem consists of measuring devices, retransmitters middleware in radio communications and the central unit. Measuring devices are attached to the structure in a manner that does not violate the main load-bearing elements and without distribution of any installations. Both communication and power are accomplished wirelessly, and the only element of a system that requires an external power source is the central unit managing the system. The individual devices of the system communicate with each other using the radio data transmission.

The central unit manages the *on-line* subsystem, collects, processes and evaluates the measurement data, and generates messages in relation to the level of capacity utilization ratios of structural parts of the object (degree of failure risk as a result of structure overloading) and the actual state of the system. Access to the system is enabled using a standard Web browser. The central unit is powered from the electricity, and in the case of network failure automatically switches to power the built-in UPS. An integral part of the unit is a transceiver, which is a radio transceiver circuit placed in independent housing. The typical installation scheme of the *on-line* subsystem is shown in Figure 2.

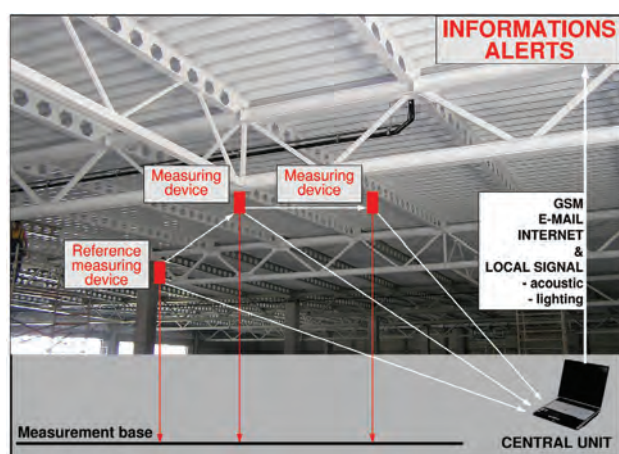


Fig. 2. Typical installation scheme of the WiSeNe<sup>MONIT</sup> system

The *on-line* subsystem detects the number of events related to the monitored structure, as well as the performance of the same system, responding to the relevant messages. Depending on the expected user reaction, these messages can be information, warnings or alarms.

The main event detected by the system is crossing of subsequent threshold values of the deflection monitored elements of the structure. Based on a comparison of

the measured value of changes of deflections with the threshold values, the degree of capacity utilization of structure elements and the type of message is referred – Table 1. For each measurement point in the object, the value of the permissible changes in deflections that occur after the system is installed (LDP) and the threshold values of the deflection changes ( $L1 \div L4$ ) corresponding to the standard 30, 50, 70 and 100% of the limit LDP, are specified.

Table 1. Reaction levels corresponding to threshold levels of structure health assessment

| Displacement state<br>(due to climatic actions) | System state  |                    | End user state |              |
|-------------------------------------------------|---------------|--------------------|----------------|--------------|
|                                                 | Reaction type | Sampling frequency | Signal         | Activity     |
| $\Delta \leq L1$                                | Normal        | T                  | None           | None         |
| $L1 < \delta \leq L2$                           | Raised        | T/2                | Alert          | Observation  |
| $L2 < \delta \leq L3$                           | High          | T/4                | Warning        | Inspection   |
| $L3 < \delta \leq L4$                           | Higher        | T/8                | Alarm          | Intervention |
| $\Delta > L4$                                   | Highest       | T/8                | Closure        | Avacuation   |

For each measuring point, the threshold value step change of displacement (LD), understood as the maximum of the real value of displacement changes between subsequent measurements is also determined. It aims to eliminate the erroneous measurements as, for example, the overriding by the laser a passing man or a placement of the object of large dimensions.

The occurrence of a specific event generates an appropriate message, which is sent to selected users in the form of SMS and e-mail. In addition, this message is adequately indicated on the website dedicated to the system. Some of the messages are also visualized using indicators on the front panel of the central unit – Fig. 3c. Receiving the messages like an alarm and warning needs to be confirmed by one of the users on the website or by sending the corresponding SMS.

*Off-line* subsystem is an external analysis module allowing to obtain information about the status of strains/stresses in all relevant structural elements, which support the system for more accurate and comprehensive assessment of the level of utilization of capacity of structural elements and, therefore, the overall safety.

For the development of a numerical model, which is the main part of the *off-line* module, one can use a standard engineering software that is adequate for analysis of the structure in the process of modeling the object. The numerical model is developed in the initial phase of installation of the system and validated at the first identifiable loads. In case of divergence of results obtained using standard assumptions in



relation to the measurement results from the *on-line* subsystem, appropriate corrections are introduced to the numerical model. After the compatibility of the results obtained from numerical analysis with the measurement results, the model is used to support the *on-line* module. Such a model can also be used to verify the capacity of structure and validation of the designing solution.

### 3. Pilot installation

Pilot installation was carried out in a large area commercial building located in the northeastern region of Poland [2] – Figure 3a. *On-line* subsystem consists of a central unit (Fig. 3c) with a transceiver, 18 measuring devices (Fig. 3b) and retransmission equipment (9 devices).

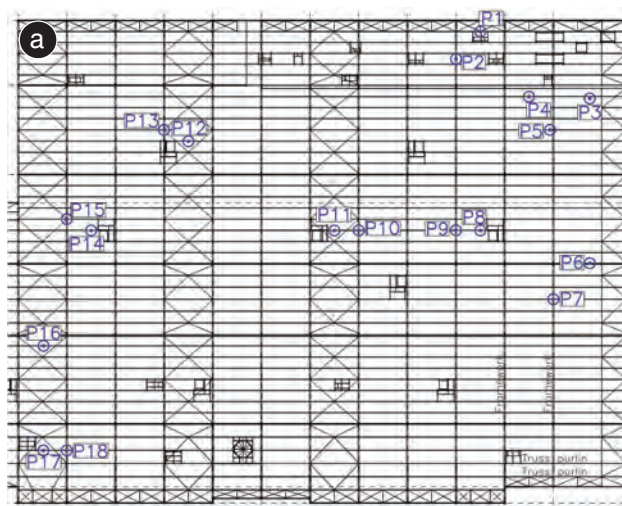


Fig. 3. WiSeNe<sup>MONIT</sup> – *on-line* subsystem: a) installation scheme, b) sample of the measuring device attached to the structure, c) the indicators on the front panel of the central unit (where: obiekt – object, zasilanie – power, zagrożenie – threat, ewakuacja – evacuation, usterka – defect, awaria – failure, sieć – network, akumulator – battery)

Communication with the Internet is accomplished via a GSM router, and access to the system is via http page. Arrangement of measuring devices in the building was a compromise between the need to obtain results representative of the whole structure, and constraints arising from the way the works of object. Since these devices require the free surface of the floor directly below the point of measurement, it is arranged so as to obtain information on the deflections in the points with regard to expected significant snow loading and at the same time so as not to restrict the freedom to use the object.

The numerical model of the *off-line* subsystem, covering all the main elements of structure, was developed with help of Autodesk Robot Structural Analysis Professional software (Fig. 4). It consists of about 19000 elements and 12800 nodes, and the number of equations needed to be solved is about 75600 [2]. The calibrated numerical model was used for the evaluation of displacements produced by permanent and climatic load combinations and adjustment of the initial threshold values established on the basis of a structural design.

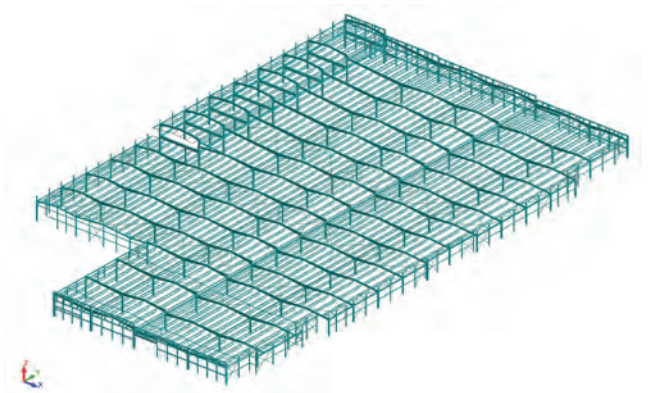


Fig. 4. Printout of constructed numerical model from the *off-line* subsystem of WiSeNe<sup>MONIT</sup>

Figures 5 and 6 show the records of the displacement and temperature from the measuring device P7 [2]. The analysis of the results of measurements at all points showed that only in two places, P5 and P7 (Fig. 3a and Fig. 5) the records of the displacement had exceeded the threshold value L2, which indicated only the future possibility of a situation that requires snow removal from the roof, but marking a proof for no need of snow removal. This means that despite multiple cases of substantial snowfalls and owner's procedures requiring the roof snow removal associated with them, according to the indications of the system it was not necessary to remove snow from the roof (Fig. 7).

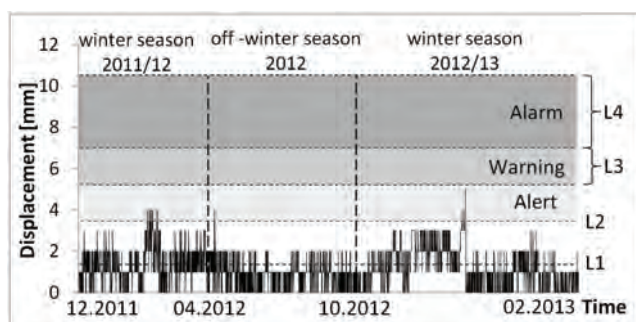


Fig. 5. Displacement records from the measuring device P7 [2]

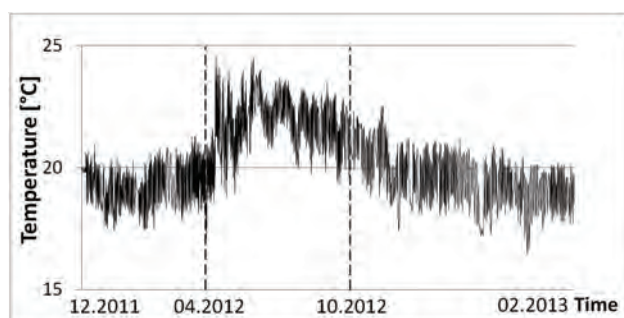


Fig. 6. Temperature records from the measuring device P7 [2]

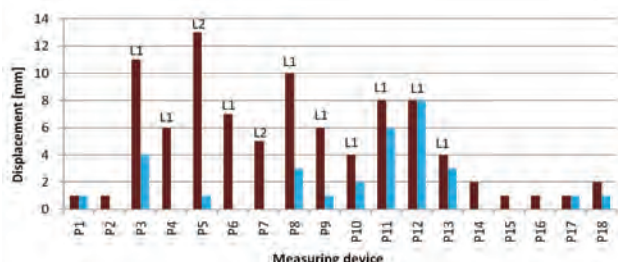


Fig. 7. Displacement decreasing caused by snow removal

The temperature of roof steel structure varies from about 16°C in winter season to about 24°C in summer

(Fig. 6). As it has been indicated by the *off-line* subsystem, this change of temperature results in the displacement change of around 1 mm, so that it is in the range of measurement tolerances. This means that the influence of the temperature may be omitted in the case of this structure.

## 4. Summary

WiSeNe<sup>MONIT</sup> system was developed for monitoring behavior of the structure subjected to the climatic actions in relations to snow and rainwater, so it is a system to be useful for improving the safety of the building as well as streamlining and optimizing its exploitation and maintenance. In addition, this system allows to meet the legal provisions requiring the installation of the monitoring devices for controlling the basic parameters of the behavior of building structures in the public domain. The prototype installation shows the usefulness and desirability of such systems for the safety of large area buildings.

## References

- [1] Giżejowski M.A., Wilde K., Uziak J., Wierzbicki S.: *On a necessity of monitoring systems for sustainable development of mechanical and civil engineering infrastructure*, Botswana Journal of Technology 2(10) (2011), pp. 9–20.
- [2] Wierzbicki S., Giżejowski M., Stachura Z.: *Structural failures and monitoring of structural health with use of WiSeNe<sup>MONIT</sup> system*, Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation, CRC PRESS/BALKEMA: Proceedings and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences, 2013.
- [3] Raport końcowy z realizacji projektu MONIT, *Monitorowanie stanu technicznego konstrukcji oraz ocena jej żywotności*, Politechnika Warszawska, Warszawa 2013.

Results of research project MONIT ([www.monit.pw.edu.pl](http://www.monit.pw.edu.pl)) with regard to monitoring of building structures are presented in this paper.



Stanisław Wierzbicki

# Monitoring konstrukcji budynku halowego na przykładzie systemu WiSeNe<sup>MONIT</sup>

## 1. Wstęp

Jednym z podstawowych wymagań stawianych każdemu budynkowi jest bezpieczeństwo konstrukcji, które w fazie eksploatacji jest związane z charakterem i wielkością oddziaływań towarzyszących obiektowi. W przypadku większości typowych budynków halowych, najważniejszymi oddziaływaniami są obciążenia klimatyczne, głównie śniegiem, ale także wiatrem i wodami opadowymi. W sytuacji coraz częściej występujących zmian i anomalii pogodowych monitorowanie wpływu tego typu oddziaływań na konstrukcję i ich skutków pozwala poprawić bezpieczeństwo użytkowania budynku, usprawniając jednocześnie proces jego utrzymania [1, 2].

System WiSeNe<sup>MONIT</sup> technicznego monitorowania konstrukcji dachów został opracowany w ramach projektu MONIT realizowanego przez konsorcjum jednostek naukowo-badawczych, wśród których znalazł się także Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej. Zasadniczym celem projektowania systemu była poprawa bezpieczeństwa konstrukcji dachów obiektów wielkopowierzchniowych, z jednoczesną optymalizacją kosztów związanych z utrzymaniem obiektu w okresie zimowym. Podstawowym zadaniem systemu jest więc informowanie użytkownika o zwiększaniu się obciążenia dachu, a w przypadku osiągnięcia określonych wartości granicznych tego obciążenia, ostrzeżenie o możliwości przeciążenia konstrukcji. System został opracowany w ramach partnerstwa uczelniano-prywatnego Wydziału Inżynierii Lądowej Politechniki Warszawskiej (lider i jednostka wdrażająca) oraz firmy WiSeNe Sp. z o.o. [3].

## 2. Organizacja systemu WiSeNe<sup>MONIT</sup>

System składa się z podsystemu *on-line*, obejmującego część sprzętową, realizującą pomiary w monitorowanym obiekcie i podsystemu *off-line*, służącego do okresowej, numerycznej analizy konstrukcji z uwzględnieniem pomiarów wykonywanych przez podsystem *on-line*.

