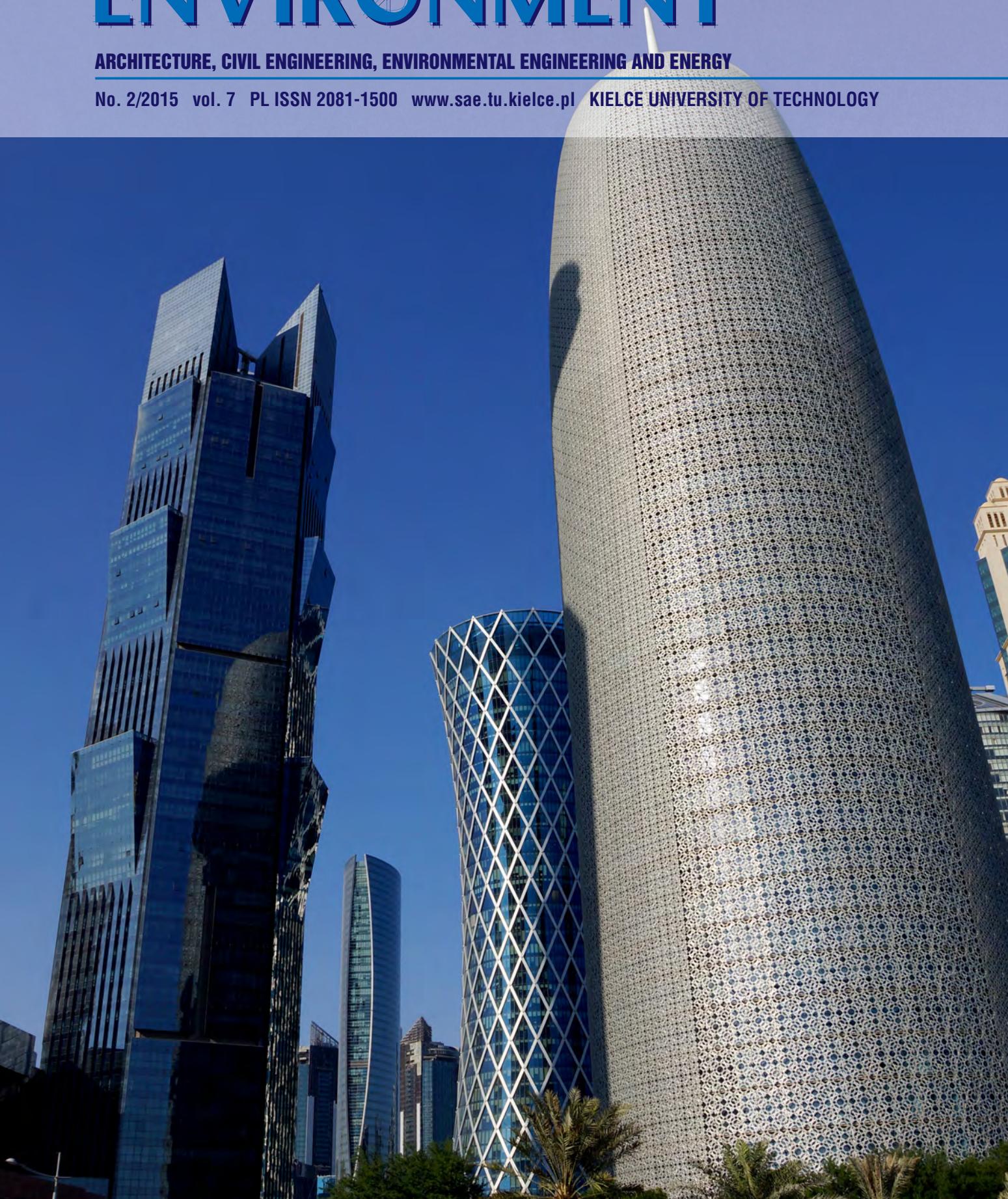


STRUCTURE AND ENVIRONMENT

ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING, ENVIRONMENTAL ENGINEERING AND ENERGY

No. 2/2015 vol. 7 PL ISSN 2081-1500 www.sae.tu.kielce.pl KIELCE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



Contents

structure

MATEUSZ M. IWAŃSKI, KRZYSZTOF MACIEJEWSKI, PIOTR RAMIĄCZEK

INFLUENCE OF HYDRATED LIME ON THE PROPERTIES OF FILLER-BITUMEN COMPOSITE	5
---	----------

JACEK SZAFRAN

APPLICATION OF THE GENERALIZED STOCHASTIC PERTURBATION METHOD IN CABLE STRUCTURES ANALYSIS	11
---	-----------

RYSZARD DACHOWSKI, SYLWIA KAPALA, AGNIESZKA KOWAL-ZAWADZAK, MARCIN ZAWADZAK

APPLICATION OF BENTONITE SUSPENSION FOR DIAPHRAGM WALL UNDER 'INFILL' CONDITIONS	22
---	-----------

NEMCHINOV MICHAEL VASILIEVICH, AKTANOV SERIK KASIMBEKOVICH

FORCES AND STRESSES AT TIRES AREA CONTACT WITH ROAD PAVEMENTS FOR CARS AND LIGHT TRUCKS	30
--	-----------

environment

TOMASZ KOZŁOWSKI, MARTA KOLANKOWSKA, ŁUKASZ WALASZCZYK

CALCULATING SOIL THERMAL PROPERTIES FOR THE PURPOSE OF NUMERICAL SIMULATION OF HEAT TRANSFER IN MULTI-LAYERED GROUND PROFILE	37
---	-----------

JOLANTA LATOSIŃSKA, MONIKA ANASIEWICZ

THE EVALUATION OF SORPTION PROPERTIES OF SEWAGE SLUDGE ASH FROM WASTEWATER TREATMENT PLANT IN ŁÓDŹ	45
---	-----------

HOW TO PREPARE THE MANUSCRIPT	49
--	-----------

THE REVIEW PROCESS	50
---------------------------------	-----------

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,

Małgorzata Wilczkiewicz (USA)

ENVIRONMENT

Chairmanship Tomasz Kozłowski

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

Photos on the cover Dubai, United Arab Emirates — author Jerzy Z. Piotrowski

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, 2015

25-314 Kielce, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7

tel. 41 34 24 581

www.wydawnictwo.tu.kielce.pl



Kielce University of Technology

2015



structure
structure

MATEUSZ M. IWAŃSKI¹
KRZYSZTOF MACIEJEWSKI²
PIOTR RAMIĄCZEK³
Kielce University of Technology
¹ matiwanski@tu.kielce.pl
² kmaciejewski@tu.kielce.pl
³ p.ramiaczek@tu.kielce.pl

INFLUENCE OF HYDRATED LIME ON THE PROPERTIES OF FILLER-BITUMEN COMPOSITE

Abstract

To guarantee the quality of warm mix asphalt, one of the prerequisites is to provide adequate adhesion between the bituminous binder and the aggregates. To achieve this goal, filler-bitumen mixes were examined with a replacement of mineral filler with hydrated lime in amounts of 0%, 10%, 20%, 30% and 40%. A 35/50 bitumen was used as a binder in the filler-bitumen mix in amounts of 4.8%, 5.1%, 5.4% and 5.8%. The assessed properties of filler-bitumen composite comprised: penetration, softening point and Fraass breaking point. The influence of the hydrated lime on the properties of the filler-bitumen compound was found to be significant and beneficial.

Keywords: WMA, HWMA, filler-bitumen composite, hydrated lime

1. Introduction

The most widely used types of mineral-bitumen mixes are produced in high temperatures, depending on the type of bitumen used, reaching even up to 180°C. In the recent years, new techniques of asphalt production in line with the world trends for reducing emissions and energy intensity of industrial processes have been introduced. These new methods, which are often labeled as warm mix asphalt (WMA) and half-warm mix asphalt (HWMA), concentrate around decreasing processing temperatures in asphalt production. Current solutions permit the processing temperatures to be lowered by 20°C to even 60°C [1-3], especially when foamed bitumen is used [4-6].

An important aspect to achieving proper quality of mineral-bitumen mixes, is obtaining sufficient adhesion between bitumen and aggregates. This problem is crucial in mixes produced in lowered temperatures, where complete aggregate coating is often not possible. Therefore, an adhesion promoter has to be introduced to aid the aggregate-bitumen bonding. Some commonly used fatty-amine based adhesion promoters are unstable in high temperatures and can in negative way impact the rheological

properties of the bitumen. Because of these problems, our attention was turned towards the investigation of hydrated lime as a natural, mineral adhesion agent. The beneficial role of hydrated lime in improving bitumen-aggregate affinity, resistance to water and frost damage and mechanical properties has been well documented [7-10]. However, the performance of hydrated lime in WMA and HWMA with foamed bitumen has been scarcely investigated.

2. Materials

A set of experiments was planned to assess the influence of hydrated lime on the properties of filler-bitumen composite. Mixtures of filler and bitumen were designed, with filler with contributions of hydrated lime ranging from 0% to 40% and 35/50 penetration bitumen contents corresponding to bitumen contents in an asphalt concrete mix ranging from 4.2% to 5.1%. The adopted experimental plan is presented in Figure 1. To assess the influence of the hydrated lime in the filler, each filler-bitumen composition was tested for penetration (Pen), softening point (ring and ball method, $T_{R&B}$) and Fraass breaking point (T_{Fraass}).

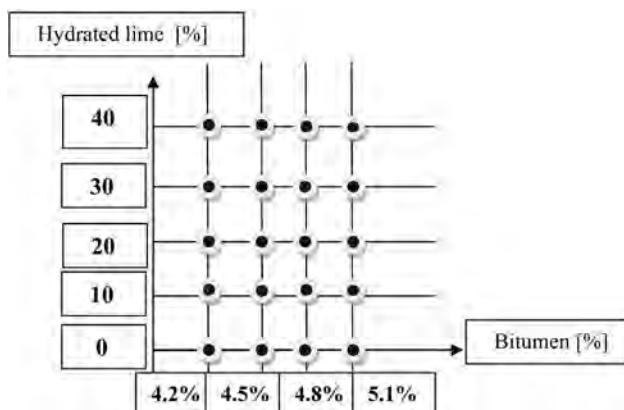


Fig. 1. The experimental plan

Statistical analysis was conducted to assess the influence of hydrated lime and amount of bitumen on the properties of the tested composites. A second order response surface models were calculated (as in eq. (1)) based on the tests results to quantify the effects of the analyzed factors on the properties of the composites:

$$y = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_3 \cdot x_1 \cdot x_2 + b_4 \cdot x_1^2 + b_5 \cdot x_2^2 \quad (1)$$

where: y – response, x_1 – hydrated lime content in the filler [%], x_2 – bitumen content in the final asphalt concrete mix [%], $b_0 \div b_5$ – model parameters.

3. Results and discussion

The obtained results of the conducted tests and computed responses from the mathematical models are presented in Figures 2, 3 and 4. Figure 2 depicts the response surface and results of penetration tests carried out on the analyzed composites and the assessment of the significance of model parameters is presented in Table 1.

$$P [0,1\text{mm}] = -79,0631 + 33,8762 \cdot x + 0,0525 \cdot y - 2,2222 \cdot x \cdot x - 0,0767 \cdot x \cdot y - 0,0002 \cdot y \cdot y$$

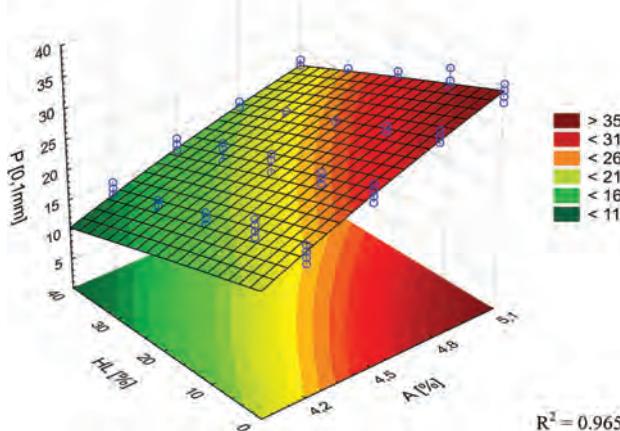


Fig. 2. Penetration measured at 25°C response surface for the mineral-bitumen composites

Table 1. Tests of significance of the model parameters for the penetration response

Effect	Univariate Tests of Significance for Pen [0.1 mm]				
	Sigma-restricted parameterization Effective hypothesis decomposition; Std. Error of Estimate: 1.054770				
	SS	Degr. Of Freedom	MS	F	p
Intercept	15.166	1	15.166	13.632	0.000
A [%]	15.009	1	15.009	13.490	0.000
A [%]^2	5.600	1	5.600	5.033	0.026
HL [%]	0.376	1	0.376	0.338	0.045
HL [%]^2	0.206	1	0.206	0.185	0.037
A [%]*HL [%]	18.515	1	18.515	16.642	0.000
Error	149.080	134	1.112		

The analysis of the results shown in Table 1 leads to a conclusion that both analyzed variables, the bitumen content and hydrated lime content had statistically significant influence on the properties of the bitumen-filler composite. The p-values calculated for all of the model parameters were smaller than the adopted significance level $\alpha = 0.05$, leading to a rejection of the null hypothesis.

The tests showed that an increase in hydrated lime content in the mineral filler component of the composition resulted in a decrease in penetration, whereas the increase in bitumen content resulted in an increase in penetration. The obtained relationships were mostly linear, meaning that a change in the hydrated lime and bitumen content produced proportional results.

The assessment of significance of the analyzed factors on the penetration of the bitumen-filler composite is presented in Table 2.

Table 2. Assessment of significance of the analyzed factors on the penetration of the bitumen-filler composite

Effect	Univariate Tests of Significance for Pen [0.1 mm]				
	Sigma-restricted parameterization Effective hypothesis decomposition				
	SS	Degr. Of Freedom	MS	F	p
Intercept	80256.46	1	80256.46	72025.03	0.000
A [%]	2155.37	3	718.46	644.77	0.000
HL [%]	2751.26	4	687.81	617.27	0.000
A [%]*HL [%]	27.20	12	2.27	2.03	0.026
Error	133.71	120	1.11		

To sum up, it can be said that the use of hydrated lime causes the bitumen-filler composite to stiffen and the addition of bitumen counteracts this behavior.

Softening point temperature was the second analyzed property of the bitumen-filler composite, which has a great impact on the rutting performance of pavements subjected to increased temperatures. The test results and the softening point response surface is shown in Figure 3 and the assessment of the significance of model parameters is presented in Table 3.

$$T_{\text{PIK}} [\text{°C}] = -2,0493 + 36,7889 \times x - 0,0833 \times y - 4,8148 \times x^2 + 0,0328 \times x \times y + 0,0014 \times y^2$$

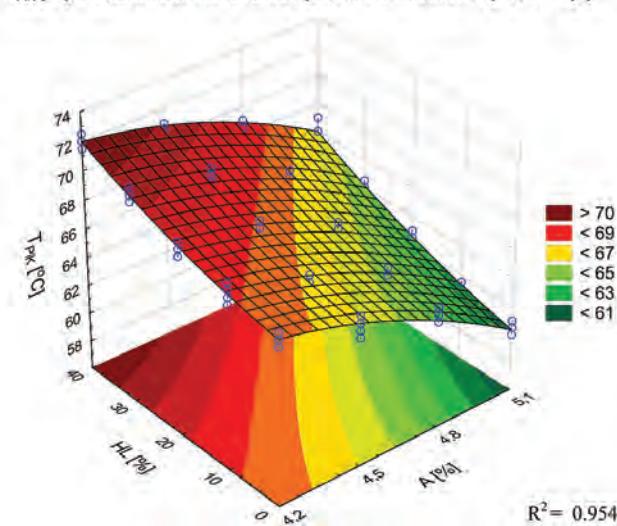


Fig. 3. Softening point temperature response surface for the mineral-bitumen composites

Table 3. Tests of significance of the model parameters for the softening point temperature response

Effect	Univariate Tests of Significance for $T_{\text{R&B}}$ [°C] Sigma-restricted parameterization Effective hypothesis decomposition; Std. Error of Estimate: 0.4163633				
	SS	Degr. Of Freedom	MS	F	p
Intercept	0.008	1	0.008	0.050	0.008
A [%]	15.172	1	15.172	87.519	0.000
A [%]^2	22.533	1	22.533	129.981	0.000
HL [%]	0.814	1	0.814	4.695	0.032
HL [%]^2	6.857	1	6.857	39.554	0.000
A [%]*HL [%]	2.900	1	2.900	16.733	0.000
Error	19.762	114	0.173		

The analysis of the results shown in Table 3 leads to a conclusion that again, both analyzed variables, the bitumen content and hydrated lime content had statistically significant influence on the softening point temperature of the composite. Also, the interaction term was found to be significant. The calculated p-values associated with the model parameters were

smaller than the adopted significance level $\alpha = 0.05$, allowing to reject the null hypothesis.

Based on the analysis of the results it can be said that the hydrated lime content in the filler had a nearly linear effect on the softening point of the composite, whereas bitumen contents in the mix exceeding 4.5% resulted in a not-proportional drop in the softening point.

The assessment of significance of the analyzed factors on the softening point temeprature of the bitumen-filler composite is presented in Table 4.

