STRUCTURE AND ENVIRONMENT

ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENTAL ENGINEERING AND ENERGY

No. 3/2014 vol. 6 PL ISSN 2081-1500 www.sae.tu.kielce.pl KIELCE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Contents



| ŁUKASZ KOSNO | |
|--|----|
| WORK ANALYSIS OF SOIL-STEEL STRUCTURE IN THE CONSTRUCTION PHASE ILLUSTRATED WITH SUPERCOR SC-57S | 5 |
| PAULINA OBARA, EWA NOWAK, KATARZYNA NOWAK | |
| INFLUENCE OF ELASTIC SUPPORT ON THE EIGENVALUES OF STEPPED COLUMNS | 12 |
| WOJCIECH PIASTA, JULIA MARCZEWSKA, MONIKA JAWORSKA | |
| SOME ASPECTS AND MECHANISMS OF SULPHATE ATTACK | 19 |
| MAREK IWAŃSKI, MONIKA STĘPIEŃ | |
| THE TRAFFIC NOISE IN THE VICINITY OF THE TRAFFIC CALMING MEASURES | 25 |
| WOJCIECH SKOWROŃSKI, AGATA WŁÓKA, RAFAŁ CHMIEL | |
| MODELLING OF STRENGTH PROCESSES OF S235JR STEEL AT INCREASED TEMPERATURE | 32 |



| KATARÍNA SULOVCOVÁ, ŠTEFAN PAPUČÍK, MAREK PATSCH, ANDREJ KAPJOR, ŠTEFAN MEDVECKÝ | |
|---|----|
| PIV METHOD AS A MEANS OF OPTIMIZATION AND VALIDATION OF FLUID FLOW IN FLUE GAS PATH | 41 |
| ANNA JUREK | |
| THE INFLUENCE OF GROUT USED IN BOREHOLE VERTICAL GROUND HEAT EXCHANGERS ON HEAT FLUX FROM THE GROUND | 45 |
| HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT | 51 |
| THE REVIEW PROCESS | 52 |

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), Michaił V. Nemchinov (Russia), Victor Proskuriakow, Zbigniew Rusin, Bohdan Rymaszewski, Wacław Seruga, Malgorzata 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

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



Kielce University of Technology 2014

structure structure



ŁUKASZ KOSNO Kielce University of Technology e-mail: Lkosno@tu.kielce.pl

WORK ANALYSIS OF SOIL-STEEL STRUCTURE IN THE CONSTRUCTION PHASE ILLUSTRATED WITH SUPERCOR SC-57S

Abstract

This the paper aims to present the results of studies of the flexible SuperCor SC-57S structure built by Polish manufacturer "ViaCon Polska Sp. z o.o." to determine maximum values of displacement and internal forces that occur in the structure during its construction. The finite element method was used to develop a numerical model of the structure whose behaviour was then simulated. The conclusions based on the values of measured displacements and internal forces may be helpful in understanding the behaviour of flexible steel and soil structures.

Keywords: oil-steel structure, corrugated steel plate, flexible structures, the SuperCor structures

1. Introduction

This paper presents the results from the tests carried out on the SuperCor SC-57S structure by ViaCon Polska Sp. z o.o. at their test site in Rydzyna. The tests aimed to examine the behaviour of the steel and soil structure in the phase of construction. The measured quantities included stress and strain, recorded with a set of strain gauges, and the displacement, determined through surveys. The structure was modelled in the computer program CandeCad, which implements the finite element method. Computations were carried out in order to compare the values of the calculated and the measured deflections. This paper presents the results of stress and displacement measurements. Based on these results, the conclusions may be helpful to define the behaviour of soil-steel structures in the construction phase.

2. Description of the structure

The study involved the SuperCor SC-57S structure. It is a flexible corrugated steel structure with a design span of lt = 17.59 m and the curvature radii of 3.43 m and 13.74 m. The structure, fixed to a concrete footing, consists of corrugated plates made of S315MC steel. The corrugation profile has a pitch of 381 mm and a depth of 140 mm. The 7 mm thick steel plates are bolted with M20 compression bolts. Nuts of the bolts are tightened up to the required torque of minimum 360 Nm, in compliance with the plate manufacturer's instruction for spans exceeding 7.0 m. The backfill is comprised of 25

layers, each being 30 cm in thickness. The soil density index amounts to ID = 0.95 in the direct vicinity of the structure and ID = 0.98 in the remaining part of the backfill. The proper way of building the backfill layers is very important in this kind of structures, because this component interacts with the steel structure and carries significant part of the load. The effect of positive arching is particularly important here [3, 4].

3. Conducting the research

During the construction process, the strain was measured with a set of strain gauges. Displacements were determined through geodetic surveys. The gauges were placed at the crests and valleys of the corrugation. Basic dimensions and the location of the strain gauges are shown in Figures 1 and 2. Figure 3 shows the location of geodetic measurement points. Strain gauge readings were taken after laying each backfill layer. For layers denoted as V, VII, X, XII, XIV and XVII, additional readings were taken after 12 hours. The output for layer XXV was read after 12 hours and at 3 weeks. Geodetic surveys were performed after laying each layer and at 7, 25, 53, 84, 132, 211, and 403 days from the completion date. Vertical and horizontal deflections of the structure measurement points were taken into account in the surveys.

The first survey, zero reading, was performed after assembling the steel structure. Deflections due to the dead load were not accounted for.





Fig. 1. Basic dimensions of SuperCor SC-57S structure and details of backfill layers



Fig. 2. Location of strain gauges on the SuperCor SC-57S structure



Fig. 3. Location of geodetic measurement points



Fig. 4. The SuperCor SC-57S structure during construction

4. Analysis of the behaviour of the structure

In soil-steel structures the steel shares the load with the soil. In the construction phase the weight of the soil and its pressure on the steel cause the deformation of the structure. Initially, the structure arches upwards, that is, it buckles in the upper part. Its lateral/ horizontal size decreases, that is, its width narrows. The deformation decreases following the placement of consecutive layers of backfill [2], as shown in the diagram in Figure 5. The diagram shows the results

of geodetic measurements of vertical displacements in the crown and value U of the narrowing at points 1 and 17. It follows from the diagram that the buckling and the narrowing reduced after placing layers from XIX up. Subsequent measurements conducted at 7, 25, 53, 84, 132, 211 and 403 days of the structure completion date indicated that the structure underwent further deformation. The buckling in the crown reached the value of 43 mm. The measurement points 1 and 17 drifted away for a distance of nearly 20 mm; the point at the left corner moved more than 22 mm to the left and the point at the right corner moved approximately 3 mm to the left.



Fig. 5. Displacements in SuperCor SC-57S structure

The measured displacements are confirmed in the diagram of bending moments presented in Figure 6. The reduction in bending moments in the crown, which occurred after placing layer XIX and subsequent layers is clearly shown. The reduction in bending moment at the corners of the structure occurred after placing layer XVIII and subsequent layers. Following the placement of layers starting from XXIII, the bending moment for all three points was negative.



Fig. 6. Bending moments occurring in the crown and corners (left/right) of the structure

Along with the placement of subsequent backfill layers, a constant rise in normal forces was observed in the corners of the structure. The rise was uniform for layers from I to XVII. After the placement of the layers starting with XVIII, axial forces increased considerably faster. Normal forces increased nonuniformly in the crown of the structure. Considerable compressive force gains were recorded after 12 hours and three weeks from the completed backfill placement. This is probably a result of the relaxation of the compacted backfill and its pressure on the sidewalls of the structure (Fig. 7.) The compressive forces decreased with placing another layer of the backfill, which may be assigned to the effect of vibrations on the finished backfill and on the disruption of adhesion on the steel-soil interface [1, 2].



Fig. 7. Normal forces in the crown and corners of the structure

The graph in Figure 8 shows the stresses measured at the corrugation crests and valleys, normal forces and the bending moment in the crown of the structure during the backfilling works. At the end of the backfilling process, there was a reduction in the valley tensile stresses, which nearly disappeared three weeks after construction. This confirms that the structure was stressed and the stresses were redistributed with time. Maximum value of normal stress in the crown for the upper wave, -210.9 MPa, was reached when layer XXI was laid. The maximum stress value for the lower wave, 133.5 MPa, was reached after layer XIX was laid.



Fig. 8. Values of stress, normal forces and bending moment in the crown of the construction

The diagramsin in Figure 9 and 10 show the values of stress at the corrugation crests and valleys, normal forces and the bending moment in the left and right corners of the cross-section during backfilling. In the valley, compressive stress was present during the whole process of construction. The tensile stress at the crest was decreasing until the change of sign after placing layer

XX. Then, the compressive stress occurred at the crest, which confirms that the structure was (pre)stressed. The maximum value of normal stress in the left corner of the upper wave was reached after three weeks following the placement of layer XXV: -129.5 MPa. The maximum stress value for the lower wave, -96.3 MPa, was reached after 12 hours following the placement of layer XVII. The maximum value of normal stress in the right corner of the upper wave, -104.6 MPa, was reached after three weeks from the placement of layer XXV. The maximum stress in the lower wave, -96.9 MPa, was reached when layer XVII was laid.



Fig. 9. Values of stress, normal forces and bending moment in the left corner of the structure



Fig. 10. Values of stress, normal forces and bending moment in the right corner of the structure



Fig. 11. Geodetic measurement results: displacements of points 7-11

Five measuring points: 7, 8, 9, 10 and 11 should be considered in the analysis of the deflections that occur near the crown of the structure. Point 9 - the crown

is where the largest displacements are expected; smaller deflections should occur at points 8 and 10. The smallest displacements should be recorded for points 7 and 11. Figure 12 shows the results of the geodetic measurement of the displacement gain after placing layer XXV and following the expiration of 7, 25, 53, 84, 132, 211 and 403 days. After the last layer was laid, displacement at particular points were as follows: 7: -5.09 mm; 8: 6.82 mm; 9: -3.67 mm; 10: -39.75 mm; 11: -54.29 mm. The final measurement conducted 403 days after placing layer XXV showed the following vertical displacement for points: 7: -17.23 mm; 8: -24.35 mm; 9: -43.06 mm; 10: -71.48 mm; 11: -70.17 mm. When backfilling was completed, the displacement at point 7 was -5.09mm. The upward deflection of 6.82 mm was recorded at point 8. The deflections measured at point 9 were -3.67 mm, with the largest deflections, -54.29 mm, recorded at point 11. The structure did not deflect in the manner anticipated. This may be evidence for the improper construction procedure. At 403 days the measured deflection values were -17.23 mm at point 7, -24.35 mm at point 8, and -43.06 mm at point 9. In addition, the largest recorded deflection moved from point 11 (-70.17 mm) to point 10, which is located closer to the crown. The value of this deflection was -71.48 mm, which confirms the redistribution of stresses with time.



Fig. 12. Geodetic measurement of displacement of points 1 and 17

The geodetic measurements indicate that vertical displacements were caused by not only deflections but also by settlement of the foundations. This is confirmed by the increasing with time displacements of points 1 and 17 located at a small distance (approx. 10 cm) from the supports.

5. Conclusions

The following conclusions can be drawn based on the studies of SuperCor SC-57S structure. The largest deformations and bending moments occur in the construction phase, rising with the backfill height



until the crown level is reached and then decreasing with backfilling continued above the crown. Also the tensile stresses in the structure decrease considerably. The structure is stressed. Thus, the upward deflection of the steel structure during backfilling is a positive phenomenon [2]. The tests have confirmed that the construction process is the most hazardous phase of the work/performance of flexible structures. Another regularity observed relates to the shape change of the structure, confirmed by the displacements measured at points 7-11. The displacement at point 7 was -5.09 mm after placing layer XXV, whereas at point 8, the structure deflected 6.82 mm upwards. Deflections measured at point 9 reached -3.67 mm and -39.75 mm at point 10 with the largest deflections recorded at point 11: -54.29 mm. The measurements conducted after 403 days revealed deflection of -17.23 mm at point 7, -24.35 at point 8 and -43.06 mm at point 9. The largest deflection recorded in this study, -71.48 mm, moved to point 10 close to the crown level. The

Łukasz Kosno

shape of the structure changed to one closer to the anticipated shape.

References

- Bęben D., Mańko Z.: Badania doświadczalne stalowej powłoki mostu drogowego podczas zasypywania gruntem. "Drogi i mosty", 2 (2004), s. 15–40.
- [2] Machelski Cz., Deformacja stalowych powłok mostowych obiektów gruntowo-powłokowych podczas zasypki. "Geoinżynieria drogi mosty tunele", 6 (2010), s. 24-30.
- [3] Machelski Cz., Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2008.
- [4] Janusz L., Madaj A., Obiekty inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i wykonawstwo, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2007.

Photographs and data concerning the studied structure were provided by courtesy of The Management Board of "ViaCon Polska Sp. z o.o." company.

Analiza pracy konstrukcji gruntowo-powłokowej w fazie wykonywania na przykładzie konstrukcji SuperCor SC-57S

1. Wprowadzenie

W pracy przedstawiono wyniki badania konstrukcji SuperCor SC-57S przeprowadzone przez firmę "Via-Con Polska Sp. z o.o." na stanowisku badawczym w Rydzynie. Przeprowadzone badania miały na celu sprawdzenie sposobu pracy konstrukcji gruntowo--powłokowej w fazie budowy. Rejestrowane były naprężenia w powłoce stalowej przy pomocy zespołu tensometrów, oraz przemieszczenia konstrukcji przy pomocy pomiarów geodezyjnych. Oprócz tego zamodelowano konstrukcję w programie CandeCad, wykorzystującym metodę elementów skończonych. Obliczenia komputerowe zostały wykonane w celu porównania obliczonych ugięć z wartościami pomierzonymi na rzeczywistym obiekcie. W pracy tej przedstawione są wyniki pomiarów naprężeń w konstrukcji oraz pomierzone przemieszczenia. Wnioski płynące z przeprowadzonych badań mogą okazać się

przydatne dla określenia sposobu pracy konstrukcji gruntowo-powłokowych w fazie ich budowy.

2. Opis konstrukcji

Badania wykonano na konstrukcji typu SuperCor SC-57S. Jest to ustrój w postaci podatnej konstrukcji z blachy falistej o rozpiętości teoretycznej lt = 17,59 m, i promieniach krzywizny 3,43 m i 13,74 m. Konstrukcja stalowa została sztywno utwierdzona na ławach fundamentowych. Składa się ona z arkuszy blachy falistej gatunku S315MC. Moduł fali blachy ma wymiary: 381 mm x 140 mm (szerokość x wysokość). Arkusze blachy o grubości 7 mm połączono przy pomocy śrub sprężających M20. Nakrętki śrub dokręcono do wymaganej wartości momentu, równej minimum 360 Nm. Wartość ta została określona przez producenta blach dla konstrukcji o rozpiętości powyżej 7,0 m. Zasypka obiektu ułożona była warstwami o grubości 30 cm. Łącznie ułożono 25 warstw. Stopień zagęszczenia gruntu wynosił ID = 0.95 w bezpośrednim sąsiedztwie konstrukcji i ID = 0.98 w pozostałej części zasypki. W przypadku tego rodzaju konstrukcji istotne jest właściwe ułożenie warstw zasypki, gdyż element ten właczony do współpracy z konstrukcją stalowa przenosi znaczną część obciążeń. Szczególny wpływ ma tu zjawisko pozytywnego przesklepienia [3, 4].

3. Wykonanie badań

structure

W czasie wznoszenia odkształcenia konstrukcji mierzono za pomocą układu czujników tensometrycznych. Prowadzono również pomiary geodezyjne w celu pomiaru przemieszczeń. Tensometry umieszczono na falach górnych i dolnych konstrukcji. Podstawowe wymiary konstrukcji oraz rozmieszczenie czujników pokazano na rysunkach 1 i 2. Położenie punktów, w których dokonano pomiaru geodezyjnego, pokazano na rysunku 3. Odczyty z czujników tensometrycznych wykonywano po ułożeniu poszczególnych warstw zasypki. W przypadku warstw V, VII, X, XII, XIV i XVII wykonano dodatkowe odczyty po upływie 12 godzin. Dla warstwy XXV po upływie 12 godzin i po 3 tygodniach. Pomiary geodezyjne wykonano po ułożeniu poszczególnych warstw zasypki oraz po 7, 25, 53, 84, 132, 211 oraz 403 dniach od momentu ukończenia budowy obiektu badawczego. Pomiary geodezyjne uwzględniały przemieszczenia pionowe i poziome punktów pomiarowych konstrukcji. Pierwszy pomiar wykonano po zmontowaniu konstrukcji stalowej - pomiar zerowy. Nie uwzględnia on ugięć konstrukcji od ciężaru własnego.