Podsystem *on-line* wykorzystuje laserowy pomiar ugięć i temperatury w reprezentatywnej liczbie węzłów konstrukcji. W skład podsystemu wchodzi urządzenie pomiarowe, retransmitery pośredniczące w komunikacji radiowej i jednostka centralna. Urządzenia pomiarowe są montowane do konstrukcji w sposób nienaruszający głównych elementów nośnych, bez rozprowadzania jakichkolwiek instalacji. Zarówno komunikacja, jak i zasilanie jest realizowane bezprzewodowo, a jedynym elementem systemu wymagającym zewnętrznego źródła zasilania jest zarządzająca całością jednostka centralna. Poszczególne urządzenia systemu komunikują się pomiędzy sobą z wykorzystaniem radiowej transmisji danych.

Jednostka centralna zarządza pracą podsystemu *on-line*, zbiera, przetwarza i ocenia dane pomiarowe oraz generuje komunikaty o poziomie wykorzystania nośności elementów konstrukcji obiektu (stopniu zagrożenia przeciążeniem konstrukcji), a także o stanie systemu. Dostęp do systemu jest możliwy za pomocą standardowej przeglądarki internetowej. Jednostka centralna zasilana jest z sieci energetycznej, a w przypadku awarii sieci przełącza się automatycznie na zasilanie z wbudowanego UPS. Integralną częścią jednostki jest transceiver – radiowy układ nadawczo-odbiorczy w niezależnej obudowie. Typowy schemat instalacji podsystemu *on-line* przedstawiono na rysunku 2.

Podsystem *on-line* wykrywa szereg zdarzeń dotyczących monitorowanej konstrukcji, a także związanych z działaniem samego systemu, reagując na nie odpowiednimi komunikatami. Zależnie od oczekiwanej reakcji użytkownika, komunikaty te mogą być informacjami, ostrzeżeniami lub alarmami.

Najważniejszym zdarzeniem wykrywanym przez system jest przekraczanie kolejnych, tzw. wartości progowych ugięcia elementów monitorowanej konstrukcji. Na podstawie porównania zmierzonej wartości zmiany ugięcia z wartościami progowymi określany jest stopień wykorzystania nośności elementów konstrukcji i rodzaj generowanego komunikatu (tab. 1). Dla każdego punktu pomiarowego



w obiekcie określona jest wartość dopuszczalna zmiany ugięcia od obciążeń występujących po zainstalowaniu systemu (LDP) oraz wartości progowe zmiany ugięcia,  $L1 \div L4$ , odpowiadające standardowo 30, 50, 70 i 100% wartości dopuszczalnej LDP.

Dla każdego punktu pomiarowego ustalana jest również wartość progowa skokowej zmiany przemieszczenia (LD), traktowanej jako maksymalna, realna wartość zmiany przemieszczenia pomiędzy kolejnymi pomiarami. Ma to na celu wyeliminowanie błędnych pomiarów wynikających np. z przesłonięcia wiązki lasera przez przechodzącego człowieka czy przedmiot o dużych gabarytach.

Wystąpienie określonego zdarzenia powoduje wygenerowanie odpowiedniego komunikatu i rozesłanie go do wybranych użytkowników w postaci wiadomości SMS i e-mail. Ponadto komunikat ten jest odpowiednio sygnalizowany na stronie WWW systemu, a niektóre są także wizualizowane za pomocą odpowiednich wskaźników na płycie czołowej jednostki centralnej (rys. 3c). Odbiór komunikatów typu alarm i ostrzeżenie wymaga potwierdzenia przez jednego z użytkowników na stronie WWW systemu lub przez wysłanie odpowiedniej wiadomości SMS.

Podsystem *off-line* jest zewnętrznym modułem analitycznym pozwalającym na uzyskanie informacji o stanie odkształceń/naprężeń we wszystkich istotnych elementach konstrukcji, co umożliwia bardziej precyzyjną i kompleksową ocenę poziomu wytrzymałości elementów konstrukcji, a zatem i jej bezpieczeństwa.

Do opracowania modelu numerycznego, który jest głównym elementem modułu *off-line*, może być wykorzystane standardowe oprogramowanie inżynierskie, jakie jest stosowane do analizy konstrukcji w procesie projektowania obiektu. Model taki jest opracowywany w początkowej fazie instalacji systemu i walidowany przy pierwszych identyfikowalnych obciążeniach. W przypadku rozbieżności wyników uzyskanych przy standardowych założeniach, w stosunku do wyników pomiarów z podsystemu *on-line*, do modelu numerycznego wprowadzane są odpowiednie korekty. Po uzyskaniu zgodności wyników analiz numerycznych z wynikami pomiarów, model jest wykorzystywany do wspomagania modułu *on-line*. Model taki może też służyć do weryfikacji nośności konstrukcji oraz sprawdzenia poprawności przyjętych rozwiązań projektowych i ich korekty.

### 3. Instalacja pilotowa

Instalację pilotową zrealizowano w wielkopowierzchniowym obiekcie handlowym zlokalizowa-

nym w północno-wschodnim rejonie Polski [2] – rysunek 3a. Podsystem *on-line* składa się z jednostki centralnej (rys. 3c) z transceiverem, 18 urządzeń pomiarowych (rys. 3b) oraz 9 urządzeń retransmisyjnych. Komunikacja z siecią Internet jest realizowana przy pomocy routera GSM, a dostęp do systemu odbywa się poprzez stronę http. Rozmieszczenie urządzeń pomiarowych w budynku było kompromisem pomiędzy potrzebą uzyskania wyników reprezentatywnych dla całej konstrukcji a ograniczeniami wynikającymi ze sposobu użytkowania obiektu. Ponieważ urządzenia te wymagają wolnej powierzchni posadzki bezpośrednio pod miejscem pomiaru, to rozmieszczono je tak, aby uzyskać informacje o ugięciach w miejscach spodziewanych znacznych obciążeń śniegiem i nie ograniczać przy tym swobody użytkowania obiektu.

Model numeryczny podsystemu *off-line* obejmujący wszystkie główne elementy konstrukcji, został opracowany przy wykorzystaniu oprogramowania Autodesk Robot Structural Analysis Professional (rys. 4). Model składa się z około 19000 elementów i 12800 węzłów, a liczba równań niezbędnych do rozwiązania zadania obliczeniowego wynosi około 75600 [2]. Skalibrowany model numeryczny został wykorzystany do oceny przemieszczeń wywołanych obciążeniami stałymi i klimatycznymi i korekty wartości progowych ustalonych wstępnie na podstawie projektu konstrukcji.

Na rysunkach 5 i 6 przedstawiono wykresy przemieszczeń oraz temperatur w przykładowym punkcie pomiarowym P7 [2]. Z analizy wyników pomiarów przemieszczeń we wszystkich punktach wynika, że jedynie w dwóch miejscach, P5 i P7 (rys. 3a i 5), wystąpiło przekroczenie wartości progowej L2, które wskazywało dopiero na możliwość zaistnienia sytuacji wymagającej odśnieżania dachu, nie oznaczając jeszcze konieczności odśnieżania. Wynika stąd, że mimo kilkukrotnych znacznych opadów śniegu i związanych z tego typu sytuacjami, obowiązujących w sieci handlowej procedur nakazujących odśnieżanie dachu, zgodnie ze wskazaniami systemu nie było konieczne usuwanie śniegu z połaci dachowej – (rys. 7).

Temperatura konstrukcji stalowej dachu zmienia się od około 16°C w okresie zimowym do około 24°C w lecie – (rys. 6). Z analiz przeprowadzonych przy pomocy modułu *off-line* wynika, że takie zmiany temperatury skutkują zmianami przemieszczeń na poziomie około 1 mm, a więc w zakresie tolerancji pomiarowych systemu. Oznacza to, że wpływ temperatury może być w przypadku tej konstrukcji pominięty.

#### 4. Podsumowanie

System WiSeNe<sup>MONIT</sup> został opracowany do monitoringu zachowania się konstrukcji poddanej oddziaływaniom klimatycznym śniegiem i wodami opadowymi, a więc jest systemem służącym poprawie bezpieczeństwa obiektu oraz usprawniającym i optymalizującym jego eksploatację i utrzymanie. Ponadto system ten pozwala wypełnić, dotyczące tego typu obiektów użyteczności publicznej, zapisy prawne wymagające instalacji urządzeń do stałej kontroli podstawowych parametrów konstrukcji. Prototypowa instalacja wskazuje na przydatność i celowość stosowania tego typu systemów w obiektach wielkopowierzchniowych.

*Przedstawiono wyniki badań zrealizowanych w projekcie MONIT w zakresie monitoringu konstrukcji obiektów kubaturowych – [www.monit.pw.edu.pl](http://www.monit.pw.edu.pl).*

# MODELLING OF TRUSS WITH COLD-FORMED SECTIONS AND POSITIVE ECCENTRICITY IN THE NODES

## Abstract

*This work is dedicated to establishing the load carrying capacity of tensed and compressed truss' nodes made of cold-formed open cross sections. The occurrence of bending in the truss' nodes is the result of a specific production technology for system lattice girders assumed by the designer and the producer. The aim of this research is to present the methodology of conduct for creation of computational models that best depict the behaviour of truss members welded from cold-formed sections with positive eccentricities in the node. Gradual introduction of more complex computational analysis methods allowed for following, how the assumed method influenced the results and facilitated their analysis and estimation.*

**Keywords:** steel structures, thin-walled structures, cold-formed sections, eccentricities, truss

## 1. Introduction

During the last years, we have been observing vast interest in light constructions made of cold-formed sections. In design practice, greater emphasis is being put on rational forming of both the sections, and thin-walled constructions designed from these sections. Despite the fact that new research is done in this field and that new norms are being created, many aspects of work in this type of constructions remains uninvestigated and unexplained. Many issues still require conducting both detailed computational analysis, as well as experimental research. The aim of this work is to present the methodology of conduct for creation of computational models that best depict the behaviour of truss' members welded from cold-formed sections with positive eccentricities in the node.

## 2. Research problem

Eccentric crossing of members in the truss' node and the influence of the type and value of eccentricities on the load carrying capacity of nodes have been very thoroughly investigated and researched for trusses made of closed cross section members (CHS, RHS). The technology of manufacturing welded truss'

nodes can result in occurrence of positive or negative eccentricities. Detailed information regarding such nodes can be found in publications [1, 2, 3, 4, 5]. From information included in these publications, it can be concluded that the load carrying capacity of nodes made of circular hollow sections with positive eccentricities is lower than in nodes without eccentricities ( $e = 0$ ). However, in nodes with negative eccentricities, the load carrying capacity is greater. Additionally, the standard [4] defines threshold values for positive and negative eccentricities in nodes of lattice girder's made of circular or rectangular hollow sections, which allow for discounting their influence on the load carrying capacity of nodes:

$$- 0.55 d_0 \leq e \leq 0.25 d_0 \quad (1)$$

$$- 0.55 h_0 \leq e \leq 0.25 h_0 \quad (2)$$

where:  $e$  – value of eccentricity,  $d_0$  – chord's diameter (for circular hollow section),  $h_0$  – height of chord in the plain of lattice girder.

From the above description, it can be clearly concluded that welded nodes in lattice girders made of circular hollow sections have been thoroughly researched and



the influence of geometrical eccentricities has been definitely established. However, this cannot be said about nodes in lattice girders made of cold-formed open cross sections.

The technology behind manufacturing lattice girders made of cold-formed open cross sections has led to the choice of screw connections instead of welding. This results from the fact that cold-formed open cross sections are made of metal sheets, which are galvanized before forming. Welding of constructions made of these sections would lead to the destruction of the expensive anticorrosive film. In this case, the use of mechanical joints, such as screws, is a solution which guarantees preservation of an undamaged galvanized surface while connecting separate elements of the construction. Additionally, the use of screw connections solves problems connected with transportation of large elements of the construction. The advantages behind this solution are not only quicker and cheaper mount, but also the ability to create constructions which can be easily dismantled.

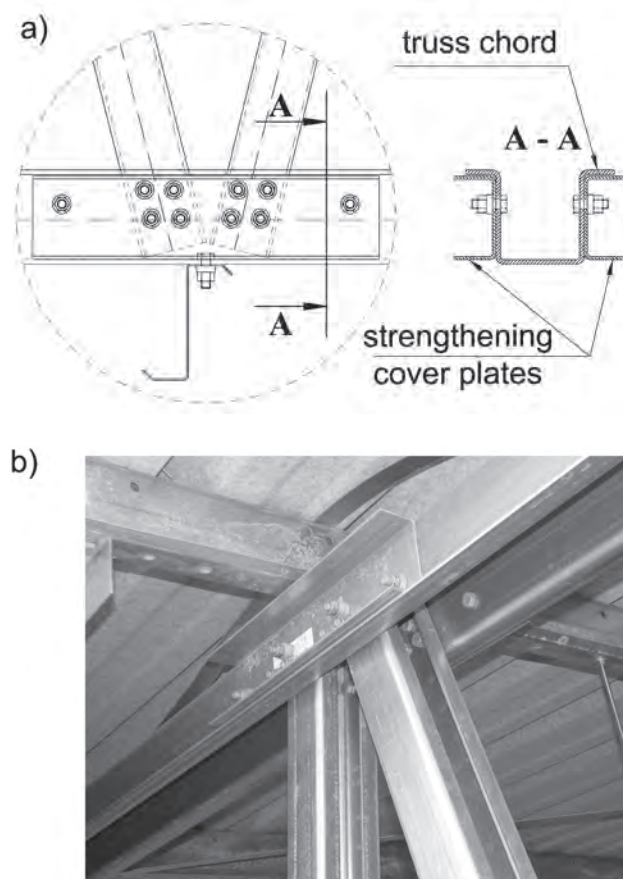


Fig. 1. Node with strengthening cover plates:  
a) view and section, b) Photo. M. Gordziej-Zagórska

This paper describes system solutions used for setting up steel single-storey buildings in which the load carrying construction is made of frames with truss girders made of cold-formed open cross sections. In construction of typical trapezoidal mono-pitch lattice girder with regular distances between nodes, the angle in cross braces changes. The greater the angle in cross braces, the greater the value of positive eccentricity and, hence, the value of cutting force. The area where greatest eccentricities occurs is located around the ridge. According to the current state of knowledge, [6, 7], eccentricities should be taken into consideration for dimensioning of the chords of lattice girders, making it necessary to locally increase the section of the chord in the node area. Practically, this is realized by strengthening the chord with channel section cover plates, as presented in Figure 1.