Table 4. Assessment of significance of the analyzed factors on the penetration of the bitumen-filler composite

Effect	Univariate Tests of Significance for $T_{\text{R&B}}$ [°C] Sigma-restricted parameterization Effective hypothesis decomposition				
	SS	Degr. Of Freedom	MS	F	p
Intercept	532400.4	1	532400.4	3086379	0.000
A [%]	748.9	3	249.6	1447	0.000
HL [%]	389.9	4	97.5	565	0.000
A [%]*HL [%]	4.5	12	0.4	2	0.017
Error	17.2	100	0.2		

The next investigated property of the bitumen-filler composite, which has an important effect on the low-temperature cracking properties of mineral-bitumen mix and its frost resistance, was the Fraass breaking point. The test results and the Fraass breaking point response surface is shown in Figure 4 and the assessment of model parameters is presented in Table 5.

$$T_{\text{Fraass}} [\text{°C}] = 51,3705 - 26,5156 \times x + 0,1687 \times y + 2,6481 \times x^2 - 0,0317 \times x \times y + 0,0009 \times y^2$$

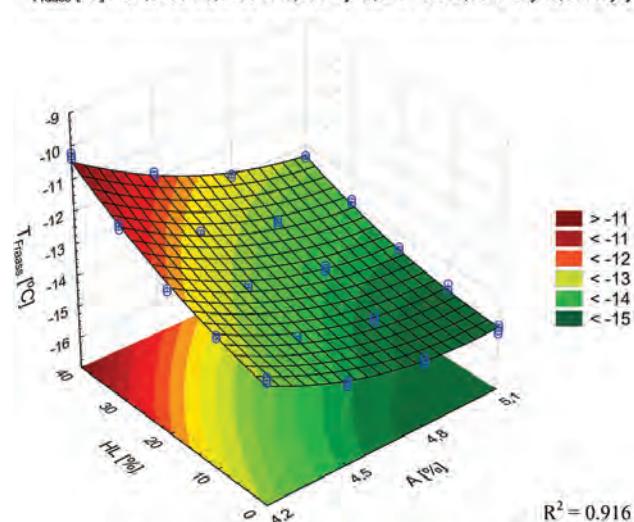


Fig. 4. Fraass breaking point temperature response surface for the mineral-bitumen composites

Table 5. Tests of significance of the model parameters for the Fraass breaking point temperature response

Effect	Univariate Tests of Significance for T_{Fraass} [°C]				
	SS	Degr. Of Freedom	MS	F	p
Intercept	5.488	1	5.488	264.949	0.000
A [%]	7.881	1	7.881	380.507	0.000
A [%]^2	6.816	1	6.816	329.075	0.000
HL [%]	3.339	1	3.339	161.223	0.000
HL [%]^2	2.520	1	2.520	121.672	0.000
A [%]*HL [%]	2.717	1	2.717	131.170	0.000
Error	2.361	114	0.020		

The results shown in Table 5 indicate that all of the model parameters were statistically significant for predicting the Fraass breaking point. Additionally, a significant interaction between the variables was observed. The calculated p-values were smaller than the adopted significance level $\alpha = 0.05$, allowing for a rejection of the null hypothesis.

The use of hydrated lime as a partial substitute of the filler resulted in a substantial increase in Fraass breaking point. Increase in the amount of the bitumen on the other hand, had a positive effect by decreasing this property. The negative effects were mostly visible at concentrations of hydrated lime above 20% and smallest amounts of bitumen. At the 4.8% bitumen concentration in the mineral-bitumen mix the negative effects of hydrated lime in respect to the Frass breaking point were maintained at a considerable level.

The assessment of significance of the analyzed factors on the Fraass breaking point temperature of the bitumen-filler composite is presented in Table 6.

Table 6. Assessment of significance of the analyzed factors on the penetration of the bitumen-filler

Effect	Univariate Tests of Significance for T_{Fraass} [°C]				
	SS	Degr. Of Freedom	MS	F	p
Intercept	21627.68	1	21627.68	3134446	0.000
A [%]	92.98	3	30.99	4492	0.000
HL [%]	77.48	4	19.37	2807	0.000
A [%]*HL [%]	4.08	12	0.34	49	0.000
Error	0.69	100	0.01		

4. Conclusions

Based on the acquired data it can be concluded that the use of hydrated lime as an additive in the bitumen-filler composite contributes to its stiffening, causing simultaneously the increase in Fraass breaking point. To great increase in the stiffness of the composite can, however, cause a drop in the low-temperature performance of the final mineral-bitumen mix by decreasing the resistance to moisture and frost damage and to low-temperature fracturing. On the other hand, addition of bitumen to the bitumen-filler composite had an inverse effect on its properties. The increased relative bitumen content in the mix contributed to a decrease of Fraass breaking point temperature and softening point temperature, in turn decreasing the stiffness of the bitumen-filler composite. The following detailed observations were made during the research:

- hydrated lime contributes to the increased stiffness of the bitumen-filler composite; uncontrolled rise in the mix stiffness can impair the pavement durability;
- the addition of bitumen plays a significant role by decreasing the stiffness of the composite;
- in mixtures containing up to 20% of hydrated lime in the filler, the relative amount of 4.5% bitumen in the mix allowed to counteract the stiffening effect;
- the synergy of hydrated lime and bitumen allowed to shape the properties of the bitumen-filler composite in a favorable way.

References:

- [1] Judycki J., Stienss M.: *Badania mieszanek mineralno-asfaltowych o obniżonej temperaturze otaczania*, Raport końcowy GDDKiA, 2011.
- [2] Kilas M., Vaitkus A., Paliukaitė M.: *Warm Mix Asphaltes Research, Analysis and Evaluation*, Proc of the 10th Int. Conf. ‘Modern Building Materials, Structures and Techniques’, Vilnius 2010, pp. 149-155.
- [3] Yuksel T.: *High temperature properties of wax modified binders and asphalt mixtures*, „Construction and Building Materials”, 23, 2009, pp. 3220-3224.
- [4] Iwański M., Mrugała J.: *Beton asfaltowy w technologii na półciepło z asfaltem spienianym*. „Drogownictwo”, 4, 2013, s. 110-115.
- [5] Iwański M.M, Chomicz-Kowalska A.: *Influence of synthetic fibers on the properties of asphalt concrete produced at reduced temperature*, „Structure and Environment”, Vol. 5 (3), 2013, pp. 21-29.
- [6] Iwański M., Chomicz-Kowalska A., Maciejewski K.: *Application of synthetic wax for improvement of foamed bitumen parameters*, Construction and Building Materials, 83 (2015), pp. 62-69.

- [7] Stefańczyk B., Mieczkowski P.: *Mieszanki mineralno-asfaltowe*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa, 2008. s. 320.
- [8] Iwański M., Chomicz-Kowalska A., Iwański M.M.: *Influence of hydrated lime on durability of SMA asphalt pavement with quartizite aggregate*, „Structure and Environment”, Vol. 5 (4), 2013, pp. 5-14.
- [9] Jaskuła P., Judycki J.: *Evaluation of effectiveness of hydrated lime additive in protecting asphalt concrete against water and frost*. Proc. of 6th Int. Conf. on Environmental Engineering, Vilnius 2005.
- [10] Iwański M., Mazurek G.: *Hydrated Lime as the Anti-aging Bitumen Agent*. Proc of 11th Int. Conf. on Modern Building Materials, Structure and Techniques, MBMST 2013, Elsevier, Procedia Engineering 57. 2013, pp. 424-432.
- [11] Iwański M., Mazurek G.: *Hydrated Lime Effect on Rutting Resistance of SMA Pavements*. Road and Bridges, 12, Warszawa 2013, pp. 361-383.

Mateusz M. Iwański
 Krzysztof Maciejewski
 Piotr Ramiączek

Wpływ wapna hydratyzowanego na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego

1. Wstęp

Powszechnie stosowane mieszanki mineralno-asfaltowe (beton asfaltowy, mieszanka SMA) wytwarzane są w wysokiej temperaturze dochodzącej nawet do 180°C, zależnie od zastosowanego asfaltu. W ostatnich latach w związku ze światowymi tendencjami dążącymi do redukcji gazów cieplarnianych powstających w procesach technologicznych oraz ograniczeniem energochłonności materiałów budowlanych w drogownictwie wdraża się mieszanki mineralno-asfaltowe wytwarzane i wbudowywane w technologii na ciepło (WMA) oraz na półciepło (HWMA). Charakteryzują się one obniżeniem temperatury wytwarzania w zakresie od 20 do nawet 60°C [1-3], zwłaszcza w przypadku zastosowania jako lepiszcza asfaltu spienionego [4-6].

Istotnym problemem związanym z uzyskaniem wymaganej jakości mieszanki mineralno-asfaltowych jest zapewnienie prawidłowej adhezji asfaltu z kruszywem. Jest to szczególnie ważne w przypadku mieszank mineralno-asfaltowych wytwarzanych w obniżonej temperaturze, w której może wystąpić problem z otoczeniem ziaren kruszywa przez lepiszcze. W związku z tym w składzie mieszanki mineralno-asfaltowej należy zastosować środek adhezyjny. Powszechnie stosowane aminy tłuszczone dodawane do asfaltu mogą

w pewnych przypadkach powodować również niekorzystne procesy, np. związane z obniżeniem temperatury miękknienia asfaltu. Dlatego też w badaniach zastosowano wapno hydratyzowane, które jest naturalnym mineralnym środkiem adhezyjnym. Pozytywna jego rola znana jest w przypadku tradycyjnych mieszank mineralno-asfaltowych. Wpływ ono nie tylko na poprawę powinowactwa asfaltu z kruszywem, ale również na wzrost ich charakterystyk mechanicznych oraz odporności na oddziaływanie wody oraz wody i mrozu [7-10]. Natomiast oddziaływanie wapna hydratyzowanego na właściwości mieszank mineralno-asfaltowych typu WMA oraz HWMA w technologii asfaltu spienianego jest mało rozpoznane. W związku z tym nieodzowne jest wykonanie badań w tym zakresie.

2. Badane materiały

Przedmiotem badań był kompozyt mineralno asfaltowy składający się z asfaltu 35/50 oraz wypełniacza mieszanego zawierającego dodatek wapna hydratyzowanego. Zawartość asfaltu w badanym kompozycie odpowiadała zawartości asfaltu w mieszance mineralno asfaltowej od 4,2% do 5,2%. Udział wapna hydratyzowanego w wypełniaczu mieszewanym mieścił się w granicach od 0% do 40%. Badanymi parametrami kompozytu była penetracja, temperatura miękknienia oraz temperatura łamliwości wg Fraassa.

3. Wyniki badań i ich analiza

Uzyskane wyniki badań dotyczących wpływu wapna hydratyzowanego oraz asfaltu na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego poddane analizie statystycznej przedstawiono na rysunkach 2-4.

Dokonując analizy wyników zestawionych w tabelach 1-6 można stwierdzić, że badane zmienne, tj. zawartość asfaltu w kompozycie mineralno-asfaltowym oraz zawartość wapna hydratyzowanego w wypełniaczu mieszany, miały istotny statystycznie wpływ na wszystkie badane właściwości kompozytu (penetrację, temperaturę mięknienia i temperaturę łamliwości wg Fraassa).

Zwiększenie zawartości wapna hydratyzowanego w wypełniaczu mieszany spowodowało spadek penetracji kompozytu mineralno-asfaltowego, a zwiększenie ilości asfaltu przyczyniło się do wzrostu tego parametru. Zastosowanie wapna hydratyzowanego w kompozycie mineralno-asfaltowym wpływa na jego usztywnienie. Natomiast asfalt przeciwdziała temu procesowi. Dopiero przy zawartości powyżej 30% wapna hydratyzowanego można zaobserwować jego intensywne oddziaływanie na analizowaną charakterystykę.

Kolejną badaną właściwością kompozytu mineralno-asfaltowego była temperatura mięknienia, która odgrywa istotną rolę w ocenie odporności na deformacje trwałe nawierzchni asfaltowych. Zwiększenie ilości dodawanego wapna hydratyzowanego spowodowało wzrost temperatury mięknienia badanego kompozytu, dodatek asfaltu miał natomiast ponownie odwrotny efekt. Zastosowanie asfaltu w ilości powyżej 4,5% wpłynęło w znaczący sposób na obniżenie temperatury mięknienia kompozytu mineralno-asfaltowego.

Kolejną analizowaną właściwością kompozytu mineralno-asfaltowego była temperatura łamliwości wg Fraassa, która odgrywa istotną rolę w ocenie odporności na spękania niskotemperaturowe i odporności na oddziaływanie wody oraz mrozu nawierzchni asfaltowych. Wapno hydratyzowane w kompozycie mineralno-asfaltowym wpłynęło na wzrost temperatury łamliwości, szczególnie przy koncentracjach przekraczających 20% w wypełniaczu mineralnym. Natomiast zwiększenie koncentracji asfaltu wpłynęło korzystnie na ten parametr. Przy zawartości asfaltu odpowiadającej 4,8% w mieszaninie mineralno-asfaltowej, neutralizowany został negatywny wpływ wapna hydratyzowanego na tę charakterystykę kompozytu mineralno-asfaltowego.

4. Podsumowanie

Reasumując, należy stwierdzić, że zastosowanie wapna hydratyzowanego w kompozycie mineralno-asfaltowym wpłynęło na jego usztywnienie. Zbyt duży wzrost sztywności kompozytu, chociaż pozytywnie wpływa na odporność na deformacje trwałe nawierzchni, to może przyczynić się do zmniejszenia odporności nawierzchni asfaltowej na spękania niskotemperaturowe, jak również na obniżenie jej odporności na oddziaływanie wody i mrozu. Natomiast efekt oddziaływania asfaltu jest odwrotny. Zwiększenie koncentracji asfaltu wpływa korzystnie na temperaturę Fraassa, powodując jej obniżenie.

Na podstawie wykonanych badań wpływu wapna hydratyzowanego i asfaltu na właściwości kompozytu mineralno-asfaltowego można sformułować następujące wnioski:

- wapno hydratyzowane wpływa na wzrost sztywności kompozytu mineralno-asfaltowego, przy czym nadmierne jego przesztywnienie może odgrywać niekorzystny wpływ na trwałość nawierzchni asfaltowej;
- asfalt w kompozycie mineralno-asfaltowym odgrywa istotną rolę, zmniejszając jego sztywność spowodowaną dodatkiem wapna hydratyzowanego;
- do zawartości 20% wapna hydratyzowanego w mączce mineralnej zastosowanie asfaltu w ilości powyżej 4,5% wpływa korzystnie na zmniejszenie efektu usztywnienia kompozytu mineralno-asfaltowego;
- w wyniku efektu synergii wapna hydratyzowanego i asfaltu kształtowane są korzystne charakterystyki kompozytu mineralno-asfaltowego.

JACEK SZAFRAN
Technical University of Łódź
e-mail: jacek.szafran@p.lodz.pl

APPLICATION OF THE GENERALIZED STOCHASTIC PERTURBATION METHOD IN CABLE STRUCTURES ANALYSIS

Abstract

The main focus of this paper is the presentation of the capabilities of the numerical analysis dedicated to cable structures affected by random parameters. The main tool of the analysis carried out is the Generalized Stochastic Perturbation Method. It allows to determine numerically the statistical data for horizontal reaction of a single cable with respect to random parameters, such as the modulus of elasticity of rope or the magnitude of loading. Central probabilistic moments of structure responses are calculated using the analytical approach to the determination of horizontal reactions of a single cable supported with a stochastic perturbation technique. The moments were obtained for random Young modulus and loading. In the analyses, computer algebra system MAPLE v.13 was applied. The computer application described in the paper may be utilized in reliability analysis of much more complex cable structures such as masts, girders, roofs or cable supported bridges.

Keywords: cable structures, Generalized Stochastic Perturbation Method, reliability index, probabilistic methods

1. Introduction

Cable structures (structures with tension components) are becoming widely considered both in engineering practice and scientific research. Their main advantages are described in publications [1, 2], among which undoubtedly lies the light weight of the structure inferred from high material strength (weight/strength ratio) and the fact that tensile stresses exists uniquely in cable elements. However, there are also several reasons why their application seems to be limited. Those include implementation problems at a construction site (mainly with the anchoring of cables in foundations and the determination of the appropriate geometry of the system) and, above all, problems in computational analysis.

One of the problems in computational analysis of cable elements is proper adoption of the modulus of elasticity factor for structure cables. In case of mast structures, it was discussed in work [3]. Considering cable elements not subjected to preliminary pulling (or if the process was not performed to the full extent), the values of this parameter can have quite large dispersion. Taking this fact into account, we conclude that the carrying capacity of that stretched element is random as well. Other cases of randomness for structural steel tension elements were described

in publication [4]. This fact induces the adoption of the module of elasticity as a random parameter in the proceeding computational analysis.

In design process for cable structures, we frequently have to consider two load cases, namely wind and ice loading. Both these parameters can be recognized as random ones. In engineering practice there are known cases when a sudden increase in thickness (and, consequently, in weight) of ice on cable elements caused series of failures or even construction disasters. The energy sector and its transmission lines are most exposed to this kind of threat.

2. Recent research trends

Cable structures are one of most implemented structural elements in modern engineering objects, such as bridges, masts, wide span roofs, etc. Nowadays, we observe a research trend which makes much more information and results accessible concerning the cable structures theory, the implementation and the execution. Many of the research articles are fully devoted to the probabilistic aspect of these modern constructions.

In [5] we can find considerations about steel suspension cables that suffer from continuous aggression of the environment. Such effects include corrosion and the modification of the cable such as

the change of geometrical and mechanical parameters of the components or the reduction of its bearing capacity. The described problem has been solved through a probabilistic multi-scale time dependent model. Obtained results can serve as a monitoring tool in many of the structures with suspension cables.

Reliability aspects have been studied in [6]. The strength and fatigue life of cables were presented in the form based on experimental data from examples of supported bridges. The reliability here is considered as an effect of the proper design philosophy and corrosion protection that influences resistance factors of the stay cable resistance.

Stochastic seismic finite element analysis of a cable stayed bridge with material properties treated as a random fields is analyzed in [7]. The Jindo Bridge, constructed in South Korea was chosen to present numerically results of the Monte Carlo Simulation and the perturbation based stochastic finite element method. Random parameters here were mass density and elastic modulus.

Wind aspects in the analysis of the vibrations of the anchor cables are presented in [8]. The Authors had measured in situ wind records and implemented statistical characteristics and density functions into the investigation. The wind stochastic velocity fluctuation was modelled as a one-variate bi-dimensional random fields. The study was focused on time-dependent behavior of a synthetic cable subjected to turbulent wind.

New design approaches are presented in [9]. A tool for numerical determination of the cable – membrane structures shapes is developed. The method helps as well in the discretization of such a structures by automatically generating finite element meshes of the objects.

All the cited above articles show how significant the probabilistic methods are nowadays with their computer implementation which indicates the importance of cable structures in engineering.