4. Analiza pracy konstrukcji

W konstrukcjach gruntowo-powłokowych zachodzi współpraca w przenoszeniu obciążeń między stalową konstrukcją podatną a zasypką gruntową. W fazie budowy ciężar zasypki oraz jej napór na powłokę powodują odkształcenie konstrukcji. Początkowo konstrukcja ulega wygięciu do góry w kluczu, czyli wypiętrzeniu. Zmniejsza się też jej wymiar poziomy, ulega ona przewężeniu. Po ułożeniu kolejnych warstw zasypki nad kluczem konstrukcji, deformacje ulegają redukcji [2]. Zjawisko to widoczne jest na rysunku 5. Przedstawione zostały tu pomiary geodezyjne obejmujące przemieszczenia pionowe w kluczu konstrukcji oraz wartość przewężenia U w punktach 1 i 17. Zaobserwować można redukcję wypiętrzenia oraz przewężenia po ułożeniu XIX i dalszych warstw zasypki. Dalsze pomiary po 7, 25, 53, 84, 132, 211 oraz 403 dniach od momentu ukończenia budowy obiektu wykazały, że konstrukcja ulegała dalszym deformacjom. Ugięcie w kluczu konstrukcji osią-

gnęło wartość 43 mm. Natomiast punkty pomiarowe 1 i 17 oddaliły się względem siebie o prawie 20 mm, przy czym punkt na narożu lewym przesunał sie o ponad 22 mm w lewo, a punkt na narożu prawym o około 3 mm w lewo. Potwierdzeniem pomierzonych przemieszczeń jest wykres momentów gnących w kluczu oraz narożach konstrukcji przedstawiony na rysunku 6. Widoczna jest na nim wyraźna redukcja momentów gnących w kluczu konstrukcji po ułożeniu XIX oraz kolejnych warstw zasypki. Redukcja momentów gnących w narożach konstrukcji zachodzi po ułożeniu warstwy XVIII i kolejnych. Po ułożeniu XXIII warstwy i dalszych moment gnący dla wszystkich trzech punktów jest ujemny. W przypadku sił normalnych, których wykres przedstawiono na rysunku 7, zaobserwować można stały ich przyrost w narożach konstrukcji, wraz z układaniem kolejnych warstw zasypki. Przyrost ten jest równomierny, w czasie układania warstw od I do XVII. Po ułożeniu warstwy XVIII i dalszych siły normalne przyrastają znacznie szybciej. Siły normalne w kluczu konstrukcji przyrastają natomiast bardziej nieregularnie. Można zaobserwować znaczne przyrosty sił ściskających zarejestrowanych w pomiarach prowadzonych po 12 godzinach i 3 tygodniach od ułożenia warstwy zasypki. Jest to prawdopodobnie spowodowane odprężeniem zagęszczonej zasypki gruntowej i jej parciem na ściany boczne konstrukcji. Po ułożeniu następnej warstwy zasypki siły ściskające ulegały wyraźnej redukcji, co może być związane z wpływem wibracji na ułożoną zasypkę i zerwaniem przyczepności na styku powłoki stalowej i zasypki [2], [1]. Na rysunku 8 przedstawiono przebieg naprężeń w fali górnej i dolnej, wartość sił normalnych i momentu gnącego w kluczu konstrukcji w czasie układania zasypki. Widoczna jest redukcja naprężeń rozciągających we fali dolnej konstrukcji w końcowej fazie wykonania zasypki. Po 3 tygodniach od wykonania konstrukcji naprężenia te prawie zanikły. Świadczy to o sprężeniu konstrukcji i redystrybucji naprężeń w czasie. Maksymalna wartość naprężeń normalnych w kluczu dla fali górnej została osiągnięta po ułożeniu warstwy XXI – wynosiła: –210,9 MPa. Maksymalna wartość naprężeń dla fali dolnej została osiągnięta po ułożeniu warstwy XIX – wynosiła: 133,5 MPa. Na rysunkach 9 i 10 przedstawiono przebieg naprężeń w fali górnej i dolnej, wartość sił normalnych i momentu gnącego w narożu lewym oraz prawym przekroju konstrukcji w czasie układania zasypki. We fali dolnej przez cały czas wykonywania obiektu występowały naprężenia ściskające. Widoczna jest natomiast redukcja naprężeń rozciągających w fali górnej, aż do zmiany znaku po ułożeniu warstwy XX. Od tego momentu we fali górnej występują naprężenia ściskające. Świadczy to o sprężeniu konstrukcji. Maksymalna wartość napreżeń normalnych w narożu lewym dla fali górnej została osiągnięta po 3 tygodniach po ułożeniu warstwy XXV - wynosiła: -129,5 MPa, maksymalna wartość naprężeń dla fali dolnej została osiągnieta po 12 godzinach po ułożeniu warstwy XVII: -96,3 MPa. Maksymalna wartość naprężeń normalnych w narożu prawym dla fali górnej została osiągnięta po 3 tygodniach po ułożeniu warstwy XXV - wynosiła: -104,6 MPa, maksymalne napreżenia dla fali dolnej zostały osiągnięte po ułożeniu warstwy XVII: -96,9 MPa. Analizując ugięcia konstrukcji w pobliżu klucza, należy rozpatrzeć pięć punktów pomiaru geodezyjnego: 7, 8, 9, 10, 11. Punktem o największych spodziewanych przemieszczeniach jest punkt nr 9 – klucz konstrukcji, mniejsze ugięcia powinny wystąpić w punktach nr 8 i 10. Najmniej spośród wymienionych powinny przemieścić się punkty nr 7 i 11. Rysunek nr 11 przedstawia wyniki geodezyjnego pomiaru przyrostu przemieszczeń po ułożeniu XXV warstwy oraz po upływie 7, 25, 53, 84, 132, 211 oraz 403 dni. Po ułożeniu ostatniej warstwy zasypki przemieszczenia wynosiły odpowiednio dla poszczególnych punktów: 7: -5,09 mm; 8: 6,82 mm; 9: -3,67 mm; 10: -39,75 mm; 11: -54,29 mm. Ostatni pomiar przeprowadzony po 403 dniach od wykonania warstwy XXV pokazał następujące przemieszczenia pionowe dla poszczególnych punktów: 7:-17,23 mm; 8:-24,35 mm; 9: -43,06 mm; 10: -71,48 mm; 11: -70,17 mm. Po wykonaniu zasypki przemieszczenie w punkcie nr 7 wynosiło -5,09 mm. Podczas gdy w punkcie nr 8 nastapiło wypiętrzenie konstrukcji o wartości 6,82 mm. Ugięcia pomierzone w punkcie nr 9 – wynosiły –3,67 mm, tymczasem największe występowały w punkcie nr 11: -54,29 mm. Konstrukcja nie ugięła się w sposób jaki był oczekiwany. Może to świadczyć o niedoskonałości jej wykonania. Po 403 dniach ugięcia pomierzone w punkcie nr 7 wynosiły -17,23 mm, w punkcie nr 8: -24,35 mm, podczas gdy w punkcie 9: -43,06 mm. Ponadto nastąpiło przesunięcie największego zarejestrowanego ugięcia z punktu nr 11 (-70,17 mm) do punktu nr 10, który leży bliżej klucza konstrukcji. Ugięcie to ma wartość: -71,48 mm. Świadczy to o redystrybucji naprężeń w konstrukcji w czasie. Pomiary geodezyjne pokazują, że przemieszczenia pionowe konstrukcji były spowodowane nie tylko ugięciami, ale i osiadaniami fundamentów, o czym świadczą narastające w czasie przemieszczenia punktów 1 i 17, które znajdują się w małej odległości (około 10 cm) od podpór. Przemieszczenia te zostały przedstawione na rysunku 12.

5. Wnioski

Na podstawie badań konstrukcji SuperCor SC-57S można sformułować następujące wnioski. Największe odkształcenia, jak i momenty gnące działające na konstrukcję, występują w fazie wykonania konstrukcji. Rosną one wraz z układaniem kolejnych warstw zasypki, aż do przekroczenia wysokości klucza konstrukcji. Od tego momentu ulegają redukcji. Podobnie naprężenia rozciągające w konstrukcji ulegają znacznemu zmniejszeniu. Konstrukcja zostaje sprężona. Wypiętrzanie powłoki podczas układania zasypki jest więc zjawiskiem pozytywnym [2]. Zjawiska te potwierdzają, iż najniebezpieczniejszym momentem pracy konstrukcji podatnych jest ich wykonanie. Kolejną dającą się zauważyć prawidłowością jest zmiana kształtu konstrukcji w czasie. Świadczą o tym pomierzone przemieszczenia konstrukcji w punktach 7-11. Po wykonaniu XXV warstwy zasypki przemieszczenie w punkcie nr 7 wynosiło -5,09 mm. Podczas gdy w punkcie nr 8 nastąpiło wypiętrzenie konstrukcji o wartości 6,82 mm. Ugięcia pomierzone w punkcie nr 9 - wynosiły -3,67 mm, 10: -39,75 mm, tymczasem największe występowały w punkcie nr 11: -54,29 mm. Po 403 dniach ugięcia pomierzone w punkcie nr 7 wynosiły -17,23 mm, w punkcie nr 8: -24,35 mm, podczas gdy w punkcie 9: -43,06 mm. Ponadto nastapiło przesunięcie największego zarejestrowanego ugięcia do punktu nr 10, który leży bliżej klucza konstrukcji. Ugięcie to ma wartość: -71,48 mm. Konstrukcja zmieniła kształt na bliższy przewidywanemu.



PAULINA OBARA¹ EWA NOWAK² KATARZYNA NOWAK³

Kielce University of Technology

¹e-mail: paula@tu.kielce.pl ²e-mail: enowak@tu.kielce.pl ³e-mail: knowak@tu.kielce.pl

INFLUENCE OF ELASTIC SUPPORT ON THE EIGENVALUES OF STEPPED COLUMNS

Abstract

The paper analyses the influence of the stiffness of the elastic support of the stepped column on the natural vibration frequency and the critical load values. The exact stability analysis and dynamic analysis using a continuous mass distribution were carried out. The safe areas and the natural frequency for different column support conditions were determined.

Keywords: critical force, natural frequency, stepped columns, elastic supports

1. Introduction

The analyses of stability and harmonic vibration of beams are regarded as classical problems of structural mechanics. In numerous studies, beams and columns with variable cross-sections were analyzed. Those include the fundamental study [1], in which a formula for the critical force in a simply supported stepped column was derived, and also present-day considerations [2–6]. The studies analyzed the impact of cross-section change of segment and loading with axial force on the beam natural vibration. Two-segment and multi-segment structures were considered. Both exact and approximate analyses were performed.

From the engineering standpoint, it is crucial that the stiffness of elastic support of the structure members is accounted for [7, 8]. The aim of the paper is to estimate the impact of the elastic support on the critical loads and the natural vibration frequency of non-prismatic columns. An exact approach was proposed in the study. It allows the estimation of eigenvalues for different elastic support. The Mathematica environment was used to find solutions. The results presented in the paper concern a column that consists of two segments. The method, however, is applicable to the analysis of multi-segment columns.

2. Formulation of the problem

The subject of the investigations is a column, made of isotropic, linearly elastic material, with stepvariable cross-section. It was assumed that the column segments (i = 1,2) are loaded with axial forces S_i (Fig. 1a). The following characteristics were adopted: E-Young modulus of elasticity, J_i -moment of inertia, l_i -length, μ_i -mass uniformly distributed over unit length. In the analysis, in which the elastic support of the column was assumed, both the rotational stiffness

 \tilde{k}_1 , \tilde{k}_2 and the linear stiffness \tilde{k}_3 , \tilde{k}_4 were accounted for (Fig. 1b).



Fig. 1. Stepped column (a), elastic support (b)

For the so formulated problem, the analysis of harmonic vibration was performed. In the analysis, axial forces were accounted for and the real distribution of the mass was maintained. In such a case, the mathematical model of the process is given by the following equation:

$$\mathbf{K}(\boldsymbol{\sigma}_i, \boldsymbol{\lambda}_i)\mathbf{q} = 0 \tag{1}$$

where **q** is the vector of generalized coordinates (Fig. 2a), and $\mathbf{K}(\sigma_i, \lambda_i)$ is the global dynamic stiffness matrix of the construction, which accounts for the impact of axial forces N_i . The terms of the matrix depend on the dimensionless parameters that describe the axial force intensity N_i and the natural vibration frequency ω respectively:

$$\sigma_i^2 = \frac{N_i l_i^2}{EJ_i}, \quad \lambda_i^4 = \frac{\mu_i \omega^2 l_i^4}{EJ_i}$$
(2)

where:

$$= 1,2; N_1 = S_1; N_2 = (S_1 + S_2)$$



Fig. 2. Generalized coordinates (a), basic scheme of the displacement method (b)

The matrix terms are determined in successive unit stages, in which unit displacements are ascribed to the imposed constraints (Fig. 2b). The analysis is performed using transformation formulas of the transverse harmonic vibration while taking into account axial forces [9]. Non zero-solutions to eq. (1) correspond to the zeroing of the basic determinant of the stiffness matrix:

$$\left|\mathbf{K}(\sigma_{i},\lambda_{i})\right|=0\tag{3}$$

Condition (3) leads to the determination of the following: critical loads ($\lambda_i = 0$), natural vibration frequency ($\sigma_i = 0$), and also vibration frequency dependence on compressive forces for different values of support stiffness: for clamped-clamped (C-C), clamped-pined (C-P), clamped-sliding resistant (C-S), clamped-free (C-F), pined-pined (P-P) and pined-sliding resistant (P-S) (Fig. 3). The analysis

was performed on the dimensionless parameters that describe both the column characteristics, i.e. stiffness, mass, axial forces, length ratios:

$$\kappa = \frac{J_2}{J_1}, \ m = \frac{\mu_2}{\mu_1}, \ s = \frac{N_2}{N_1}, \ \xi = \frac{l_2}{l_1 + l_2}$$
(4)

and also the manner of support:

$$k_1 = \frac{\tilde{k}_1 l_1}{EJ_1}, \quad k_2 = \frac{\tilde{k}_2 l_1}{EJ_1}, \quad k_3 = \frac{\tilde{k}_3 l_1^3}{EJ_1}, \quad k_4 = \frac{\tilde{k}_4 l_1^3}{EJ_1}$$
(5)



Fig. 3. Values of support stiffness k_i for different support conditions of the column: C-C (a), C-P (b), C-S (c), C-F (d), P-P (e), P-S (f)

2.1. Stability analysis

When the initial stability analysis is performed, it is possible to determine the critical load values and safe areas on the plane of S_1 and S_2 parameters (values of S_1 and S_2 forces, for which the column is in the static equilibrium) as a function of the support stiffness parameter k_i . The analysis can be carried out for arbitrary geometric characteristics of the segments. Figure 4, for

instance, shows the variation in the critical load value

 $S_1 [EJ_1/l_1^2]$ depending on the segment length ratio ξ for different values of the support stiffness k_1 . Three cases were considered: s = 1 ($S_2 = 0$), s = 2 ($S_2 = S_1$), s = 3 ($S_2 = 2S_1$), and the assumption was made that the ratio of the inertia moments κ is 2





2.2. Dynamic analysis

The dynamic analysis leads to the determination of the natural vibration frequency ω as a function of the support stiffness parameter k_i . The paper provides the graphs of the parameter λ_1 dependence on the segment length ratio ξ for varied support stiffness: k_1 (Fig. 5a), k_2 (Fig. 6a), k_3 (Fig. 7a), and k_4 (Fig. 8a). The results for the case: m = 2, $\kappa = 2$ are presented. It can be seen that λ_1 decreases when the parameter ξ grows. The dependence $\omega_1(\xi)$ for varied support stiffness k_i are shown in Figures 5b – 8b (the frequency is expressed in $[\sqrt{EJ_1/\mu_i l_i^4}]$).



Fig. 5. The graph of the dependence $\lambda_1(\zeta)$ (a) and $\omega_1(\zeta) [EJ_1/\mu_1 I_1^4]$ (b) for variation in the support stiffness k_1



Fig. 6. The graph of the dependence $\lambda_1(\zeta)$ (a) and $\omega_1(\zeta)$ [$EJ_1/\mu_1 I_1^4$] (b) for variation in the support stiffness k_2



Fig. 7. The graph of the dependence $\lambda_1(\zeta)$ (a) and $\omega_1(\zeta)$ [$EJ_1/\mu_1 l_1^4$] (b) for variation in the support stiffness k_3



structu

Fig. 8. The graph of the dependence $\lambda_1(\zeta)$ (a) and $\omega_1(\zeta)$ [$EJ_1/\mu_1 l_1^4$] (b) for variation in the support stiffness k_4

3. Example

The stability analysis and dynamic analysis for exemplary steel stepped column were carried out. The following material and geometric data were taken into account: E = 210 GPa, $l_1 = 4.45$ m, $J_1 = 3300$ cm⁴, $\mu_1 = 63.2$ kg/m, $l_2 = 7.4$ m, $J_2=120000$ cm⁴, $\mu_2 = 169$ kg/m. For the adopted data, the non-dimensional parameters $\xi = 0.62$, $\kappa = 36.4$, m = 2.67 were obtained. They describe the ratio of the length, the ratio of stiffness and the ratio of mass of segments, respectively.

Figure 9 shows safe areas on the plane S_1 and S_2 , depending on the support stiffness k_4 . The influence of the support stiffness k_i on the values of the first natural frequency is shown in Figure 10.



Fig. 9. Safe areas depending on the support stiffness k_{4}



Fig. 10. First natural frequencies depending on the support stiffness k_i

4. Conclusions

The work approach allows the:

- determination of critical loads,
- identification of safe areas,
- determination of natural frequencies,

for any elastic support and geometric characteristics of stepped columns.