Considering all of the above, the following research hypothesis was assumed: the load carrying capacity of tensed and compressed lattice girder's chord made of cold-formed open cross section is larger than established on the basis of current dimensioning methods for steel constructions, due to local support conditions for hat-section member's walls that occur around the truss' node.

In order to prove the assumed hypothesis, establishing the load carrying capacity of the truss' node with positive eccentricity on a model in 1:1 scale, as well as detailed computational analysis have been planned. The research model is to be made of cold-formed open cross sections: truss' chords from hat sections and truss' members from channel bars with single edge fold stiffeners. Ultimately, all connections in truss' nodes are to be made as bolted. Due to the large angle in cross braces -  $60^\circ$ , which is characteristic for this type of girders, positive eccentricities occur in the chord's nodes.

Detailed research is to be performed on the node with positive eccentricity located on the top chord, as the walls of compressed elements are prone to local instability, which does not occur in the bottom chord.

The research model will be loaded with the vertical node force  $P$ , which constitutes the main load in the researched construction. Additionally, balancing horizontal  $H$  forces will be applied, in order to increase the compression force in the bottom chord and better depict the forces distribution in the real construction. The view of the research model and its static scheme can be seen in Figure 2.

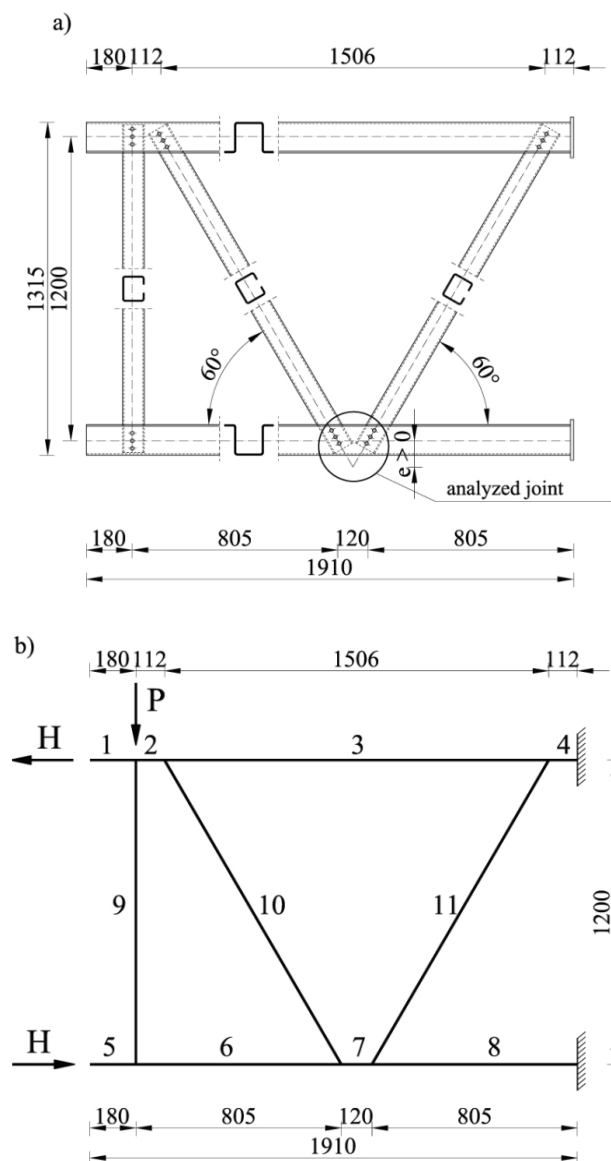


Fig. 2. Research model (own work on the basis of [8])

### 3. Load carrying capacity of cold-formed hat section member

Cold-formed open cross sections are considered thin-walled due to the proportions between the thickness of their walls, the size of cross section and their length. Yet, the proportion between the thickness of walls and their width, establishes the potential for occurrence of local instability resulting from shear and compression stress. Due to the slab slenderness parameter of the section's wall, it is necessary to differentiate between the load carrying capacity of members:

- insensitive to local instability (according to [9] – section class  $\leq 3$ ),
- sensitive to local instability (according to [9] – section class equals 4).

The load carrying capacity of members made of open cross sections does not only depend on the geometrical characteristics of the section and on the way it is supported and loaded. It may be subjected to various forms of buckling (distortional, torsional, flexural, torsional-flexural). Considering the above, when establishing the load carrying capacity of the lattice girder's chord made of hat sections, interactive load carrying capacity conditions must be taken into consideration.

Interactive forms of instability make a particular difficulty in establishing the load carrying capacity of bended and compressed members, as these forms of instability are related to parameters such as buckling length defined as the length of the half wave buckled after instability in the wall, part of the section comprised of several walls, or the entire member [6]. With small values of buckling length (comparable to the cross section), local instability of walls occurs, and thus, supercritical redistribution of stress in the section follows. Yet, significant buckling lengths result in general instability occurring in members. Between the two formerly described areas of buckling length, there is an intermediate area with interactive form of instability described as distortional instability.

Due to the great complexity of occurrences which take place in bended and compressed open cross section members, analytic solutions applied in order to establish the load carrying ability of members are based on various theories. Therefore, the load carrying capacity of cold formed thin walled members insensitive to local instability is established on the basis of the theory of thin walled members by Timoszenko. This theory was developed and systematized by Własow. It assumes that the outline of the member's cross section is not prone to deformations throughout its entire length. The section may only turn and shift in its plane. During deformation of the member, the section is subjected to deplanation. This theory, however, has a number of restrictions which may lead to calculation errors [10]. It cannot be applied when slenderness is low, when the instability is local and the assumption about lack of deformation in the member's outline is not met.

The issue of local loss of instability in the section's walls is addressed with the use of post-buckling theory. Research conducted by Winter, as well as definition of the term 'effective width' allowed for

establishing a method of including local instability by introduction of the term 'equivalent section'.

For the purpose of this work, a computational model was created in order to establish the load carrying capacity of the formed and compressed chord made of hat section, and to enable establishing the influence of deformations in the outline and interactions of various forms of buckling.

#### 4. Numerical model

Numerical analysis was performed with the use of Marc Mentat – MSC Software. For representation of the research model in a form of a computational model, surface elements were used. Discretization of the model was performed with the use of 'thin-shell'-type 4-node elements, which resemble squares to the extent it is possible, and some 'thin-shell' type 3-node elements used in the welded model. Construction and meshing of the computational model was conducted in the AutoCAD programme with the use of 3D surface elements. Subsequently, a ready, mashed model was imported to the Marc Mentat programme, where adequate finite elements and material features were assigned to specific geometric shapes, and supports and loading were defined.

Due to the time-consuming nature of the process of numerical modelling, welded joints were used during the preliminary analysis. Joints were made with the use of rigid surface elements, in order to make sure that they function as inflexible joints not prone to deformation when loaded. The complicated issue of proneness of lap screw joints in this type of connections will be investigated during further computational analysis with the use of relations established by [11, 12].

Numerical analyses were performed for two truss' models with various member's wall thickness. The first model was made of surface elements: 5 mm thick (truss members) and 6 mm thick (chords). This resulted in establishing sections not prone to local instability (the first class according to [9]). The second model was made of elements with the following thickness: former 2 mm and 3 mm, and latter 2 mm and 2 mm, which, according to [9] qualifies them as fourth class cross sections (sections prone to local instability).

Both truss models (prone and not prone to local instability) were subjected to three types of analyses: Material non-linear analysis (MNA), Geometrically

non-linear analysis (GNA) and geometric and material non-linear analysis (GMNA).

**Material non-linear analysis (MNA)** results from the parameters of the material. Steel is a material with non-linear mechanical parameters. Non-linearity of steel can be best depicted on the diagram presenting the relation between stress and buckling during forming. In theory of plasticity, several types of simplified diagram relations models are used  $\sigma$ - $\epsilon$ . For the purpose of this research, two of these models were used: the model for perfectly elastic plastic material with yield point equalling 420 MPa, and elastic plastic model with linear strengthening. The second model resembles the real characteristics of steel significantly more than the first model, which is of great importance, as the results of computational analysis will be compared with the results of experimental research. **Geometrically non-linear analysis (GNA)** includes the second aspect of nonlinearity which is the geometric nonlinearity. This analysis makes use of the theory of bending shells with perfect geometry and large bends. This analysis was also based on the assumption that the material has linear elastic mechanical characteristics. Finally, **the geometric and material non-linear analysis (GMNA)** is an analysis which takes into consideration both the geometrical and the physical nonlinearity. In this analysis, the theory of bending shells with perfect geometry and large bends, as well as a model of elastic-plastic material with linear strengthening are used.

#### 5. Results of numerical analysis

##### 5.1. Model of a truss made of members with walls insensitive to local instability

The analysis was performed on a model made of sections which truss' members walls' thickness equalled 5 mm and the chords' wall thickness equalled 6 mm. This construction was loaded with: vertical force of 300 kN and two balancing horizontal forces of 280 kN each. Figure 3 presents normal and reduced stress HMM maps established on the basis of three different types of analyses. In MNA, both when assuming a perfectly elastic plastic qualities of the material used for the creation of the model, and model made of material with linear strengthening, a plastic joint appeared at the top support node. However, this node is not representative for the analysed issue, as it constitutes a support for the model, not for the real construction.



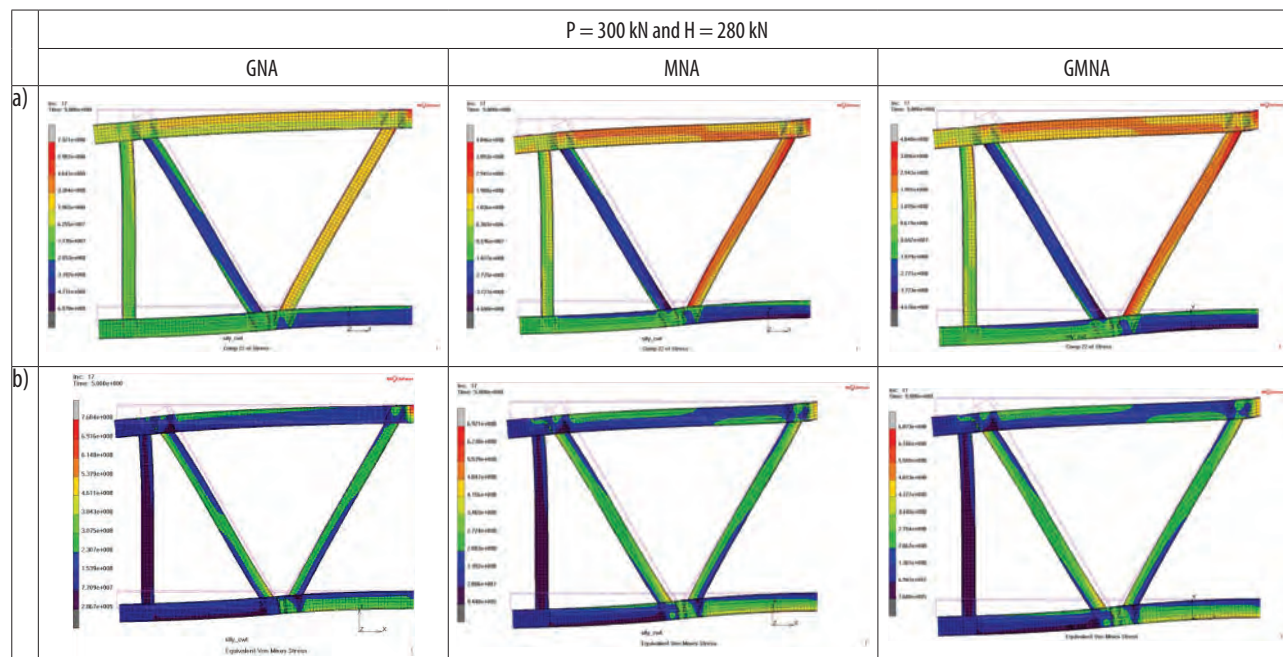


Fig. 3. Stress maps in a model made of sections insensitive to local instability: a) normal stress  $\sigma_{22}$ , b) reduced stress HMH (model of an elastic-plastic material with linear strengthening)

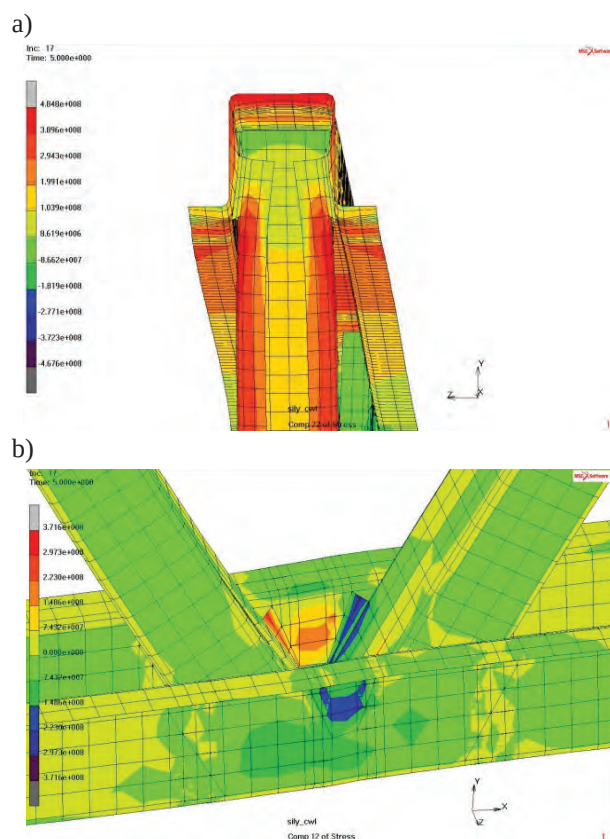


Fig. 4. a) Distortional buckling in cross braces, b) Shear stress map in the area of the analysed node

During all three types of analyses (MNA, GNA and GMNA) distortional buckling was also observed in cross braces, resulting from free inflection of (not

fixed) folds in channel section flanges (Fig. 4a), and increased shear stress values in the formed and compressed node (Fig. 4b).

On the basis of the conducted calculations, it can be stated that the value of stress in the area of the analysed node is not greater than in the members crossing in the node.