3. Generalized Stochastic Perturbation Method

Let us introduce a random variable $b = b(\omega)$ with its probability density function denoted as $p(b)$. The central probabilistic moment of the order of m is defined as:

$$\mu_m(b) = \int_{-\infty}^{+\infty} (b - E[b])^m p(b) db \quad (1)$$

The basic idea of the stochastic perturbation approach described widely in book [10] is to expand all input variables and state functions of a

given problem via Taylor series about their spatial expectations using a small parameter $\varepsilon > 0$. In case of a random quantity $e = e(b)$, the following expression is employed:

$$e = e^0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n!} \varepsilon^n \frac{\partial^n e}{\partial b^n} (\Delta b)^n \quad (2)$$

where $\varepsilon \Delta b = \varepsilon(b - b^0)$ is the first variation of b about b^0 , where the symbol $(.)^0$ represents the function value $(.)$ taken at the expectation b^0 . Let us analyze further the expected values of any state function $f(b)$ defined according to Equation (1) by its expansion via Taylor series with a given small parameter ε as follows:

$$\begin{aligned} E[f(b); b] &= \int_{-\infty}^{+\infty} f(b) p(b) db = \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} \left(f^0(b) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n!} \varepsilon^n \frac{\partial^n f}{\partial b^n} \Delta b^n \right) p(b) db \end{aligned} \quad (3)$$

This expected value can be calculated or symbolically computed only if it is given as an analytical function of the random input parameter b . Computational implementation of the symbolic calculus programs, combined with a powerful visualization of probabilistic output moments, assures the fastest solution to such problems. If higher order terms are necessary (because of great random dispersion of an input random variable about its expected value), then the following 8th order extension can be proposed:

$$\begin{aligned} E^8[f(b); b] &= f^0(b) + \left[\frac{1}{2} \frac{\partial^2 f(b)}{\partial b^2} \right] \varepsilon^2 \mu_2(b) + \\ &+ \left[\frac{1}{4!} \frac{\partial^4 f(b)}{\partial b^4} \right] \varepsilon^4 \mu_4(b) + \left[\frac{1}{6!} \frac{\partial^6 f(b)}{\partial b^6} \right] \varepsilon^6 \mu_6(b) + \\ &+ \left[\frac{1}{8!} \frac{\partial^8 f(b)}{\partial b^8} \right] \varepsilon^8 \mu_8(b) \end{aligned} \quad (4)$$

Equation (4) is presented for symmetrical probability density functions (Gaussian distribution for instance), which can be noticed by taking into account the even elements only.

From numerical point of view, the expansion introduced by Equation (1) is carried out for the summation over the finite number of components and with finite limits during the integration process. As can be recognized here, the first element corresponds to the second order perturbation, the second completes 4th order approximation and the rest needs to be included to achieve full 8th order expansion.

To present the complexity of the expansion for higher order terms and higher probabilistic moments in Equation(5), the variance of 16th order is described as follows:

$$\begin{aligned}
 Var^{16}[f(b); b] = & \left[\frac{\partial f(b)}{\partial b} \right]^2 \varepsilon^2 \mu_2(b) + \left[\frac{1}{4} \left(\frac{\partial f^2(b)}{\partial b^2} \right)^2 + \frac{1}{3} \left(\frac{\partial f(b)}{\partial b} \right) \left(\frac{\partial f^3(b)}{\partial b^3} \right) \right] \varepsilon^4 \mu_4(b) + \\
 & \left[\frac{1}{36} \left(\frac{\partial f^3(b)}{\partial b^3} \right)^2 + \frac{1}{24} \left(\frac{\partial f^2(b)}{\partial b^2} \right) \left(\frac{\partial f^4(b)}{\partial b^4} \right) + \frac{1}{60} \left(\frac{\partial f(b)}{\partial b} \right) \left(\frac{\partial f^5(b)}{\partial b^5} \right) \right] \varepsilon^6 \mu_6(b) + \\
 & \left[\frac{1}{576} \left(\frac{\partial f^4(b)}{\partial b^4} \right)^2 + \frac{1}{360} \left(\frac{\partial f^3(b)}{\partial b^3} \right) \left(\frac{\partial f^5(b)}{\partial b^5} \right) + \frac{1}{720} \left(\frac{\partial f^2(b)}{\partial b^2} \right) \left(\frac{\partial f^6(b)}{\partial b^6} \right) + \right. \\
 & \left. \frac{1}{2520} \left(\frac{\partial f(b)}{\partial b} \right) \left(\frac{\partial f^7(b)}{\partial b^7} \right) \right] \varepsilon^8 \mu_8(b) + \\
 & \left[\frac{1}{14400} \left(\frac{\partial f^5(b)}{\partial b^5} \right)^2 + \frac{1}{8640} \left(\frac{\partial f^4(b)}{\partial b^4} \right) \left(\frac{\partial f^6(b)}{\partial b^6} \right) + \frac{1}{15120} \left(\frac{\partial f^3(b)}{\partial b^3} \right) \left(\frac{\partial f^7(b)}{\partial b^7} \right) + \right. \\
 & \left. \frac{1}{40320} \left(\frac{\partial f^2(b)}{\partial b^2} \right) \left(\frac{\partial f^8(b)}{\partial b^8} \right) \right] \varepsilon^{10} \mu_{10}(b) + \\
 & \left[\frac{1}{514800} \left(\frac{\partial f^6(b)}{\partial b^6} \right)^2 + \frac{1}{302400} \left(\frac{\partial f^5(b)}{\partial b^5} \right) \left(\frac{\partial f^7(b)}{\partial b^7} \right) + \frac{1}{483840} \left(\frac{\partial f^4(b)}{\partial b^4} \right) \left(\frac{\partial f^8(b)}{\partial b^8} \right) \right] \varepsilon^{12} \mu_{12}(b) + \\
 & \left[\frac{1}{25401600} \left(\frac{\partial f^7(b)}{\partial b^7} \right)^2 + \frac{1}{14515200} \left(\frac{\partial f^6(b)}{\partial b^6} \right) \left(\frac{\partial f^8(b)}{\partial b^8} \right) \right] \varepsilon^{14} \mu_{14}(b) + \\
 & \frac{1}{1625702400} \left(\frac{\partial f^8(b)}{\partial b^8} \right)^2 \varepsilon^{16} \mu_{16}(b)
 \end{aligned} \tag{5}$$

This numerical approach lets us calculate higher probabilistic moments as well. This way we are able to obtain the third and fourth central probabilistic moments. Statistical inference may be based on probabilistic parameters such as: kurtosis κ , coefficient of variation α or skewness S . These characteristics are symbolically described in Equation (6) below

$$\begin{aligned}
 \kappa(f(b)) &= \frac{\mu_4(f(b))}{\sigma^4(f(b))} - 3, \\
 \alpha(f(b)) &= \frac{\sigma(f(b))}{E[f(b)]}, \quad S(f(b)) = \frac{\mu_3(f(b))}{\sigma^3(f(b))},
 \end{aligned} \tag{6}$$

where: μ_3 , μ_4 denote third and fourth central probabilistic moments respectively and σ stands for standard deviation.

4. Calculation experiments

Two independent experiments were performed. They are entirely devoted to the observation of

influence of random modulus of elasticity and random magnitude of uniform loading for horizontal force H of a single cable element (both treated as a Gaussian random variable). The static scheme of the analysed structure is given in Figure 1.

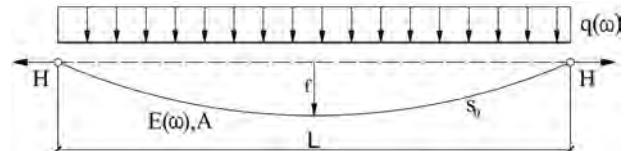


Fig. 1. Static scheme of the analyzed single cable element

Main parameters incorporated into performed calculations: the cable span length $L = 70.0$ m, the initial length of the cable $s_0 = 71.0$ m, the cross sectional area of the cable's metallic part $A = 3$ cm², the change of the temperature $\Delta T = 50^\circ\text{C}$, the thermal expansion coefficient $\alpha_T = 0.000012$ 1/K, the expected value of the random Young modulus $E[E] = 150$ GPa, the expected value of the random uniform loading $E[q] = 4.0$ kN/m.

The Equation for a single cable element under uniform loading assumes the form given in [4, 5]:

$$H^3 + H^2 \cdot E(\omega) \cdot A \left[1 - \frac{1}{s_0} (L - \alpha_T \cdot \Delta T \cdot s_0) \right] = \frac{E[E] \cdot A \cdot q(\omega)^2 \cdot L^3}{24s_0} \quad (7)$$

In practice, however, the solution of Equation (7) is obtained via iterative calculations. Numerical determination of the response functions (in respect to the horizontal reaction H) is based on 11 computations for different values of the random parameter – modulus of elasticity of the cable and uniform loading respectively. Response functions are plotted using Least Square Method approximation built in the MAPLE computer system.

For random modulus of elasticity E function $f(b)$ given in Equation (4) and observed horizontal reaction H can be approximated using the Least Square Method for 9th degree polynomials for this particular experiment given as follows

$$f[H(E)] = a_0 + a_1 E + a_2 E^2 + \dots + a_9 E^9 \quad (8)$$

It's worth to underline that the degree of polynomial depends on required order of perturbation. With given set of data $\{(E_1; f(H_1)), (E_2; f(H_2)), \dots (E_{11}; f(H_{11}))\}$ the best fitting curve $f(H(E))$ has the least square error, i.e.,

$$\begin{aligned} \Pi &= \min \sum_{i=1}^n [f(E_i) - f(H(E_i))]^2 = \\ &= \min \sum_{i=1}^n [f(E_i) - (a_0 + a_1 E_i + a_2 E_i^2 + \dots + a_m E_i^m)]^2 \end{aligned} \quad (9)$$

Minimization procedures are implemented with the use of the gradient method, where all partial derivatives are calculated with respect to all the coefficients a_i separately. The entire computational procedure has been implemented into the computer algebra system MAPLE v.13, where all probabilistic moments are derived and determined.

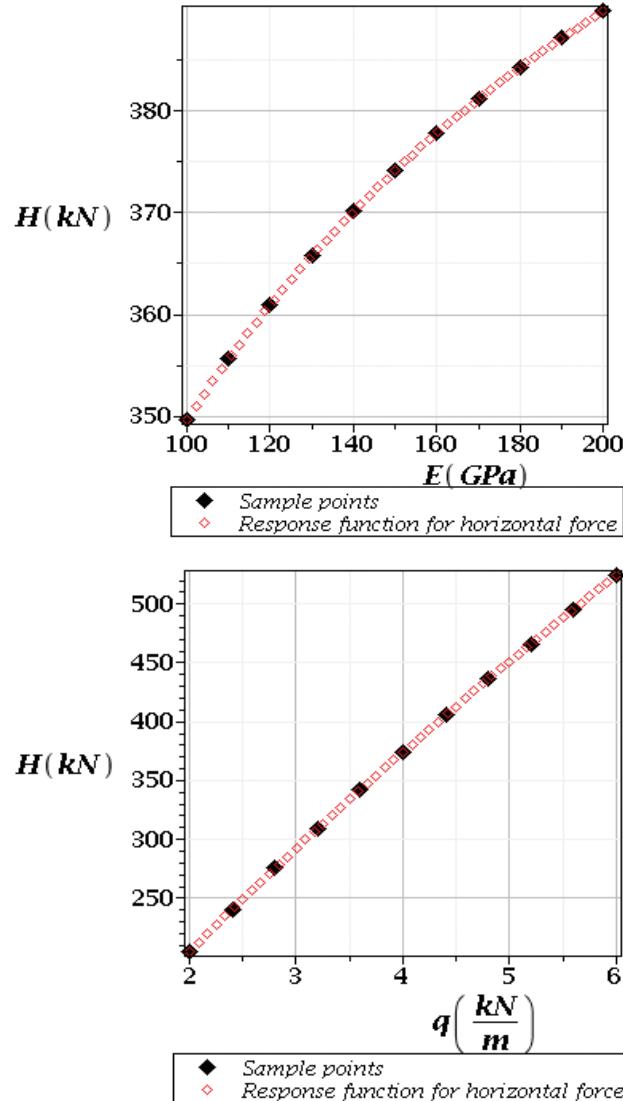


Fig. 2. Response functions with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

In Figure 2 the response function curves for horizontal reaction H are presented with respect to two random parameters – Young modulus (up) and loading (down). As we can notice, both functions accurately reflect the analyses that have been carried out (marked on the graphs as a black solid diamond signs – 11 sample points) and they pass through all these points without any local oscillations, irregularities or singularities (especially on the ends of a scale). The response function for random loading is almost linear, which has decisive impact on the particular probabilistic moments of all orders and also for an overall convergence of the perturbation method itself.

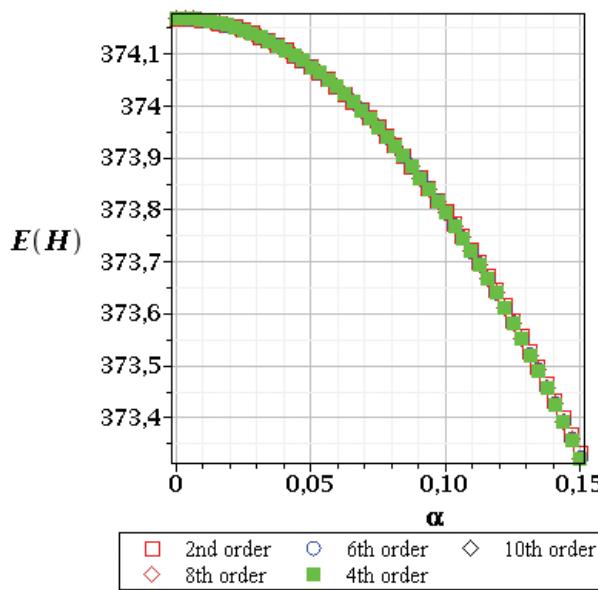
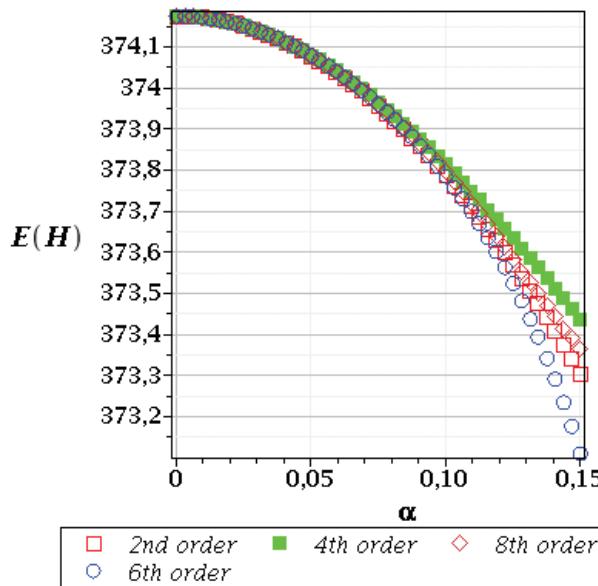


Fig. 3. Expected values of the horizontal reaction with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

In Figure 3 expectations of the horizontal reaction H , for random E and q , both decrease with increasing coefficient of input random dispersion. As we can observe, the eighth order expansion in perturbation technique is needed only for random modulus of elasticity where for $\alpha = 0.12$, 6th and 8th order curves give the same results. For larger dispersion there is a need to extend the order of polynomial response function and expansion in perturbation technique.

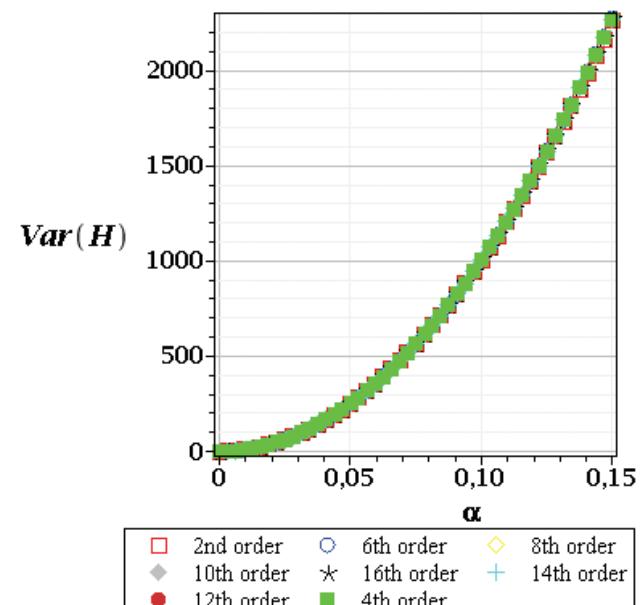
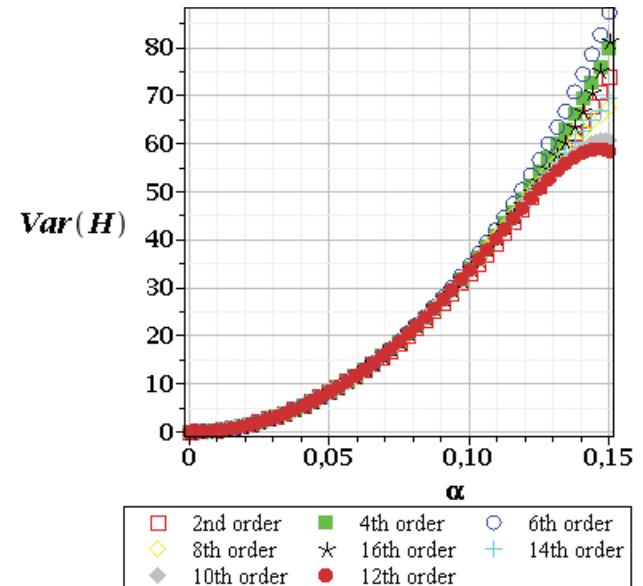


Fig. 4. Variances of the horizontal reaction with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

Probabilistic output of the structural response (reaction H) is given in Figure 4 in the context of variance. Expansion up to 16th order is needed again only for random E and is not necessary for random q . We can observe as well that $\text{Var}(H)$ assumes far greater values for random loading which seems natural.

The output coefficient of variation $\alpha(H)$ presented in Figure 5 as a function of input α for the first case with the random Young modulus (up) does not reflect the linear dependence between these two characteristics. An increase of the input coefficient of variation up to

15% returns only a 2.5% increase in output α . Higher values of α (H) obtained for random loading (Fig. 5, down) show that this particular random variable has a meaningful influence in the horizontal reaction observations.