Analyses show that the elasticity of the support significantly affects critical loads, safe areas and natural frequencies.

Determination of the influence on the natural frequency can be used for the inverse problem, i.e. based on the measurement of free vibration of stepped columns we can check its connection rigidity.

References

- Basiński W., Kowal Z., Obara P.: Zamocowanie dźwigarów stalowych – diagnostyczne oszacowanie sztywności. "Obiekty inżynierskie", 3 (2009), s. 31–37.
- [2] Bellés P.M., Maurizi M.J., di Luca D.H.: Vibration of stepped beams on non-uniform elastic foundations. "Journal of Sound and Vibration", 196(1) (1994), pp.127–128.
- [3] Jang S.K., Bert C.W.: Free vibration of stepped beams: exact and numerical solutions. "Journal of Sound and Vibration", 130(2)(1994), pp.42-346.
- [4] Obara P.: Metoda przemieszczeń w analizie konstrukcji prętowych. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2011.
- [5] Potrzeszcz-Sut B., Dudzik A.: Influence of connections stiffness on critical load capacity and natural vibration frequency of bar structures, Proc. of 10th European conference of young researchers and scientists. University of Żilina, Slovak Republic, Transcom 2013.
- [6] Rahman, M.A., Chowdhuri, A.K.: Modelling of an imperfect column having variable cross-sections and non-symmetric responses in tension and compression. International Journal of Applied Mechanics and Engineering, Vol. 17 2 (2012), pp. 439-457.
- [7] Timoshenko S.P., Gere J.M.A.: *Teoria stateczności sprężystej*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1963.
- [8] Zamojska I. Kukla S.: Zastosowanie metody funkcji Greena w analizie drgań belek o zmiennym przekroju poprzecznym z elementami dyskretnymi. Prace Naukowe Instytutu Matematyki i Informatyki Politechniki Częstochowskiej, 1(1)(2002), s.85–92.
- [9] Zamojska I. Kukla S.: Drgania swobodne belki o zmiennym przekroju poprzecznym obciążonej siłą osiową. Zeszyty Naukowe Katedry Mechaniki Stosowanej Politechniki Śląskiej, 20 (2003), s.456–462.

Paulina Obara Ewa Nowak Katarzyna Nowak

Wpływ sprężystości podparcia na wartości własne w słupach o skokowo zmiennej sztywności

1. Wprowadzenie

Zagadnienia stateczności i drgań harmonicznych belek należą do klasycznych problemów mechaniki konstrukcji. Liczne prace poświęcone są analizie belek i słupów o zmiennym przekroju poprzecznym. Począwszy od podstawowej pozycji [1], w której został wyprowadzony wzór na siłę krytyczną dla swobodnie podpartego słupa o zmiennym przekroju poprzecznym, a skończywszy na współczesnych rozważaniach [2, 3, 4, 5, 6]. W pracach tych analizowano wpływ zmiany przekrojów segmentów oraz obciążenia siłą osiową na drgania własne belki. Rozpatrywane były konstrukcje dwu- i wielosegmentowe, a przeprowadzane analizy miały zarówno charakter dokładny, jak i przybliżony.

W rozważaniach inżynierskich podczas przeprowadzanych analiz istotne znaczenie ma uwzględnienie sztywności zamocowania elementów konstrukcji [7, 8]. Przedmiotem pracy jest oszacowanie wpływu sztywności zamocowania na obciążenia krytyczne i częstości drgań własnych słupów niepryzmatycznych. Zaproponowane w pracy podejście ma charakter ścisły i umożliwia oszacowanie wartości własnych dla dowolnych sztywności zamocowania. Do obliczeń wykorzystano program Mathematica. Przedstawione wyniki dotyczą słupa składającego się z dwóch segmentów, przy czym metodę tę można zastosować do analizy słupów wielosegmentowych.

2. Sformułowanie problemu

Przedmiotem rozważań jest, wykonany z izotropowego, liniowo sprężystego materiału, słup o zmiennym skokowo przekroju poprzecznym. Założono, że segmenty słupa (i = 1,2) są obciążone siłami osiowymi S_i (rys. 1a) i przyjęto następujące charakterystyki: E – moduł Younga, J_i – moment bezwładności, l_i – długość, μ_i – masa równomiernie rozłożona na jednostkę długości. W analizie przyjęto sprężyste zamocowanie słupa, uwzględniając zarówno sztywność obrotową

 \tilde{k}_1 , \tilde{k}_2 jak i sztywność liniową: \tilde{k}_3 , \tilde{k}_4 (rys. 1b).

Dla tak sformułowanego zadania przeprowadzono analizę drgań harmonicznych z uwzględnieniem sił osiowych, przy zachowaniu rzeczywistego rozkładu pola masowego. W takim przypadku matematycznym modelem procesu jest równanie (1), w którym

wyrazy macierzy sztywności dynamicznej $\mathbf{K}(\sigma_i, \lambda_i)$ zależą od bezwymiarowych parametrów (2) opisujących odpowiednio intensywność siły osiowej N_i oraz częstość drgań własnych ω . Wyrazy te wyznaczamy w kolejnych etapach jednostkowych, w których nadajemy wprowadzonym więzom (rys. 2b) jednostkowe przemieszczenia. Analizę prowadzimy stosując wzory transformacyjne poprzecznych drgań harmonicznych z uwzględnieniem sił osiowych [9]. Niezerowe rozwiązania równania (1) odpowiadają zerowaniu się wyznacznika podstawowego macierzy sztywności (3). Warunek (3) prowadzi do wyznaczenia: obciążeń krytycznych ($\lambda_i = 0$), częstości drgań własnych ($\sigma_i = 0$) oraz zależności częstości drgań od sił ściskających dla dowolnych wartości sztywności zamocowania, w tym zamocowania: sztywno-sztywnego (C-C), sztywno-przegubowego (C-P), sztywno-"łyżwowego" (C-S), wspornikowego (C-F), przegubowego (P-P) i przegubowo-"łyżwowego" (P-S) (rys. 3). Analiza przeprowadzona została w bazie bezwymiarowych parametrów opisujących charakterystyki słupa, tj. stosunek: sztywności, mas, sił osiowych i długości segmentów (4) oraz sposób podparcia słupa (5).

2.1. Analiza stateczności

Przeprowadzając analizę stateczności początkowej możemy wyznaczyć krytyczne wartości obciążenia oraz obszary bezpieczne na płaszczyźnie parametrów S_1 i S_2 (wartości sił, dla których słup znajduje się w równowadze statecznej) w funkcji parametru sztywności zamocowania k_i . Analizę można przeprowadzać dla dowolnych charakterystyk geometrycznych segmentów. Przykładowo na rysunku 4 przedstawiono jak zmienia się wartość obciążenia krytycznego $S_1 [EJ_1/l_i^2]$ w zależności od stosunku długości segmentów ζ dla różnych wartości sztywności podparcia k_1 . Rozpatrzone zostały trzy przypadki: $s = 1 (S_2 = 0), s = 2 (S_2 = S_1), s = 3 (S_2 = 2S_1), przy założe$ $niu, że stosunek momentów bezwładności <math>\kappa$ wynosi 2.

2.2. Analiza dynamiczna

Analiza dynamiczna prowadzi do wyznaczenia częstości drgań własnych ω w funkcji parametru sztywności zamocowania k_i . W pracy sporządzono wykresy zależności parametru λ_1 od stosunku długości segmentów ξ dla zmieniających się sztywności zamocowania: k_1 (rys. 5a), k_2 (rys. 6a), k_3 (rys. 7a), k_4 (rys. 8a). Przedstawiono wyniki dla przypadku: $m = 2, \kappa = 2$. Jak widać wraz ze wzrostem parametru $\xi - \lambda_1$ maleje. Na rysunkach 5b, 6b, 7b oraz 8b pokazano zależność $\omega_1(\zeta)$ dla zmieniających się sztywności zamocowania k_i (częstość jest wyrażona w $[EJ_1/\mu_i l^4]$).

3. Przykład

W rozdziale tym przeprowadzono analizę stateczności i analizę dynamiczną dla przykładowego słupa stalowego o skokowo zmiennym przekroju poprzecznym. Przyjęto następujące dane materiałowe i geometryczne: E = 210 GPa, $l_1 = 4,45$ m, $J_1 = 3300$ cm⁴, $\mu_1 = 63,2$ kg/m, $l_2 = 7,4$ m, $J_2 = 1$ 20000 cm⁴, $\mu_2 = 169$ kg/m. Dla przyjętych danych otrzymano wartości bezwymiarowych parametrów: $\xi = 0,62$, $\kappa = 36,4$, m = 2,67, które określają odpowiednio stosunek długości, sztywności i mas segmentów.

Na rysunku 9 przedstawiono obszary bezpieczne na płaszczyźnie S_1 i S_2 w zależności od zmieniającej się sztywności zamocowania k_4 , natomiast rysunek 10 ilustruje wpływ sztywności zamocowania k_i na wartości pierwszej częstości drgań własnych.

4. Wnioski

- Przedstawione w pracy podejście umożliwia:
- wyznaczanie obciążeń krytycznych,
- określanie obszarów bezpiecznych,
- wyznaczanie częstości drgań własnych,

dla dowolnej sprężystości podparcia oraz charakterystyk geometrycznych słupa o skokowo zmiennej sztywności.

Z przeprowadzonych analiz wynika, że sprężystość podparcia w znaczący sposób wpływa na siły krytyczne, obszary bezpieczne oraz częstości drgań własnych.

Określenie wpływu sztywności zamocowania na częstości drgań własnych może zostać wykorzystane do zadania odwrotnego, tzn. na podstawie pomiaru drgań swobodnych w słupach o zmiennej sztywności możemy skontrolować sztywność jego połączenia.



WOJCIECH PIASTA¹ JULIA MARCZEWSKA² MONIKA JAWORSKA³

Kielce University of Technology

¹e-mail: wpiasta@tu.kielce.pl, ²e-mail: juliaw.1985@o2.pl, ³e-mail: monikajaworska@o2.pl

SOME ASPECTS AND MECHANISMS OF SULPHATE ATTACK

Abstract

Consideration of the concrete durability should take into account sulphate attack which may be significantly various. The destruction of concrete under sulphate attack is particularly related to expansion, however, the dissolution of cement matrix may by considerable. The way of destruction is dependent on the type of salt, its cation and solution pH. The most reactive phases of cement paste are alumunoferrite hydrate phases (AFm) and calcium hydroxide. The expansion is directly connected with formation of gypsum and ettringite. The ultimate product of total destruction of concrete is gypsum. Mechanism of sulphate attack is a subject of discussion and hypotheses. The test results of expansion of mortar immersed in 5% Na_2SO_4 and SEM analysis indicate that ettrinite formed in air pores may not affect the value of the expansion. Ettringite formation inside small pores of the microstructure (eg C-S-H) can cause expansive force and destruction of mortars.

Keywords: sulphate attack, cement paste, mortar, SEM, air entrainment, ettringit

1. Introduction

In order to properly design a concrete structure, it is necessary to take into account the properties of the concrete not only related to conditions of safety described by the ultimate limit states, which confines itself primarily to the strength of concrete. A durable structure shall meet the requirements of serviceability, strength and stability throughout its design working life, without significant loss of utility or excessive unforeseen maintenance [1]. In the standard PN-EN 206-1, the durability of concrete is defined by exposure class. The strictest requirements are connected with XA3 exposure class. For this class, strength class for concrete not less than C35/45 and w/c ratio not bigger than 0.45 are required. The use of no less than 360 kg/m³ of high sulphate resistant cement (HSR) is also recommended. Thus, the most severe conditions under sulphate attack can be considered.

Factors influencing the durability of the structure can be physical, chemical or mechanical. Mechanical destructions are caused by impact, abrasion, erosion or cavitations. Physical destruction results from effects of high temperatures or the effects associated with differences in thermal expansion of aggregate and hardened cement paste. A special type of destruction of concrete is caused by thawing and freezing cycles. As a result of this kind of destruction internal cracks and surface scaling which is related with the chloride ions occur. Chemical destruction occurs mostly in the interaction of aggressive ions (chlorides, sulphates, or carbon dioxide) as well as various gases and liquids of natural or industrial origin.

The reasons for destruction of concrete are usually complex and occur simultaneously. There are three basic types of destruction of concrete in aggressive environments: dissolution of cement matrix, the formation of non-binding phase and expansion. The process of dissolution and leaching of cement paste components results in slackening of its microstructure. Expansive reactions cause fracture connected with the increase in volume of product in comparison with substrates volume.

A special case of the concrete destruction is sulphate corrosion, which is primarily classified to

the destruction of the expansion. However, the nature of destruction depends on the cation associated with sulphate anions as well [2]. The severity of destruction depends on the solubility of various sulphates and pH of their solutions. Usually it is important to consider hydroxide of the sulphate salt [3].

2. Types of sulphate attack

structure

2.1. Calcium sulphate

Low reactivity of calcium sulfate results from its low solubility (0.23 g/100 gH₂O) and very slight acidity (pH = 6.6 at a concentration of 0.01 mol/dm³). This sulphate is practically neutral. Moreover, this salt has a calcium cation which is common to all phases present in the cement paste. That is why the calcium sulphate attack is an example of chemical synthesis of ettringite i.e. "pure" sulphate attack without cation exchange reaction. The reaction of calcium sulphate is practically only connected with the formation of ettringite from monophases of calcium alumunoferrite hydrates (AFm). Portlandite takes part in the reaction (reaction (1) and (2)) as well. However, it does not react directly alone with calcium sulphate solution.

$$C_{3}A \cdot CaSO_{4} \cdot 12H_{2}O + 2CaSO_{4} + + 20H_{2}O \rightarrow C_{3}A \cdot 3CaSO_{4} \cdot 32H_{2}O$$
(1)

$$C_{3}A \cdot Ca(OH)_{2} \cdot 12H_{2}O + 3CaSO_{4} + + 20H_{2}O \rightarrow C_{3}A \cdot 3CaSO_{4} \cdot 32H_{2}O + Ca(OH)_{2}$$
(2)

In practical terms it should be noted that in this way the internal sulphate attack on concrete also undergoes when gypsum is present in aggregate.

2.2. Sodium sulphate

The solubility of sodium sulphate (for Na₂SO₄·10H₂O: 44 g/100 gH₂O) is much higher than that of calcium sulphate. Therefore, sodium sulphate attack on concrete is much more severe. However, sodium sulfate as a salt of a strong base has a relatively high pH (pH = 7.7 at a concentration of 1 mol/dm³). Formation of gypsum from portlandite under attack of Na₂SO₄ is an exchange reaction (3). It results in the formation of calcium sulfate which precipitates and crystallizes in cement paste microstructure contributing to expansion. The sodium hydroxide is a by-product of the reaction.

$$\begin{array}{l} \text{Ca(OH)}_{2} + \text{Na}_{2}\text{SO}_{4} \cdot \text{H}_{2}\text{O} \rightarrow \\ \rightarrow \text{CaSO}_{4} \cdot \text{H}_{2}\text{O} \downarrow + 2\text{NaOH} \end{array}$$
(3)

Due to formation of hydroxide NaOH the relatively high pH is maintained which reduces the solubility of portlandite in pore solution retarding formation of gypsum. When sulphate ions concentration increases locally close to gypsum and monosulphate (AFm) the precipitation of ettringite and expansion will follow (reactions (4) and (5)).

$$C_{3}A \cdot Ca(OH)_{2} \cdot 12H_{2}O + 3Na_{2}SO_{4} + 2Ca(OH)_{2} + +20H_{2}O \rightarrow C_{3}A \cdot 3CaSO_{4} \cdot 32H_{2}O + 6NaOH$$
(4)

$$C_{3}A.CaSO_{4}.12H_{2}O + 2Na_{2}SO_{4} + 2Ca(OH)_{2} + + 20H_{2}O \rightarrow C_{3}A.3CaSO_{4}.32H_{2}O + 4NaOH$$
(5)

Due to occurrence of hydroxide NaOH and relatively high pH of pore solution the dissolution of ettringite is retarded. That is why a significant amount of ettringite (in comparison with gypsum) in cement paste occurs under Na_2SO_4 attack. Also the ultimate disintegration of C-S-H phase is delayed. However, numerous microcrackings occur and cracks which follow the expansion. They are a prime reason of cement paste and concrete failure usually.