## 5.2. Model of a truss made of members with walls sensitive to local instability

The MNA and GMNA for the model of a truss made of members with walls sensitive to local instability was conducted only for assumed elastic plastic materials with linear strengthening. In this case, computational analysis was performed for two models of trusses with the following thickness of members' walls: cross braces 2 mm, chords 2 mm (further referred to as the '2/2' model) and cross braces 2 mm, chords 3 mm (further referred to as the '2/3' model). The '2/2' model was subjected to all three types of analyses (MNA, GNA and GMNA). Already with load value reaching  $P = 66$  kN and  $H = 140$  kN, both during the MNA and the GMNA, major deformations of the compressed hat section chord were observed (Fig. 5). However, during the GNA, deformations of the compressed chord were much less significant, which indicates that material nonlinearity for this type of trusses has strategic impact on local instability.

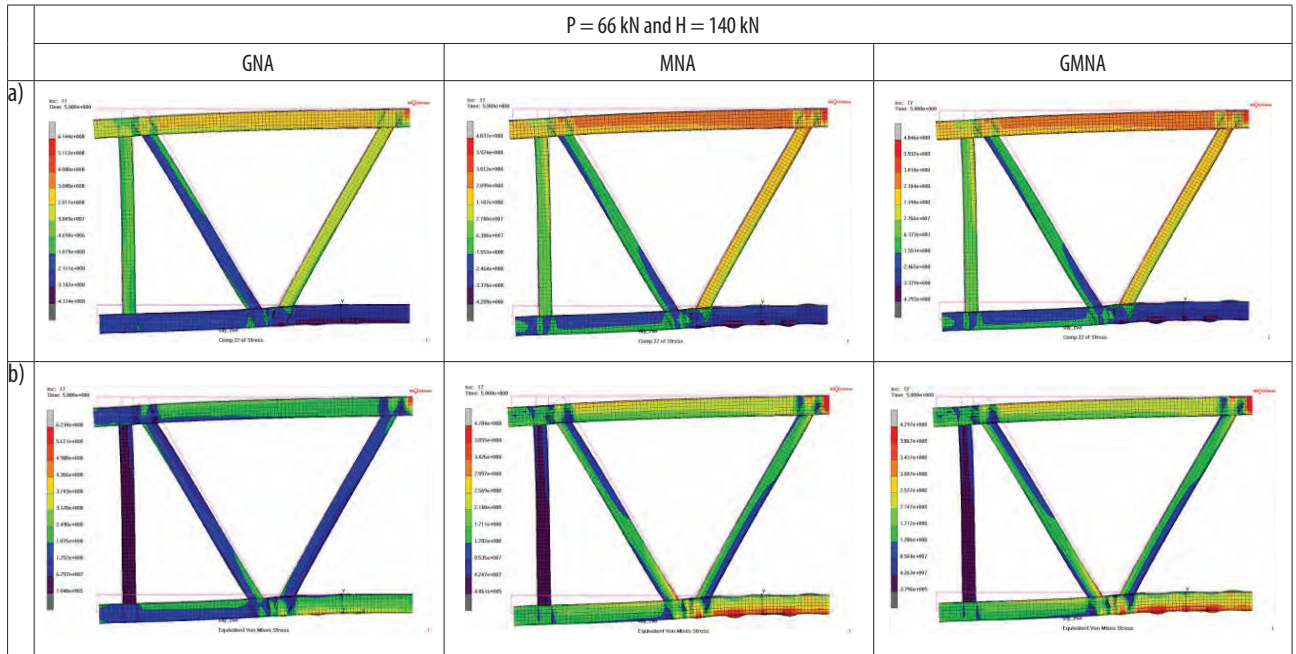


Fig. 5. Maps of stress occurring in the '2/2' model, sensitive to local instability:  
a) Normal stress  $\sigma_{22}$ , b) Reduced stress HMM

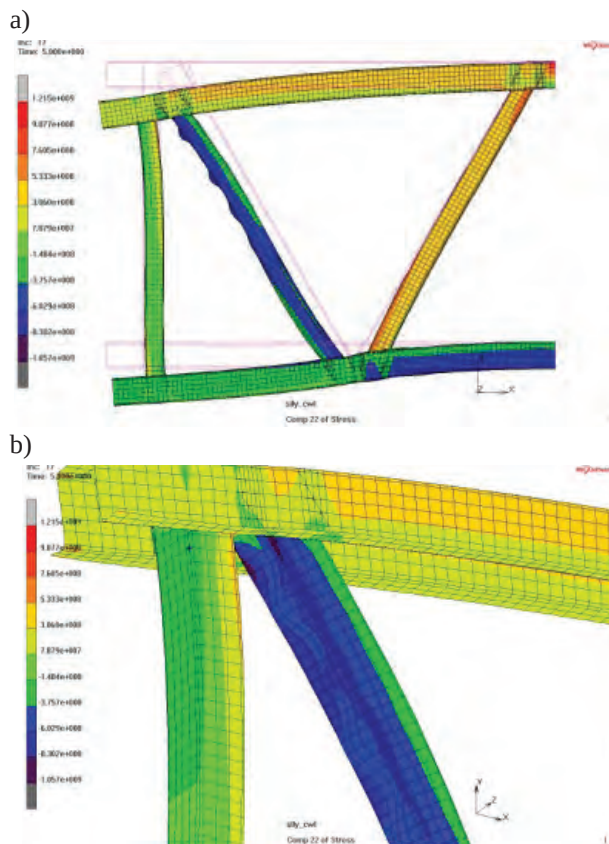


Fig. 6. Results of the GNA for the 2/3 model, a) Maps of normal stress  $\sigma_{22}$ ,  
b) Local instability for compressed cross brace

Additionally, for the purpose of GNA, a research on the '2/3' model was conducted. It has been conducted

that the compressed cross brace is the weakest element for this model. Local instability was observed for the wall of the channel section, from which the cross brace was made, for load equalling  $P = 225$  kN and  $H = 280$  kN (Fig. 6).

## 6. Summary

The research that has been conducted until the present day on a computational model with rigid joints indicates the validity of the assumed research hypothesis, as none of the observed mechanisms of instability occurred in the compressed and bending area of the hat section. Also, no additional strain of material was noticed. However, complete verification of the hypothesis is only possible after performing further research on models and extended computational analysis, which would include the semi-rigid character of connections between cross braces and truss' chords. Additionally, the results of computational analyses which were presented above, and which constituted the first stage of the conducted research, assumed perfect geometry of steel constructions. During further analysis, two types of geometric imperfection will be taken into consideration, namely: geometric deviations of cross sections and straightness deviation from the axis of specific members in the truss' model.

## References

- [1] Bródka J., Broniewicz M.: *Konstrukcje stalowe z rur (Hollow sections structures)*, Arkady, Warszawa 2001.
- [2] Gordziej-Zagórska M.: *Wpływ mimośrodków na nośność węzłów typu 'K' w kratownicach stalowych (The effect of load eccentricities of K-joints in steel trusses)*, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, 625 (2012), pp. 23–32.
- [3] Packer J.A., Wardenier J., Kurobane Y., Dutta D., Yeomans N.: *Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading*, CIDECT Construction with hollow steel sections, 1992.
- [4] PN-EN 1993-1-8, Eurocode 3: *Design of steel structures – Part 1-8: Design of joint*.
- [5] Wardenier J., Kurobane Y., Packer J.A., Dutta D., Yeomans N.: *Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading*, CIDECT Construction with hollow steel sections, 1991.
- [6] Bródka J., Broniewicz M., Giżejowski M.: *Kształtowniki gięte. Poradnik projektanta (Cold-formed sections. Design guide)*, Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów 2006.
- [7] Dubina D., Zaharia R.: *Cold-formed steel trusses with semi-rigid joints*, Thin-Walled Structures. Volume 29, Issues 1–4 (1997), pp. 273–287.
- [8] Camotin D., Basaglia C.: *Buckling analysis of thin-walled steel structures using generalized beam theory (GBT): state-of-the-art-report*, Steel Construction 2 (2013), pp. 117–131.
- [9] PN-EN 1993-1-1, Eurocode 3: *Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for building*.
- [10] Rzeszut K., Garstecki A.: *Zagadnienia niestateczności prętów z kształtowników giętych (Global and local stability of thin walled steel columns and beams)*, Inżynieria i Budownictwo 3 (2006), pp. 166–169.
- [11] Dubina D., Zaharia R.: *Stiffness of joints in bolted connected cold-formed steel trusses*, Journal of Constructional Steel Research, Volume 62, Issue 3 (2006), pp. 240–249.
- [12] Słowiński K., Świerczyna S., Wuwer W., Zamorowski J.: *Podatność połączeń zakładkowych w konstrukcjach stalowych z kształtowników giętych (Flexibility of blind bolts of sheet metal sections)*, Inżynieria i Budownictwo, 5-6 (2010), pp. 327–331.

Małgorzata Gordziej-Zagórska  
Elżbieta Urbańska-Galewska  
Robert Jankowski

# Modelowanie kratownicy z kształtowników giętych na zimno z mimośrodkami dodatnimi w węźle

## 1. Wstęp

W ostatnich latach można zaobserwować bardzo duże zainteresowanie lekkimi konstrukcjami z kształtowników giętych na zimno. W praktyce projektowej coraz większy nacisk kładzie się na racjonalne kształtowanie zarówno samych prętów, jak i projektowanych z nich konstrukcji cienkościennych. Pomimo iż w tej dziedzinie wciąż prowadzone są nowe badania i opracowywane normy, nadal nie wszystkie aspekty pracy tego typu konstrukcji zostały zbadane i wyjaśnione. Wiele zagadnień wciąż wymaga przeprowadzenia zarówno szczegółowych analiz numerycznych, jak również badań doświadczalnych. Celem niniejszej pracy jest przedstawienie metodyki postępowania przy budowaniu modeli numerycznych,

najlepiej odwzorowujących zachowania się prętów kratownicy spawanej z kształtowników giętych na zimno, z mimośrodkami dodatnimi w węźle.

## 2. Problem badawczy

Zagadnienie mimośrodowego przecinania się prętów w węźle kratownicy oraz wpływu rodzaju i wartości mimośrodu na nośność węzłów jest bardzo dobrze przebadane i opracowane w przypadku kratownic z prętów o przekrojach poprzecznych zamkniętych (CHS, RHS). Technologia wykonania kratownicowych węzłów spawanych może powodować powstawanie dodatnich lub ujemnych mimośrodków. Szczegółowe informacje na temat takich węzłów znajdują się m.in. w publikacjach [1 – 5]. Z informacji zawartych w wymienionych pracach wynika, że nośność węzłów,



wykonanych z kształtowników rurowych, z mimośrodem dodatnim jest mniejsza niż węzłów bez mimośrod ( $e = 0$ ). Natomiast w węzłach z mimośrodem ujemnym jest odwrotnie, ich nośność jest większa. Ponadto w normie [4] określono graniczne wartości mimośrodu dodatniego i ujemnego w węzłach dźwigarów kratownicowych wykonanych z przekrojów okrągłych i prostokątnych, przy których można pomijać ich wpływ na nośność węzłów: (1) i (2).

Z powyższego opisu wynika jednoznacznie, że spawane węzły dźwigarów kratowych z kształtowników rurowych, zostały bardzo dobrze przebadane i wpływ mimośródów geometrycznych został jednoznacznie określony. Nie można tego jednak powiedzieć o węzłach dźwigarów kratowych wykonanych z kształtowników giętych na zimno o przekrojach poprzecznych otwartych.

Technologia wytwarzania dźwigarów kratowych z kształtowników giętych na zimno o przekrojach otwartych spowodowała odejście od połączeń spawanych na rzecz śrubowych. Wynika to z faktu, iż kształtowniki gięte na zimno o przekrojach poprzecznych otwartych wykonuje się z blach, które fabrycznie są ocynkowane jeszcze przed gięciem. Spawanie tych kształtowników w konstrukcji doprowadziłoby do zniszczenia kosztownej powłoki antykorozyjnej. W tej sytuacji zastosowanie łączników mechanicznych np. śrub jest rozwiązaniem, które gwarantuje zachowanie nieuszkodzonej powłoki cynkowej podczas łączenia poszczególnych elementów konstrukcji. Dodatkowo zastosowanie łączników śrubowych rozwiązuje problemy z transportem dużych elementów składowych konstrukcji, zyskując w ten sposób nie tylko szybki i tańszy montaż, ale również możliwość tworzenia konstrukcji rozbiernalnych.

W niniejszej pracy wzięto pod uwagę systemowe rozwiązania hal stalowych, w których głównymi układami nośnymi są ramy z ryglami kratowymi wykonanymi z kształtowników giętych na zimno o przekrojach poprzecznych otwartych. W konstrukcji typowego jednospadowego dźwigara kratowniczowego o kształcie trapezowym przy założeniu stałego rozstawu węzłów, zmienia się kąt nachylenia krzyżulców. Im większy kąt nachylenia krzyżulca, tym większa wartość mimośrodu dodatniego, a co za tym idzie i wartość siły tnącej. Strefa występowania największych mimośródów dodatnich przypada w rejonie kalenicy. Zgodnie z obecnym stanem wiedzy [6, 7], wymiarując pasy dźwigara kratowniczowego należy uwzględnić występowanie mimośrodu,

co w efekcie prowadzi do konieczności lokalnego zwiększenia przekroju pasa w strefie przywęzłowej. W praktyce realizuje się to przez wzmocnienie pasa nakładkami o przekrojach ceowych, tak jak to pokazano na rysunku 1.

Uwzględniając powyższe założono następującą hipotezę badawczą: nośność ściskanego i zginanego pasa dźwigara kratowego, wykonanego z kształtownika giętego na zimno o przekroju poprzecznym otwartym jest większa niż to wynika ze znanych dotychczas metod wymiarowania konstrukcji stalowych, z uwagi na lokalne warunki podparcia ścianek pręta o przekroju kapeluszowym występujące w obszarze węzła kratownicy.

W celu udowodnienia przyjętej hipotezy zaplanowano zarówno badania nośności węzła kratownicy z mimośrodem dodatnim na modelu badawczym wykonanym w skali 1:1, jak i szczegółowe analizy numeryczne. Model badawczy zaprojektowano z kształtowników giętych na zimno o przekrojach poprzecznych otwartych: pasy dźwigara z przekroju kapeluszowego, natomiast pręty wykratowania z ceowników z usztywnieniami brzegowymi. Docelowo wszystkie połączenia w węzłach kratownicy przewidziano jako śrubowe. Ze względu na duży kąt nachylenia krzyżulców –  $60^\circ$ , charakterystyczny dla tego typu dźwigarów, w węzłach pasów występuje mimośród dodatni.