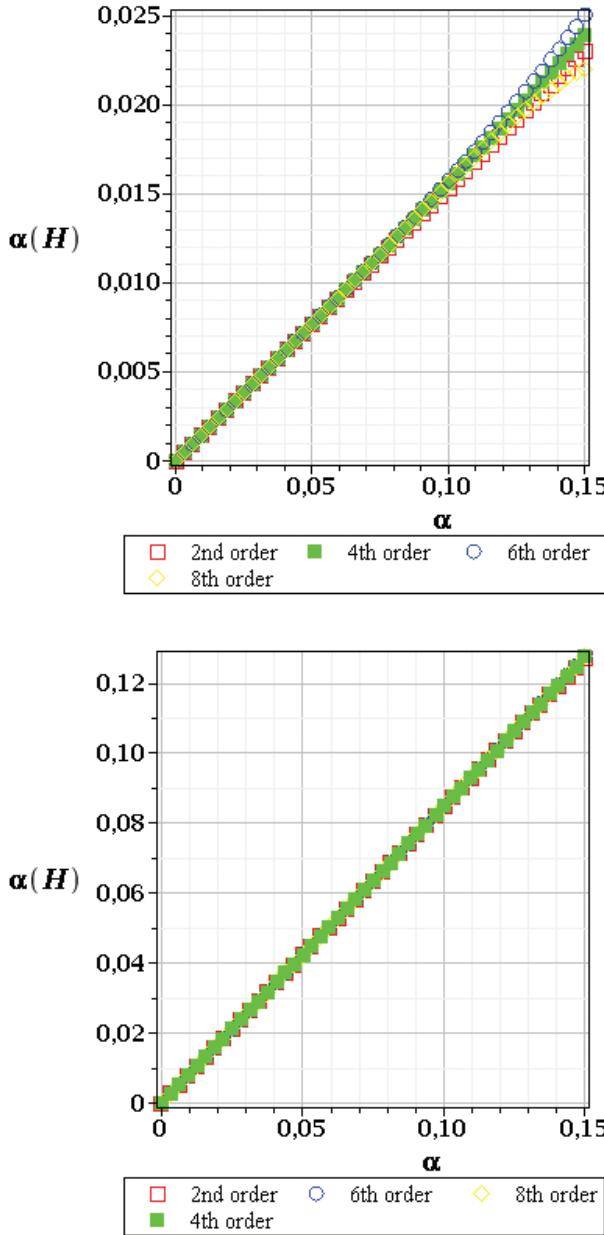


Fig. 5. Coefficients of variation of the horizontal reaction with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

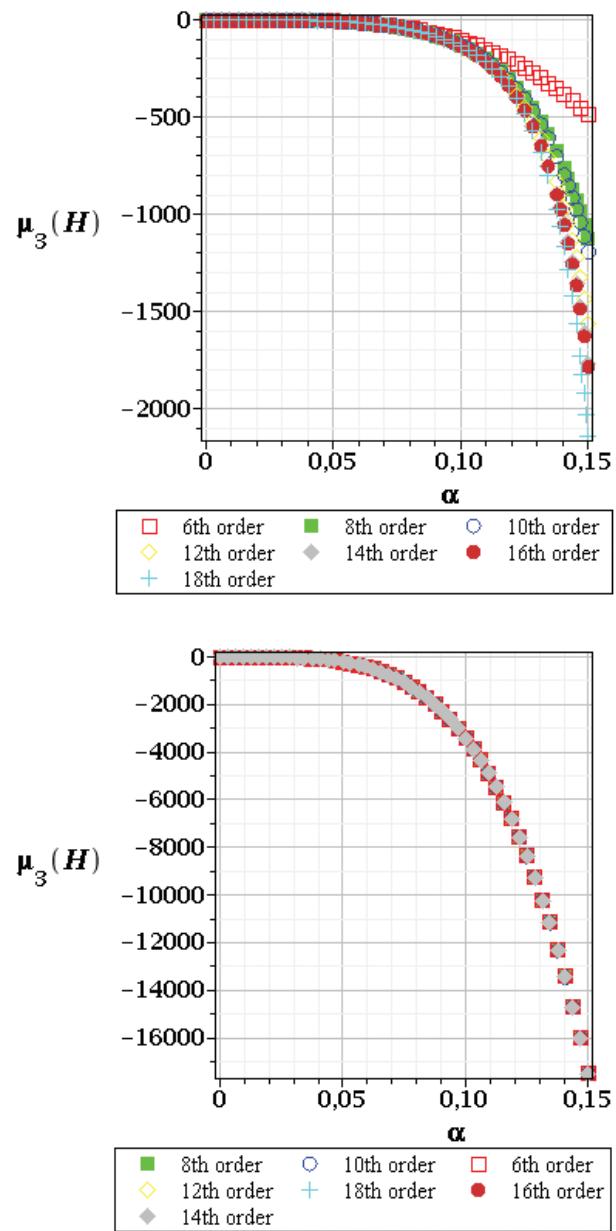


Fig. 6. Third central moment of the horizontal reaction with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

In Figures 6 and 7, third and fourth central probabilistic moments are presented. As mentioned above, the response functions strongly affect final statistical characteristics, especially in the context of the perturbation method, which is visible in both plots for random E . To obtain the numerical convergence of the method, 20th order is necessary. However, only for random modulus of elasticity.

In Figures 8 and 9 kurtosis and skewness for both computational cases are presented. The observations

of these two probabilistic parameters lead to following conclusions: for random E both skewness and kurtosis have large values, which corresponds to the oblate and left obliquity distribution and output probability density function is very similar to Gaussian distribution for a random q .

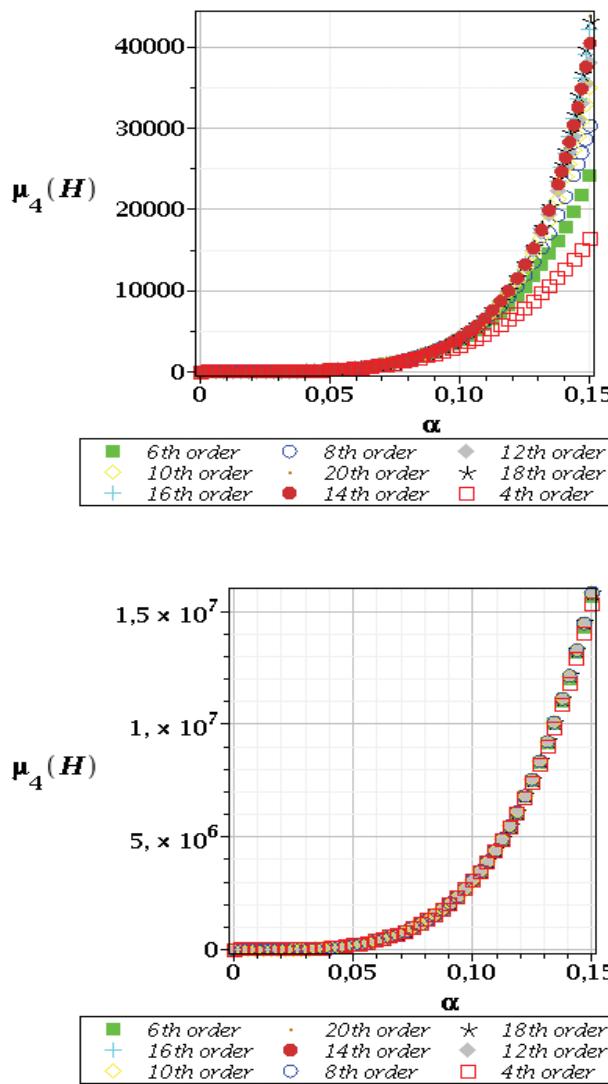


Fig. 7. Fourth central moment of the horizontal reaction with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

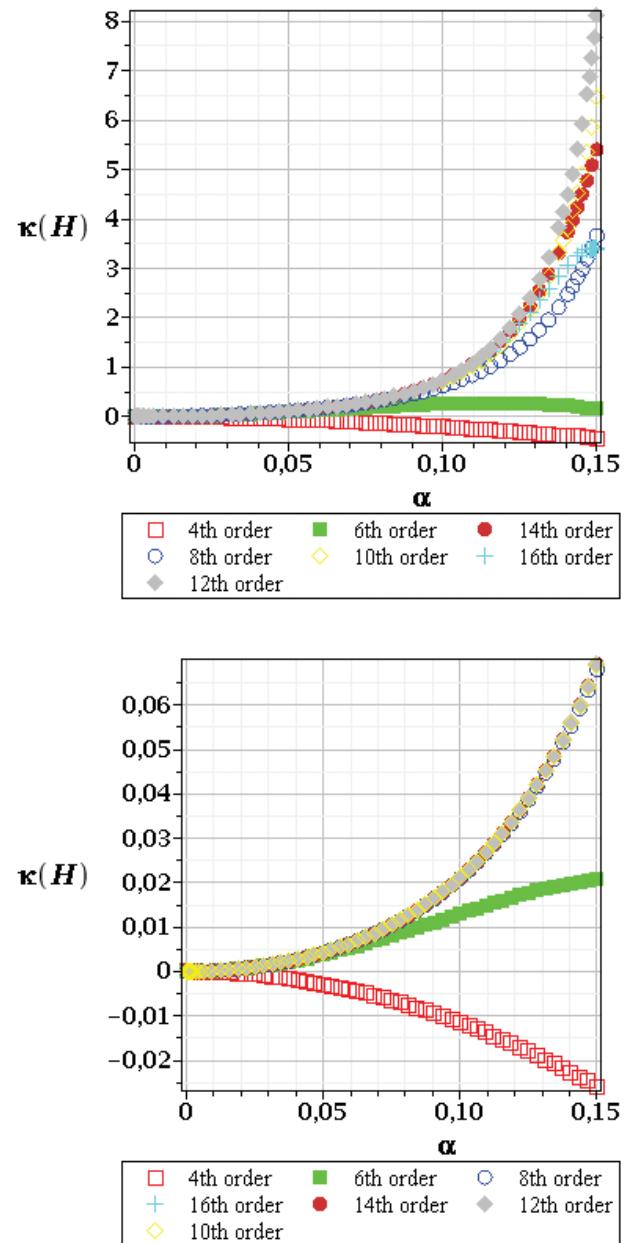


Fig. 8. Kurtosis of the horizontal reaction with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

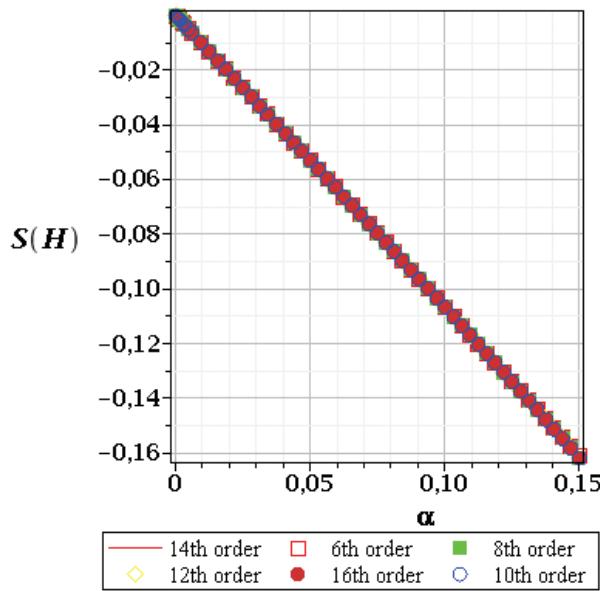
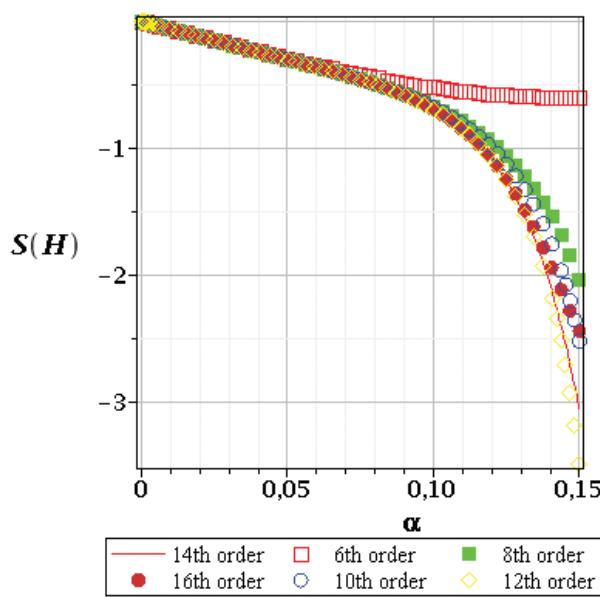


Fig. 9. Skewness of the horizontal reaction with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

The reliability indices β are presented in Figure 10, obtained for First Order Reliability Method and calculated for bearing capacity limit state. Analysis has been performed for the nominal rope diameter 28 mm, minimum breaking force 458 kN and standard deviation of this value equal to 2%. As we can find in attached graphs, the reliability index β decreases with the increase of the coefficient of variation. Lower values for the same dispersion are depicted for random uniform loading (down), however, in both examples they take values higher than necessary according to the Eurocode standard (recommended

level of the reliability is given there as 3.3-4.3). We can also confirm the dependency between the form of the response function and the obtained convergence of the perturbation method.

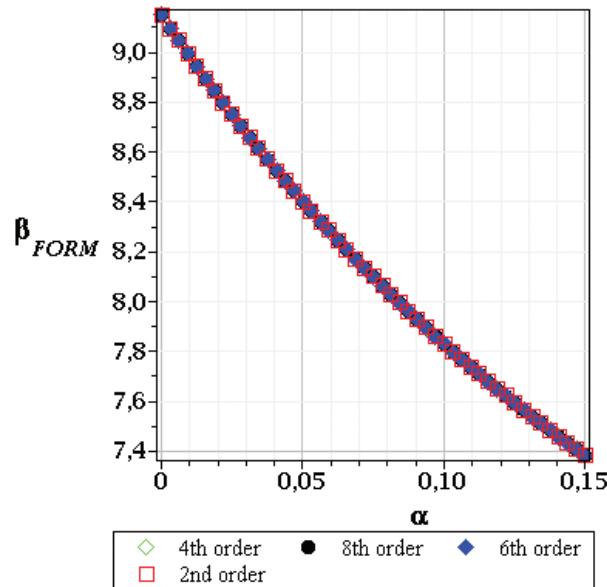
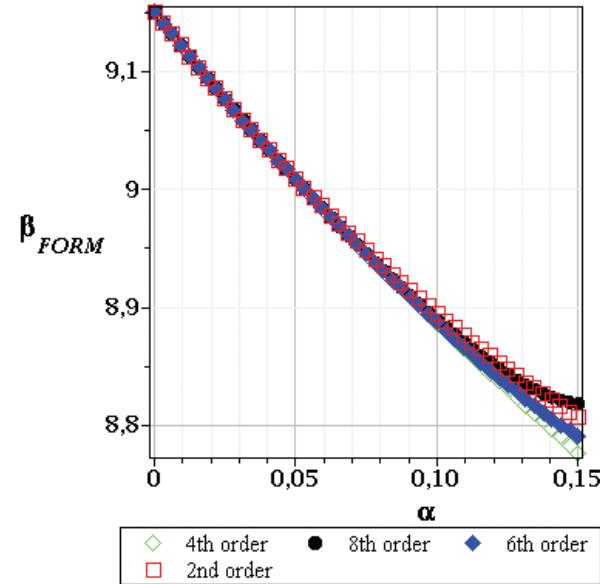


Fig. 10. Reliability index β for bearing capacity with respect to random modulus of elasticity E (up) and random loading q (down)

5. Conclusions

On the basis of the performed and discussed analyses, it can be stated that:

- applying GSPM supported by a response function method may be a very efficient tool for cable structures reliability analyses;
- extending the presented computer application for more complex cable structures like masts

or bridges is possible. For that purpose we should obtain the response of the structure of the demanded parameter using traditional approach of FEM and then gather statistics in the way described in the article;

- similar considerations may be derived for other types of randomness, e.g. supports susceptibility, temperature action, mass density and etc.

References

- [1] Pałkowski S.: *Konstrukcje cięgnowe (Cable structures)*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 1994.
- [2] Pałkowski Sz.: *Konstrukcje stalowe. Wybrane zagadnienia obliczania i projektowania (Steel structures. Chosen issues in calculations and design)*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
- [3] Rykaluk K.: *Konstrukcje stalowe. Kominy, wieże, maszty (Steel structures. Chimneys, towers, masts)*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2004.
- [4] Biegus A.: *Probabilistyczna analiza konstrukcji stalowych (Probabilistic analysis of the steel structures)*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa – Wrocław 1999.
- [5] Elachachi S.M. et al: *A probabilistic multi-scale time dependent model for corroded structural suspension cables*, Journal of Probabilistic Engineering Mechanics, 3 (2006), pp. 235-245.
- [6] Faber M.H et al: *Aspects of parallel wire cable reliability*, Journal of Structural Safety, 2 (2003), pp. 201-225.
- [7] Çavdar Ö. et al: *Stochastic finite element analysis of a cable-stayed bridge system with varying material properties*, Journal of Probabilistic Engineering Mechanics, 25 (2010), pp. 279-289.
- [8] Tomko M. et al.: *Vibrations of an aramid anchor cable subjected to turbulent wind*, Journal of Advances in Engineering Software, 72 (2014), pp. 39-56.
- [9] Iványi P.: *A new conceptual design tool for cable-membrane structures*, Journal of Advances in Engineering Software, 57 (2013), pp. 33-39.
- [10] Kamiński M.: *The Stochastic Perturbation Method for Computational Mechanics*. Wiley, Chichester, 2013.

Jacek Szafran

Zastosowanie uogólnionej metody perturbacji stochastycznej w analizie konstrukcji cięgnowych

1. Wprowadzenie

Konstrukcje cięgnowe (konstrukcje z elementami rozciągającymi) zyskują coraz szersze zastosowanie zarówno w praktyce inżynierskiej, jak i w szeroko rozumianej działalności naukowej. Ich główne zalety zostały opisane w [1, 2], a do nich należy bezwzględnie zaliczyć niewielki ciężar w porównaniu do konstrukcji tradycyjnych, który wprost wynika z wysokiej wytrzymałości samego materiału, a także z faktu, że jedynie naprężenia rozciągające występują w tego typu elementach.

Jednym z problemów w analizie elementów cięgnowych jest prawidłowe przyjęcie modułu sprężystości podłużnej elementów linowych. W przypadku masztów problem został omówiony w [3]. W przypadku elementów cięgnowych niepodanych wstępnie przeciaganiu wartości wyżej wymienionego parametru charakteryzują się dość dużym

rozrzutem. Inne typy parametrów losowych dla stalowych elementów poddanych rozciąganiu można znaleźć w [4]. W procesie projektowania konstrukcji cięgnowych bardzo często bierze się pod uwagę przypadki obciążenia w postaci oddziaływanie wiatru i oblodzenia. Dwa te przypadki z całą pewnością możemy uznać jako losowe.