2.3. Magnesium sulphate

The pH of the magnesium sulfate solution is acidic $(pH = 5.7 \text{ at a concentration of } 1 \text{ mol/dm}^3)$. Solubility of this salt is relatively high (30.8 g/100 gH₂O). The impact of magnesium sulfate on concrete is a double chemical attack because each of the ions SO²⁻ and Mg²⁺ forms its usual product. Therefore, magnesium sulfate attack is dangerous for cement composites. As a result of MgSO₄ solution influence, the main products (ettringite, gypsum) of sulphate attack and hydroxide Mg(OH)₂ in exchange reaction with Ca²⁺ ions (reaction (6), (7)) are formed.

$$C_{3}A \cdot CaSO_{4} \cdot 12H_{2}O + 2MgSO_{4} + 2Ca(OH)_{2} + + 20H_{2}O \rightarrow C_{3}A \cdot 3CaSO_{4} \cdot 32H_{2}O + + 2Mg(OH)_{2}\downarrow$$
(6)

$$C_{3}A \cdot Ca(OH)_{2} \cdot 12H_{2}O + 2Ca(OH)_{2} + 3MgSO_{4} + 20H_{2}O \rightarrow C_{3}A \cdot 3CaSO_{4} \cdot 32H_{2}O + 3Mg(OH)_{2}\downarrow$$
(7)

Due to the lower solubility of $Mg(OH)_2$ as compared to $MgSO_4$, magnesium hydroxide gel is precipitated in all reactions of magnesium sulphate with calcium hydroxide and other calcium phases. Gel $Mg(OH)_2$ and then brucite is formed on the sample surface or in large pores. It may affect the progress of the attack. The compact cover of brucite may retard the attack a little. However, it means that cation Mg^{2+} leaves solution lowering its pH value. Thus, the acidity of solution is sustained and it results in acceleration of calcium ions dissociation in the solution and formation of gypsum. As a consequence, the decalcification of C-S-H phase or conversion into M-S-H phase follows, which has no binding properties (reaction (9)).

2.4. Ammonium sulphate

Ammonium sulphate solution is highly soluble salt. Its solubility is 75.4 g/100gH,O. Water solution of the sulphate is acidic (pH = 4.62 at a concentration mol/dm³). Therefore, its reaction with the calcium phases are similar to the reaction of sulfuric acid and attack of sulphate salt. Ammonium sulphate attack on concrete causes overlapping dissolution process (typical for acid) and expansion (typical for a salt). Solution of $(NH_4)_2SO_4$ reacts with calcium hydroxide rather rapidly. Gypsum precipitates and ammonia is volatilized. The by-product is ammonium hydroxide which decomposes into ammonia in gaseous form. Ammonium sulphate also reacts with AFm phase and calcium hydroxide. It results in formation of ettringite and expansion of hardened cement paste follows. In all reactions between $(NH_4)_2SO_4$ and calcium phases, ammonium cations NH₄⁺ leave solution. Volatilization of ammonia in gaseous form occurs as well. That is why low pH value of solution is sustained and dissociation of calcium phases is accelerated. In consequence that results in rather rapid decrease in strength and hardness of concrete. Therefore, the product observed in the cement paste under ammonium sulphate attack is primarily gypsum. Lowering of pH in pore solution and simultaneous dissociation of calcium ions affect accelerated decomposition of ettringite possibly soon after reaction.

$$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O} + 3(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4 \rightarrow 6(\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}) + 2\text{Al}(\text{OH})_3 + 6\text{NH}_3\uparrow + 20\text{H}_2\text{O}$$
(8)

Long term attack of all sulphate solutions with exception of calcium sulphate will result in the dissociation of portlandite and formation of gypsum and decrease in pH value of pore solution in hardened cement paste. Finally the decalcification and ultimate decomposition of all cement paste phases will follow. Also the most durable C-S-H phase and ettringite formed under sulphate attack originally will be decomposed as well (reaction 9). The ultimate product of sulphate attack is gypsum alone [7].

$$3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_{2} \cdot 3\text{H}_{2}\text{O} + n[0.5\text{Mg}, \text{Na}, \text{NH}_{4}]\text{SO}_{4} + \\ + n\text{H}_{2}\text{O} \rightarrow^{\text{pH}} \rightarrow 3(\text{CaSO}_{4} \cdot 2\text{H}_{2}\text{O}) + \\ + n[0.5\text{Mg}, \text{Na}, \text{NH}_{4}]\text{OH} + 2(\text{SiO}_{2} \cdot n\text{H}_{2}\text{O})$$
(9)

3. The mechanisms of sulphate attack

structure

Mechanism of sulphate expansion is still a subject of numerous discussion and hypotheses. The hypothesis of Lafuma [4] deals with topochemical formation of ettringite directly on the site of AFm phase, without dissolving and precipitation reactions. Mehta [5] suggests that ettringite could absorb water and, thus, cause expansion due to swelling - this hypothesis was rejected by Brown and Taylor [1]. They stated that the crystal structure of ettringite makes it unlikely that ettringite attracted water more strongly than the phase of the C-S-H. The two most discussed concepts in recent decades say that the expansion occurs due to the additional volume generated by ettringite. However, a direct relationship between the quantities of ettringite formed and the size of the expansion has been undocumented - neither the origin of stresses which are necessary to effect expansion. Furthermore, an additional volume of ettringite and gypsum is usually smaller than the available space in the free pores. Ettringite formation seem to be a necessary condition for expansion, but it is not sufficient. Ping, Flatt, Steiger and Scherer [9] found that the expansion is caused by the crystallization pressure, due to formation of ettringite from supersaturated solution in the small pores. The theory of crystallization pressure has been explained in a detailed manner by the most recent observations of the research team from Switzerland under the leadership of Karen Scrivener [10]. She argues that the expansion does not depend on how much ettringite formed but primarily of where it has been formed. According to Scrivener's hypothesis of 2013 if gypsum and monosulphate occur locally at the same place in cement paste, and the solution is supersaturated with respect to ettringite then ettringite formation inside small pores of the microstructure (eg CSH) can cause expansive force. Also the authors [8] have observed that it is not necessary to formate of large amounts of ettringite, for occurrence of high expansion.

4. Experimental results and discussion

The changes in the microstructure of air entrained composites were presented. The air entrained and non-air entrained mortars from two various OPCs were immersed in 5% sodium sulphate solution. The longitudinal strains of mortar samples were measured to determine their expansion. Microstructure of cement mortars was examined with scanning electron microscope. The regions of ettringite formation were identified in the AE and nAE mortars and their

expansion was compared. It was checked if the ettringite crystals formed in air pores had affected the expansion of the mortars.

In the non-air entrained mortar (made of OPC containing 11.5% C_3A), there are ettringite crystals (Fig. 1), which are loosely arranged in the capillary pores but also the ones embedded in the microstructure of the C-S-H phase. Moreover, the crystals of ettringite were fairly big. This study was carried out when the mean expansion of mortar samples reached 4.6‰. It was a half of the total expansion which resulted in the ultimate destruction of mortar samples.



Fig. 1. Microstructure of nAE OPC mortar immersed in the solution of 5% Na_2SO_4 for 12 weeks (SEM 6000x). The mean expansion of specimen was 4.6%. ($C_3A = 11.5\%$)



Fig. 2. Microstructure of nAE OPC mortar immersed in the solution of 5% Na_2SO_4 for 64 weeks (SEM 6000x). The mean expansion of specimen was 5.7‰. ($C_3A = 6.3\%$)

In microstructure of non-air entrained mortar (Fig. 2) from OPC containing 6.3% C_3A , the crystals of ettringite were primarily observed in the capillary pores and slightly loose microstructure of C-S-H. The ettringite crystals were relatively small. No ettringite embedded in compact structure of C-S-H was found. The expansion of the samples proceeded slowly. The mean longitudinal strains of samples were 5.7‰. No cracks or scaling occurred on the surface of samples during testing.

The air entrained mortars (Fig. 3 and Fig. 4) were presented less enlarged (500x, 800x) than the nonain entrained mortars because on this size entire pore and the corosion products like ettringite are shown. In air entrained mortar (made of OPC containing 11.5% C_3A) the air pores are partially filled (Fig. 3) with a fairly densely arranged big crystals of ettringite. The SEM image (500x) suggests that the individual ettringite crystals partially pass into the microstructure of cement paste surrounding air pore. The mean expansion of specimens was 8.8‰.



Fig. 3. Microstructure of AE OPC mortar immersed in the solution of 5% Na_2SO_4 for 12 weeks (SEM 500x). The mean expansion of specimens was 8.8‰. ($C_3A = 11.5\%$)

The SEM analysis of air entrained mortar from OPC containing 6.3% C_3A was carried out after 64 weeks of immersion in sulphate solution, when the mean expansion was 5.9‰, and the samples were not destroyed. In some air pores, rather loosely arranged ettringite crystals were detected. They are primarily radially stuck at pore walls. In the microstructure of cement paste distant from air pores, no ettringite was detected.





Fig. 4. Microstructure of AE OPC mortar immersed for 64 weeks in the solution of 5% Na_2SO_4 (SEM 800x). The mean expansion of specimens was 5.9‰. ($C_3A = 6.3\%$)

5. Conclusions

- 1. In non-air entrained mortars made of cement containing 11.5% C₃A, ettringite crystals were observed in a solid microstructure of C-S-H.
- 2. In non-air entrained mortars made of cement containing 6.3% C₃A, ettringite crystals were visible primarily in the loose microstructure and capillary pores.
- 3. In the air entrained mortars ($C_3A = 11.5\%$), ettringite crystals were visible mainly in the air pores. Individual crystals of ettringite were partially

included in the microstructure of the surrounding paste. In the mortars ($C_3A = 6.3\%$) ettringite crystals were only indentified in the air pores.

References

- [1]Brown W, Taylor H.: *The role of ettringite in external sulfate attack*, Materials Science of Concrete: Sulfate Attack Mechanisms, The American Ceramic Society, 1999, pp. 73–98.
- [2] Eurocode 2: Design of concrete structures. European Standard *EN 1992-1-1* December 2004.
- [3] Kurowski W.: *Chemia cementu i betonu*, Polski Cement, Kraków 2010.
- [4] Lafuma H.: Theory of the expansion of cement, Revue Mater. Const. Vol. 243, 1970, p. 441.
- [5] Mehta P.K.: Mechanism of sulfate attack on portland cement concrete- Another look, CCR, Vol. 13, 1983.
- [6] Neville A.M.: *Właściwości betonu*. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2012.
- [7] Piasta W.: Korozja siarczanowa betonu pod obciążeniem długotrwałym, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2000.
- [8] Piasta W., Marczewska J., Jaworska M.: Wpływ napowietrzenia na odporność siarczanową zapraw z cementów portlandzkich, KONTRA, Szczyrk 2014.
- [9] Ping X., Beaudoin J.: Mechanism of sulphate expansion I. Thermodynamic principle of crystallization pressure, Cement Concrete Research 22, 1992, pp. 631–640.
- [10] Yu Ch., Sun W., Scrivener K.: *Mechanism of expansion* of mortars immersed in sodium sulfate solutions, Cement and Concrete Research, 2012.

Wojciech Piasta Julia Marczewska Monika Jaworska

Wybrane aspekty i mechanizmy korozji siarczanowej

1. Wprowadzenie

Trwałość betonu to jego zdolność do zachowania w założonym czasie użytkowania wymaganych właściwości zapewniających bezpieczeństwo. Przyczyny niszczenia betonu są zwykle złożone i występują równocześnie lub naprzemiennie. Można wyróżnić trzy podstawowe rodzaje niszczenia betonu w środowiskach agresywnych: rozpuszczenie matrycy cementowej, powstawanie faz niemających właściwości wiążących oraz ekspansja. Proces rozpuszczania i wymywania składników zaczynu powoduje rozluźnienie jego mikrostruktury. Reakcje ekspansywne powodują pękanie w wyniku przyrostu objętości substratów. Jedną z najgroźniejszych przyczyn niszczenia kompozytów cementowych jest korozja siarczanowa.

2. Rodzaje agresji siarczanowej

W podrozdziale tym omówiono działanie siarczanu wapnia, sodu, magnezu i amonu na zaczyn cementowy. Podano rozpuszczalność i pH każdego z siarczanów. Pokazano reakcje chemiczne, według których przebiegają poszczególne agresje.

3. Mechanizm korozji siarczanowej

Mechanizm ekspansji siarczanowej jest ciągle przedmiotem wielu dyskusji i hipotez. Dwie najbardziej komentowane koncepcje w ostatnich dekadach to hipoteza Alunno-Rossetti, która mówi, że ekspansja występuje z powodu dodatkowych objętości generowanych przez ettringit oraz hipoteza Ping, Flatt, Scherer i Steiger, którzy stwierdzili, że ekspansja jest spowodowana przez ciśnienie krystalizacji, wywołane tworzeniem się ettringitu z przesyconego roztworu w małych porach. Teoria ciśnienia krystalizacji została w sposób szczegółowy wyjaśniona przez najnowsze obserwacje zespołu badawczego ze Szwajcarii pod przewodnictwem Karen Scrivener, która twierdzi, że ekspansja nie zależy od tego, jak dużo ettringitu powstaje, ale przede wszystkim od tego, gdzie on powstaje. Według hipotezy Scrivener z 2013 roku: jeżeli w zaczynie cementowym gips i monosiarczan występują lokalnie w tym samym miejscu, a roztwór jest przesycony w stosunku do ettringitu to powstawanie ettringitu wewnątrz małych porów struktury (np. C-S-H) może wywoływać siły ekspansywne.

4. Badania

W artykule przedstawiono obserwację zmian w mikrostrukturze kompozytów napowietrzonych pod kątem najnowszej hipotezy. W tym celu wykonane zostały zaprawy nienapowietrzone i napowietrzone z różnych cementów. Poddane one zostały działaniu 5% roztworu siarczanu sodu. Na próbkach prowadzono pomiary odkształceń i wykonywano badania mikrostruktury za pomocą mikroskopu skaningowego. Obserwowano miejsce powstawania ettringitu i porównywano ekspansję. Wykorzystanie zapraw napowietrzonych ma na celu sprawdzenie czy kryształy ettringitu powstają w porach powietrznych i czy ettringit tam powstający może mieć wpływ na ekspansję zaprawy.

5. Wnioski

- 1. W nienapowietrzonych zaprawach wykonanych z cementu zawierającego 11,5% C_3A , kryształy etryngitu były widoczne w zwartej mikrostrukturze fazy C-S-H.
- W nienapowietrzonych zaprawach wykonanych z cementu zawierającego 6,3% C₃A, kryształy ettringitu były widoczne przede wszystkim w luźnej mikrostrukturze i kapilarnych porów.
- W zaprawach napowietrzonych (C₃A = 11,5%), wykryto większą ilość ettringitu, który wystę-

pował zarówno w porach powietrznych, jak i w mikrostrukturze zaczynu oddalonego od porów. W zaprawach ($C_3A = 6,3\%$) kryształy ettringitu były widoczne przede wszystkim w porach powietrznych.



MAREK IWAŃSKI¹ MONIKA STĘPIEŃ² Kielce University of Technology ¹e-mail: iwanski@tu.kielce.pl ²e-mail: monikas@tu.kielce.pl

THE TRAFFIC NOISE IN THE VICINITY OF THE TRAFFIC CALMING MEASURES

Abstract

The aim of the study is to analyse and compare the vehicle noise level when driving through the speed bumps and near them. Sound level measurements were taken in selected street cross-sections in Kielce, which are equipped with different types of traffic calming measures. The traffic noise was recorded in one seconds time interval using a manual sound meter. At the same time traffic movement characteristics were being controlled. The vehicle type, driving techniques and the running speed influence elimination allowed to assess the impact of the traffic calming barriers presence and their slowing effect on registered noise values.

Keywords: traffic noise, speed bump, traffic calming measure

1. Introduction

The society pay attention to the state of the acoustic climate in their daily activities area increasingly, nowadays. People want to work and hang out in a very quiet, safe and friendly surrounding for themselves and for the environment. Road users require proper mobility conditions and the proximity of connections at the same time. Travelling by cars instead of walking on foot is being favored in the city centres and in residential areas. Road network designing by forming wide streets cross-sections and long, straight roadways is conductive to attaining high-speed driving. Road users wish to move faster and faster and traffic signs are not enough to persuade them to comply with speed limits [5]. Built-up area valid speed is to 50 km/h, while in the regions where the interweave of pedestrian, vehicle and bicycle traffic occur there are differ limit zones

applied: the reduced speed zone, residence zone (up to 20 km/h) and the pedestrian zone [5, 7]. Strongest traffic restrictions are slighted by the drivers most frequently and, thereby, it causes a great danger for the other road users.

In order to ensure safety along thoroughfares, especially near schools, the street cross-sections are often equipped with a safety traffic device. One of possibilities, the most popular and easiest traffic calming measures to apply are speed bumps and speed humps. Protruding barbs form physical obstacles in the road cross-sections. The hindrances effectively limit the vehicles speed [1]. Failure to comply with road conditions may result in damage to the vehicle or low ride comfort, therefore that kind of speed control device is characterized by high efficiency. The effect of speed reduce because of the traffic calming measures existence was show in Figure 1.



Fig. 1. The process of vehicle speed changes in the traffic calmed zone [4]

Marek Iwański, Monika Stępień

structure

Mounting the road impediments is the most reasonable and justified action in terms of safety. Unfortunately, this approach has its drawbacks, too. It is mentioned that the increase in noise level around the obstacles occurs in the first place. The other negative effects include:

- excessive emissions of exhaust gases generated during braking and acceleration maneuvers,
- a threat to cyclists and to the other two-wheeler vehicle drivers passing through the obstacles,
- the need to slow down the emergency vehicles during the intervention,
- difficulties with the exact roadway snow removal,
- difficulties with the exact roadway drainage,
- frequent shoulders and pavements damages by drivers who try to avoid the obstacles [12].