Szczegółowym badaniom podlegać będzie węzeł z mimośrodem dodatnim znajdujący się na pasie ściskanym, ze względu na to, że ścianki elementów ściskanych są narażone na lokalną utratę stateczności, co nie będzie miało miejsca w przypadku elementu rozciąganego.

Model badawczy będzie obciążony pionową siłą węzłową  $P$ , która stanowi główne obciążenie badanej konstrukcji oraz dodatkowo do pasów będą wprowadzone równoważące się siły poziome  $H$ , w celu zwiększenia siły ściskającej w pasie dolnym, tak aby model lepiej odzwierciedlał rozkład sił w pasach występujących w rzeczywistej konstrukcji. Widok modelu badawczego i jego schemat statyczny przedstawiono na rysunku 2.

### **3. Nośność pręta giętego na zimno o przekroju kapeluszowym**

Kształtowniki gięte na zimno, o przekrojach poprzecznych otwartych, z uwagi na proporcje grubości ścianek, wymiarów przekroju poprzecznego i ich długości należą do tzw. prętów cienkościennych.

Z kolei stosunek szerokości ścianek do ich grubości, będzie decydował o możliwości miejscowej utraty stateczności pod wpływem naprężeń ściskających lub stycznych. Z uwagi na parametr smukłości płytowej ścianki kształtownika konieczne jest rozróżnienie nośności pręta:

- niewrażliwego na miejscową utratę stateczności (wg [9] – klasa przekroju  $\leq 3$ ),
- wrażliwego na miejscową utratę stateczności (wg [9] – klasa przekroju równa 4).

Nośność pręta z kształtownika o przekroju poprzecznym otwartym zależy nie tylko od charakterystyki geometrycznej przekroju oraz sposobu jego podparcia i obciążenia. Może on ulec różnym formom utraty stateczności (dystorsyjnej, skrętnej, giętnej, giętno-skrętnej). Wobec powyższego, określając nośność pasa dźwigara kratowego wykonanego z przekroju kapeluszowego, należy uwzględnić interakcyjne warunki nośności.

Szczególną trudność w określaniu nośności prętów zginanych i ściskanych stanowią interakcyjne formy niestateczności, wystąpienie których uwarunkowane jest między innymi długością wyboczeniową rozumianą jako długość półfali odkształconej po utracie stateczności ścianki, fragmentu przekroju złożonego z kilku ścianek lub też pręta jako całości [6]. I tak przy bardzo małych długościach wyboczeniowych (porównywalnych z wymiarami przekroju poprzecznego) będzie występowała niestateczność miejscowa ścianek i odpowiadająca temu zjawisku nadkrytyczna redystrybucja naprężeń w przekroju. Natomiast duże długości wyboczeniowe odpowiadają prętowym formom niestateczności ogólnej. Pomiędzy dwoma wymienionymi obszarami długości wyboczeniowych występuje obszar pośredni o interakcyjnym charakterze niestateczności określanym jako dystorsyjna forma niestateczności.

Z uwagi na bardzo dużą złożoność zjawisk zachodzących w ściskanych i zginanych prętach o przekroju otwartym, rozwiązania analityczne problemu nośności pręta wykorzystują różne teorie. I tak nośność giętych na zimno prętów cienkościennych, niewrażliwych na miejscową utratę stateczności określa się na podstawie teorii prętów cienkościennych Timoszenki, która to została rozwinięta i uporządkowana przez Własowa. Teoria ta zakłada nieodkształcalność konturu przekroju poprzecznego pręta w każdym miejscu na jego długości. Przekrój może się tylko obracać lub przesuwac w swojej płaszczyźnie. Podczas odkształcania się pręta przekrój ulega deplanacji. Teoria ta ma jednak szereg ograniczeń, które mogą prowadzić

do błędnych wyników [10]. Nie można jej stosować w przypadku małych smukłości, kiedy forma utraty stateczności ma charakter miejscowy i założenie nieodkształcalności konturu nie jest spełnione.

Zagadnienie utraty stateczności miejscowej ścianki kształtownika jest rozwiązane za pomocą teorii nośności nadkrytycznej płyt. Przeprowadzone przez Wintera badania oraz zdefiniowanie pojęcia „szerokości współpracującej” pozwoliły na opracowanie metody uwzględniania utraty stateczności miejscowej poprzez wprowadzenie pojęcia „przekroju zastępczego”.

W niniejszej pracy, w celu określenia nośności ściskanego i zginanego pasa wykonanego z przekroju kapeluszowego opracowano model numeryczny, umożliwiający uwzględnienie deformacji konturu oraz interakcji różnych postaci wyboczenia.

## 4. Model numeryczny

Analizę numeryczną wykonano w programie Marc Mentat – MSC Software. Do odwzorowania modelu badawczego w formie modelu obliczeniowego zastosowano elementy powłokowe. Dyskretyzację modelu przeprowadzono przy użyciu elementów 4-węzłowych, typu „thin Stell”, w miarę możliwości zbliżonych kształtem do kwadratu oraz kilku 3-węzłowych również typu „thin Stell”, zastosowanych w modelu spoiny. Konstruowanie i siatkowanie modelu obliczeniowego przeprowadzono w programie AutoCAD przy zastosowaniu elementów powierzchniowych 3D, a następnie importowano gotowy, posiatkowany model do programu Marc Mentat, gdzie przyporządkowano poszczególnym elementom geometrycznym odpowiednie elementy skończone i cechy materiałowe oraz określono podpory i obciążenie.

Z uwagi na czasochłonność modelowania, w analizach wstępnych przyjęto założenie, że pręty w węzłach będą połączone spoinami, których model wykonano z elementów powłokowych o bardzo dużej sztywności, tak aby jedynie pełniły rolę nieodkształcalnych łączników, które nie będą deformować się pod wpływem obciążenia. Skomplikowane zagadnienie podatności zakładkowych połączeń śrubowych w tego typu połączeniach będzie uwzględnione w dalszych etapach prowadzonych analiz numerycznych przy wykorzystaniu zależności wyznaczonych przez [11] i [12].

Analizy numeryczne przeprowadzono dla dwóch modeli kratownic z różnymi grubościami ścianek prętów. Pierwszy model opracowano z elementów powłokowych o grubości: 5 mm (pręty wykratowania) i 6 mm (pasy), uzyskując tym samym przekroje

niewrażliwe na miejscową utratę stateczności (klasa pierwsza wg [9]). Natomiast drugi model został opracowany z elementów o grubości odpowiednio 2 mm i 3 mm oraz 2 mm i 2 mm, co wg [9] kwalifikuje te przekroje poprzeczne do klasy czwartej (przekroje wrażliwe na miejscową utratę stateczności).

Oba modele kratownic (niewrażliwe i wrażliwe na miejscową utratę stateczności) poddano trzem rodzajom analiz: analizie fizycznie nieliniowej (MNA), geometrycznie nieliniowej analizie sprężystej (GNA) oraz analizie geometrycznie i fizycznie nieliniowej (GMNA).

**Analiza fizycznie nieliniowa (MNA)** wynika z fizycznych właściwości materiału. Stal jest materiałem o nieliniowych własnościach mechanicznych. Nieliniowość stali można najlepiej zobrazować na wykresie zależności naprężenie-odkształcenie przy rozciąganiu. W teorii plastyczności stosuje się kilka rodzajów uproszczonych modeli wykresów zależności  $\sigma$ - $\epsilon$ . W podjętych rozważaniach przyjęto tylko dwa, a mianowicie: model materiału idealnie sprężysto-plastycznego, w którym wartość granicy plastyczności wynosi 420 MPa oraz model materiału sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem liniowym. Drugi model zdecydowanie lepiej odpowiada rzeczywistej charakterystyce wytrzymałościowej stali, co ma duże znaczenie, gdyż wyniki analiz numerycznych będą porównywane z wynikami badań doświadczalnych. **Geometrycznie nieliniowa analiza sprężysta (GNA)** uwzględnia drugi rodzaj nieliniowości, jakim jest nieliniowość geometryczna. Analiza ta wykorzystuje teorię zginania powłok o idealnej geometrii i dużych ugięciach. Należy tu również zaznaczyć, iż analizę tę oparto na założeniu liniowo-sprężystych właściwości mechanicznych materiału. Natomiast **analiza geometrycznie i fizycznie nieliniowa (GMNA)** jest to analiza uwzględniająca zarówno nieliniowość geometryczną, jak i fizyczną. W analizie tej wykorzystuje się teorię zginania powłok o idealnej geometrii i dużych ugięciach oraz model materiału sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem liniowym.

## 5. Wyniki analiz numerycznych

### 5.1. Model kratownicy z prętów o ściankach niewrażliwych na miejscową utratę stateczności

Analiza została przeprowadzona na modelu wykonanym z kształtowników o grubości ścianek prętów wykratowania równej 5 mm oraz grubości ścianek pasów – 6 mm. Do konstrukcji przyłożono następujące obciążenie: siłę pionową 300 kN oraz dwie rów-

noważące się siły poziome o wartości 280 kN każda. Na rysunku 3 zestawiono mapy naprężeń normalnych i naprężeń zredukowanych HMH uzyskane w trzech różnych rodzajach analiz. Przy zastosowaniu analizy fizycznie nieliniowej, zarówno przy założeniu modelu materiału idealnie sprężysto-plastycznego, jak i modelu materiału sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem liniowym, zaobserwowano powstanie przegubu plastycznego przy górnym węźle podporowym. Nie jest to jednak węzeł reprezentatywny dla analizowanego zagadnienia, jako że jest to podpora modelu, a nie rzeczywistej konstrukcji.

We wszystkich trzech rodzajach analiz (MNA, GNA i GMNA) zaobserwowano również dystorsyjną formę utraty stateczności krzyżulców, spowodowaną odchyleniem się swobodnym (niezamocowanych) zagięć stopek ceownika (rys. 4a), oraz podwyższone wartości naprężeń ścinających w zginanym i ścinanym węźle (rys. 4b).

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń można stwierdzić, że wartości naprężeń w obszarze analizowanego węzła nie są większe niż w krzyżujących się w węźle prętach.

### 5.2. Model kratownicy z prętów o ściankach wrażliwych na miejscową utratę stateczności

Analizy MNA i GMNA dla modelu kratownicy z prętów o ściankach wrażliwych na miejscową utratę stateczności wykonano tylko przy założeniu materiału sprężysto-plastycznego ze wzmocnieniem liniowym. W tym przypadku analizy numeryczne wykonano dla dwóch modeli kratownic o następujących grubościach ścianek prętów: krzyżulce 2 mm, pasy 2 mm (dalej nazywanym modelem '2/2') oraz krzyżulce – 2 mm, pasy – 3 mm (dalej nazywanym modelem '2/3'). Model '2/2' poddano wszystkim trzem rodzajom analiz (MNA, GNA i GMNA). Już przy wartości obciążenia  $P = 66$  kN i  $H = 140$  kN, zarówno w analizie MNA, jak i GMNA, zaobserwowano znaczne deformacje ściskanego pasa o przekroju kapeluszowym (rys. 5). Natomiast w przypadku analizy GNA deformacje ściskanego pasa są znacznie mniejsze, co wskazuje na fakt, iż nieliniowość materiałowa dla tego modelu kratownicy ma decydujący wpływ na miejscową utratę stateczności.

Dodatkowo dla analizy GNA przeprowadzono również badania na modelu '2/3', dla którego najsłabszym elementem okazał się ściskany krzyżulec. Zaobserwowano miejscową utratę stateczności ścianek ceownika, z którego został wykonany krzyżulec, przy obciążeniu  $P = 225$  kN i  $H = 280$  kN (rys. 6).



## 6. Podsumowanie

Przeprowadzone dotychczas badania na modelu numerycznym o węzłach sztywnych, wskazują na słuszność założonej hipotezy badawczej, gdyż żaden z zaobserwowanych mechanizmów utraty stateczności nie występował w ściskanym i zginanym obszarze kształtownika o przekroju kapeluszowym, jak również nie zaobserwowano w tym obszarze zwiększonego wyężenia materiału. Jednakże pełna weryfikacja hipotezy wymaga przeprowadzenia badań modelowych oraz rozszerzonej analizy numerycznej, uwzględniającej podatność połączenia krzyżulców z pasami kratownicy. Ponadto w przedstawionych powyżej wynikach analiz numerycznych, stanowiących pierwszy etap prowadzonych badań, założono idealną geometrię konstrukcji stalowej. W kolejnych analizach zostaną również uwzględnione dwa rodzaje imperfekcji geometrycznych: odchyłki geometrii przekroju poprzecznego oraz odchyłki prostoliniowości osi poszczególnych prętów w modelu kratownicy.



**environment**  
**environment**





MARIA ŻYGADŁO<sup>1</sup>  
MARLENA DĘBICKA<sup>2</sup>  
Kielce University of Technology  
<sup>1</sup>e-mail: zygadlo@tu.kielce.pl  
<sup>2</sup>e-mail: mdebicka@tu.kielce.pl

# THE MECHANICAL-BIOLOGICAL TREATMENT (MBT) OF WASTE UNDER POLISH LAW

## Abstract

*The basic goal of the article was to present an MBT installation taking into account the recent Polish legislation. Law requirements for waste treated in mechanical-biological technologies were presented. Changes in the Polish legislation were analyzed.*

**Keywords:** MBT, waste management

## 1. Introduction

Waste management in Poland is still under the process of adapting to European Union (EU) regulations. The EU Member States set up the following waste management hierarchy: prevention, preparing for re-use, recycling, recovery and disposal [1]. The implementation of the alternative technologies for solid waste treatment and management is the result of the recent waste strategy, which should result in the minimization of waste going to landfill.

Between 1990 to 2010, about 180 MBT plants were installed in Europe [2]. The number of MBT installations keeps increasing in recent years in Poland. According to the second step of the expertise General Directorate for Environmental Protection, there are 124 MBP plants in Poland [3]. The report confirmed the dominance of aerobic processes in the biological stage (97 installations). 7 plants use energetic windrow technology, while 3 plants treat waste by anaerobic digestion. The remaining 16 MBP plants did not send back information about the operated technology.