2. Najnowsze tendencje w badaniach naukowych konstrukcji cięgnowych

Konstrukcje cięgnowe są jednymi z najczęściej stosowanych w nowoczesnym budownictwie przemysłowym. Stąd też duże zainteresowanie wszelkiego rodzaju badaniami naukowymi na ten temat szczególnie, w kontekście probabilistycznym. W [5] można znaleźć rozważania na temat kabli podwieszających narażonych na ciągłe działanie agresywnego środowiska. Aspekty niezawodności przedstawione zostały

w [6] – dla konstrukcji mostowych ukazano rozważania na temat zmęczenia i wytrzymałości cięgien podwieszających. Niezawodność została zaprezentowana jako efekt odpowiedniej filozofii projektowania, a także odpowiedniego zabezpieczenia antykorozycznego konstrukcji. Sejsmiczna analiza stochastyczna wykorzystująca MES została zaprezentowana w [7]. Właściwości materiałowe cięgien użytych dla konkretnej konstrukcji mostowej zostały rozpatrzone jako pola losowe. Elementy analizy oddziaływania wiatru i jego wpływu na zakotwienie elementów kablowych zostały przedstawione w [8]. Nowe podejścia projektowe i narzędzia pozwalające na uzyskanie pożądanych kształtów konstrukcji cięgnowo-powłokowych zaprezentowano w [9].

3. Uogólniona metoda perturbacji stochastycznej

Zmienna losowa $b = b(\omega)$ przy gęstości prawdopodobieństwa oznaczonej $p(b)$ może zostać użyta do określenia probabilistycznego momentu centralnego rzędu m jako (1). Podstawowym założeniem metody opisanej w [10] jest rozwinięcie wszystkich wejściowych zmiennych losowych i funkcji stanu danego problemu poprzez szereg Taylora dookoła ich przestrzennych wartości średnich przy użyciu parametru $\epsilon > 0$ tak jak zaprezentowano w (2). Wartości oczekiwane danej funkcji $f(b)$ zdefiniowane tak jak w (1) mogą zostać przedstawione w sposób (3). Rozwinięcie do ósmego rzędu metody perturbacji funkcji $f(b)$ parametru losowego b zostało zaprezentowane w równaniu (4). W celu prezentacji złożoności rozwinięcia wyższych rzędów metody i wyższych momentów probabilistycznych przedstawiono równanie (5) wariancji 16. rzędu. Takie podejście obliczeniowe pozwala na numeryczne określenie: trzeciego i czwartego momentu centralnego – μ_3 i μ_4 . Wykorzystując wyżej wymienione równanie można uzyskać takie parametry statystyczne jak: kurtoza κ , współczynnik rozproszenia α i skośność S (6).

4. Przykłady obliczeniowe

Wykonano dwa niezależne eksperymenty. W całości poświęcone są obserwacji wpływu losowego modułu Younga oraz losowej intensywności obciążenia równomiernie rozłożonego na reakcję poziomą H dla pojedynczego elementu cięgowego. Schemat statyczny konstrukcji przedstawiony jest na rysunku 1. Równanie dla pojedynczego elementu cięgowego pod obciążeniem równomiernie rozłożonym przyjmuje formę (7). Numeryczne określenie funkcji odpowiedzi konstrukcji oparte jest na 11 kalku-

laczach dla różnych wartości parametrów losowych. Funkcje odpowiedzi określono wykorzystując metodę najmniejszych kwadratów zaimplementowaną w pakiecie obliczeń symbolicznych MAPLE. Funkcja ta dla losowego modułu Younga cięgna i obserwowanej reakcji poziomej przyjmuje postać (8). Na podstawie zestawu danych najmniejszy błąd określony jest jako (9).

Na rysunku 2 przedstawiono wykresy funkcji odpowiedzi dla reakcji poziomej H w zależności od dwóch parametrów losowych – modułu sprężystości (dolny wykres) i obciążenia (górnny wykres). Obie funkcje dokładnie odzwierciedlają przeprowadzone analizy (oznaczone na rysunku 2 czarnymi punktami). Rysunek 3 przedstawia wartości oczekiwane reakcji poziomej H odpowiednio dla losowych: E i q . Można zauważyć, że rozwinięcie ósmego rzędu jest niezbędne jedynie dla losowego modułu sprężystości. Wyniki probabilistyczne w postaci wariancji reakcji poziomej H przedstawione zostały na rysunku 4, natomiast współczynnika rozproszenia na rysunku 5. Oba parametry ukazane zostały w funkcji wejściowego współczynnika wariancji α . Można zauważyć, że dla losowego modułu Younga zależność pomiędzy $\alpha(H)$ a α nie jest liniowa. Wzrost wejściowego współczynnika rozproszenia do 15% powoduje wzrost $\alpha(H)$ jedynie od 2,5%. Na rysunkach 6 i 7 przedstawiono wykresy trzeciego i czwartego momentu centralnego. Na rysunkach 8 i 9 uzyskano wykresy kurtozy i skośności. Obserwacje tych dwóch parametrów prowadzą do następujących wniosków: dla losowego E skośność i kurtoza przyjmują dość duże wartości, które korespondują z lewo skośną, spłaszczoną funkcją gęstości prawdopodobieństwa wyjściowej. Dla losowego q funkcja gęstości jest zbliżona dla rozkładu Gaussa.

Na rysunku 10 zaprezentowane zostały wskaźniki niezawodności β podejścia FORM i obliczone dla stanu granicznego nośności. Analiza została przeprowadzona dla liny o średnicy 28 mm i minimalnej siły zrywającej równej 458 kN. Odchylenie standardowe tej wartości wynosi 2%. Jak można zauważyć na podstawie zamieszczonych wykresów wartość β maleje wraz ze zwiększającym się α . Mniejsze wartości dla tego samego poziomu rozrzutu uzyskano dla przypadku z losową wielkością obciążenia (dolny wykres). Trzeba podkreślić fakt, że pomimo tego dla każdego z przypadków wartości wskaźnika niezawodności są większe niż te рекомendowane w Eurokodzie wartości β (3,3-4,3).

5. Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić:

- zastosowanie uogólnionej metody perturbacji stochastycznej wzbogacone o metodę funkcji odpowiedzi jest wydajnym narzędziem obliczeniowym w analizie niezawodności konstrukcji cięgnowych;
- rozszerzenie zaprezentowanej analizy komputerowej dla bardziej złożonych konstrukcji cięgnowych tj. masztów lub mostów, wydaje się być możliwe. W tym celu należy uzyskać odpowiedź konstrukcji analizowanego parametru, używając tradycyjnego podejścia MES, a następnie uzyskać statystyki w sposób opisany w niniejszym artykule;
- podobne rozważania można przeprowadzić dla innych typów losowości, takich jak podatność podpór, oddziaływanie temperatury, ciężaru własnego itp.

RYSZARD DACHOWSKI¹

SYLWIA KAPALA²

AGNIESZKA KOWAL-ZAWADZAK³

MARCIN ZAWADZAK⁴

Kielce University of Technology

¹e-mail: tobrd@tu.kielce.pl

²e-mail: s.kapala@tu.kielce.pl

³e-mail: a.zawadzak@o2.pl

⁴e-mail: m.zawadzak@o2.pl

APPLICATION OF BENTONITE SUSPENSION FOR DIAPHRAGM WALL UNDER 'INFILL' CONDITIONS

Abstract

In highly urbanized agglomerations investors are forced to develop areas located among densely concentrated elements of the on-ground and underground urban infrastructure. When an 'infill' is constructed, the diaphragm wall technology is frequently implemented, in which the excavation of the slurry trench filled with a bentonite suspension is a significant stage. The article discusses the standard-specified requirements for the bentonite suspension used in the construction of the diaphragm wall. It also summarizes the methodology of the laboratory investigation of bentonite-slurry-filled trenches, performed in the conditions of the 'infill' construction. The studies covered the clogging of soil, specific gravity and viscosity of the bentonite slurry and the effect of external load on the stability of the trench.

Keywords: diaphragm wall, bentonite suspension, in the conditions of the 'infill'

1. Introduction

The development of cities often forces engineers to realize investment projects in limited spaces of cramped urban environment. Other significant reasons for constructing structures in the close vicinity of already existing buildings, often historical ones, include the price of land, the limited area of a plot and the land development conditions. Modern construction techniques enable engineers to build increasingly higher and deeper founded buildings in a densely built-up environment. In the building practice there are several methods of trench shoring, which allow such a type of construction to be erected. One of them is the use of the diaphragm wall technology, which is widely used in the infill construction. However, the implementation of the diaphragm wall is a specialized geotechnical work requiring advanced knowledge and extensive experience, which are particularly important when performing the excavation of a slurry trench filled with a bentonite suspension.

The advantage of using diaphragm walls in the close proximity of existing buildings is that

their construction is not very troublesome for the surroundings. The use of heavy equipment while excavating the trench does not cause the ground shocks and the noise level is low. Providing the proper stability of the wall decreases to a minimum the displacement of the soil, which also facilitates the possibility of conducting works in the immediate neighbourhood of the existing buildings [2].

2. Bentonite suspension

The stability of the trench side is provided by a liquid stabilizing the trench, usually a clay suspension (called a bentonite slurry), whose main ingredient is montmorillonite. Montmorillonites are aluminosilicates formed from the three-layer packets. Bentonite is a material formed by weathering in situ of volcanic ash and dust (mainly Cretaceous and Tertiary ones) deposited on the bottom of the sea in an alkaline environment [5].

Bentonites used in the construction of diaphragm walls are of the swelling type, including natural or activated calcium or sodium bentonites.

Bentonite slurry used for stabilizing the trench during the excavation should meet a number of requirements. The requirements set by the standard [4] are presented in Table 1.

Table 1. Properties of bentonite suspensions [4]

Properties	Suspension		
	fresh	reusable	before concreting
Density g/ml	< 1.10	< 1.25	< 1.15
Marsh viscosity in s	from 32 to 50	from 32 to 60	from 32 to 52
The filtrate volume in ml	< 30	< 50	b.p.
The pH	from 7 to 11	from 7 to 12	b.p.
Sand content in %	b.p.	b.p.	< 4
The filter cake in mm	< 3	< 6	b.p.
b.p.: undefined			

It is required by the standard [4] that bentonite slurry has sufficient structural strength of the gel, thus keeping the grains of sand in suspension and reducing the penetration of the slurry into the ground.

While selecting a bentonite slurry for stabilizing the excavation, one should pay attention to such properties as the easy displacement by the concrete mix and the chemical resistance to the matrix interaction. It is also important to provide an adequate density so that the slurry is pumpable. The suspension should also come off the gripper easily and be resistant to the chemical interaction with groundwater.

The composition of bentonite suspension shall be defined by a laboratory for each investment project. In designing the recipe the following factors should be taken into account: the ground and water environment, the design requirements and the backfill loads.

3. Laboratory tests of the bentonite-slurry-filled trench in the infill conditions

3.1. Research Methodology

The aim of the study was to determine the optimum percentage of bentonite in the slurry used for the stabilization of the trenches in the infill conditions. The studies covered clogging of soil, specific gravity and viscosity of the bentonite slurry and the effect of external load on the stability of the trench.

The study concept was based on the models of the diaphragm wall and the foundation of a neighboring building in the 1:40 scale. Loamy sand with a density of 1.6 g/cm³ was used as a cohesive medium.

An experimental model box measuring 54.0 x 22.0 x 12.0 cm filled a ground medium was made in order to perform laboratory tests. The box model consists of a 2-cm-thick wooden base. The 2-cm-thick rear and side walls are also made of wood, whereas a front

wall is made of organic glass with a thickness of 0.8 cm. The front wall is fixed to the other walls with screws at the base, and reinforced with a wooden lath with a cross section of 2.0 x 2.0 cm.

On the front wall was applied a graduated scale in order to read the vertical displacement of the cohesive medium. The scale has the form of horizontal lines spaced every 2 cm starting from the bottom edge of the wall.

The cohesive medium was placed in 2-cm-thick layers and compacted by hand to about 1.6 g/cm³. After the four layers were placed in the manner described above, the layer of black dyed sand was spread on top, which enabled the reading of the vertical displacements of the ground subjected to the load. These steps were repeated when each subsequent sand layer was placed and compacted until the box was filled up.

Plywood plank with the dimensions of 1.8 x 12.0 x 15.0 cm was used as a model for the foundation of an adjacent building. The tests were conducted using three types of bentonite suspension with the percentage of 12%, 22% and 32%, respectively. The percentage of bentonite was determined taking into account the recommendations of reference sources defining the specific gravity of the bentonite suspension as 40 to 350 kg/m³. In addition, the suspension was prepared 24 hours prior to testing in order to properly hydrate the bentonite particles.

When the box model and the bentonite suspension were prepared, a groove with a width of 2 cm and a depth of 14 cm, filled with a bentonite slurry during driving, was made in the cohesive medium.

3.2. Laboratory tests

The laboratory tests consisted of nine measurements. In the experiment three kinds of slurry containing different bentonite percentage and three foundation model positions with respect to the vertical edge surface of the diaphragm wall model served as the variables.

In all nine measurements uniform loads of 30 kg were assumed, corresponding to 100 kN/m of the strip footing. The load was transmitted to the ground by the foundation model, which was applied at distances of 0.25 cm, 0.75 cm and 1.25 cm, respectively. The application of the load was performed using the electronic press located in the laboratory of the Chair of Material Strength at the Kielce University of Technology.

The values of the vertical displacement of the soil under the foundation model were read after each preparation of the cohesive medium, the application of the foundation model (and its load) at an appropriate

distance and making a groove filled with different types of bentonite suspension.

3.3. The acceptance of the criteria for the analysis

Given the number of factors to be taken into account when performing the experiment, and the need to estimate the impact of each of these factors on the magnitude of vertical displacements in the ground, it was decided to conduct a factor analysis using the mathematical planning of the experiment method [3].

The factor analysis is a set of methods and statistical procedures bringing down a large number of the examined variables to a much smaller number of mutually independent (uncorrelated) factors. The distinguished factors are subject to different content-wise interpretations while retaining a large part of the information contained in the primary variables [2].

The following independent factors were adopted:

- the percentage of bentonite in the slurry – X_1 (B),
- the distance between the vertical surface of the diaphragm wall and the outer edge of the adjacent building foundation – X_2 (D).

The selection of the main level and of the factor variability range was based on *the a priori* information analysis and on a preliminary analysis of the literature.

When analyzing the obtained results, the acceptable foundation settlement in the infill conditions were taken into account. According to the standard these values are respectively: 20 mm for buildings in poor condition (with cracked external walls) and 30 mm for buildings in a good state.

3.4. Determining the optimum percentage of bentonite in the slurry

The levels and the independent factor variability ranges, which are presented in Table 2, were used to determine the optimum percentage of bentonite in the slurry.

Table 2. Levels and ranges of independent factors' variability

Level	Independent factors	
	X_1 (B) [%]	X_2 (D) [cm]
Variability range	10	20
Lower	12	10
Zero	22	30
Upper	32	50

An orthogonal fractional compositional plan of the type 3** (2-0) (with $k = 2$), i.e. full factorial experiment was adopted for the formulation of tests. Three parallel experiments were adopted for each set of factors. These experiments were performed taking into account the randomization in time. This made it possible to eliminate the influence of systematic errors

caused by external conditions. An array of random numbers was used in this case [1]. Methodology for planning the experiment and the results of the experiments are shown in Table 3.

Table 3. Experiment schedule matrix with independent factors' levels and research results

Experiment No	Independent factors				Results Soil displacement d [mm]	
	Conventional scale		Natural scale			
	X_1	X_2	X_1 (B) [%]	X_2 (D) [cm]		
1	-1	-1	12	10	39	
2	-1	0	12	30	27	
3	-1	1	12	50	18	
4	0	-1	22	10	19	
5	0	0	22	30	11	
6	0	1	22	50	5	
7	1	-1	32	10	7	
8	1	0	32	30	3	
9	1	1	32	50	0	

The displacements d were adopted as the initial data. The transformation of the experimental data permitted the development of a mathematical model of the described system condition according to the assessed optimization parameter, i.e. the displacement of land within the limits of the selected factor space.

The following regression equation was applied to describe the movements of the ground:

$$d = A_0 + A_1(B) + A_2(B)^2 + A_3(D) + A_4(D)^2 \quad (1)$$

Regression coefficients is shown in Table 4.

Table 4. Regression coefficients for the adopted model with the examined vertical displacement for the loamy sand soil

Examined initial coefficient	The regression coefficient for the adopted model of the tested soil displacement					The correlation coefficient
	A0	A1	A2	A3	A4	
Soil displacement d [mm]	70.24	-2.99	0.04	-0.5	0.0025	0.9789

Basing on the analysis of the regression equation (1) it can be concluded that the negative displacement values of the factors X_1 and X_2 indicate the increased soil displacement accompanied by a reduced percentage content of bentonite and a reduced distance from the foundation. In contrast, the regression coefficient indicates to what extend the ground displacement alternates if the factor changes by one variability interval. Thus, it can be concluded that when X_1 factor (B) changes by one variability interval (i.e. 10%), the displacement d is changed by 2.99 mm, and when

X_2 factor (D) changes by one interval (20 mm), the displacement increases by 0.5 mm.

The obtained results provided the basis for the determination of soil displacement curves depending on the percentage content of bentonite and the distance of a neighboring building, which are shown in Figure 1.

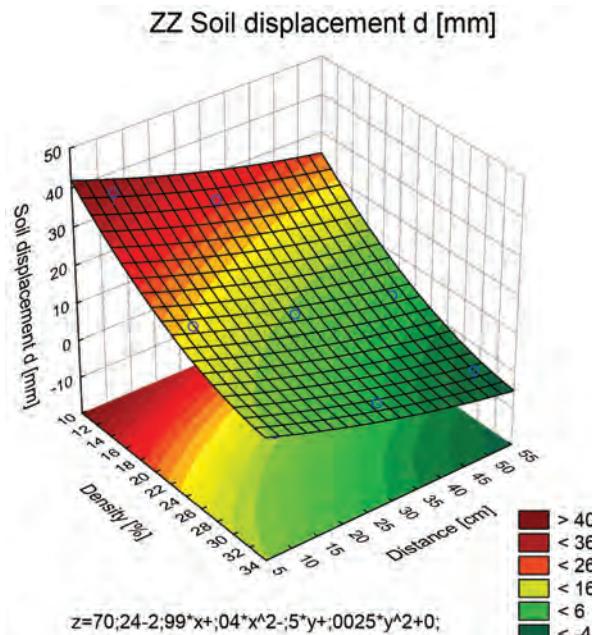


Fig. 1. The bentonite percentage in the slurry

The values of the distance between the vertical surface of the diaphragm wall and the outer edge of the adjacent building foundation were placed on the ordinate axis, whereas the values of the bentonite percentage content in the slurry were placed on the abscissa.

The values of the factors in certain points (basing on the experimental information) were selected from Figure 1 and presented in Table 5.