Sound levels research which include the vehicle passages through the bumps that were made in the UK show that the noise is higher in their surroundings [2]. Other data indicate that with the appearance of obstacles the noise around them is reduced for about 10%, despite the frequent shifting and variable vehicle speed in the impact zone [11]. Because of the unclear situation in the influence of vehicles passages through the bumps on the nuisance sounds assessment there was a task related to an attempt to explain the situation undertaken.

2. The assumptions used in own research, research plan

The subject of research in terms of the speed bumps impact on the noise acoustic climate was to record traffic sound during the vehicle passages through the obstacles on the road and during the passages without it. Then, the comparison was made about the results with data collected. Measurements were taken in Kielce, during the sunny, ordinary working day (Thursday), in May 2014. The top surface layer which the vehicle was moving on was dry and in good technical condition. Due to the nature of the analyses, it was found that the most favorable time of the day to the data recording is the off-peak hour. The measurements were taken between 10:00 am and 2:00 pm. The road testing sections selection was based on the various types of obstacles applied on Polish roadways in accordance with the Ordinance [9] and the Provisional Guidelines [10]. The selected street research areas were located inside the housing estates where they could cause an acoustic discomfort for residents of nearby buildings. The attention was given to those street cross-sections, which are equipped with obstacles of different materials and with different heights. The linear slat bumps, linear panel bumps (U-16) and speed humps (U-17) were taken into account in the paper. The obstacles were made of vulcanized rubber, concrete block paving, mineral mix – asphalt, as well as the mixed construction. The mentioned solutions have different speed limits too. Humps type 1, where the recommended passage speed ranges from 25 to 30 km/h and type 2 with a speed limit of 18 to 20 km/h were noted according to [10]. In addition, type 3 that describes the speed humps with recommended speed reduction up to 5 to 8 km/h was assumed.

The research was performed in 5 street crosssections in Kielce that were equipped with mentioned obstacles. The roadways and traffic calming measures functioning there were illustrated in Figure 2.

The noise was recorded using Extech SDL600 Sound Level Meter/Datalogger which complies with EN 61672-1, accuracy class 2. The following characteristics were set in the measuring device: the A frequency weighting, FAST time response and the desired sampling rate 1 s. Automated and direct method of measure was used. The research was performed at a height of 1.5 m, 1.0 m far from the edge of the road before and that at the obstacles. When the sound was being recorded the vehicle passage and the device display was filmed by the camera also at the same time. By this method, the time of the impact of obstacles on vehicles movement was defined. The investigation allowed the adoption of the comparative intervals to determine the short-term equivalent sound levels. Additionally, the German TA Lärm was very helpful to make the decision of equivalent continuous sound level intervals. Sound measurements were performed during single rides of the same middle class passenger vehicle, driven by the same person.

The vehicle traversed each street cross-section sixteen times. The speed was estimated by the driver as the most advantageous in terms of ride comfort, travel time and technical capacity of the vehicle. Such assumptions led to capture the actual driver behavior situations as close as possible. Two noise parameters were used to realize the analyses:

- equivalent continuous sound levels with fluctuation of 3 and 5 seconds, $L_{Aeq, T=3s}$ and $L_{Aeq, T=5s}$, calculated in accordance with the procedure concluded in [6, 8];
- maximum sound levels, L_{max}, determined on the basis of video footage from the direct device display observation.













Fig. 2. The obstacle types functioning in the chosen street cross-sections:

- a) Romuald St. speed hump, ramp length 90 cm, actual height 5 cm, type 3, material vulcanized rubber, PZ-90/5,
- b) Chopin St. linear slat bump with curved ramp surfaces, length 3.4 m, actual height 10 cm, type 2, material – mineral mix-asphalt,
- c) Kujawska St. linear slat bump with curved ramp surfaces, length 2.6 m, actual height 7 cm, type 2, material – mineral mix-asphalt,
- d) Konopnicka St. linear panel bump with sloping ramp surfaces, length 2.1 m, actual height 8 cm, type 2, material mixed construction (MMA and concrete block paving),
- e) Kadłubek St. linear panel bump with sloping ramp surfaces, length 3.5 m, actual height 10 cm, type 1, material – concrete block paving)

3. The measurement results and the analyses

After data collecting, the systematized information was set together in Microsoft Excel spreadsheet tabular form. Then, the average logarithmic values were determined on the basis of the one second records of sounds that characterized before and at the obstacles vehicle noise. In addition, the analysis of the expanded uncertainty were done. It consisted of type A and type B uncertainty calculation with confidence level of 95% for every acoustic situation [3]. The uncertainty determined was based on the formula 1.

$$U_{R,95} = \sqrt{U_{A,95}^2 + U_{B,95}^2} \tag{1}$$

where:

 $U_{R.95}$ – expanded uncertainty,

 $U_{4,95}$ – type A uncertainty associated with the scatter in the measurement results,

 $U_{B,95}$ – type B uncertainty associated with the device and measuring procedure.

The one second sound level values with the expanded uncertainty at a confidence level of 95% of the upper and lower deviation were shown in Table 1.

Table 1. One second sound level values and expanded uncertainty

| Street cross- section | Time [s] | Logarithmic average values and an expanded uncertainty at a confidence level of 95% and upper and lower deviation | | | | |
|--------------------------|-------------|---|-----------------|--|--|--|
| | | before the obstacle | at the obstacle | | | |
| | 1 | 59.2 (1.1; 1.4) | 58.5 (1.1; 1.4) | | | |
| Romuald | 2 | 61.5 (1.0; 1.3) | 62.7 (1.2; 1.6) | | | |
| | 3 | 63.6 (1.0; 1.3) | 64.9 (1.1; 1.5) | | | |
| | 4 | 65.8 (1.0; 1.3) | 67.3 (1.1; 1.5) | | | |
| | 5 | 67.9 (1.0; 1.3) | 70.0 (1.2; 1.6) | | | |
| | 6 | 69.1 (1.0; 1.3) | 71.4 (1.1; 1.4) | | | |
| | 7 | 67.9 (1.0; 1.3) | 70.3 (1.1; 1.4) | | | |
| | 8 | 66.3 (1.0; 1.3) | 66.8 (1.2; 1.5) | | | |
| | 9 | 63.1 (1.0; 1.3) | 61.8 (1.2; 1.5) | | | |
| | 1 | 53.7 (1.0; 1.3) | 54.7 (1.0; 1.3) | | | |
| | 2 | 55.3 (1.1; 1.4) | 59.5 (1.0; 1.3) | | | |
| | 3 | 57.6 (1.1; 1.4) | 62.8 (1.0; 1.4) | | | |
| | 4 | 60.3 (1.1; 1.5) | 66.3 (1.2; 1.6) | | | |
| Fryderyk Chopin | 5 | 62.7 (1.1; 1.4) | 68.5 (1.2; 1.6) | | | |
| citopin | 6 | 64.1 (1.1; 1.3) | 67.9 (1.1; 1.4) | | | |
| | 7 | 65.3 (1.1; 1.3) | 66.0 (1.1; 1.4) | | | |
| | 8 | 64.7 (1.1; 1.3) | 62.4 (1.1; 1.3) | | | |
| | 9 | 61.1 (1.1; 1.3) | 60.1 (1.1; 1.4) | | | |

| | 1 | 53.2 (1.0; 1.3) | 54.5 (1.1; 1.4) |
|----------------------|---|-----------------|-----------------|
| | 2 | 55.5 (1.1; 1.4) | 58.4 (1.1; 1.4) |
| | 3 | 58.6 (1.1; 1.4) | 61.5 (1.1; 1.4) |
| Kujawska | 4 | 61.5 (1.1; 1.4) | 64.5 (1.2; 1.6) |
| | 5 | 64.2 (1.0; 1.3) | 66.6 (1.2; 1.5) |
| | 6 | 65.6 (1.1; 1.4) | 67.4 (1.2; 1.6) |
| | 7 | 65.6 (1.1; 1.5) | 66.0 (1.2; 1.6) |
| | 8 | 63.2 (1.1; 1.5) | 62.8 (1.1; 1.5) |
| | 9 | 59.4 (1.0; 1.3) | 59.8 (1.2; 1.6) |
| | 1 | 54.6 (1.3; 1.8) | 54.7 (1.0; 1.3) |
| | 2 | 56.6 (1.1; 1.4) | 57.5 (1.1; 1.4) |
| | 3 | 59.1 (1.1; 1.4) | 59.3 (1.1; 1.4) |
| | 4 | 61.0 (1.1; 1.4) | 61.4 (1.1; 1.4) |
| Maria Konopnicka | 5 | 63.8 (1.1; 1.4) | 63.3 (1.0; 1.3) |
| | 6 | 65.5 (1.1; 1.3) | 65.6 (1.1; 1.3) |
| | 7 | 65.4 (1.0; 1.3) | 66.0 (1.0; 1.3) |
| | 8 | 61.9 (1.1; 1.4) | 63.6 (1.0; 1.3) |
| | 9 | 58.8 (1.1; 1.3) | 59.4 (1.0; 1.3) |
| | 1 | 54.6 (1.0; 1.3) | 54.7 (1.0; 1.3) |
| | 2 | 58.7 (1.0; 1.3) | 59.0 (1.1; 1.3) |
| | 3 | 61.5 (1.0; 1.3) | 61.8 (1.0; 1.3) |
| 14.0 | 4 | 64.1 (1.1; 1.4) | 64.3 (1.0; 1.3) |
| Wincenty Kadłubek | 5 | 65.8 (1.0; 1.3) | 66.1 (1.0; 1.3) |
| NUTUDEN | 6 | 66.8 (1.0; 1.3) | 66.4 (1.0; 1.3) |
| | 7 | 65.2 (1.0; 1.3) | 65.4 (1.0; 1.3) |
| | 8 | 63.4 (1.0; 1.3) | 62.9 (1.0; 1.3) |
| | 9 | 59.9 (1.0; 1.3) | 59.9 (1.0; 1.3) |

After the measurement results analyses it can be concluded that the sound level that was recorded before the obstacle is often lower than that noted during the vehicle passing over it. Considering the uncertainty results of the measurements observed noise levels are higher in case of the vehicle passages through the obstacle type 2 and 3. It may be inferred that the greatest acoustic inconvenience appears in the obstacles type 3 (speed humps) equipped road surroundings. The lowest nuisance is caused by the type 1 speed bumps. These kind of obstacle does not require a significant vehicle speed reduction. The highest sound levels were observed at Romuald St. and the lowest at Konopnicka St.

To illustrate the comparison of noise time distribution during the iterative vehicle passes before and at the obstacles of each type the comparative graphs were done. The graphs were shown in Figure 3. In case 66





Fig. 3. Comparison of sound levels recorded during a series of passages before and at the obstacles depending on their type

of considering the second type of the speed bumps it can be noticed that the noise time distributions are very similar for each of them, so that to describe the general situation results obtained for Kujawska street cross-section were used.

Basing on the data presented in Figure 3 it can be concluded that the multiple vehicle passages through the types 2 or 3 obstacles caused greater noise differences between the individual rides than in the case of the passages through the type 1 obstacle. Such observations could be explained by a greater extortion by the type 1 obstacles in the vehicle speed. Exact time intervals were also observed so that they match accurately the moments of the vehicle movements before, on and just behind the obstacle. On this basis, time intervals from 5 to 7 and from 4 to 8 second of the measurement were estimated. Chosen data were used to calculate the values of sound level equivalent

corresponding to the 3 and 5 seconds and indicated as $L_{aeq5} L_{aeq3}$. In addition, the maximum sound levels, L_{max} were determined. Received traffic noise results were presented in Table 2.

| Table 2. | Traffic | noise | indicators | summary | in relation | to the |
|----------|----------|--------|------------|---------|-------------|--------|
| relevant | street c | ross-s | ections | | | |

| Considered st. cross-section | Measuring | L _{aeq3} | L _{aeq5} | L _{max} |
|---------------------------------|---------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| Domusid | before the obstacle | 68.3 | 67.6 | 69.9 |
| KUIIIudiu | at the obstacle | 70.6 | 69.5 | 73.1 |
| Chanin | before the obstacle | 64.2 | 63.8 | 66.0 |
| Chopin | at the obstacle | 67.6 | 66.7 | 70.7 |
| Kuiauska | before the obstacle | 65.1 | 64.3 | 67.0 |
| KUJAWSKA | at the obstacle | 66.7 | 65.8 | 70.8 |
| Kananaisha | before the obstacle | 65.0 | 63.9 | 66.6 |
| копорпіска | at the obstacle | 65.1 | 64.3 | 67.0 |
| Kadhuhak | before the obstacle | 66.0 | 65.2 | 66.8 |
| KaufUDEK | at the obstacle | 66.0 | 65.2 | 66.9 |

The noise indicators – L_{aeq3} and L_{aeq5} were calculated basing on the logarithmic average of multiple measurements. From the data presented in Table 2 it can be observed that the obstacle presence is irrelevant in the Kadłubka street cross-section only. In every other case, the noise indicators are always higher for the moments when the obstacles were exceeded by the vehicle. The shorter the observation time the higher equivalent sound levels. It can be concluded that the greatest acoustic discomfort lasts for 3 seconds only.

4. Conclusions

In conclusions it can be said that the speed bumps and speed humps have an effect on the vehicles noise and they cause acoustic climate changes in their surroundings. Due to the calculated indicators values for the adopted equivalent sound levels the most significant differences between the vehicle acoustic consequences of the passages trough the obstacles were observed for the second and third type of the obstacles. Necessity of large speed reduction at the obstacle results in frequently achieving the required or slightly higher than the required value. At the same time those restrictions contribute to the sudden speedy time compensation just after passing the obstacle. As it turns out the majority of drivers accelerates rapidly just over the obstacles, and these behaviour causes the greatest acoustic discomfort. Passing the speed bump and humps with the appropriate speed contributes to a slight increase in the measuring device indications. It is also noted that the obstacles construction is significant. Driving through the sloping ramp surface obstacles causes less nuisance, while the noise in the vicinity of curved ramp surface obstacles is greater. It was assessed also that the obstacle material is hardly relevant and it makes any differences in the sound recorded values.

References

- [1] Gaca S., Suchorzewski W, Tracz M.: *Inżynieria ruchu drogowego. Teoria i praktyka*, WKiŁ, Warszawa 2011.
- [2] Jarosińska E.: *Badania wpływu progów zwalniających na poziom emisji hałasu*, praca magisterska, Politechnika Krakowska, 2000.
- [3] Kirpluk M.: Metodyka szacowania niepewności rozszerzonej. Księga Jakości. Laboratorium, 2014.
- [4] Ministry of Infrastructure and Rijkswaterstaat Limburg – Ministry of Transport and Water Management of the Kingdom of the Netherlands, Department of Limburg, The Netherlands, *The Manual of reduced speed zones* "30 km/h" – design and implementation guidelines.
- [5] Multi authored work edited by J. Bohatkiewicz: Zasady uspokajania ruchu na drogach za pomocą fizycznych środków technicznych. Biuro Ekspertyz i Projektów Budownictwa komunikacyjnego EKKOM Sp. z o.o., Kraków 2008.
- [6] Standard PN-ISO 1996-1,3:1999. Akustyka. Opis i pomiary hałasu środowiskowego.
- [7] Road Traffic Act.
- [8] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 16 czerwca 2011 r. w sprawie wymagań w zakresie prowadzenia pomiarów poziomów substancji lub energii w środowisku przez zarządzającego drogą, linią kolejową, linią tramwajową, lotniskiem lub portem.
- [9] Szczegółowe warunki techniczne dla znaków i sygnałów drogowych oraz urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego i warunki ich umieszczania na drodze, Dz.U. RP, Zał. do nr 220, poz. 2181 z dnia 23 grudnia 2003.
- [10] Tymczasowe wytyczne stosowania progów zwalniających, GDDP, Warszawa 1994 (wprowadzone do stosowania zarządzeniem nr 199/94 z dnia 17 października 1994 r. Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych).
- [11] Van Schagen I. (ed.): *Traffic Calming Schemes*, SWOV Institute for Road Safety Research, The Netherlands, Leidschendam, 2003.
- [12] www.http://drogipubliczne.eu/progi-zwalniajacena-drogach-publicznych, *Laboratorium NTL – M. Kirpluk*, 2009.

Marek Iwański Monika Stępień



Hałas drogowy w pobliżu środków uspokojenia ruchu

1. Wprowadzenie

W celu zapewnienia bezpieczeństwa wzdłuż ciągów drogowych, szczególnie w pobliżu szkół, ulice często wyposaża się w urządzenia bezpieczeństwa ruchu drogowego. Jednym z możliwych, a zarazem najpopularniejszych i najprostszych do zastosowania środków są progi zwalniające. Wystające garby stanowią fizyczną przeszkodę w przekroju poprzecznym drogi. Skutecznie ograniczają prędkość pojazdów, które przez nie przejeżdżają. Niedostosowanie się do warunków panujących na drodze skutkuje uszkodzeniem pojazdu lub niskim komfortem jazdy, dzięki czemu progi charakteryzują się dużą skutecznością. Montowanie poprzecznych progów na jezdni często jest przyczyną skarg mieszkańców pobliskich budynków, którzy narzekają na większy hałas. Z drugiej strony przeszkody ograniczają prędkość przejazdu pojazdów, co powinno redukować hałas. W związku watpliwościami podjęto działania związane z próbą wyjaśnienia faktycznej sytuacji.