## 2. MBT technology

MBT technology combines mechanical treatment (screens, sieves, magnets, conveyors) and biological treatment (aerobic or/and anaerobic decomposition) [4 – 6]. The main cells flow sheet of MBT technology are [7 – 9]:

- the pre-sorting of the residual waste which aims to recover the recyclable materials and disturbing components,
- the particle size fractionation and the homogenization of the waste which aims to optimize the biological stage,
- waste stabilization which is intended to lower the landfill capacity, the reduction of gas potential, leachate emissions, greenhouse effect and bad odors,
- residual derived fuels (RDF) production which leads to a high calorific product.

According to the Decree of the Minister of Environment [10], MBT technologies treat municipal solid waste (MSW). The plant receives unsorted solid waste using mechanical operations, where specialist equipment sorts them into the following categories: fraction 1 – materials for re-use and recycling (paper, ferrous and non-ferrous metals, glass, wood, batteries and accumulators), fraction 2 – combustible waste for energetic recovery (RDF) and fraction 3 – directed to the biological stage (ex 19 12 12: typical size < 80 mm or < 100 mm, < 120 mm). The handling of fractions 1 and 2 refers to material recovery, while in respect to the biological fraction 3, there are three ways of treatment.

Biological processing can be alternatively used:

- aerobic treatment,
- anaerobic,
- biodrying.

Table 1. Description of biological stage in MBT plants according to Polish legislation [10]

| Process             | Characterization |                                                                                                                                                                       | Criteria                                                                                                                                                                           |
|---------------------|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Aerobic treatment   | First stage      | closed hall or reactor with forced aeration and air filters<br>retention time: min. 2 weeks                                                                           | $AT_4 < 20 \text{ mg O}_2/\text{g d.m.}$                                                                                                                                           |
|                     | Second stage     | windrow placed on sealed floor<br>retention time: min. 6-10 weeks                                                                                                     | 1. $AT_4 < 10 \text{ mg O}_2/\text{g d.m.}$<br>2. $LOI < 35\% \text{ s.m. and TOC} < 20\% \text{ d.m.}$<br>3. loss of organic matter measured as LOI or TOC is more than 40%       |
| Anaerobic treatment | First stage      | mesophilic fermentation – min. 20 days<br>or<br>thermophilic fermentation – min. 12 days                                                                              | $AT_4 < 20 \text{ mg O}_2/\text{g d.m.}$                                                                                                                                           |
|                     | Second stage     | closed hall or reactor with forced aeration and air filters,<br>retention time: min. 2 weeks<br>or<br>windrow placed on sealed floor,<br>retention time: min. 3 weeks | 1. $AT_4 < 10 \text{ mg O}_2/\text{g d.m.}$ or<br>2. $LOI < 35\% \text{ d.m. and TOC} < 20\% \text{ d.m.}$ or<br>3. loss of organic matter measured as LOI or TOC is more than 40% |
| Biodrying           | First stage      | closed hall or reactor with forced aeration and air filters,<br>retention time: min. 1 week                                                                           | no criteria in [10]<br>requirements determines the recipient                                                                                                                       |

Table 1 presents the description of a particular unit in the processes in the biological stage. Aerobic and anaerobic decomposition produce a stabilized fraction, called "stabilat" featured in code number 19 05 99. Stabilat in the waste catalogue [11] is described as "the waste which had been not otherwise specified" from the subgroup "waste from aerobic treatment of solid wastes". Based on the Regulation [8], the stabilized waste has to fill at least one of three criteria: the loss of ignition (LOI), the total carbon organic (TOC) or respiration activity ( $AT_4$ ). It is assumed, that 0 – 80 mm stabilat that fulfills the legal requirement can be safely stored at the landfill. According to the law in force [10], the stabilized 0 – 20 mm fraction can be recovered as waste 19 05 03 (described as "off-specification compost").

In biological drying, the waste is dried and processed, which relies mainly on draining the excess moisture and the partial decomposition of the organic matter, which favors the muted biological activity of the microorganisms and reduces the nuisance odors. The retention time in a reactor is a minimum of 7 days according to § 4.4. in Regulation [10]. The necessary heat for drying is provided by the exothermic decomposition of the organic substances [12, 13]. The process can be supported by a stove to initially increase the temperature in hard winter conditions. The reactor design includes a container with forced aeration, removing the exhaust air through a filter. The exhaust ventilator also supports the removed excessive moisture. The output is combustible waste for energetic recovery, marked with code 19 12 10. The RDF produced by the drying plants can be combusted with a higher energy recovery efficiency than usually obtained from unprocessed waste [6, 7, 12].

### 3. The latest legislation changes

In connection with a new project of this Regulation [14], from 2015 the criteria for stabilat will be stricter. In the second stage the manager of the MBT plant must obligatorily control two parameters: the first is the  $AT_4$  and second one is alternatively selected from those indicated in Table 1 in the "criteria" column marked with numbers 2 and 3. What is more, every waste treatment cycle in reactor/closed hall should be controlled. Probes will be taken from every completed stabilizing MBT cycle and measured according to the characterized criteria. Thereby it will increase the operating costs but the process correctness will be controlled more precisely.

In 2015 the biodrying concept will be changed to that shown in the flow chart in Figure 1. The biodrying idea involves the separation of the dried waste into 0 – 20 mm and 20 – 80 mm fractions. According to the technology concept, the 0 – 20 mm fraction (code ex 19 12 12 – wastes from mechanical treatment) will return to the reactor for the stabilization process. This operation should improve the RDF quality and its calorific value. The dried 20 – 80 mm fraction (code 19 12 10 – combustible waste, as a potential component of refuse derived fuel) is treated by the thermal methods, which is in accordance with § 5.4 Regulation [14]. In the thermal methods these are optionally suggested:

- R1 – use principally as a fuel or other means to generate energy or
- D10 – incineration on land.

The § 4.7 and § 5.8 in Regulation [14] clarifies the concept of the recovery process for the 0 – 20 mm stabilat. The 0 – 20 mm stabilat which complies with the legislative requirements can be optionally used

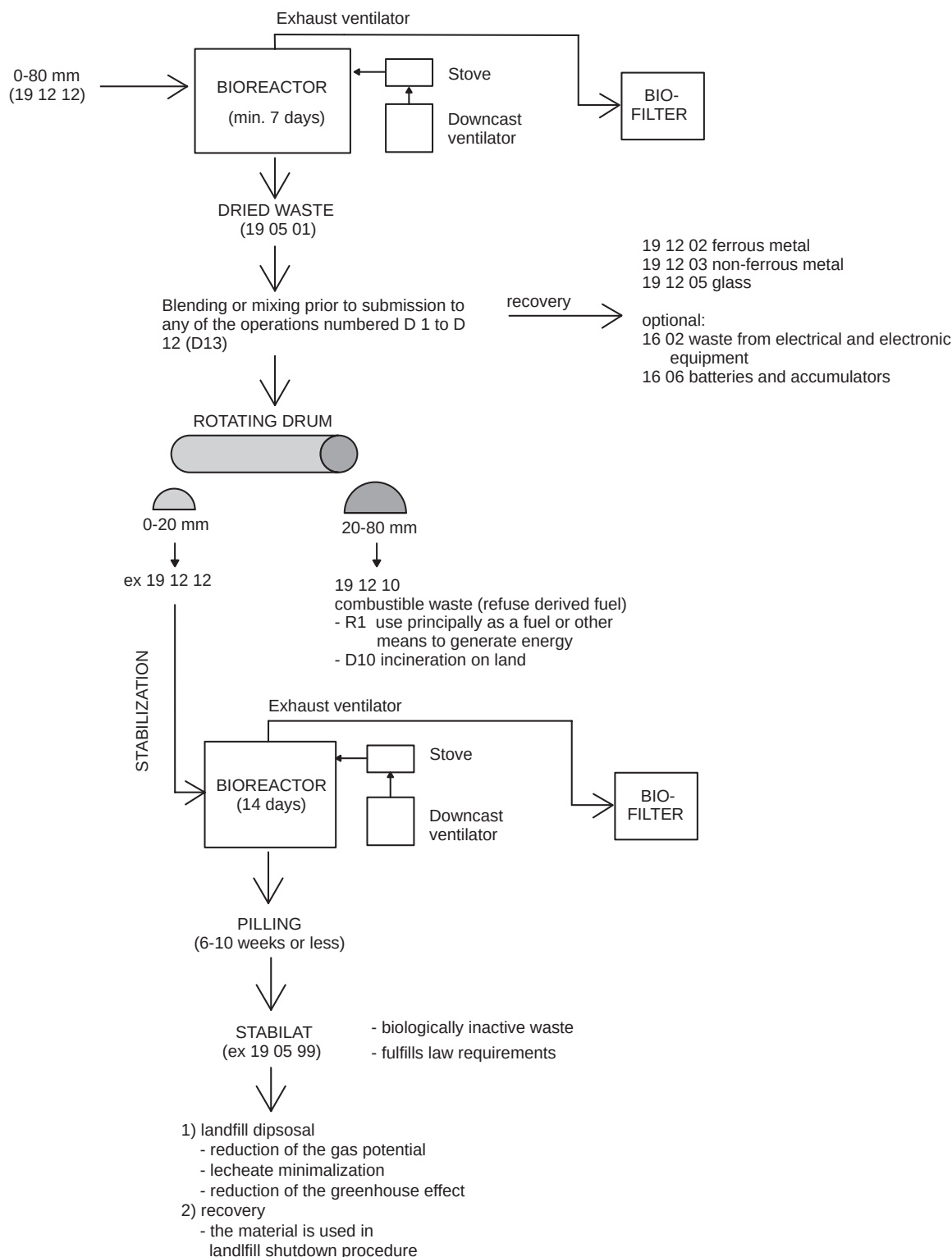


Fig. 1. The scheme of the biodrying process taking into account the law changes [10, 14]

”only in the procedure of the landfill shutdown as waste marked with the code ex 19 05 99”.

From 2017 municipal solid waste will be unloaded obligatorily in a closed hall with ventilation, air conditioning and a sewerage system. Previously

many plants, mostly undercapitalized, performed the mechanical stage in outdoor conditions, outside of buildings. This provision will result in the reduction of the negative environmental impacts occurring in the mechanical step of the treatment.



## 4. Conclusions

In recent years the Polish legislation has introduced a number of important targets in waste management promoting the mechanical–biological treatment. An increasing number of MBT facilities shows, that it is a very popular method for waste management because of the low cost. A proper mechanical-biological process leads to the production of RDF or stabilat. Both outputs are substrates for further processing: incineration or landfilling. The concept of MBT is described by Polish legislation which is constantly being improved.

## References

- [1] Directive 2008/98/EC on waste (Waste Framework Directive).
- [2] Montejó C., Tonini D., del Carmen Márquez M., Astrup T.F.: *Mechanical-biological treatment. Performance and potentials. An LCA of 8 MBT plants including waste characterization*. Journal of Environment Management 128 (2013), pp. 661–673.
- [3] *The final report of the second stage of expertise the General Directorate for Environmental Protection. Raport końcowy II etapu ekspertyzy, mającej na celu ankietyzację istniejących w Polsce instalacji do mechaniczno-biologicznego przetwarzania odpadów komunalnych MBP, wizytacje 50 instalacji MBP oraz wytypowanie 20 instalacji MBP, w których w ramach kolejnego III etapu- zostaną przeprowadzone badania odpadów*. On-line: <http://www.gdos.gov.pl/ProjectCategories/viewProject/80/1/0/965/Ekspertyzy>.
- [4] Bayard R., de Araújo Moraris J., Ducom G., Achour F., Rouez M., Gourdon R.: *Assessment of the effectiveness of an industrial unit of mechanical-biological treatment of municipal solid waste*. Journal of Hazardous Materials 175 (2010), pp. 23–32.
- [5] Żygadło M., Orman Ł.J.: *Możliwości odzysku energii w procesie mechaniczno-biologicznej przeróbki odpadów komunalnych*, Red. Kaproń H., in „Rynek Ciepła – REC 2008”, Nałęczów – Lublin 2008, pp. 159–166.
- [6] Latosińska J., Żygadło M.: *Koncepcja zakładu fermentacji odpadów komunalnych dla aglomeracji miejskiej na tle doświadczeń zagranicznych*, rozdział w monografii pod red. T. Marcinkowskiego, Kompleksowe zarządzanie gospodarką odpadami, Poznań 2011, pp. 383–399.
- [7] Bilitewski B., Oros Ch., Christensen T.H.: *Mechanical biological treatment*. Solid Waste Technology & Management, Vol. 2, A. John Wiley and Sons, United Kingdom 2011, pp. 629–638.
- [8] de Araújo Moraris J., Ducom G., Achour F., Rouez M., Bayard R.: *Mass balance to assess the efficiency of a mechanical-biological treatment*. Waste Management 28 (2008), pp. 1791–1800.
- [9] Rotter S.: *Incineration: RDF and SRF- Solid Fuels from Waste*. Solid Waste Technology & Management, Vol. 1, A. John Wiley and Sons, United Kingdom 2011, pp. 486–501.
- [10] The Decree of the Minister of Environment on the municipal solid waste treatment in mechanical and biological plants [Journal of Laws of 2012, No. 0, item 1052]. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dn. 11 września 2012 r. w sprawie mechaniczno-biologicznego przetwarzania zmieszanych odpadów komunalnych (Dz.U. nr 0, poz. 1052).
- [11] The Decree of the Minister of Environment on waste catalogue [Journal of Laws of 2001, No. 112, item 1206]. Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 27 września 2001 r. w sprawie katalogu odpadów (Dz.U. nr 112, poz. 1206).
- [12] Velis C.A., Longhurst P.J., Drew G.H., Smith R., Pollard S.J.T.: *Biodrying for mechanical-biological treatment of wastes: a review of process science and engineering*. Bioresource Technology, Vol. 100, Issue 11 (2009), pp. 2747–2761.
- [13] Orman Ł.J.: *Odzysk energii z odpadów komunalnych poprzez przeróbkę mechaniczno-biologiczną*. Materiały VII Konferencji Problemy Unieszkodliwiania Odpadów, Politechnika Warszawska, Warszawa 2010, pp. 134–137.
- [14] The project: Decree of the Minister of Environment on the municipal solid waste treatment in mechanical and biological plants [from 13.02.2014]. Projekt Rozporządzenia Ministra Środowiska w sprawie mechaniczno-biologicznego przetwarzania zmieszanych odpadów komunalnych (z dnia 13.02.2014).