Table 5. Examined factors values in selected points with examined criterion and corresponding objective function

Criterion	Coordinates of the selected points		Objective function value
	Bentonite content (B) [%]	Distance (D) [cm]	
Assumed displacement (20 mm, 30 mm)	13.0	50	20
	13.5	45	
	14.3	40	
	15.0	35	
	16.5	30	
	6.0	50	30
	6.5	45	
	7.3	40	
	8.0	35	
	9.8	30	

The above data are presented in the graph form in Figure 2 to facilitate the analysis.

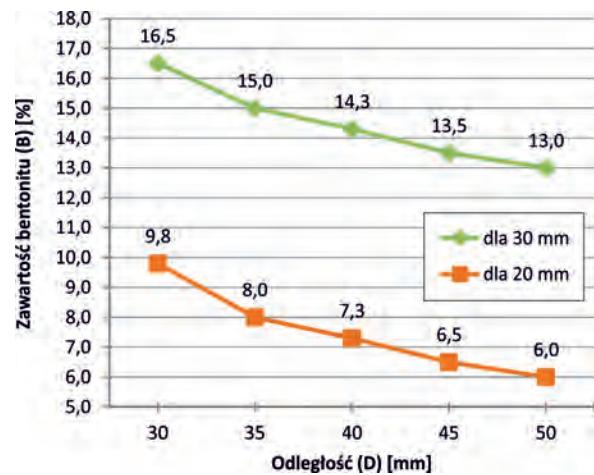


Fig. 2. A plot of the percentage of bentonite in the slurry versus the distance from the foundation edge of an adjacent building

4. Conclusions

The analysis of the research leads to the conclusion that the extend of the vertical soil displacements decreases with the increasing distance between the diaphragm wall surface and the outer edge surface of the neighboring building foundation. The reduction of vertical movements is also affected by the percentage of bentonite in the slurry. The above studies revealed that the largest value, i.e. 39 mm can be observed at a distance of 10 cm and with 12% of the bentonite content in the slurry. With the increase in the percentage of bentonite in the suspension, the extend of the vertical ground displacement decreases. Thus, for a 32% content of bentonite in the slurry and with the distance of 50 cm between the diaphragm wall surface and the outer edge of the foundation, the vertical displacement of the ground is equal to zero.

On the basis of the obtained test results it can also be seen that with a distance of 10 cm between the diaphragm wall surface and the foundation outer edge and with the percentage content of 12% of bentonite, the vertical displacements is equal to 39 mm. In contrast, with the same distance, but a higher percentage of the bentonite content i.e. 32%, the value is reduced to 7 mm. With the bentonite percentage content of 12%, and with the distance of 50 cm between the diaphragm wall surface and the outer edge surface, the vertical displacement is equal to 18 mm. It can therefore be concluded that it is the percentage of bentonite in the slurry that has the greatest impact on the extend of the vertical soil displacement.

References

- [1] Adler J.I., Markowa J.W.: *Planowanie eksperimentu pri poiskie optymalnych usłowiej*, Moskawa. Nauka, 1996
- [2] Grzegorzewicz K.: *Projektowanie i wykonywanie ścian szczelinowych*, Geoinżynieria, Drogi, Mosty, Tuneli, Nr 3/2005, s. 43 – 51.
- [3] Ostasiewicz W.: *Statystyczne metody analizy danych*, Wydawnictwo Akademii Ekonomicznej im. Oskara Langego we Wrocławiu, Wrocław 1998.
- [4] PN-EN 1538: 2000 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych: Ściany szczelinowe.
- [5] Wyszomirski P. Lewicka E.: *Bentonity jako uniwersalny surowiec wielu dziedzin przemysłu*, VI Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Wysoka jakość kaolinów i piasków szklarskich gwarancją rozwoju przemysłu” (Leśna k. Lubania Śl. 1–3.06.2005 r.).

Ryszard Dachowski
Sylwia Kapała
Agnieszka Kowal-Zawadzak
Marcin Zawadzak

Zastosowanie zawiesiny bentonitowej przy realizacji ściany szczelinowej w warunkach „plombowych”

1. Wprowadzenie

Postęp urbanistyczny miast zmusza często inżynierów do realizacji inwestycji w zatłoczonych i ograniczonych przestrzeniach infrastruktury miejskiej. Dodatkowymi czynnikami powodującymi wymuszenie budowy w ścisłym sąsiedztwie już istniejących budynków, często zabytkowych, są m.in. ceny gruntów, ograniczona powierzchnia działki oraz warunki zagospodarowania terenu. Nowoczesne techniki budowlane pozwalają inżynierom na budowę w gęstej zabudowie coraz wyższych i głębiej posadowionych budowli. W budownictwie stosuje się wiele metod obudowy wykopów umożliwiających taką budowę. Jedną z nich jest zastosowanie technologii ściany szczelinowej, która cieszy się dużym powodzeniem przy realizacjach w warunkach „plombowych”. Jednak realizacja ściany szczelinowej to specjalistyczne roboty geotechniczne wymagające zawszanowej wiedzy i dużego doświadczenia, które szczególnie istotne są przy wykonywaniu etapu głębienia szczeliny w osłonie zawiesiny bentonitowej.

Zaletą wykorzystania ścian szczelinowych w bliskim sąsiedztwie istniejących budynków jest również mała uciążliwość dla otoczenia budowy. Pomimo stosowania ciężkiego sprzętu przy drążeniu szczeliny poziom hałasu jest niewielki, a wstrząsy nie występują. Zapewnienie odpowiedniej stateczności ściany

zmniejsza do minimum przemieszczenia gruntu, co dodatkowo wpływa na możliwość prowadzenia prac w sąsiedztwie istniejących budynków [2].

2. Zawiesina bentonitowa

Stateczność ściany szczeliny zapewnia ciecz stabilizująca wykop, którą najczęściej jest zawiesina ilowa (zwana bentonitową). Głównym składnikiem zawiesiny jest montmorillonit. Montmorillonity to glinokrzemiany zbudowane z trójwarstwowych pakietów. Bentonit jest materiałem powstały w wyniku wietrzenia *in situ* popiołów i pyłów wulkanicznych (głównie kredowych i trzeciorzędowych) osadzonych na dnie mórz w środowisku alkalicznym [5].

Bentonitami wykorzystywany przy wykonywaniu ścian szczelinowych są bentonity pęczniące, do których zalicza się: bentonit wapniowy lub sodowy naturalny albo aktywowany.

Zawiesiną bentonitowym wykorzystywanym do stabilizacji wykopu podczas głębienia szczeliny powinno stawać się szereg wymagań. Wymagania normowe [4] zostały podane w tabeli 1.

Wymagane jest zgodnie z normami [4], by zawiesina bentonitowa miała wystarczającą wytrzymałość strukturalną żelu, co pozwoli na utrzymanie ziaren piasku w zawieszaniu i zmniejszenie przenikania zawesiny w gruncie.

Przy doborze zawiesiny bentonitowej wykorzystywanej do stabilizacji wykopu powinno zwrócić się uwagę na takie właściwości, jak łatwość wypierania zawiesiny przez mieszankę betonową oraz odporność na chemiczne oddziaływanie świeżej mieszanki betonowej. Istotne jest również zapewnienie odpowiedniej gęstości pozwalającej na pompowalność zawiesiny. Zawiesina także powinna łatwo spływać z urządzeniami głębiącymi oraz być odporna na chemiczne oddziaływanie wód gruntowych.

Skład zawiesiny bentonitowej określa się laboratoryjnie każdorazowo dla danej inwestycji. Projektując jej recepturę należy zwrócić uwagę na takie czynniki, jak: warunki wodno-gruntowe, wymagania konstrukcyjne oraz obciążenia występujące na naziomie.

3. Badania laboratoryjne szczelin wypełnionej zawiesiną bentonitową w warunkach plombowych

3.1. Metodologia badań

Celem badań laboratoryjnych było ustalenie optymalnej procentowej zawartości bentonitu stosowanego w zawiesinie bentonitowej wykorzystywanej do stabilizacji szczelin wykonywanych w warunkach „plombowych”. W badaniach uwzględniono kolmatację gruntu, ciężar właściwy i lepkość zawiesiny bentonitowej oraz wpływ obciążenia zewnętrznego na stateczność szczeliny.

Koncepcja badań została oparta na modelach ściany szczelinowej i fundamentu sąsiedniego budynku w skali 1:40. Jako ośrodek spoisty został zastosowany piasek gliniasty o gęstości 1,6 g/cm³.

Do przeprowadzenia badań laboratoryjnych został wykonany doświadczalny model skrzyni o wymiarach 54,0 x 22,0 x 12,0 cm wypełniony ośrodkiem gruntowym. Model skrzyni został wykonany z drewnianej podstawy o grubości 2,0 cm, ścian bocznych i tylnej również wykonanych z drewna o grubości 2,0 cm, oraz ściany przedniej (frontowej) wykonanej ze szkła organicznego o grubości 0,8 cm. Ściana frontowa została przytwierdzona do pozostałych ścian za pomocą wkrętów oraz usztywniona u podstawy za pomocą drewnianej listewki o przekroju 2,0 x 2,0 cm. Na frontowej ścianie została naniesiona podziałka w celu odczytania pionowych przemieszczeń ośrodka spoistego. Podziałka została naniesiona w postaci poziomych linii rozmieszczonych co 2 cm, zaczynając od dolnej krawędzi ściany.

Ośrodek spoisty do wypełnienia skrzyni był rozkładany warstwami o grubości 2 cm i zagęszczany w sposób ręczny do ok. 1,6 g/cm³. Po wykonaniu czterech warstw w sposób opisany powyżej, zosta-

ła rozłożona warstwa piasku barwionego na czarno, która umożliwiła późniejsze odczytanie powstacych pionowych przemieszczeń gruntu pod wpływem obciążenia. Czynności te były powtarzane analogicznie po usypaniu i zagęszczaniu każdej kolejnej warstwy piasku aż do wypełnienia skrzyni.

Jako model fundamentu sąsiedniego budynku została wykorzystana sklejka o wymiarach 1,2 x 1,8 x 12,0 cm.

Badania zostały przeprowadzone przy zastosowaniu trzech rodzajów zawiesiny bentonitowej o zawartości procentowej bentonitu wynoszącej odpowiednio: 12%, 22%, 32%. Procentowy udział bentonitu został ustalony z uwzględnieniem zaleceń z literatury fachowej określających, iż ciężar właściwy zawiesiny bentonitowej powinien wynosić od 40 do 350 kg/m³. Ponadto zawiesina została przygotowana na 24 godziny przed wykonaniem badań w celu prawidłowego uwodnienia częstek bentonitu.

Po wykonaniu modelu skrzyni i przygotowaniu zawiesiny bentonitowej, w ośrodku spoistym została wykonana szczelina o szerokości 2 cm i głębokości 14 cm, która podczas drążenia była wypełniana zawiesiną bentonitową.

3.2. Wykonanie badań laboratoryjnych

Badania laboratoryjne polegały na wykonaniu dziewięciu pomiarów. Zmiennymi w doświadczeniu były trzy rodzaje zawiesiny bentonitowej o różnej zawartości procentowej bentonitu oraz trzy odległości położenia modelu fundamentu od pionowej powierzchni krawędzi modelu ściany szczelinowej.

We wszystkich dziewięciu pomiarach zadano jednakowe obciążenie siłą wielkości 30 kg, co odpowiada w rzeczywistości 100 kN/mb lawy fundamentowej. Obciążenie to było przekazywane na grunt przez model fundamentu, który był przyłożony w odległościach wynoszących: 0,25 cm; 0,75 cm; 1,25 cm. Do zadania wyżej wymienionego obciążenia została wykorzystana prasa elektroniczna znajdująca się w laboratorium Katedry Wytrzymałości Materiałów Politechniki Świętokrzyskiej.

Wartości pionowego przemieszczenia gruntu pod modelem fundamentu zostały odczytane po każdorazowym ponownym przygotowaniu ośrodka spoistego, przyłożeniu w odpowiedniej odległości modelu fundamentu (wraz z jego obciążeniem) oraz wykonaniu szczeliny wypełnionej różnymi rodzajami zawiesiny bentonitowej.

3.3. Przyjęcie kryteriów do analizy

Mając na uwadze ilość czynników potrzebnych przy przeprowadzeniu doświadczenia oraz koniecz-

ność prognozowania wpływu każdego z tych czynników na wielkość przemieszczeń pionowych w gruncie zdecydowano się na analizę czynnikową przy wykorzystaniu metody matematycznego planowania eksperymentu [3].

Analiza czynnikowa to zespół metod i procedur statystycznych pozwalających na sprowadzenie dużej liczby badanych zmiennych do znacznie mniejszej liczby wzajemnie niezależnych (nieskorelowanych) czynników. Wyodrębnione czynniki mają inną interpretację merytoryczną, jednocześnie zachowując znaczną część informacji zawartych, w zmiennych pierwotnych [3].

Jako czynniki niezależne przyjęto:

- procentową zawartość bentonitu w zawiesinie – X_1 (B),
- odległość pionowej powierzchni ściany szczelinowej od krawędzi zewnętrznej fundamentu sąsiadniego budynku – X_2 (D).

Wybór głównego poziomu oraz przedziałów zmienności czynników został dobrany na podstawie analizy informacji *a priori* i analizy wstępnej literaturowej.

Przy analizie uzyskanych wyników zostały uwzględnione dopuszczalne osiadania fundamentów w warunkach plombowych. Według normy osiadania te wynoszą odpowiednio: dla budynków w złym stanie (z zarysowanymi ścianami zewnętrznymi) – 20 mm oraz dla budynków w dobrym stanie – 30 mm.

3.4. Określenie optymalnej procentowej zawartości bentonitu w zawiesinie

Do określenia optymalnej procentowej zawartości bentonitu w zawiesinie użyto poziomów i przedziałów zmienności czynników niezależnych, które zostały przedstawione w tabeli 2.

Dla sformułowania doświadczeń został przyjęty kompozycyjny ortogonalny frakcyjny plan typu 3^{**} (2-0) (przy $k = 2$), tj. pełny czynnikowy eksperyment. Do każdego zestawu czynników zostały przyjęte po trzy równoległe doświadczenia. Doświadczenia te przeprowadzono z uwzględnieniem losowości w czasie. Pozwoliło to na wyeliminowanie wpływu błędów systematycznych wywołanych przez warunki zewnętrzne. Wykorzystano w tym przypadku tablicę liczb losowych [1].

Metodykę planowania eksperymentu oraz wyniki przeprowadzonych doświadczeń przedstawiono w tabeli 3. Jako dane wyjściowe zostały przyjęte przemieszczenia d. Przekształcenie danych eksperymentalnych pozwoliło zbudować matematyczny model opisywanego stanu systemu według ocenionego

parametru optymalizacji, tj. przemieszczenia gruntu w granicach wybranej przestrzeni czynnikowej.

Do opisu przemieszczeń gruntu zastosowano równanie regresji (1).

Współczynniki regresji przedstawiono w tabeli 4.

Na podstawie analizy równania regresji (1) można stwierdzić, iż znak minusowy przemieszczenia przy czynnikach X_1 i X_2 świadczy o zwiększeniu przemieszczenia gruntu przy równoczesnym zmniejszeniu procentowej zawartości bentonitu oraz zmniejszeniu odległości od fundamentu. Natomiast wielkość współczynnika regresji świadczy o tym, o ile zmieni się przemieszczenie gruntu, jeżeli czynnik zmieni się o jeden przedział zmienności. Tak więc można stwierdzić, że przy zmianie czynnika X_1 (B) o jeden interwał zmienności (czyli 10%) przemieszczenie d zmieni się o 2,99 mm, natomiast przy zmianie czynnika X_2 (D) o jeden przedział (20 mm) przemieszczenie zwiększy się o wartość 0,5 mm.

Na podstawie otrzymanych wyników zostały określone krzywe przemieszczeń gruntu w zależności od procentowej zawartości bentonitu i odległości sąsiadującego budynku, które zostały przedstawione na rysunku 1.

Na osi rzędnych wykresu (rys. 1) zostały umieszczone wartości odległości pionowej powierzchni ściany szczebelowej od powierzchni zewnętrznej fundamentu sąsiadniego budynku. Natomiast na osi odciętych zostały umieszczone procentowe zawartości bentonitu w zawiesinie.

Z rysunku 1 zostały dobrane (na podstawie informacji doświadczalnych) wielkości badanych czynników w wybranych punktach i przedstawione w tabeli 5.

Dane odczytane z wykresu w celu łatwiejszej analizy zostały przedstawione w formie wykresu umieszczonego na rysunku 2.

4. Wnioski

Analiza przeprowadzonych badań pozwala stwierdzić, iż wielkość pionowych przemieszczeń gruntu zmniejsza się, przy zwiększeniu odległości powierzchni ściany szczebelowej od powierzchni krawędzi zewnętrznej fundamentu sąsiadniego obiektu. Na zmniejszenie pionowych przemieszczeń wpływ ma również procentowa zawartość bentonitu w zawiesinie. Na postawie przeprowadzonych badań zauważono, że największą wartość czyli, 39 mm, można zaobserwować przy odległości wynoszącej 10 cm i 12% zawartości bentonitu w zawiesinie. Wraz ze wzrostem procentowej zawartości bentonitu w zawiesinie zmniejsza się wielkość przemieszczeń

pniowych gruntu. I tak, dla 32% zawartości bentonitu w zawiesinie i odległości powierzchni ściany szczelinowej od zewnętrznej krawędzi fundamentu równej 50 cm pionowe przemieszczenia gruntu równe są zeru.

Na podstawie otrzymanych wyników badań można zaobserwować również, że przy odległości powierzchni ściany szczelinowej od zewnętrznej krawędzi fundamentu wynoszącej 10 cm, wielkość pionowych przemieszczeń przy procentowej zawartości bentonitu wynoszącej 12% wynosi 39 mm. Natomiast przy tej samej odległości, lecz większej procentowej zawartości bentonitu wynoszącej 32%, wielkość ta zmniejsza się do 7 mm. W przypadku procentowej zawartości bentonitu wynoszącej 12%, a odległości powierzchni ściany szczelinowej od powierzchni krawędzi zewnętrznej wynoszącej 50 cm przemieszczenia pionowe wynoszą 18 mm. Można zatem stwierdzić, iż na zwiększenie pionowych przemieszczeń gruntu największy wpływ ma procentowa zawartość bentonitu w zawiesinie bentonitowej.