2. Założenia przyjęte do badań, wyniki pomiarów i ich analiza

Wyróżniono progi zwalniające typu 1 i typu 2 oraz podrzutowe typu 3, różniące się ograniczeniem prędkości przejazdu. Badania wykonano w 5 przekrojach ulicznych w Kielcach wyposażonych w różne rodzaje przeszkód. Hałas rejestrowano za pomocą decybelomierza Extech SDL600, który odpowiada normie EN 61672-1, klasa dokładności 2. Wykorzystano metodę sekundowych, automatycznych pomiarów bezpośrednich. Pomiary wykonano podczas szesnastu przejazdów na przekrój, tego samego pojazdu osobowego średniej klasy, kierowanego przez tę samą osobę. Prędkość była szacowana przez kierowce jako najkorzystniejsza pod względem wygody jazdy, czasu podróży i możliwości technicznych pojazdu. Każdy przejazd wraz ze wskazaniami na wyświetlaczu urządzenia był dodatkowo filmowany. Do wykonywania analiz posłużono się parametrami hałasowymi, takimi jak: równoważny poziom dźwięku (LAed Teas oraz $L_{Aeq,T=5s}$), maksymalny poziom dźwięku (L_{max}). Dodatkowo pomocne były obliczenia wartości średnich logarytmicznych wraz z niepewnością rozszerzoną na poziomie ufności 95%.

3. Wnioski

Na podstawie wykonanych analiz można stwierdzić, że progi zwalniające i podrzutowe mają wpływ na hałaśliwość przejazdów pojazdów i powoduja zmiany klimatu akustycznego w ich otoczeniu. Z uwagi na wyznaczone wskaźniki dotyczące równoważnych poziomów dźwieków najwieksze różnice między skutkami akustycznymi przejazdów pojazdu przed oraz na progach stwierdzono w przypadku przeszkód 2 i 3 typu. Zaobserwowano, że większość kierowców gwałtownie przyspiesza zaraz za progiem, co powoduje największy dyskomfort akustyczny. Sam przejazd przez próg z odpowiednią prędkością powoduje nieznaczny wzrost wskazań urządzenia pomiarowego. Im krótszy czas obserwacji tym wartości $\mathrm{L}_{\mathrm{aeg}}$ są wyższe. Można więc stwierdzić, że największy dyskomfort akustyczny trwa do 3 sekund. Zauważono również, że konstrukcja progu jest istotna. Przejazd przez progi ze skośną powierzchnią powoduje mniejsze uciążliwości, natomiast hałas w otoczeniu przeszkód podrzutowych oraz tych z łukowymi powierzchniami najazdowymi jest większy. Oceniono również, że materiał, z którego wykonano przeszkody raczej nie powoduje różnic w rejestrowanych wartościach dźwięku.



WOJCIECH SKOWROŃSKI¹ AGATA WŁÓKA² RAFAŁ CHMIEL³

Wrocław University of Environmental and Life Sciences The Faculty of Environmental Engineering and Geodesy

¹e-mail: wojciech.skowronski@up.wroc.pl, ²e-mail: agata.solecka@up.wroc.pl, ³e-mail: rafal.chmiel0@gmail.com

MODELLING OF STRENGTH PROCESSES OF S235JR STEEL AT INCREASED TEMPERATURE

Abstract

The article discusses the issue of fire safety of construction steel structures. At the same time it presents the origins of steel properties analysis in the aspect of the extraordinary fire load and a corresponding research position. Results of laboratory tests of steel S235JR at elevated temperature are presented, along with the statistical verification of the description of strength characteristics. Conclusions were drawn with reference to the needs that result from the procedures of structural fire design.

Keywords: steel, structures, building, fire, elevated temperature

1. Introduction

Fire threat results from the possibility of ignition of various materials within the building and supporting the combustion process. The following are essential: the intensity of the process and the products of combustion such as smoke and gases. The general level of threat in a building on fire is determined by a set of indicators, including: the temperature of fire gases, the geometry of the flames, the concentration of toxic and irritating substances, the intensity of smoke (visibility range) and the corrosiveness of the combustion products. The key element in the analysis of a structure of a building on fire [1, 2, 4, 5] is the dynamics of change in the temperature of fire gases.

The temperature (of a steel structure on fire) determines the carrying capability of the structure – a parameter that may be determined if the properties of steel at elevated temperature are known [8-10]. The main way of determination of steel properties both at room temperature and at elevated temperatures is static tensile testing [3, 6, 7].

2. Methodology of the tests

Static tensile testing at elevated temperatures was conducted at the laboratory of the Institute of Building of Wroclaw University of Environmental and Life Sciences. The tests were conducted with use of the universal materials testing machine Instron/Satec KN 600, equipped with a special high temperature furnace (Fig. 1) and sets of extensioneters to measure the extension both at room temperature and at elevated temperatures. The test site is presented in Figure 2.

Laboratory tests of steel S235JR at elevated temperature were conducted on samples made from regular construction steel type S235JR (samples prepared in compliance with guidelines specified in standards PN-EN ISO 6892-1:2009 and PN-EN ISO 6892-2:2011). The tests were conducted at temperatures: 20, 100, 300, 500, 700°C. At each of the temperatures tests were carried out on a series of samples consisting of 6 pieces.



Fig. 1. Furnace for high-temperature testing.





Fig. 2. The test site

3. Results of the tests

As a result of the conducted tests the stress-strain curves were obtained for the tested steel at various temperatures. They constituted the basis for the determination of such mechanical properties as: tensile strength, proof strength, yield strength, modulus of elasticity. Sample measurement curves are presented in Figure 3.



Fig. 3. Sample measurement curves of S235JR steel at various temperatures

4. Analysis of the test results

Statistical analysis of the laboratory test results was conducted in compliance with Annex D "Design assisted by testing" to the Eurocode PN – EN 1990.

Characteristic values of the analysed parameters (strength, yield strength etc.) were determined basing on the assumed normal distribution of results, from the following relations:

$$X_k = m_x \left(1 - k_n V_x \right) \tag{1}$$

Where:

- coefficient of variation:

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \tag{2}$$

- standard deviation:

$$s_x = \sqrt{\frac{\Sigma (x_i - m_x)^2}{n - 1}}$$
(3)

Characteristic values were determined, basing on the assumed log-normal distribution of results, from the following relations:

$$X_k = \exp(m_v - k_n s_v) \tag{4}$$

Where:

$$m_{y} = \frac{\Sigma \ln(x_{i})}{n} \tag{5}$$

$$s_{y} = \sqrt{\frac{\Sigma(\ln(x_{i}) - m_{y})^{2}}{n-1}}$$
 (6)

 m_x – mean of the n sample results,

- k_n characteristic fractile factor,
- x_i values of individual results obtained during the analysis of the selected value,

n – number of tested samples.

Sample results of the calculations of characteristic strength parameters of steel S235JR for the temperature of 300°C are presented in Table 1.

The PN-EN 1993-1-2: 2005 standard foresees the necessity to reduce specific mechanical properties of steel with use of reducing coefficient $k_{i,0}$. For verification purposes, the authors decided to compare the reducing coefficients presented in the EC3 standard with the dependencies obtained basing on conducted laboratory tests (Table 3).

The first comparison (Fig. 4) compares the diagram representing the determined $E_T/E_{20^{\circ}C}$ ratio to the diagram of the course of the reducing coefficient $k_{E,\theta}$. The courses of both diagrams are very similar.

Differences between the courses of both diagrams do not exceed the deviation of 4% - 5%.





The second comparison (Fig. 5) compares the diagram representing the determined $R_{e,H} / R_{e,H,20^{\circ}C}$ ratio to the diagram of the course of the reducing

coefficient $k_{y,0}$. Up to 300°C the diagrams are quite similar. Significant differences requiring verification occur above 300°C, where the results obtained during the tests presented herein show that a higher reduction of strength values than recommended by Eurocode is required. It should be added that after heating the steel to the temperature of 400°C rheological effects are very likely to occur – time-dependant effects (creeping of steel). In general, these effects result from the physical non-linearity of steel at increased temperature.

Due to that, it should be added that the Eurocode points out the issue of irregularity several times, e.g. at point 5.1.4 EN-1990: "The models of mechanical behaviour of structural members at elevated temperatures should be non-linear". The introduction of non-linear issues makes the problem of fire safety assessment much more complicated but at the same time the results of analysis become more objective.

| No of sample | R _{e,H} [MPa] | R _{e,L} [MPa] | R _{e,L} [MPa] R _m [MPa] | | E _m [GPa] | | |
|-------------------------|------------------------|------------------------|---|---------|----------------------|--|--|
| 29/1 | 375.155 | 281.160 | 476.196 | 354.689 | 203 | | |
| 30/2 | 360.186 | 284.090 | 511.943 | 352.276 | 190 | | |
| 32/4 | 361.335 | 281.170 | 472.031 | 349.344 | 217 | | |
| 33/5 | 379.390 | 283.280 | 449.897 | 342.095 | 183 | | |
| 34/6 | 398.127 | 288.770 | 489.283 | 352.045 | 208 | | |
| 35/7 | 333.065 | 281.250 | 474.179 | 400.765 | 239 | | |
| min | 333.06 | 281.16 | 449.90 | 342.09 | 183.00 | | |
| max | 398.13 | 288.77 | 511.94 | 400.76 | 239.00 | | |
| średnia | 367.88 | 283.29 | 478.92 | 358.54 | 206.67 | | |
| | | Normal di | stribution | | | | |
| S _x | 21.975 | 2.962 | 20.580 | 21.139 | 20.027 | | |
| V _x | 0.060 | 0.010 | 0.043 | 0.059 | 0.097 | | |
| X _{kn} | 319.97 | 276.83 | 434.06 | 312.45 | 163.01 | | |
| Log-normal distribution | | | | | | | |
| S _y | 0.060 | 0.010 | 0.043 | 0.057 | 0.096 | | |
| Vy | 5.906 | 5.646 | 6.171 | 5.881 | 5.327 | | |
| X _{kn} | 322.03 | 276.92 | 435.94 | 316.47 | 167.17 | | |

Table 1. Sample results of the calculations of characteristic strength parameters of steel S235JR for the temperature of 300°C

Table 2. Sample results of the calculations of characteristic strength parameters of steel S235JR tested at various temperatures

| Temp. [°C] | R _{e,H} [MPa] | R _{e,L} [MPa] | R _m [MPa] | R _z [MPa] | E _m [GPa] |
|------------|------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 20 | 336 | 281 | 441 | 277 | 215 |
| 100 | 346 | 278 | 425 | 276 | 202 |
| 300 | 320 | 277 | 434 | 312 | 163 |
| 500 | 167 | 167 | 305 | 154 | 144 |
| 700 | 86 | 86 | 136 | 20 | 55 |

| T | | | Tes | t results | Regulations of PN-EN 1993-1-2 | | |
|------------|------------------------|----------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|-----------------------------------|--|
| iemp. [C] | K _e [IVIPa] | E _m [GPa] | R _{e,T} /R _{e,20°C} | E _r /E _{20°C} | R _{e,T} /R _{e,20°C} | E _T /E _{20°C} | |
| 20 | 336 | 215 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | |
| 100 | 346 | 202 | 1.031 | 0.935 | 1.000 | 1.000 | |
| 300 | 320 | 163 | 0.952 | 0.756 | 1.000 | 0.800 | |
| 500 | 167 | 144 | 0.497 | 0.670 | 0.780 | 0.600 | |
| 700 | 86 | 55 | 0.256 | 0.257 | 0.230 | 0.130 | |

Table 3. Ratios of steel properties in increased temperature (in relation to room temperature)



Fig. 5. Comparison of $R_{e,H} / R_{e,H,20^{\circ}C}$ with the recommended reducing coefficients $k_{v,0}$.

5. Conclusions

The results of laboratory tests of samples made from steel S235JR allow us to draw the following conclusions:

- 1. In the temperature range of up to 300°C the tensile strength, extension and modulus of elasticity do not show significant decreases and the decrease in the value of yield strength is quite small.
- 2. In the range from 300°C to 700°C a decrease in the value of tensile strength and yield strength is observed and the values of steel extension increase.

The discussed studies are still in progress. Taking into account the literature of the subject, one should believe that at temperatures exceeding 400°C steel is subject to thermally activated deformations that encompass the effects of qualitative and quantitative changes caused by the increased temperature. The quantitative changes are reflected in the deteriorating characteristics of the mechanical properties, while the qualitative changes result from the phenomenon of creep.

References

- [1] Kowal Z., Malec M.: Koncepcja szkieletowej konstrukcji nośnej przystosowanej do transportu masy i ciepła, Proc. of XXXV Conf. KILiW PAN i KN PZITB, Krynica'89, Referaty T. 3 "Konstrukcje metalowe", Wrocław-Krynica, 1989, s. 69–74.
- [2] Benedetti A.: Approximate optimal design of fire resisting beams and columns, "Journal of Constructional Steel Research", 59 (2003), pp. 1251–1266.

[3] Chen J., Young B.: Stress strain curves of stainless steel at elevated temperatures. "Engineering Structures", Vol. 28 (2006), pp. 229–239.

structu

- [4] Huang Z.F., Tan K.H.: Rankine approach for fire resistance of axially-and-flexurally restrained steel columns, "Journal of Constructional Steel Research", Vol. 59, 12 (2003), pp. 1553–1571.
- [5] Murzewski J.: Bezpieczeństwo konstrukcji budynków w sytuacji pożaru, Zeszyty Naukowe, Politechnika Opolska, Budownictwo z. 44, 260 (2000), Opole, 2000, s. 319–334.
- [6] Outinen J.: Mechanical properties of structural steel at elevated temperatures and after cooling down. Fire and Materials Conference, San Francisco, USA, InterscienceComunications Limited UK, 2006.
- [7] Skowroński W.: Material characteristics in the analysis of heated steel beams, "Fire and Materials an International Journal", Vol. 14, 3 (1989), pp. 107-116.
- [8] Skowroński W.: Plastic load capacity and stability of frames in fire, Engineering Structures, Vol. 19, 9 (1997), pp. 764–771.
- [9] Torić N., Peroš B., Boko I.: *Reliability of steel structures under fire conditions*, Proc. of 6th International Seminar on Fire and Explosion Hazards. 11–16 April 2010, Leeds, UK.
- [10] Yang K.C., Lee H.H.: Experimental study on ultimate strength of steel columns under fire load, Proc. of 6th Asia-Oceania Symposium on Fire Science and Technology, 17–20 March 2004, Daegu, Korea, pp. 354–361.



Wojciech Skowroński Agata Włóka Rafał Chmiel

Modelowanie procesów wytrzymałościowych stali S235JR w podwyższonej temperaturze

1. Wstęp

Zagrożenie pożarowe wynika z możliwości zapalenia się różnego rodzaju materiałów w obrębie budynku oraz podtrzymania procesu palenia. Istotne znaczenie mają: intensywność tego procesu oraz produkty spalania, na przykład dymy i gazy. Ogólny poziom zagrożenia w budynku ogarniętym pożarem określa zespół wskaźników, takich jak: temperatura gazów pożarowych, geometria płomieni, stężenie produktów toksycznych i drażniących, stopień zadymienia (zasięg widzialności) oraz korozyjność produktów spalania. W analizie konstrukcji budynku ogarniętego pożarem [1, 2, 4, 5] główne znaczenie ma dynamika zmian temperatury gazów pożarowych.

Od temperatury (konstrukcji stalowej ogarniętej pożarem) zależy nośność konstrukcji – parametr, który można określić znając właściwości stali w podwyższonej temperaturze [8-10]. Podstawowym sposobem określenia właściwości stali, zarówno w temperaturze otoczenia, jak i w temperaturze podwyższonej jest statyczna próba rozciągania [3, 6, 7].

2. Metodyka badań

Statyczne próby rozciągania stali w podwyższonych temperaturach przeprowadzone zostały w laboratorium Instytutu Budownictwa Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu. Do badań wykorzystano uniwersalną maszynę wytrzymałościową Instron/Satec KN 600, wyposażoną w specjalny piec do badań wysokotemperaturowych (rys. 1) oraz zestawy ekstensometrów do pomiaru odkształceń, zarówno w temperaturze otoczenia, jak i w temperaturze podwyższonej. Stanowisko badawcze pokazano na rysunku 2.

Badania laboratoryjne stali S235JR w podwyższonej temperaturze przeprowadzone zostały na próbkach wykonanych ze zwykłej stali konstrukcyjnej typu S235JR (na próbkach przygotowanych zgodnie z wytycznymi podanymi w normach PN-EN ISO 6892-1:2009 oraz PN-EN ISO 6892-2:2011). Badania zostały przeprowadzone w temperaturze: 20, 100, 300, 500, 700°C. W każdej z temperatur wykonano badania na seriach próbek o liczebności 6 sztuk.

3. Wyniki badań

W wyniku przeprowadzonych badań uzyskano zależności naprężenie – odkształcenie dla badanej stali w różnych temperaturach a na ich podstawie określono właściwości mechaniczne, takie jak: wytrzymałość na rozciąganie, wytrzymałość przy zerwaniu, granica plastyczności, moduł sprężystości. Przykładowe krzywe pomiarowe przedstawiono na rysunku 3.