Maria Żygadło  
Marlena Dębicka

# Mechaniczno-biologiczna przeróbka odpadów (MBP) w świetle polskiego prawa

## 1. Wstęp

Zarządzanie odpadami w Polsce jest w trakcie adaptacji prawa Unii Europejskiej. Państwa członkowskie przyjęły następującą hierarchię postępowania z odpadami: zapobieganie, przygotowanie do ponownego użycia, recykling, odzysk i unieszkodliwianie [1]. Rezultatem obecnej strategii gospodarki odpadami jest wdrażanie alternatywnych technologii służących do gospodarowania i unieszkodliwiania odpadów, które powinny skutkować minimalizacją odpadów kierowanych na składowiska.

W latach 1990-2010 w Europie funkcjonowało około 180 zakładów służących do MBP odpadów [2]. Na obszarze Polski ciągle wrasta liczba instalacji pracujących według technologii MBP. Zgodnie z II etapem ekspertyzy Generalnej Dyrekcji Ochrony Środowiska [3] w Polsce istnieje 124 instalacji MBP odpadów. Raport potwierdza dominację procesów tlenowych w etapie biologicznym (97 instalacji). 7 zakładów realizuje technologie pryzm energetycznych, natomiast w trzech stosuje się beztlenową przeróbkę. Pozostałe 16 zakładów MBP nie udzieliło informacji na temat użytkowanej technologii.

## 2. Technologia MBP

Instalacje MBP odpadów łączy proces przeróbki mechanicznej (sita, magnesy, przenośniki) biologicznej (tlenowej lub/i beztlenowej) [4–6]. Kluczowe węzły procesowe technologii MBP są następujące [7–9]:

- sortowanie zmieszanych odpadów w celu odzysku materiałowego i usunięcia odpadów niepożądanych,
- frakcjonowanie odpadów i ich homogenizacja w celu optymalizacji etapu biologicznego,
- stabilizacja odpadów, która skutkuje zajmowaniem mniejszej objętości składowisk, zmniejszeniem potencjału gazotwórczego, emisji odcieków, efektu cieplarnianego, odorów,
- produkcja paliwa alternatywnego (RDF) – frakcje wysokoenergetyczne wykorzystywane są jako komponent produktu o wysokiej kaloryczności.

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska [10] technologie MBP odpadów przetwarzają zmieszane odpady komunalne. Do zakładu dowożone są niesortowane odpady, które kieruje się do mechanicznej obróbki. Specjalistyczny sprzęt dzieli odpady na następujące kategorie: frakcja 1 – materiał do ponownego użycia lub recyklingu (papier, metale żelazne i nieżelazne, szkło, drewno, baterie i akumulatory), frakcja 2 – odpady palne (paliwo alternatywne RDF) do odzysku energetycznego i frakcja 3 – kierowana do etapu biologicznego (kod ex 19 12 12: typowy rozmiar < 80 mm lub < 00 mm, < 120 mm). Postępowanie z frakcjami 1 i 2 sprowadza się do odzysku materiałowego, natomiast w odniesieniu do frakcji biologicznej – istnieją trzy sposoby jej unieszkodliwiania. W skład procesów biologicznych wchodzi:

- przeróbka tlenowa,
- beztlenowa,
- biosuszenie.

Tabela 1 przedstawia opis poszczególnych procesów jednostkowych mogących występować w etapie biologicznym. Produktem końcowym przeróbki tlenowej i beztlenowej jest ustabilizowana frakcja, zwana „stabilizatem” o kodzie 19 05 99. Stabilizat według katalogu odpadów [11] opisany jest jako „inne niewymienione odpady” z podgrupy 19 05 – „odpady z tlenowego rozkładu odpadów stałych (kompostowania)”. Na podstawie zapisów prawa [10] stabilizat musi spełnić jeden z trzech warunków dotyczących: strat prażenia (LOI), ogólnego węgla organicznego (TOC) i aktywności oddechowej ( $AT_4$ ). Zakłada się, że stabilizat 0 – 80 mm spełniający wymagania prawne może być bezpiecznie unieszkodliwiany na składowiskach odpadów. Zgodnie z § 5.5 obowiązującego prawa [10] ustabilizowana frakcja 0 – 20 mm może być stosowana do odzysku jako odpady o kodzie 19 05 03 (wg katalogu odpadów [10] jest to „kompost nieodpowiadający wymaganiom”).

W procesie biologicznego suszenia odpady są podane przerobowi, który polega w głównej mierze na odprowadzeniu nadmiaru wilgoci oraz częściowym rozkładzie materii organicznej, co sprzyja wyciszeniu aktywności biologicznej mikroorganizmów i ograniczeniu uciążliwości odorowej.

Według § 4.4 Rozporządzenia [10] czas retencji odpadów w reaktorze biosuszenia wynosi minimum 7 dni. W procesach egzotermicznego rozkładu substancji organicznych wydzielane jest ciepło niezbędne do odprowadzenia wilgoci [12, 13]. W okresie zimowym proces może być wspomagany nagrzewnicą. Reaktor stanowi kontener z wymuszonym napowietrzaniem i odprowadzeniem zużytego powietrza procesowego przez filtr. Wentylator wywiewny wspomaga także usunięcie nadmiaru wilgoci. Produktem końcowym biosuszenia jest paliwo alternatywne RDF o kodzie 19 12 10 wykorzystywane do odzysku energetycznego. Produkowane w procesie suszenia paliwo RDF może być spalane z większą wydajnością energetyczną [6, 7, 12].

### 3. Ostatnie regulacje prawne

Zgodnie z projektem Rozporządzenia [14] od 2015 roku kryteria dla stabilizatu będą bardziej surowe. W drugim etapie zakłady MBP będą musiały obowiązkowo kontrolować dwa parametry: pierwszy to  $AT_4$ , natomiast drugi – to alternatywnie wybrany z przedstawionych w tabeli 1 w kolumnie „kryteria” pod numerami 2 i 3. Co więcej, każdy cykl stabilizacji w reaktorze/zamkniętej hali będzie podlegał kontroli. Próbkę odpadów będą pobierane z każdej, wytworzonej w pełnym cyklu partii odpadów opuszczającej etap biologiczny instalacji MBP. Zwiększy to koszty eksploatacyjne, ale przebieg procesu stabilizacji będzie dokładniej kontrolowany.

W 2015 roku zmianie ulegnie koncepcja biosuszenia co zostało przedstawione na rysunku 1. Idea biosuszenia zakłada rozdział wysuszonej frakcji na 0 – 20 mm i 20 – 80 mm. Zgodnie z koncepcją frakcja 0 – 20 mm (kod ex 19 12 12 – inne odpady zmieszane z mechanicznej obróbki) zostanie ponownie skierowana do reaktora w celu stabilizacji. Separacja frakcji 0 – 20 mm poprawi jakość i kaloryczność RDF. Wysuszona frakcja 20 – 80 mm (RDF) będzie unieszkodliwiana metodami termicznymi, co jest zgodne z § 5.4. regulacji prawnych [10]. Ustawodawca wśród metod termicznych wyróżnia odzysk R1, czyli wykorzystanie głównie jako paliwa lub innego środka wytwarzania energii oraz unieszkodliwianie D10, rozumienie jako przekształcanie termiczne na łądzie.

W projekcie Rozporządzenia § 4.7. oraz § 5.8. [10] sprecyzowano pojęcie odzysku stabilizatu 0 – 20 mm. Stabilizat 0 – 20 mm spełniający wymagania prawne może być opcjonalnie wykorzystany „łącznie przy zamknięciu składowiska jako odpad o kodzie ex 19 05 99”.

Od 2017 r. zmieszane odpady komunalne będą rozładowywane w pomieszczeniu zamkniętym wyposażonym w wentylację, klimatyzację i kanalizację. Dotychczas wiele niedoinwestowanych zakładów prowadziło mechaniczną obróbkę na otwartej przestrze-

ni, poza budynkami. Realizacja tego zapisu będzie skutkowałą redukcją negatywnych wpływów środowiskowych występujących w etapie mechanicznym.

### 4. Podsumowanie

W Polsce w ostatnich latach wprowadzono wiele ważnych celów dotyczących zarządzania odpadami, które promują mechaniczno-biologiczną przeróbkę. Rosnąca liczba zakładów MBP potwierdza popularność tej metody przetwarzania, która jest wybierana z racji niskich kosztów. Prawidłowo prowadzony proces MBP prowadzi do produkcji paliwa RDF lub stabilizatu. Produkty te są materiałami wykorzystywanymi do dalszych procesów: unieszkodliwiania lub spalania. Koncepcja technologii MBP została uregulowana polskim prawem i ciągle jest doskonała.



ANDREJ KAPJOR<sup>1</sup>  
LUBOS DANIEL<sup>2</sup>  
MATUS FARBAK<sup>3</sup>  
MICHAL GOTTWALD<sup>4</sup>

University of Zilina, Slovakia

<sup>1</sup>e-mail: andrej.kapjor@fstroj.uniza.sk

<sup>2</sup>e-mail: lubos.daniel@fstav.uniza.sk

<sup>3</sup>e-mail: matus.farbak@rc.uniza.sk

<sup>4</sup>e-mail: michal.gottwald@rc.uniza.sk

# THE ACCUMULATION AND HEAT TRANSFER IN SOILS

## Abstract

*The paper is focused on the investigation of the 240 hours cycle of heat charging and spontaneous discharging in the soil/water environment with 12-hour charging and 12-hour non-charging (discharging) cycles. The temperature fields at different times of running the simulation have been presented. It can be concluded that generally defined semi-insulated soil environment has a potential for withholding substantial heat cumulatively over repeated heating cycles.*

**Keywords:** heat accumulation, numerical analysis

## 1. Introduction

The ultimate target of this research is to find a low-cost way of covering all house heating needs using solar heat gains collected in the summer as the only heat source.

Storage of low potential heat has been widely studied for a long time, especially in connection to, and with prospect of utilization in house heating. We too would like to investigate properties of suitable materials, especially virgin ground, for the purpose of collection and trapping of summer solar heat gains (and also waste heat), holding it in time, and its transfer with minimum losses to the cold months of the winter for space heating.

To meet this goal, we need to focus on simulation on thermal and deformation properties of sub-surface ground environment with depth not more than 5 m, with respect to practical feasibility of the embracing works on the soil mass during real physical construction application later. Physically, we will have to measure mainly heat loss response to cyclic heating/cooling in typical ground types with focus on verification of cumulative incremental building effect of residual heat after each cycle which would cycle by cycle develop the substance of the warm mass needed. We would have to limit boundary

conditions at first, such as granularity, proximity of the underground water table, capillarity effect and moisture content in general, outer temperature and humidity as well as climatic influences such as wind, rain and direct solar irradiation. In the first step all test programmes will be carried out in laboratory conditions and the boundary conditions would have to be simplified with gradual adding of variables. As part of the simulation, we will need to speed up the heating and cooling cycles with a correction reflecting the inertia of the soil mass and its resistance in reaching the stationary thermal status to simulate a typical season of the year in our latitude.

## 2. Heat transfer in soils

In analyzing thermal system in soils, it should be possible to identify the relevant heat transfer processes and only then the system behavior can be properly quantified. The heat transfer is divided into a number of simpler processes: heat conduction, convection and radiation. Conduction is the primary mode of heat transfer in soil. The thermal conductivity of soil is the rate at which heat energy flows across a unit area of soil due to unit temperature gradient. The governing parabolic partial differential equation for conductive heat flow is:

$$\nabla(\lambda \nabla T) = C \frac{\partial T}{\partial t}$$

where  $\lambda$  (W/mK) is the thermal conductivity,  $T$  is temperature, and  $C = \rho c$  (J/Km<sup>3</sup>) is the volumetric heat capacity. The symbol  $\nabla$  denotes the divergence operator.

Heat transfer in one dimension is obtained by the Fourier's law:

$$\vec{q} = -\lambda \frac{\partial T}{\partial n}$$

The dependent variable  $T$  is a scalar potential, while thermal conductivity and specific heat capacity are empirical parameters [1]. Soil is a three-phase material (water, air, solid) and conductivity of soil depends on the conductivity of each phase and their proportions.

Three main factors have influence on  $\lambda$  in soil:

- mineral composition of the solid phase
- proportion of voids and their spatial distribution
- proportion of water that fills the voids.

Numbers of analytical solutions for conduction heat transfer problems are available but in many practical situations, the material, geometry and the special boundary conditions are too complex for an analytical solution. In such situations, conduction heat transfer problems do need a numerical solution. Some commonly employed numerical methods are the Finite Difference, Finite Element and Boundary Elements techniques [2]. In the framework of our research activity we will use software based on Finite element method.

### 3. Future experimental investigation

Preparation of test programme aimed on real determination of heat accumulation effects in soils and heat transfer in this non-homogeneous material is the most important part of our current research. A test programme will be carried out in the testing laboratory in order to define all boundary conditions that can influence the experimental measurements like moisture, type of soil or ambient temperature. In the framework of this experimental research, four types of soils will be tested: gravel, sand, silt and clay, each with different moisture.

Simple test arrangement will consist of large-volume thermally insulated container with the tested ground material (1), heat source (2), system of thermocouples (3), decoding equipment (4) and computer (5). Test setup is schematically presented in Figure 1.

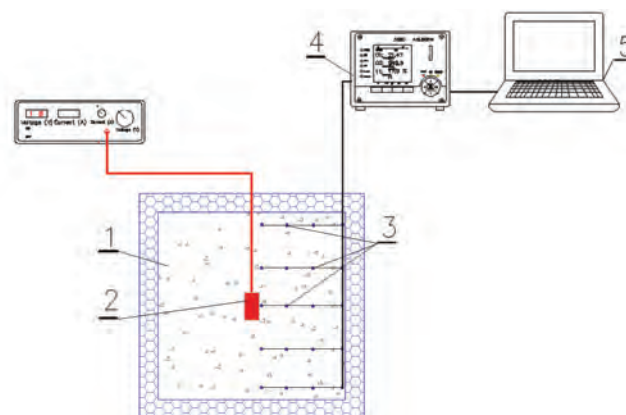


Fig. 1. Test arrangement

The heating of soil will be cyclic (Fig. 2). In this part of our work we try to adjust the heating cycles in such way to simulate the real conditions of external environment in short time. After each cycle (heating and cooling) we will observe and document the behaviour of temperature in soil (Fig. 2).