NEMCHINOV MICHAEL VASILIEVICH

Moscow State Auto and Road

Technical University. Russia

AKTANOV SERIK KASIMBEKOVICH

State undertaking «Kazakhauturoad». Astana

Republic Kazakhstan

e-mail: uchsovet@madi.ru

FORCES AND STRESSES AT TIRES AREA CONTACT WITH ROAD PAVEMENTS FOR CARS AND LIGHT TRUCKS

Abstract

This paper describes methods and results of experimental investigations of forces and stresses at the tire contact area. A dynamometric MADI platform with a plate of a specified roughness was used to determine the dynamic influence of a car wheel at different speeds and loads. In the investigation it was determined how the forces generated at wheel contact with the pavement are influenced by air pressure in tires, pavement roughness and vehicle velocity.

Keywords: tire, road surface, contact area, friction force, stress

1. Introduction

Road engineers always think about pavement durability. It is very important criterion for road pavements. But it does not tell about possible safety cars speeds. The criterion for it is a pavement slippery [1–9].

A pavement slippery is one of the main reasons of road accidents. That is why a producers of car tires make special tire protector. It needs for receiving of high friction between tire and pavement. There are many interesting investigations of tire – pavement friction, which were made in different countries for many years (from the beginning of 20 century). It was determined that friction force in tire – pavement contact area has two components – adherence and deformation:

$$F = 2.6 T_0 \cdot r^{2/3} \cdot \theta^{2/3} / N^{1/3} + \beta + 0.17 \cdot a_r \cdot N^{1/3} \cdot \theta^{1/3} / r^{1/3} \quad (1)$$

where: T_0 – move resistance, r – radius of unity of pavement roughness, $\theta = (1 - M^2)/E$ – index of elasticity, M – Poisson coefficient, E – modulus of elasticity, N – wheel load, β – coefficient of molecular interaction, a_r – friction gisteresis losses.

The first two items are adhesion component of friction, the third is deformation component. One can see that friction force cross minimum and decrease when modules of elasticity grow up. Communicate of friction coefficient and real contact pressure is expressed by equation for united contact:

$$f = r_0 / p_r + \beta + 0.44 \cdot a_r \cdot p_r \quad (2)$$

For multitude contact friction force:

$$F = \int_0^n \left(T_0 + \beta \cdot p_0 + k_x - p_r \sqrt{\frac{h}{2}} \right) \Delta A_r d_n \quad (3)$$

where: A_r – real contact area, p_r – real pressure, p_0 – contour pressure, h – inculcation depth of roughness projection into protector rubber, k_x – coefficient: $k_x = 0.19 a_r$ – for elastic contact, $k_x = 0.55$ – for unit projection and for plastic contact, n – quantity of rough projection in contact area, T_0 – unite adhesion (molecular) component of friction force.

For adhesion component of friction force it is possible to write:

$$T_a = T_0 \cdot A_k + \beta \cdot N \quad (4)$$

For deformation (mechanical) component:

$$F = k_x \int_0^n N_r \sqrt{\frac{h}{2}} d_n \quad (5)$$

where: N_r – load for unite friction connection.

Thus for evaluate of friction force in contact area it needs to know contact area sizes, area functional contacts, contact pressure (middle for area and on roughness projection) and contact time that is car velocity.

Investigation intention: To determine of quantity and probable regularities of wheel load change at contact area during car movement.

Object of investigation: Asphalt pavement with rough wear layer from crushed stone different rocks.

Factor for investigation: 1. Adhesion component of friction force as function of rocks kind. 2. Pressure in contact area and it depends from car velocity. 3. Longitudinal component of pressure force at contact area. 4. Specific pressure at contact area: middle on area (contour and real) and at different pavement roughness projection.

Investigation method. Method is complex: natural investigation at real roads with different cars and light trucks, velocity from 0 to 90 km/hour, natural and model pavements, laboratory investigation with different kinds of rocks. It was used different special equipments for transient processes.

2. Methods for investigating car wheel dynamic influence at road pavement surface

It was used specific dynamic platform "Module A", which was made for measuring of contact force of sportsmen-jumps. "Module A" had dynamometric platform, plate with roughness at her surface, which was made at three rock swing posts. In result it was possible to register three component of force, it acting on plate: P_x , P_y , P_z . Deformation of rock swing posts was measured with help of tensometers and was recorded on tape. The platform mass was 80 kg. Hard and stability all system was guaranteed by place of support frame in flexible pavement.

Outward external force calls deformation of plate rock swing posts and electrical signal. It was six tensometers – for P_x and P_y . Owner frequency of platform was more 400 Hz, what was more forced frequency. Maximum vertical force was 9.8 kN, in horizontal component (X,Y) – 4.9 kN.

Platform surface was in one level with road surface. Platform dimension in plane – 750 x 750 mm. That is why it was possible to have car velocity to 100 km/hour. Pavement irregularities were made by label of different dimension pebbles at plate and near road pavement (zone 1.5 m). It was investigated seven texture types with different height roughness (Table 1).

Table 1. Pavement texture in investigation

Dimension of rock [mm]	Height of pavement roughness [mm]
Without rock	0.10
5 – 10	2.40 – 2.45
10 – 15	4.69
15 – 20	5.69
20 – 25	5.55 – 6.96

Cars had wheel load: 2.2 kN; 2.85 kN; 4.90 kN; 5.40 kN. Velocity was from 0 to 90 km/h. It was calculated minimum number of measuring: $N_{min} = k_v^2 \cdot t^2 / \Delta^2$, K_v – variation coefficient:

$$k_v = \delta / \bar{x}, \delta = \left[\sum_{i=1}^{n-1} (x_i - \bar{x}) / (n-1) \right]^{1/n} \quad (6)$$

T – Student coefficient, Δ – prescriptive precision accuracy for little amount of measuring. It were: $\Delta_{px} = 3.5\%$; $\Delta_{pz} = 4.5\%$ for reliable 95%. Minimum measuring for $P_z = 10$, for $P_y = 6$. Real measuring errors were 4.33% for P_z and 3.42% for P_y .

2.1. Method of measuring of contact pressure

For this work it was made special small platform – platform MADI (S.K. Aktanov) – with dimension 400 x 400 mm. This platform was putted in pavement in one level with it. The plate of platform has many openings 12 mm in diameter with step 25 mm for special tensometer (design by S.P. Zaharov from Institute of Tire Industry, Russia). This tensometer had head, which was placed in openings of plate. Electrical signal was rouded. Minimum measuring was 12% by 95% reliable. Real error was 3.02%.

Roughness was modeled by indentors with sphere form head. Radius of sphere in plane and height were 2.5 mm; 5.0 mm; 7.0 mm; 10 mm with a distance between axles, accordingly, 25 mm; 50 mm; 75 mm and 100 mm. In result it was two types of pavement roughness: rough ($R = 7.5$ mm, $l = 25$ mm; $R = 10$ mm, $l = 25\dots50$ mm) and dowel pin ($R = 2.5$ mm, $l = 25\dots100$ mm; $R = 5.0$ mm, $l = 25\dots100$ mm; $R = 10$ mm, $l = 75\dots100$ mm) (Fig. 1).

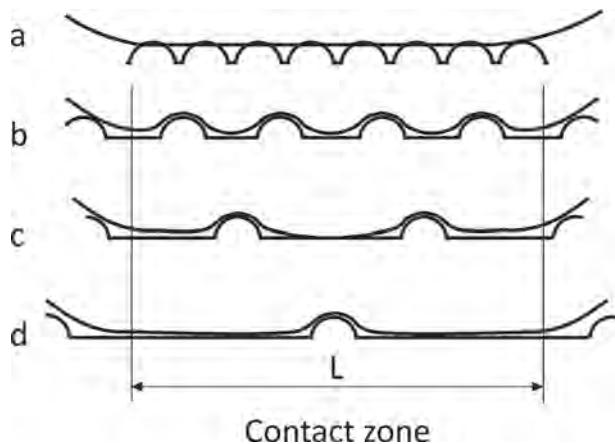


Fig. 1. Scheme of contact of tires with pavement roughness. a, b – rough surface, c, d – dowel pin surface, L – contact area length

2.2. Method for estimating pavement roughness work at real roads

It was used an observation method with measuring of traffic volume and pavement roughness at the several read roads. Then actual traffic volume was counted to equivalent traffic volume for truck with wheel load 6.5 t (13 t at axle). For pavement roughness was used “sand spot” method.

3. Results of investigation

3.1. Dynamic influence of cars at pavement

Wheel cars load was from 1.94 kN to 6.92 kN. Velocity: 0–90 km/h.

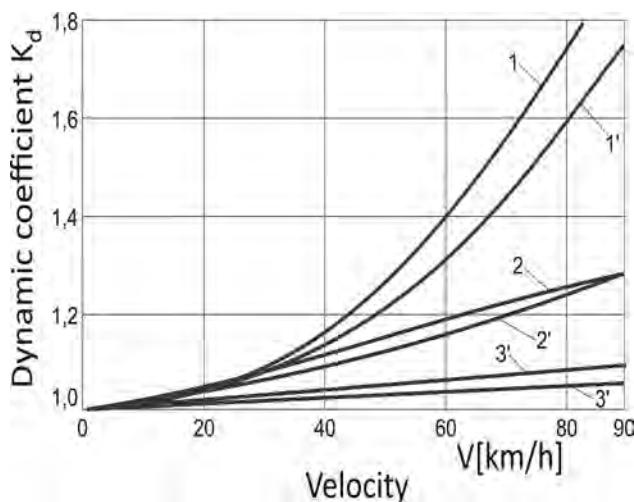


Fig. 2. Dynamic coefficient K_d of cars for travel with different velocities. 1, 2, 3 – no drive wheel. 1.1, 2.1, 3.1 – drive wheel. Rough R: 1, 1.1 – 5.55 mm; 2, 2.1 – 2.45 mm; 3, 3.1 – 0.10 mm

Table 2. Dynamic coefficient K ($P_{zV>0}/P_{zV=0}$)

Velocity [km/h]	No drive wheel $G = 3.06 \text{ kN}$		Drive wheel $G = 3.15 \text{ kN}$	
	1	1.17	1.20	1.21
0	1	1.17	1.20	1.21
40	1.17	1.20	1.21	1.21
60	1.20	1.23	1.24	1.24
80	1.23	1.26	1.27	1.27
90	1.26	1.29	1.30	1.30

Table 3. Pavement roughness and dynamic coefficient K

Velocity [km/h]	Pavement roughness, R [mm]					
	0.10		2.45		5.55	
	No drive Wheel The first	Drive Wheel The back	No drive Wheel The first	Drive Wheel The back	No drive Wheel The first	Drive Wheel The back
40	1.04	1.02	1.14	1.07	1.22	1.07
60	1.08	1.04	1.17	1.16	1.29	1.26
80	1.09	1.09	1.24	1.25	1.82	1.62
90	1.14	1.13	1.32	1.25	1.95	1.71

Table 4. Growth of wheel load at every millimeter of height pavement roughness $G = 3.06 - 3.15 \text{ kN}$

Velocity [km/h]	Increase of load for 1 mm of roughness ledge height	
	No drive wheel	Drive wheel
40	3.1	1.0
60	3.65	3.8
80	12.2	8.9
90	13	9

Dependence of vertical component of wheel load from velocity it is possible to express by equation:

$$P_z = P_{zV=0} + a \cdot V = b \cdot V^2 \quad (7)$$

Table 5. Coefficients and b. $G = 3.06 - 3.15 \text{ kN}$

Coefficients	Pavement roughness, R [mm]					
	0.10		2.45		5.55	
	No drive Wheel. The first	Drive Wheel. The back	No drive Wheel. The first	Drive Wheel. The back	No drive Wheel. The first	Drive Wheel. The back
a	0.382	0.280	0.827	0.279	-0.5185	-0.897
b	0	0	0.00237	0.008	0.0431	0.0386

Experiments with cars with another wheel load are confirmed received dependence. Investigations (with S.J. Tkachev) let us the information about blow force of cars wheel with projections at the road surface (Fig. 3).

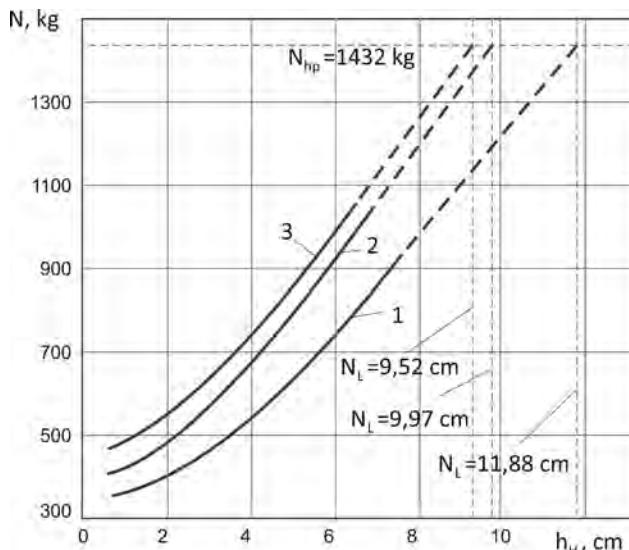


Fig. 3. The blow force of cars wheel (tire) N with projections at the road surface; h_H – height of projections, centimeters

3.2. Tangential component of wheel load

It was investigated four types of pavement roughness: $R = 2.4$ mm; 4.69 mm; 5.69 mm; 6.96 mm (tables 6, 7).

Table 6. Longitudinal component of force (P_y , kN) in wheel area. Drive wheel. $G = 3.15$ kN

Velocity [km/h]	Pavement roughness, R , [mm]			
	2.40	4.69	5.69	6.96
20	1.037	1.054	1.077	1.044
40	3.115	2.900	2.777	2.780
60	6.254	5.576	5.120	5.252
80	10.454	9.062	8.120	8.458

Table 7. Longitudinal component of effort (kN/cm^2) as function of contact area. Drive wheel. $G = 3.15$ kN

Velocity [km/h]	Pavement roughness, R [mm]			
	2.40	4.69	5.69	6.96
20	0.033	0.055	0.066	0.074
40	0.100	0.154	0.184	0.196
60	0.202	0.295	0.339	0.370
80	0.338	0.481	0.538	0.595
Real area, A_r [cm ²]	30.91	18.82	15.08	14.20

It is possible to use different kinds of technology for pavement repair. One of them, very often used, is a construction of wearing layer, especially for repair of ruts at pavements. The main constructive component here the rock is. It must be fixed on a pavement surface very strongly. In the first days after construction end

it is possible some rocks come off the pavement. In order to it is not a tear off force must be smaller keep force. Professor J. A. Mednikov suggested formula to count the tear off force for rock:

$$P = \frac{4 \cdot R_p}{(3-n)(1-\beta) \cdot \sqrt{(3+(1+\beta)\sqrt{3(3-n)^2+n^2})}} \quad (8)$$

where: $n = a/a_1$, a – length of rock grain on pavement surface, a_1 – depth of block of rock grain, $\beta = R_p / R_c$, R_p – a count resistance of asphalt concrete to tension, R_c – a count resistance of asphalt concrete in the time of compression. For $R_p = 0.3$ kN/cm² $R_c = 1.22$ kN/cm². Maximum permitted longitudinal forces:

for $n = 0.4$, $P = 0.136$ kN,
 $n = 0.2$, $P = 0.126$ kN,
 $n = 0.1$, $P = 0.122$ kN.

These Figures and table 7 data recommend the velocity limit for the first days of wearing layer work.

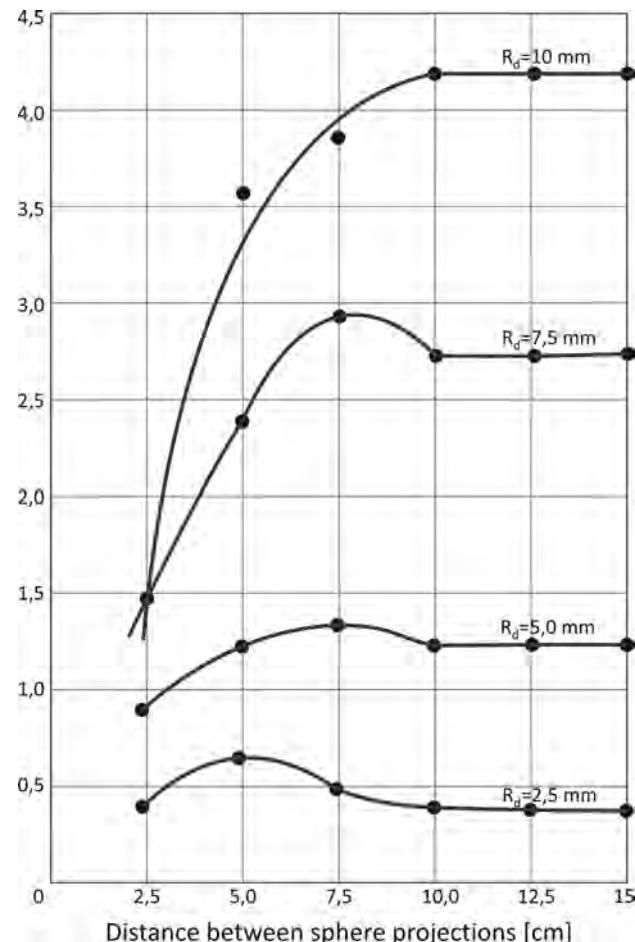


Fig. 4. Contact pressure as function of pavement roughness density and height of rock ledges.

Note: on the ordinate – contact pressure at road pavement with sphere projections. H/unit

3.3. Contact wheel area pressure and pavement roughness

Comparison of q_k , q_{fact} , q_0 and q in tires shows large difference of them sizes. Density of pavement roughness ledges changes and increases contact pressure.

Table 8. Pressure at wheel area

No. car	Contact area [cm ²]		Middle pressure [kN/cm ²]			q_{fact}/q_k
	Real	For 1 ledge	At on four q_k	Real q_{fact}	At one ledge q_0	
1	23.50	0.904	0,357	1.264	1.142	3.54
2	31.63	0.904	0.511	1.916	1.732	3.75
3	27.72	0.730	0.402	1.520	1.109	3.78
4	34.03	0.791	0.504	1.650	1.305	3.27
5	26.23	0.656	0.540	1.843	1.275	3.60
6	51.03	1.001	0.516	1.391	1.500	2.69
7	83.21	1.280	0.710	1.419	1.816	2.33
8	74.47	1.201	0.470	1.466	1.863	3.12

Table 9. Pressure of air (q) in cars tyre. $V = 0$

No. car	1	2	3	4	5	6	7	8
G_{wheel} [kN]	29.7	60.6	42.1	56.1	51.0	71.0	118.1	109.2
Q [kN/cm ²]	0.17	0.033	0.017	0.022	0.020	0.031	0.048	0.044

Table 10. Pressure (kN/cm²) in contact area of the drive wheel $G = 56,1$ kN, $V = 20$ km/h

Distance between ledges [mm]	Pavement roughness, R [mm]			
	2.5	5.0	7.5	10.0
25	0.0436	0.0966	0.1530	0.1530
50	0.0620	0.1300	0.2480	0.3634
75	0.0500	0.1351	0.3000	0.3930
100	0.0433	0.1263	0.2780	0.4286

One can see that maximum pressure depends on rock density – distance between rocks and rock height.