4. Analiza wyników badań

Analizę statystyczną wyników badań laboratoryjnych przeprowadzono zgodnie z załącznikiem D "Projektowanie wspomagane badaniami" do Eurokodu PN – EN 1990. Wartości charakterystyczne badanych wielkości (wytrzymałość, granica plastyczności itp.) – przy założeniu normalnego rozkładu wyników – wyznaczono z zależności (1).

Przykładowe obliczenia charakterystycznych parametrów wytrzymałościowych stali S235JR dla temperatury 300°C przedstawiono w tabeli 1.

Norma PN-EN 1993-1-2: 2005 zakłada konieczność redukcji poszczególnych właściwości mechanicznych stali, przy użyciu współczynników redukcyjnych $k_{i,0}$. Postanowiono, w celu weryfikacji, porównać współczynniki redukcyjne wykazane w normie EC3 z zależnościami otrzymanymi na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych (tab. 3).

W pierwszej kolejności (rys. 4) wykreślono wykres odpowiadający wyznaczonemu stosunkowi $E_T/E_{20^{\circ}C}$ oraz wykres przebiegu redukcyjnego współczynnika $k_{E,\theta}$. Kształt przebiegu obu wykresów jest bardzo zbliżony. Różnice występujące w przebiegu obu wykresów nie przekraczają odchylenia 4% - 5%.

W drugiej kolejności (rys. 5) wykreślono wykres stosunku $R_{e,H}/R_{e,H,20^{\circ}C}$ oraz wykres przebiegu redukcyjnego współczynnika k_{y,0}. Do 300°C wykresy kreują się podobnie. Znaczące różnice wymagające wery-



fikacji pojawiają się powyżej 300°C, gdzie otrzymane podczas przedstawionych tu badań wyniki wskazują na potrzebę większej redukcji wartości wytrzymałości, aniżeli zaleca Eurokod. Dodać należy, że po ogrzaniu stali do temperatury 400°C bardzo prawdopodobne jest pojawianie się efektów reologicznych – efektów zależnych od czasu (pełzania stali). Generalnie rzecz biorąc są to efekty fizykalnej nieliniowości stali w podwyższonej temperaturze.

W związku z tym dodać należy, że w wielu miejscach Eurokodu zwraca się uwagę na nieliniowość zagadnienia – np. w punkcie 5.1.4. EN-1990 podano: "Zaleca się, aby modele mechanicznego zachowania się konstrukcji w warunkach pożaru były nieliniowe". Wprowadzenie zagadnień nieliniowych znacznie komplikuje problem oceny bezpieczeństwa pożarowego, ale czyni wyniki analizy bardziej obiektywnymi.

5. Wnioski

Wyniki badań laboratoryjnych próbek ze stali S235JR skłaniają do następujących wniosków:

- W zakresie temperatury do 300°C wytrzymałość na rozciąganie, wydłużenie oraz współczynnik sprężystości nie wykazują istotnych spadków a spadek wartości granicy plastyczności nie jest duży.
- W zakresie od 300°C do 700°C obserwuje się spadek wartości wytrzymałości na rozciąganie oraz granicy plastyczności, rosną wartości odkształcenia stali.

Przedmiotowe badania trwają. Biorąc pod uwagę literaturę przedmiotu, należy sądzić, że w temperaturze przekraczającej 400°C stal ulega odkształceniu termicznie aktywowanemu, które obejmuje efekty jakościowych i ilościowych zmian spowodowanych wzrostem temperatury. Zmiany ilościowe mają swoje odzwierciedlenie w pogarszających się charakterystykach właściwości mechanicznych; zmiany jakościowe natomiast wynikają ze zjawiska pełzania.

environment environment



KATARÍNA SULOVCOVÁ¹ ŠTEFAN PAPUČÍK² MAREK PATSCH³ ANDREJ KAPJOR⁴ ŠTEFAN MEDVECKÝ⁵ Žilinská univerzita v Žiline, Slovenská republika

¹e-mail: katarina.sulovcova@fstroj.uniza.sk
²e-mail: stefan.papucik@fstroj.uniza.sk
³e-mail: marek.patsch@fstroj.uniza.sk
⁴e-mail: andrej.kapjor@fstroj.uniza.sk
⁵e-mail: stefan.medvecky@fstroj.uniza.sk

PIV METHOD AS A MEANS OF OPTIMIZATION AND VALIDATION OF FLUID FLOW IN FLUE GAS PATH

Abstract

The production of flue gases and particulate matters also take part in combustion process. Solid particulate matters are dragged into the air with fumes and adversely affect the air quality, environment, human and animal health. Reducing of particulate matter emissions is very important not only for large particle sources but also for small sources that are involved in environmental pollution, too. Those small producers are for example small heat sources. In this paper reduction of particulate matter production in small heat source by modification of the flue gas path by using CFD simulation and PIV method is considered.

Keywords: CFD simulation, gas path, PIV method

1. Introduction

One of the most significant factors which affect normal function of the whole ecosystem and health of people is air quality. In many European countries problems with particulate matter concentration in ambient air, which also contribute to deterioration of air quality were recognized. There are many sources which produce particulate matter pollution. One group of them are small combustion appliances with biomass combustion.

The most developed and the most frequently applied thermochemical conversion technology of biomass into the energy is already mentioned combustion. Therefore, biomass boilers and small combustion installations could be potentially a significant source of pollutants. In those appliances the stream of burnt gas drags solid particles as soot, fly ash and tar and together it comes into the air. The domestic heating appliances have a big potential because there is a huge number of them in populated areas and especially during winter heating season they contribute to particulate matter pollution. Those combustion appliances are uncontrolled and not monitored, therefore, on a large scale contribute to the air pollution and it is estimated that those small sources produce from 20% to 90% of the total emission of particulate matter in the winter [1, 2].

Various ways of reducing can be used in heat sources with regard to decrease of particulate matter pollution. For example filters, external separators and similar devices are used. However, their disadvantage is price and, therefore, solution which are effective enough and are not so costly are searched for. One of the ways how to achieve it appears to make modification straightaway on the source of particulate matter. It can be construction change of combustion chamber or flue gas path. In this work was paid attention to changes of flue gas path by simulation and particle image velocimetry method.

2. Particulate matter

Solid particles from biomass combustion are soot, organic and inorganic substances. Soot is solid carbon particles excluded from gaseous products of ideal and non-ideal oxidation of combustible by unexpected temperature drop of the flame in a combustion chamber or temperature drop of the burnt gas in some parts of exchange surface of heat source. Their amount is clearly dependent on the combustion conditions and on stability of temperature in the combustion chamber [1, 2].

Solid particles or particulate matter have various sizes. Attention is paid mainly to particulate matter of smaller diameter. A group of the smallest particles consists of particles PM10 with diameter under 10 micrometer and particles PM2.5 with diameter less than 2.5 micrometer. Those particles are able to infiltrate into the lungs and cause serious damage. Exposure to such particles can affect both lungs and heart, especially fine particles, containing microscopic solids or liquid droplets that are so small that they can get deep into the lungs, some may even get into the bloodstream and cause serious health problems. They contribute to rising of cardiovascular and respiratory problems, too. Moreover, they are able to keep longer in the atmosphere and could be drifted hundreds of kilometres from the source of pollution. In contrast to fine particles are course particles (bigger than 10 microns) filtered in human body during breathing by natural process in a top part of respiratory system and do not charge the organism. Bigger particles with diameter above 100 microns are relatively quickly settled down near the source of pollution [3–6].

3. Simulation of particulate matter in flue gas path

Modelling of physical changes by simulation program is the advantage for science and technology. It is safer, more economical and more environmentally friendly and it may significantly reduce the "trial and error" development time needed if experiments only are used for design optimization. For example, it can be used as an option to observe influence of construction changes on the flue gas flow [1].

There is possibility to observe the behaviour of flow, velocity, turbulence etc. and also influence of construction changes by minimum cost. For this purpose simplified model of small heat source was done. Few assumptions are taken into account in the simulation. The first assumption is that there is no combustion, in the model just fluid flow is assumed. Fluid in the model is air with properties of 25°C air. It is very important to consider gravity force, which has a major impact on the particulate matter separation in this case. One of the results from simulation is vector map that shows direction of flow inside of flue gas path.



Fig. 1. Vectors of Fluid Flow

4. Validation and verification

A verification of simulation can be observation of fluid flow by the same conditions. For this observation appropriate measurement by PIV method is used. After validation and verification of simulation results real model can be prepared and final verification of construction changes can be done by gravimetric method during combustion. From measurements we receive data on particulate matter concentration which can be compared with those from measurement of original construction.

5. PIV method

Particle Image Velocimetry (PIV) is a whole-flowfield technique providing instantaneous velocity vector measurements in a cross-section of a flow. Two velocity components are measured, but use of a stereoscopic approach permits all three velocity components to be recorded, resulting in instantaneous 3D velocity vectors for the whole area. The use of modern digital cameras and dedicated computing hardware, results in real-time velocity maps [7].



Fig. 2. PIV method scheme [7]

The experimental setup of PIV system typically consists of several subsystems. In most applications seeding particles have to be added to the flow. These particles have to be illuminated in a plane of the flow at least twice within a short time interval. The light scattered by particles has to be recorded either on a single frame or on a sequence of frames. The displacement of the particle images between the light pulses has to be determined through evaluation of the PIV records. In order to be able to handle the great amount of data which can be collected employing the PIV technique, sophisticated post-processing is required [8].

Principle of velocity measurement in fluid flow by PIV method is based on recording of particles movement in flow and subsequent evaluation of this motion. The seeding particles in the target area of fluid flow are illuminated by few short laser pulses with defined time difference. Positions of seeding particles are recorded on digital camera. The camera is able to capture each light pulse in separate image frames [7, 9]

Evaluation of those recordings is based on elementary equation:

velocity =
$$\frac{\text{distance}}{\text{time}}$$

where *distance* is movement of particle in fluid flow per time interval (*time*) [9].

The images are divided into small subsections called interrogation areas. The interrogation areas from each image frame are cross-correlated with each other, pixel by pixel. The correlation produces a signal peak, identifying the common particle displacement. An accurate measure of the displacement – and, thus, also the velocity – is achieved with sub-pixel interpolation. A velocity vector map over the whole target area is obtained by repeating the crosscorrelation for each interrogation area over the two image frames captured by the camera [7].

environme

6. Experiment

According to the simulation model the real model will be prepared from plexiglass for measurement by PIV method. For experiment is necessary to prepare the same condition as was set up in the simulation. It is necessary to use approximately 25°C air (as in simulation) and set up the same chimney draft. Position of devices for PIV measurement will be done according to the scheme of the experiment in Figure 3.



Fig. 3. Scheme of the experiment

After successful completion of the experiment we should obtain a velocity vector map over the whole target area as result.

7. Conclusions

Increasing use of the biomass also brings some problems for example mentioned earlier particulate matter production from biomass combustion devices, especially in the small domestic heat sources. The amount of those appliances is rising so also particle pollution produced by those devices is increasing, too.

Reduction of particulate matter is therefore important. Using of CFD simulation together with PIV measurement method can be appropriate solution how to find out how flow of particulate matter in combustion devices is influenced and see how particulate matter concentration can be dependent on construction changes. That can also help to do right decision about construction changes with regard to decrease of particulate matter pollution.

References

- Van Loo S., Koppejan J.: *The Handbook of Biomass Combustion and Co-firing*, Earthscan, London: Washington, 2008, p. 442.
- [2] Tissari J.: Fine Particle Emissions from Residential Wood Combustion, online: Doctoral dissertation, Kuopio University Publications, C. Natural and Environmental Sciences 237 (2008), Finland, Kuopio 2008, p. 63 (PDF).
- [3] Guerreiro C., De Leeuw F., Foltescu V., Schilling J., Van Aardenne J., Lükewille A., Adams M.: *Air Quality in Europe – 2012 Report*, European Environment Agency.
- [4] Abbot J., Stewart R., Flemong S., Stevenson K., Green J., Coleman P.: Report to The Scottish Government. Measurement and Modeling of Fine Particulate Emission (PM10 & PM2.5) from Wood – Burning Biomass Boilers, Edinburg 2008.
- [5] Jandacka J., Malcho M.: *Biomass as energy source*. Zilina, Editorship Juraj Stefun GEORG, 2007, Slovakia.
- [6] Lefol Nani Guarieiro L., Lefol Nani Guarieiro A.: Vehicle emissions: What will change with use of biofuel?, Biofuels – Economy, Environment and Sustainability, pp. 357–386, 2012.
- [7] Dantec Dynamics. Particle Image Velocimetry measurement principles. Online: http://www. dantecdynamics.com/measurement-principles-of-piv.
- [8] Raffel M., Willert C., Wereley S., Kompenhans J.: Particle Image Velocimetry, A Practical Guide, Second Edition, Springer Berlin Heidelberg New York, 2007.
- [9] Kopecký V.: Laserová enemometrie v mechanice tekutin, Liberec 2008.

Acknowledgments:

This contribution is the result of the project implementation: Slovak Infrastructure for High Performance Computing, ITMS code 26230120002, funded by the ERDF.

This article was created within the frame of project KEGA 026ŽU-4/2014 "The heat transfer from the heat exchange surfaces based on natural convection"



ANNA JUREK Kielce University of Technology e-mail: anna.jurek85@o2.pl

THE INFLUENCE OF GROUT USED IN BOREHOLE VERTICAL GROUND HEAT EXCHANGERS ON HEAT FLUX FROM THE GROUND

Abstract

This paper describes a process for the non-stationary heat transfer that occurs between the vertical ground heat exchanger, surrounded by grout and the surrounding ground. Mathematical model of this phenomenon and its exemplary solution using the method of elementary balances were presented. Numerical calculations were performed using Mathcad. As a result, the set temperature field is formed in the wall of the heat exchanger, in the grout and also in the ground surrounding the U-tube and the amount of heat extracted from ground in the case of not including the occurrence of filling and using a variety of commonly used grouts.

Keywords: vertical ground heat exchanger, heat transfer, non-stationary state, temperature field, the method of elementary balances, grout

1. Introduction

In Polish conditions, according to the Regulation of the Minister of Environment of 15 December 2011 on detailed requirements for other geological documentation; § 6; point 1.f, it is necessary to fulfill requirement for isolation of aquifers for holes drilled in order to use the heat from the Earth [1]. Therefore, in the technologies of the vertical ground heat exchangers space between the walls of the U-tubes and the ground is filled with a suitable material along its entire length. Such a seal hole is aimed at not only separation of drilled aquifers, but also to prevent the entry of surface contamination and protect the U-tube from possible damage. In addition, the filler material should be selected so that its presence does not change for the worse the heat transfer, and all the ingredients used in it were not harmful to the soil and water environment. Figure 1 shows a schematic embodiment of a typical geothermal heat exchanger.

The presence of the filler material has an impact on the process of heat exchange between the U-tube and the surrounding soil. During the operation of the groundwater heat pump in heating mode, a factor that circulates in the U-tube extracts heat from the surrounding soil encountering additional thermal resistance caused by the presence of an additional layer, which is a grout.





During this process, in the initial period of operation, there is a significant decrease of the natural, undisturbed ground temperature under consideration for a given length of the exchanger. The duration of such non-stationary conditions may be different. Only after a few decades of the operation of the heat pump stationary conditions occur. During the first years of the geothermal heat pump there is a primarily mechanism of heat conduction in the radial direction. After some time a three-dimensional process appears [3].

This article presents a computational model of vertical ground heat exchanger surrounded by the grout for non-stationary conditions. The heat transfer using a cylindrical model is shown, which was established in order to facilitate a one-dimensional heat flow (only in the direction to r). Between the ground heat exchanger wall and the surrounding grout there is the heat conduction, as well as between the grout and the surrounding soil while the possible movement of deep water or groundwater is omitted. In order to determine the heat flux, to raise the potential from the borehole, the case should be considered only limited to what is happening on the surface of the borehole wall by taking the boundary condition of the third type, the convective heat transfer between the wall of the heat exchanger and the fluid which fills it. The heat flux taken from the ground and the temperature distribution in the wall of the heat exchanger, the grout and the surrounding ground always depends on the time, in the non-stationary processes.

2. A mathematical model of the heat transfer in the vertical ground heat exchanger surrounded by the grout

Unsteady one-dimensional heat conduction through the layer of soil, soil density, heat capacity and thermal conductivity of the ground, grout and the material from which the wall is made of the heat exchanger were found. The solution to the equations of the heat exchange model using the method of elementary balances was obtained. The test area was divided into geometric elements, for which the energy balance sheet based on the following assumptions was prepared:

- The temperature of the surrounding medium is constant and unchanging $T_k = \text{const.}$
- The temperature of the transfer medium is always constant and unchanging $T_f = \text{const.}$
- A one-dimensional temperature field → onedimensional heat movement in the direction of r.
- Heat is supplied from the outer surface through convection with a constant thermal diffusion coefficient $\alpha = \text{const.}$

- The initial temperature of the system is equal to the initial temperature of the soil.
- The constant parameters of the wall, grout and ground are known (c_{ν}, ρ, λ) .
- There are no internal heat sources.
- Each element is represented by a node that is located in the center of gravity of the element, which focuses the whole heat capacity of the element in question.
- The whole the area in question is symmetrical about an axis which is located in the core of the transfer medium.