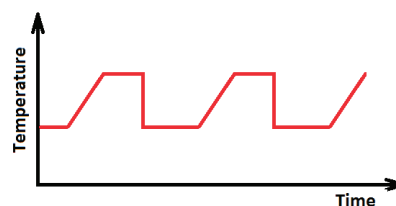


Fig. 2. Supposed cyclic heating of soil

Another problem is the moisture of soil because the change of water volume in soil has a great influence on thermal properties, so each type of soil will be tested in two or three moisture levels. During the test, we will have to prevent the natural reduction of moisture in the specimen. The results of experimental investigation should come in the form of time-temperature curves that can clarify the real thermal parameters for different types of soils.

### 4. Numerical analysis

The goal of the CFD is creating a calculation model for simulation of heat fluxes of heat accumulation into a mass of soil. In this text, we investigate a 10-day cycle of heat charging and spontaneous discharging (i.e. the soil/water heat exchanger was without thermal power) in 12-hour charging and 12-hour non-charging (spontaneous discharging) cycles. The calculation covered a time span of 240 hours or a ten-day cycle. The accumulator itself consists of a soil/water heat exchanger (A, Pic. 1) which is modelled as a conical earth screw 1.65 m long and 0.2 m in max diameter, the soil accumulator of dimensions 2 x 2 x 1.65 m (E, Pic. 1), horizontal thermal insulation

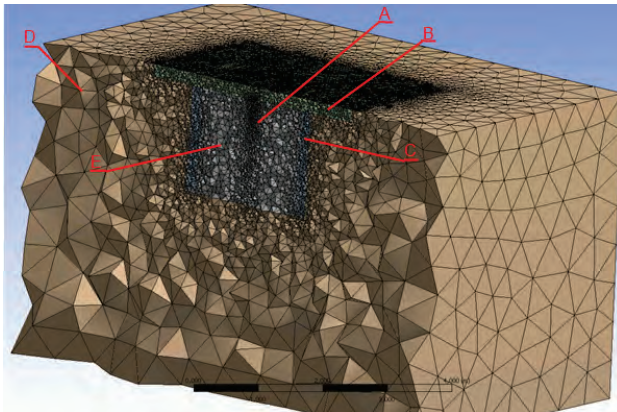
0.2 m thick (B, Pic. 1), vertical thermal insulation 0.2 m thick (C, Pic. 1), and of the surrounding mass (D, Pic. 1) which represents a semi-infinite soil volume. These simulations will be compared to experimental measurements in laboratory conditions.

The physical properties of the measured soil used in modelling were selected as follows:

- Thermal conductivity  $\lambda = 1.5 \text{ W/mK}$ ,
- Mass heat capacity  $c = 920 \text{ J/kgK}$ ,
- Soil specific weight  $\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$ .

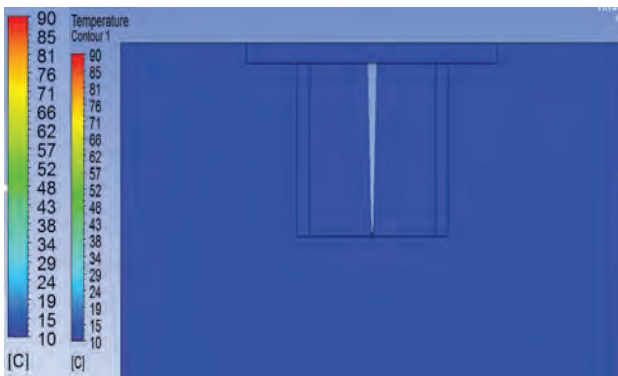
Boundary conditions for calculation were entered in software Fluent:

- unsteady model (12 hours charging/12 hours spontaneous discharging over 10 days),
- temperature of heat exchanger: 12 hours  $90^\circ\text{C}$ , 12 hours no heat power,
- temperature on top of horizontal thermal insulation  $20^\circ\text{C}$
- temperature on top of surrounding ground  $15^\circ\text{C}$ ,
- temperature of surrounding underground  $10^\circ\text{C}$ .

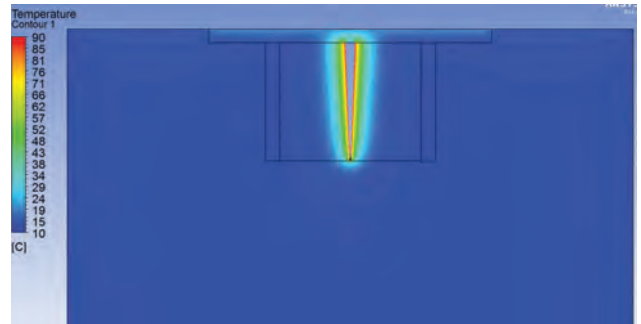


Pic. 1. The calculation mesh for the heating behaviour simulation of the soil heat accumulator

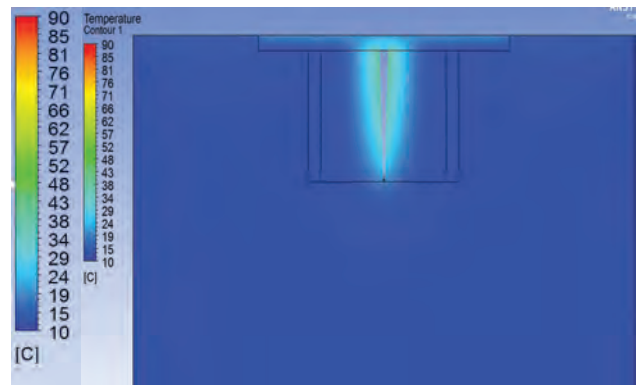
The following pictures show temperature fields in the vertical section through the heat exchanger axis at different times of the running simulation.



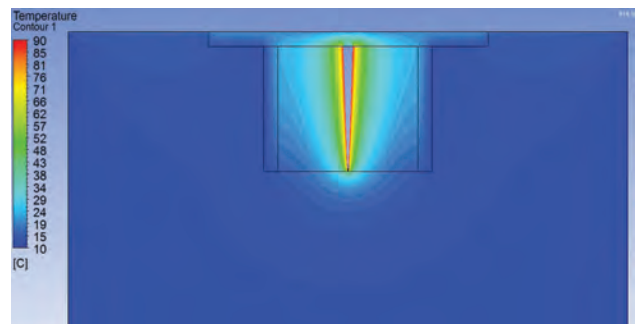
Pic. 2. Temperature field in vertical section through axis of the heat exchanger in time  $t = 0$



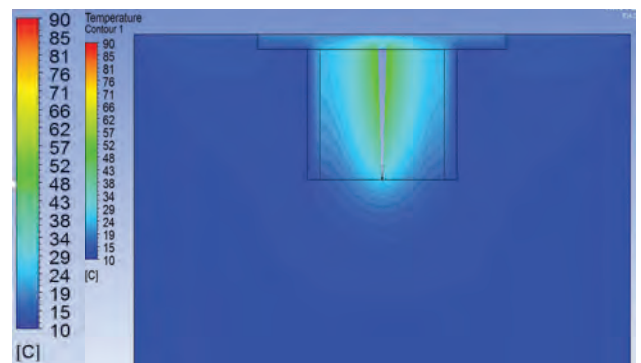
Pic. 3. Temperature field in vertical section through axis of the heat exchanger in time  $t = 0.5$  day



Pic. 4. Temperature field in vertical section through axis of the heat exchanger in time  $t = 1$  day

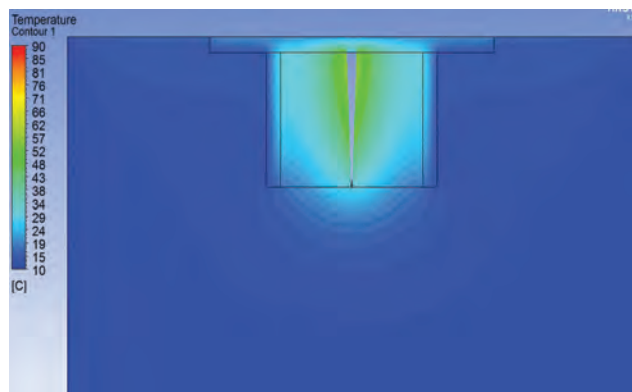


Pic. 5. Temperature field in vertical section through axis of the heat exchanger in time  $t = 5.5$  days

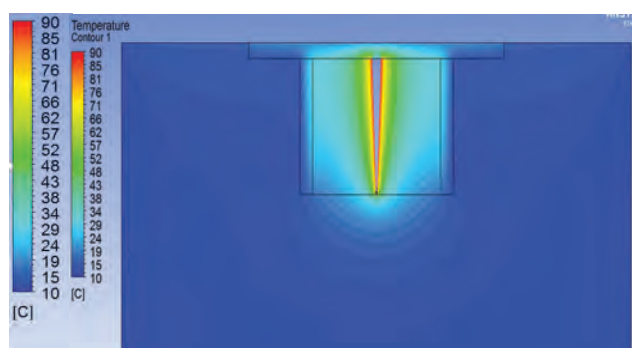


Pic. 6. Temperature field in vertical section through axis of the heat exchanger in time  $t = 6$  days





Pic. 7. Temperature field in vertical section through axis of the heat exchanger in time  $t = 10$  days



Pic. 8. Temperature field in vertical section through axis of the heat exchanger in time  $t = 10.5$  days

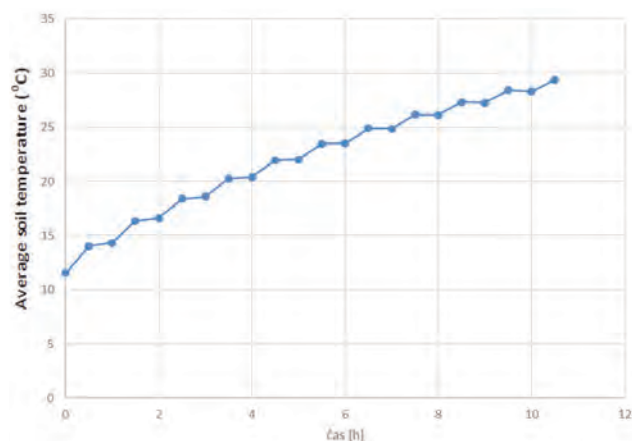


Fig. 3. Heat charging and spontaneous heat redistribution/leakage in soil heat accumulator

## 5. Conclusions

The model shows a clear trend in gradual temperature increase inside the heat accumulator. During the passive (non-charging) period, however, the average temperature measured volume-wise was raising as well, probably by spreading the heat from the warmer to colder parts of the enclosed volume body. Even though this positive heat redistribution

effect was gradually weakening over time with drops getting more and more visible towards the end of the modelled period, the overall temperature uptrend is still close to linear and calls for further investigation of additional heating cycles to be done. Clearly, generally defined semi-insulated soil has a potential for withholding substantial heat cumulatively over repeated heating cycles.

## References

- [1] Hagentoft C.-E.: *Heat loss to the ground from a building. Slab on the ground and cellar*. Department of Building Technology; Report TVBH-1004; Lund Institute of Technology; Sweden 1988.
- [2] Lewis R.W., Nithiarasu P., Seetharamu K.N.: *Fundamentals of the Finite Element Method for Heat and Fluid Flow*; John Wiley & Sons Ltd, The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex PO19 8SQ, England, 2004.

## Acknowledgment

The research is supported by the European Regional Development Fund and the Slovak state budget for the project "Research Centre of University of Žilina", ITMS 26220220183.

MARIA NOWAK (Font size 10 pt Times New Roman)  
Kielce University of Technology  
e-mail: mmmm@tu.kielce.pl

## HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT (Font size 14 pt Times New Roman)

### Abstract

*The abstract should not exceed 10 lines. It should provide information about the objectives of the work, methods used and test results obtained in the course of the experiments/analyses.  
(Font size 10 pt Times New Roman Italic)*

**Keywords:** phrases, words (Font size 10 pt Times New Roman)

### 1. Introduction

The introduction should present the background of the work (font size 11 pt Times New Roman).

### 2. Main text

#### 2.1. General information

The paper volume should not exceed 8 pages of A4 size with font size of 11 pt (Times New Roman). The number in square brackets [1] should be used for quotations. The paper should be sent by email to sae@tu.kielce.pl. The papers in the journal are reviewed.

#### 2.2. Figures

Figures (in black and white or colour) should be of good quality and numbered with the sequence of their appearance in the text. They should be centered and have a caption of 10 pt size. High resolution files \*.JPG, \*.WMF, \*.CDR, \*.TIFF, \*.EPS, \*.BMP files should be used and inserted into the text as well as sent as separate files. 10 pt spacing should be left between the figure and the text.

#### 2.3. Tables

Tables should be centered. Titles should be placed above the tables and written with font size of 10 pt (Times New Roman). The same applies to the text in the table (see example below).

**Table 1.** Title of the table.

|    |       |       |       |
|----|-------|-------|-------|
| No | table | table | table |
| 1  | table | table | table |
| 2  | table | table | table |
| 3  | table | table | table |

#### 2.4. Equations

Equations and formulas should be centered and numbered in brackets. 11 pt spacing should be left between the equation and the text above and below it.

### 3. Conclusions

#### References (arranged in the citing order):

- [1] Nowak M.: *Modelowanie konstrukcyjne (Structural modelling)*. Postępy Technologiczne 10 (2000), pp. 30-34.  
[2] Zarylski R.: *Pomiary dynamiczne (Dynamic measurements)*. WNT, Warszawa 1971.  
(Font size 10 pt Times New Roman)

Maria Nowak

## Tytuł w języku polskim

### 1. Wprowadzenie

### 2. Tekst artykułu

Tekst w języku polskim ma odpowiadać swoim układem wersji angielskiej, może być skrócony. Nie powinien zawierać tabel, rysunków, wzorów, a jedynie odniesienie do tych, które znajdują się w wersji angielskiej. Objętość artykułu nie powinna przekraczać 8 stron czcionką 11 (Times New Roman). Bibliografię należy umieszczać w nawiasie kwadratowym [1] i numerować w kolejności alfabetycznej. Artykuły należy przesłać na adres sae@tu.kielce.pl. Artykuły są recenzowane.

### 3. Wnioski

## THE REVIEW PROCESS

The following requirements need to be met by the paper:

- the title should reflect the content of the paper
- the content should be within the thematic scope of the journal
- the paper should be properly and clearly divided into paragraphs
- original elements need to be part of the paper
- the research method should be properly selected
- adequate references need to be cited
- interpretation and conclusions should match the presented test results
- the paper should not contain parts indicating commercial use

#### The reviewers:

A. Bartosik, R. Chatys, R. Dachowski, O. Moroz, L. Lichołai,  
Z. Rymarczyk, V. Sidorov, Z. Tartachynska, A. Zwierzchowska