Thermal processes occurring in the area under consideration describes a system of partial differential equations of the form:

$$\begin{cases} \alpha_{g} \cdot (T_{1} - T_{f}) = \lambda_{r} \cdot \frac{\partial T(r)}{\partial r} \Big|_{r=r_{1}} \\ q_{1} \Big|_{r=\frac{d_{w}}{2}} = q_{2} \Big|_{r=\frac{d_{z}}{2}} \\ T_{1} \Big|_{r=\frac{d_{w}}{2}} = T_{2} \Big|_{r=\frac{d_{z}}{2}} \\ \lambda_{r} \cdot \frac{\partial T(r)}{\partial r} \Big|_{r=\frac{d_{z}}{2}} = \lambda_{wyp} \cdot \frac{\partial T(r)}{\partial r} \Big|_{r=\frac{d_{wyp}}{2}} \\ q_{2} \Big|_{r=\frac{d_{z}}{2}} = q_{3} \Big|_{r=\frac{d_{wyp}}{2}} \\ T_{2} \Big|_{r=\frac{d_{z}}{2}} = T_{3} \Big|_{r=\frac{d_{wyp}}{2}} \\ cp_{gr} \cdot \rho_{gr} \cdot \frac{\partial T_{2}(r)}{\partial \tau} = \lambda_{gr} \cdot \frac{\partial^{2} T_{2}(r)}{\partial r^{2}} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial T_{2}(r)}{\partial r} \Big|_{r_{2} > r > r_{k}} \\ T_{7} \Big|_{r=\frac{D}{2}} = T_{k} = const \Big|_{r=r_{7}} \end{cases}$$

where:

- α thermal diffusion coefficient, W/(m²·K),
- λ thermal conductivity coefficient, W/(m·K),
- ρ density, kg/m³,
- c_p specific heat capacity, J/(kg·K),
- \dot{q} heat transfer rate per unit depth, (W/m),
- T- temperature, (°C),
- r radius, (m),
- $\Delta \tau$ time (s).

For the calculation the following diagram of ground, for which the surrogate parameters were determined:

Calculations are performed for several different types of filling compounds. Posted following table shows the types of fillings used and their ability to transport heat (Table 2) [4].

| Table 1. Soil p | parameters |
|-----------------|------------|
|-----------------|------------|

| The number of layers | The depth [m p.p.t.] | The height of the layer [m] | The lithological description of the layers | Other studies hydrogeological | The thermal conductivity coefficient [W/mK] | Specific heat capacity [MJ/m³K] | Density [kg/m³] | The Equivalent thermal conductivity coefficient [W/mK] | The Equivalent specific heat capacity [J/kgK] | The Equivalent density [kg/m³] |
|----------------------------|-------------------------|-----------------------------------|---|----------------------------------|--|--|--------------------|---|--|---|
| 1 | 0.2 | 0.2 | sandy soil | | 0.4 | 1.3 | 2600 | | | |
| 2 | 2.8 | 2.6 | clayey land bulk | | 0.4 | 1.6 | 1800 | | | |
| 3 | 4 | 1.2 | clay concise, brown | | 0.5 | 1.5 | 1200 | | | |
| 4 | 8 | 4 | clay silt, light yellow | e hole | 2.2 | 2.3 | 2500 | | | |
| 5 | 14 | 6 | clay with tiny boulders, brown | er into th g | 0.5 | 1.5 | 1200 | | | |
| 6 | 15.5 | 1.5 | sandy loam, yellowish brown | undwate or drillin | 2.2 | 2.3 | 2500 | | | |
| 7 | 22 | 6.5 | clay with tiny boulders, brown | w of gro I water fi | 0.5 | 1.5 | 1200 | | | |
| 8 | 28 | 6 | clay with rock crumbs, yellowish brown | k of inflc y to refil | 0.5 | 1.5 | 1200 | 1.303 | 1024.93 | 2035.51 |
| 9 | 30 | 2 | rubble limestone with clay, yellow-brown | p.p.t. lac necessar | 2.8 | 2.3 | 2600 | | | |
| 10 | 46 | 16 | dolomitic limestones, compact, slightly cracked | f 28.0 m it was | 2.8 | 2.3 | 2600 | | | |
| 11 | 72 | 26 | dolomites almost black, very hard, compact | deptho | 3.3 | 2.7 | 2600 | | | |
| 12 | 86 | 14 | dolomites dark gray, hard, brittle, highly cracked | to a | 3.3 | 2.7 | 2600 | | | |
| 13 | 88 | 2 | shale, ashen | | 2.15 | 0.86 | 2000 | | | |
| 14 | 90 | 2 | dark gray limestone, hard | | 2.8 | 2.3 | 2600 | | | |

Table 2. Thermal conductivity grouts to the boreholes [4]

| Thermal conductivity grouts to the boreholes | | | | | | | |
|--|---------------------------------|-------------------|--|--|--|--|--|
| Tune of the grout | Thermal conductivity λ [W/(mK)] | | | | | | |
| Type of the grout | The minimum value | The maximum value | | | | | |
| bentonite (20%) | 0.73 | 0.75 | | | | | |
| bentonite (30%) | 0.74 | 0.74 | | | | | |
| cement | 0.7 | 0.78 | | | | | |
| 20% bentonite, 40% sand | 1.48 | 1.48 | | | | | |
| 30% bentonite, 30% sand | 1.2 | 1.3 | | | | | |
| concrete (50% sand) | 2.1 | 2.8 | | | | | |

3. Example of calculation

Numerical calculations were done in Mathcad, using the following data. The average temperature of the transfer medium (ethylene glycol – 38%) in the heat exchanger is $T_f = -3$ °C, and its parameters are: $C_{PG} = 3430$ J/(kgK), $\rho_g = 1055$ kg/m³, and the heat transfer coefficient determined for ethylene glycol (38%) is $\alpha = 6970$ W/(m²K). Soil properties were adopted in accordance with Table 1, the properties of the fill material taken from Table 2, and its diameter is $d_{WVP} = 0.22$ m. Applied heat exchanger with dimensions $d_w = 0.049$ m and d = 0.0527 m is made of a material having a thermal conductivity coefficient equal to $\lambda_r = 0.51$ W/mK (HDPE pipe). It was assumed also that the constant undisturbed ground temperature at a distance $r_7 = 2.5$ m is $T_k = T_z = 8^{\circ}$ C. In the accompanying figure below the results of simulations performed are presented. Figure 2 illustrates the changes in temperature in each node model after a month of work of the ground heat exchanger, without filling, and using a different filler materials.



Fig. 2. Temperature distribution around a single U-tube

On the other hand Figure 3 shows the amount of heat taken from the ground by the U-tube after a month it work for all previously mentioned cases.

Heat flow extracted from the ground [W]



Fig. 3 Heat flow extracted from the ground

4. Conclusions

Adopted computational model allows for not only in-depth knowledge of the complex processes of heat transfer around a single U-tube surrounded by a grout, but also allows selecting parameters of individual elements of the model to optimize the operation of the heat pump itself. Simulation can be made by, for example the selection of the transfer medium (c_{pg} , ρ_g , λ_{gr}) or the appropriate speed of flow, but also a filler material with different physical properties (c_{pwyp} , ρ_{wyp} , λ_{uwp}) referring them to the ground conditions with

Anna Jurek

which we are dealing $(c_{pgr}, \rho_{gr}, \lambda_{gr})$. From the analysis it is shown that the choice of filler material used in borehole vertical ground heat exchanger is extremely important for its later work, because the results of the calculations show that it can have both positive and negative impact on the size of the input heat flux from the ground. Determination of the optimal operating conditions of the ground heat exchanger is extremely important at the design stage, hence the conclusion that a clear understanding of processes occurring around him is essential.

References

- Wytyczne projektowania, wykonania i odbioru instalacji z pompami ciepła. Część 1 Dolne źródła do pomp ciepła, Polska Organizacja Rozwoju Technologii Pomp Ciepła, Kraków 2013.
- [2] Białko B., Królicki Z., Sendler S., Zajączkowski B.: Analiza modyfikacji konstrukcyjnych wybranych sond gruntowych do sprężarkowych pomp ciepła, "Chłodnictwo i Klimatyzacja", 4 (2014), s. 36–40.
- [3] Jurek A.: Rozkład temperatury wokół pojedynczego pionowego wymiennika gruntowego obliczony metodą bilansów elementarnych, "Structure and Environment" 1 (2013), s. 46–50.
- [4] Smuczyńska M.: Wymiarowanie kolektora gruntowego w pompach ciepła, INSTALREPORTER, November 2011, s. 33-35.

Wpływ stosowanych materiałów wypełniających do odwiertów pionowych wymienników gruntowych na strumień ciepła pobierany z gruntu

1. Wstęp

W warunkach polskich, zgodnie z Rozporządzeniem ministra środowiska z dnia 15 grudnia 2011 roku w sprawie szczegółowych wymagań dotyczących innych dokumentacji geologicznych; §6; pkt 1.f, konieczne jest spełnienie wymagania dotyczącego izolacji poziomów wodonośnych dla otworów wierconych w celu wykorzystania ciepła z Ziemi [1]. W związku z powyższym w technologii wykonywania pionowych wymienników gruntowych przestrzeń pomiędzy rurami sondy gruntowej a ścianami odwiertu wypełnia się odpowiednim materiałem na całej jego długości. Takie uszczelnienie otworu ma na celu nie tylko odseparowanie przewierconych poziomów wodonośnych, ale także uniemożliwienie przedostawania się zanieczyszczeń powierzchniowych oraz zabezpieczenie samej sondy przed możliwym uszkodzeniem. Dodatkowo materiał wypełniający powinien być tak dobrany, aby jego obecność nie pogorszała warunków wymiany ciepła oraz wszelkie składniki w nim stosowane nie były szkodliwe dla środowiska gruntowo-wodnego. Rysunek 1 przedstawia schemat wykonania typowej sondy gruntowej typu U.

Obecność materiału wypełniającego nie pozostaje bez wpływu na proces wymiany ciepła pomiędzy sondą a otaczającym ją gruntem. Podczas pracy pompy w trybie grzania, czynnik, który krąży w sondzie pionowej pobiera ciepło od otaczającego ja gruntu napotykając dodatkowy opór cieplny powodowany obecnością dodatkowej warstwy, jaką stanowi masa wypełniająca. Podczas tego procesu w początkowym okresie pracy, następuje znaczny spadek naturalnej, niezakłóconej temperatury gruntu rozważanej dla danej długości wymiennika. Czas trwania takich niestacjonarnych warunków może być różny, dopiero po paru dekadach pracy pompy mają miejsce warunki ustalone. Podczas pierwszych lat pracy pompy ciepła mechanizm przewodzenia ciepła występuje głównie w kierunku promieniowym, przechodząc po pewnym czasie w proces o charakterze trójwymiarowym [3].

W niniejszym artykule zaprezentowano model obliczeniowy pojedynczej gruntowej sondy pionowej otoczonej masą wypełniającą, dla warunków nieustalonych. Proces wymiany ciepła przedstawiono za pomocą modelu cylindrycznego, w którym w celu uproszczenia założono jednowymiarowy przepływ ciepła (tylko w kierunku r).

Pomiędzy ścianą wymiennika gruntowego a wypełnieniem następuje przewodzenie ciepła, podobnie zresztą jak i pomiędzy wypełnieniem a otaczającym go gruntem, podczas gdy możliwy ruch wody głębinowej lub gruntowej został pominięty. W celu określenia strumienia ciepła, możliwego do pozyskania z odwiertu, rozważany przypadek należy ograniczyć tylko do tego co dzieje się na powierzchni ściany odwiertu, przyjmując warunek brzegowy trzeciego rodzaju, czyli konwekcyjną wymianę ciepła pomiędzy ścianą sondy i wypełniającym ją płynem. W procesie nieustalonym ilość ciepła pobranego z gruntu oraz rozkład temperatur w ściance wymiennika, w wypełnieniu i w otaczającym go gruncie, są wartościami zawsze zależnymi od czasu.

2. Model matematyczny wymiany ciepła w wymienniku otoczonym materiałem wypełniającym

Założono nieustalone, jednowymiarowe przewodzenie ciepła przez warstwę gruntu, stałe wartości gęstości, ciepła właściwego i współczynnika przewodzenia ciepła gruntu, wypełnienia oraz materiału, z którego wykonana jest ściana sondy. Rozwiązanie równań modelu wymiany ciepła uzyskano stosując metodę bilansów elementarnych. Badany obszar podzielono na elementy geometryczne, dla których sporządzono bilanse energii na podstawie następujących założeń:

- stała i niezmienna temperatura otaczającego ośrodka T_k = const;
- cały czas stała i niezmienna temperatura czynnika pośredniczącego T_f = const;
- jednowymiarowe pole temperaturowe → ruch ciepła jednowymiarowy w kierunku *r*;
- z powierzchni zewnętrznej ciepło jest dostarczane na drodze wnikania ze stałą wartością współczynnika wnikania ciepła α = const;
- początkowa temperatura układu równa jest początkowej temperaturze gruntu;
- znane są stałe parametry ścianki, wypełnienia i gruntu: c_ν, ρ, λ;
- brak obecności wewnętrznych źródeł ciepła;
- każdy element reprezentowany jest przez węzeł leżący w środku ciężkości elementu, w którym skupia się cała pojemność cieplna rozpatrywanego elementu;
- cały rozpatrywany obszar jest symetryczny względem osi zlokalizowanej w rdzeniu czynnika pośredniczącego.

Procesy cieplne zachodzące w rozważanym obszarze opisuje układ równań różniczkowych cząstkowych.

Do obliczeń przyjęto schemat ośrodka gruntowego, dla którego wyznaczono zastępcze parametry (tab. 1).

Obliczenia przeprowadzono dla kilku różnych rodzajów mas wypełniających. Tabela przedstawia rodzaje użytych wypełnień i ich zdolność do transportu ciepła [4].

3. Przykład obliczeniowy

Obliczenia numeryczne wykonano w programie Mathcad, przy zastosowaniu następujących danych. Średnia temperatura czynnika pośredniczącego (glikolu etylenowego - 38%) w wymienniku wynosi $T_f = -3^{\circ}$ C, a jego parametry wynoszą: $c_{nq} = 3430 \text{ J/kgK}$, ρ_{a} =1055 kg/m³, natomiast wyznaczóny współczynnik przejmowania ciepła dla glikolu etylenowego (38%) wynosi $\alpha = 6970$ W/m²K.Właściwości gruntu zostały przyjęte zgodnie z tabelą 1, zaś właściwości materiału wypełniającego zgodnie z tabelą 2, zaś jego średnica wynosi $d_{wyp} = 0,22$ m. Zastosowano wymiennik o wymiarach $d_{\rm m} = 0,049$ m oraz $d_z=0,0527$ m wykonany z materiału o współczynniku przewodzenia ciepła równym: $\lambda_r = 0.51 \text{ W/(mK)}$ (rury PEHD) Przyjęto, także że stała niezakłócona temperatura gruntu w odległości $r_7 = 2,5$ m wynosi $T_{k} = T_{z} = 8^{\circ} \text{C}.$

Na załączonych rysunkach przedstawiono wyniki dokonanych symulacji. Rysunek 2 ilustruje zmiany

temperatur w poszczególnych węzłach modelu po miesiącu pracy sondy gruntowej, bez wypełnienia oraz przy zastosowaniu różnego materiału wypełniającego.

Natomiast rysunek 3 przedstawia ilość ciepła pobranego z gruntu przez sondę gruntową po miesiącu jej pracy dla wszystkich wspomnianych wcześniej przypadków.

4. Wnioski

Przyjęty model obliczeniowy pozwala nie tylko na dogłębne poznanie procesów złożonej wymiany ciepła wokół pojedynczej sondy gruntowej otoczonej masą wypełniającą, ale umożliwia także dobieranie parametrów poszczególnych elementów modelu w celu optymalizacji pracy samej pompy ciepła. Symulacji można dokonywać poprzez np. dobór czynnika pośredniczącego (c_{pg} , ρ_{g} , λ_{gr}) czy też odpowiedniej prędkości jego przepływu, ale także materiału wypełniającego o innych właściwościach fizycznych $(c_{pwp}, \rho_{wyp}, \lambda_{wyp})$ odnosząc je do warunków gruntowych z jakimi mamy do czynienia ($c_{pgr}, \rho_{gr}, \lambda_{gr}$). Z dokonanej analizy wynika, że dobór materiału wypełniajacego odwiert sondy gruntowej jest niezwykle istotny dla późniejszej jej pracy, bowiem wyniki dokonanych obliczeń pokazują, że może mieć on zarówno pozytywny jak i negatywny wpływ na wielkość strumienia ciepła pobieranego z gruntu. Określenie optymalnych warunków pracy wymiennika gruntowego jest niezwykle istotne już na etapie projektowania, stad wniosek że dokładne poznanie procesów wokół niego zachodzących jest niezbędne.

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