3.4. The work of pavement roughness wearing layer

The main purpose of this investigation was to receive an additional information about duration of pavement roughness preservation. Before in such observations it was used hardness gauge of TRRL [4, 5, 6]. We used hardness gauge another design structure, with another form of work head. Our observations were made at road with soft asphalt concrete pavement. The results confirmed received before knowledge.

4. Conclusions

It was determined:

- The pressure at wheel contact area for cars and light trucks is more air pressure in their tires.

- Pavement roughness assists growth of contact pressure in several times, especially for unit ledge of rock.
- Cars velocity assists growth of forces (normal and longitudinal components).
- Dynamic coefficient growths especially quickly for large velocity – 80...90 km/h and more. Prognosis for V more 100 km/h – K more 2.
- Contact pressure is a function of density and height pavement roughness. It is important for rock expenses to decide what pavement roughness to build – rough or dowel pin.

References

- [1] Немчинов М.В. Сцепные качества дорожных покрытий и безопасность дорожного движения. – М.: Транспорт, 1985.
- [2] Немчинов М.В. Текстура поверхности дорожных покрытий. – М.: ТехПолиграфЦентр, 2010.
- [3] Технические указания по устройству дорожных покрытий с шероховатой поверхностью. ВСН 38-90. МинавтодорРСФСР. – М.: Транспорт, 1990.
- [4] Greenwood J.A. Williamson J.B.P. Contactofnominally Flat Surfaces. Pros. Roy., Soc., Ser. A., vol. 295 №1442, 1966.
- [5] Schallema A. Proceedings of the Physical Society. Ser. B., vol. 67, №4206, 1954
- [6] Немчинов М.В., Актанов С.К. Взаимодействие автомобильного колеса с дорожным покрытием. Ж-л «Наука и техника в дорожной отрасли», №2. 2014.-с.12-14 (0,6 п.л.)
- [7] Немчинов М.В., Актанов С.К. Оценка силового воздействия автомобильного колеса на дорожное покрытие». В кн. «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе». Материалы международной научно-практической конференции, г. Пермь, Изд-во ПНИПУ, 2014 г. – с.475-477



environment
environment

TOMASZ KOZŁOWSKI¹
 MARTA KOLANKOWSKA²
 ŁUKASZ WALASZCZYK³
 Kielce University of Technology
¹e-mail: tomkoz@tu.kielce.pl
²e-mail: kolankowska.marta@wp.pl
³e-mail: lukaszw@tu.kielce.pl

CALCULATING SOIL THERMAL PROPERTIES FOR THE PURPOSE OF NUMERICAL SIMULATION OF HEAT TRANSFER IN MULTI-LAYERED GROUND PROFILE

Abstract

An example of simulation made by use of a program based on a one-dimensional heat transfer model is presented. Some detailed values and solutions related to soil thermal properties are given, among them, particularly, the freezing point T_f and the unfrozen water content function $u(T)$ are discussed. The results of computation done for multilayered ground profile suggest the occurrence of the “real” depth of frost, as opposed to “conventional” depth of frost, identified with the depth of the zero isotherm.

Keywords: Heat transfer, soil, phase changes, soil freezing point, unfrozen water content

Nomenclature

- C – volumetric heat capacity ($\text{J m}^{-3} \text{K}^{-1}$)
- c_{ice} – specific heat of ice ($\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$)
- c_s – specific heat of dry soil ($\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$)
- c_u – specific heat of unfrozen water ($\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$)
- L – latent heat of fusion of ice (J kg^{-1})
- S – soil specific surface area ($\text{m}^2 \text{g}^{-1}$)
- t – time (s)
- T – temperature (K)
- T_a – air temperature ($^\circ\text{C}$)
- T_f – equilibrium freezing point ($^\circ\text{C}$)
- T_g – average annual temperature ($^\circ\text{C}$)

1. Introduction

In [1], a finite difference scheme, which can be easily used for PC-programming to solve one-dimensional problems associated with soil freezing and thawing, was presented. The method takes into account the real phase equilibria in the soil-water system, thereby being better interpretable both physically and in terms of soil mechanics. However, such thermal properties of soils as thermal conductivity and heat capacity strongly depend on the unfrozen water content and the

- T_m – limit temperature of phase changes ($^\circ\text{C}$)
- T_{sn} – non-equilibrium freezing point ($^\circ\text{C}$)
- w – water content (% of dry mass)
- w_{nf} – unfreezable water content (% of dry mass)
- w_p – soil plasticity limit (% of dry mass)
- w_u – unfrozen water content (% of dry mass)
- Greek symbols*
- ρ_d – soil dry density (kg m^{-3})
- ρ – soil bulk density (kg m^{-3})
- λ_u – thermal conductivity of unfrozen soil soil ($\text{W m}^{-1}\text{K}^{-1}$)
- λ_f – thermal conductivity of frozen soil ($\text{W m}^{-1}\text{K}^{-1}$)

freezing point depression, the latter being common phenomena in soil-water systems.

For full applicability of the model it is necessary to strictly define these phenomena and give some empirical procedures allowing their determination.

2. Thermal properties of soil

The full understanding of the soil parameters used in the FDM scheme presented in [1] needs additional explanation and some detailed values and solutions should be given. This particularly relates to the

freezing point T_f and the unfrozen water content function $w_u(T)$.

The typical plot of the unfrozen water content curve vs. temperature is shown in Figure 1. If $T > T_f$ ice is absent in the system and the unfrozen water content w_u equals the total water content w . On freezing in a laboratory, supercooling to the temperature of spontaneous nucleation T_{sn} is possible. At T_{sn} embryo nuclei form and grow to critical sizes, and crystallization begins [2]. As a result of the release of the latent heat L , the temperature of the system rises to the value of equilibrium freezing T_f often referred to as the freezing point. Further extraction of heat leads to a lowering of temperature and successive freezing of the remaining unfrozen water according to the line AC in Figure 1, being the plot of the function $w_u = w_u(T)$.

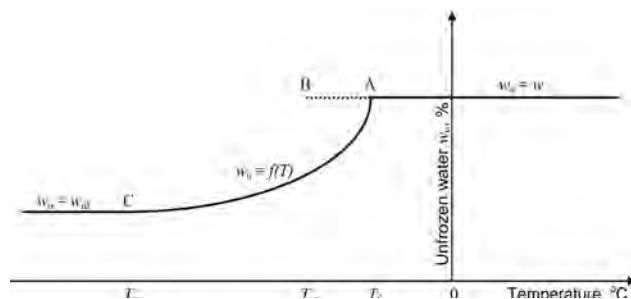


Fig. 1. A schematic diagram for the unfrozen water content in soil (see details in text)

Hence, the freezing point T_f is an important parameter, indicative of the state of the system (i.e. unfrozen or frozen). Notice that in the case of the soil-water system the term ‘frozen’ refers to the situation when some non-zero quantity of ice is present in the system. In fact, a quantity of water remains in soil down to -40°C [3]. This water, the quantity of which is nearly temperature independent, is called the unfreezable water w_{nf} . It is often referred to as the strongly bonded water. The value of T_f primarily depends on the total water content of the system, but the exact form of such a function results from the thermodynamic properties of the system, a practical determination of which is very problematic [4].

However, it should be stressed that the function of the unfrozen water content $w_u(T)$ should be consistent with the value of T_f . In other words, the following condition should be satisfied:

$$\text{if } T \rightarrow T_f \text{ then } w_u \rightarrow w \quad (1)$$

Therefore, either the functions $T_f = f(w)$ and $w = w_u(T)$ have to be obtained experimentally (which is time consuming and needs a special equipment) or

a computational model for w_u should be used, which satisfies the condition (1) in relation to T_f obtained in another way (i.e. experimentally or empirically). Such a model was described in [5]:

$$w_u = \begin{cases} w & T > T_f \\ w_{nf} + (w - w_{nf}) \exp \left[-3.35 \left(\frac{T_f - T}{T - T_m} \right)^{0.37} \right] & T_m < T < T_f \\ w_{nf} & T < T_m \end{cases} \quad (2)$$

where w_{nf} is unfreezeable water content and T_m is a conventional limit of intensive phase changes (corresponding with the point C in Fig. 1); it has been established that for engineering purposes the approximate value $T_m = -12^\circ\text{C}$ is sufficient [5].

If experimental data relating to the freezing point are unavailable, one of the empirical Equations must be used. Kozłowski [2] presented an empirical equation based on precise results obtained on a DSC warming run. The freezing point was calculated together with the unfrozen water curves, as their immanent parameter. The freezing point T_f was comprehended as the initial temperature of the last non-zero thermal impulse in the plot of real thermal impulses distribution $q(T)$. A statistical analysis of the obtained results yielded the following empirical equation:

$$T_f = -0.0729 w_p^{2.462} w^{-2} \quad (3)$$

where w_p is the soil plastic limit. The correlation coefficient obtained for Equation (3) in relation to the experimental data (137 samples of six model soils) was unexpectedly high ($R = 0.933$). Verification of the model done for 33 results reported by other investigators shown that root mean square error of approximation of T_f by use of Equation (3) was 0.31K [2].

The unfreezeable water content corresponds to the water adsorbed on flat surfaces of clay minerals and can be determined experimentally as the hygroscopic water content, for example by sorption under 10% solution of sulphur acid for 10 days (Stepkowska [6]). It can be also determined by use of one of the following empirical equations [5]:

$$w_{nf} = 0.042 \cdot S + 3 \quad (4)$$

$$w_{nf} = 0.009811 \cdot w_p^{1.8464} \quad (5)$$

The predictive ability of the model is expected to depend on the quality of data regarding the freezing point and the unfreezeable water and the data from

the laboratory experiments would be the best in every individual case. However, the empirical relations given by Equations (3) – (5) can be used instead, thereby the set of Equations (2) – (5) enables us to describe the variation of the unfrozen water content with a reasonable accuracy (assuming that physical properties such as the limits of consistency and the specific surface area are known). Verification of these statements was done by use of foreign empirical data in [5].

Generally, the thermal conductivity of soil depends on its water content, dry density, mineral composition, particle shape and other factors of less significance. In every case, using a value for λ without regard for at least two factors from the above list leads to considerable errors in thermal computations. Empirical Kersten's formulae presented by Farouki [7] were obtained for 19 both frozen and unfrozen natural soils and crushed rocks at various water contents. The equations give the thermal conductivity λ in terms of its dry density ρ_d and total water content w , separately for unfrozen (+4°C) and frozen (-4°C) conditions.

For unfrozen cohesive soils

$$\lambda_u = 0.1442(0.9 \log w - 0.2)10^{0.6243\rho_d} \quad (6)$$

and for frozen cohesive soils

$$\begin{aligned} \lambda_f = & 0.001442(10)^{1.373\rho_d} + \\ & 0.01226(10)^{0.4994\rho_d} w \end{aligned} \quad (7)$$

For unfrozen sandy soils

$$\lambda_u = 0.1442(0.7 \log w + 0.4)10^{0.6243\rho_d} \quad (8)$$

and for frozen sandy soils

$$\lambda_f = 0.01096(10)^{0.8116\rho_d} + 0.00461(10)^{0.9115\rho_d} w \quad (9)$$

Equations (6) – (9) give λ in W/mK with ρ_d in g/cm³.

The temperature dependency of thermal conductivity for soils at temperatures above the freezing point can be ignored without noticeable error in most engineering applications. However, such dependence may be significant below the freezing point [8], because phase composition of a soil-water system is temperature dependent. Unfortunately, it seems that no useful and reliable solution is available at this time.

Finally, attention should be paid to the heat capacity C . It is modelled as the weighted sum of the heat capacities of soil constituents. As mentioned above, the temperature dependency of the specific heats of soil constituents, i.e. soil solids c_s , liquid water c_u and ice c_{ice} , can be omitted. Subsequently, the value of

4100 J kg⁻¹ K⁻¹ is usually assumed for c_u and 2100 J kg⁻¹ K⁻¹ for c_{ice} . However, some empirical equations describe the specific heats of liquid water and ice versus temperature T . For water, the formula of Roberts can be used [9]

$$c_u = 4204.8 - 1.768T + 0.02645T^2 \quad (10)$$

while for ice the formula of Dickinson and Osborne [9] is as follows:

$$c_{ice} = 2117.3 + 7.8T \quad (11)$$

According to Equation (10), there is no need to take into account the temperature dependency of c_u . For example, one obtains 4197 J kg⁻¹ K⁻¹ and 4214 J kg⁻¹ K⁻¹ for +5°C and -5°C respectively. Therefore, the constant value calculated for 0°C, i.e. $c_u = 4200$ J kg⁻¹ K⁻¹, seems a realistic approach. Oppositely, the linear temperature dependency of c_{ice} seems more considerable; c_{ice} equals 2117 J kg⁻¹ K⁻¹ at 0°C and 2039 at -10°C. However, the difference is still less than 4% of the total value of c_{ice} , hence the constant value 2100 J kg⁻¹ K⁻¹, referring to about -2.2°C, can be accepted.

Following, the widely accepted value for c_s is 840 J/gK, but it refers to temperatures near +20°C. Lately, Ochsner et al. [10] estimated c_s for four different soils at 20°C, obtaining values between 801 and 895 J kg⁻¹ K⁻¹. However, according to Kozlowski [11], who investigated the temperature dependency of c_s for three monomineral soils between -40° and +25°C, the specific heat of soil solids decreases with temperature from 2 to 5 J kg⁻¹ K⁻¹ for Kelvin, depending on the mineral composition. Therefore, ignoring the full temperature dependency, it is rational to assume two values for c_s : 790 J kg⁻¹ K⁻¹ at $T > T_f$ and 750 J kg⁻¹ K⁻¹ at $T < T_f$, calculated for +5°C and -5°C respectively, or the constant value 770 J kg⁻¹ K⁻¹ instead of 840 J kg⁻¹ K⁻¹ reported in references.

3. Analysis and discussion

An example of the application of the model to the analysis of a heat transfer problem in natural condition will be presented using a multilayered ground profile. The section included from the top: 0.3 m silty sand, 0.4 m clay, 0.3 clayey silt and 7.0 m fine sand. The properties of the soil layers are shown in Table 1. The day mean temperatures between 1st November 2002 and 25th January 2003 for the meteorological station Kielce in Poland were used as a boundary condition along the ground surface. The insulating effect of a snow cover was neglected in the presented simulation, however, in the program Daisy 2.0, any insulating layers can be taken into consideration optionally.

Table 1. Properties of soil layers in analyzed ground profile

Soil	Silty sand	Clay	Clayey silt	Fine sand
Thickness, m	0.3	0.4	0.3	7.0
Water content w , %	9	12	15	14
Bulk density r , kg/m ³	1650	2200	2100	1850
Dry density r_d , kg/m ³	1514	1964	1826	1623
Thermal conductivity k_u , W/mK	1.3570	1.8727	1.7089	1.7869
Thermal conductivity k_f , W/mK	1.1803	2.1258	1.9652	2.1729
Freezing point T_f , °C	0	-1.52	-0.39	0

In Figure 2, the temperature variations at the depths of 0.5 m and 1.0 m are compared to the variation of the air temperature. The temperature changes at 0.5 m are qualitatively in agreement with the changes of the air temperature, although the amplitudes are apparently reduced. However, at the depth as shallow as 1.0 m, the effect of temperature variation at the surface seems to disappear.

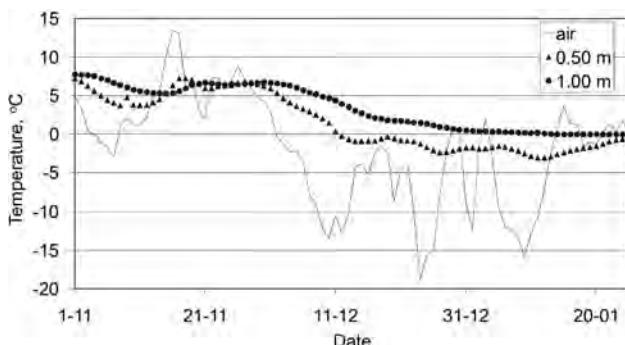


Fig. 2. Variation of the air temperature in the period between 01-11-2002 and 25-01-2003 and related variation of the ground temperature at the depths of 0.5 m and 1.0 m calculated by use of the presented model

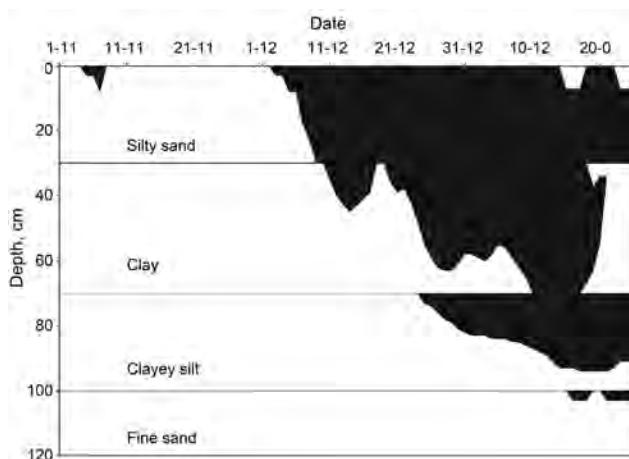


Figure 3. Variation of the real freezing zone in the analysed ground profile (in black)

In Figure 3, the progress of the zone with temperatures below the freezing point is presented. It represents the

“real” depth of frost, as opposed to the “conventional” depth of frost, identified with the depth of the zero isotherm. In other words, within the zone in Figure 3, ice is present in soil. It can be seen that in the case when a soil with a lower freezing point lies on top of a soil with the freezing point closer to 0°C, the latter begins to freeze earlier. Such a paradoxical state can be maintained for a relatively long period. Similarly, when positive temperatures occur at the surface after a freezing period, soils with a lower freezing point can thaw earlier even if they are situated deeper.

The distinction between the “real” and “conventional” depth of frost is essential. The former seems much more suitable in engineering problems. Consider, for example, a problem relating to the thawing of soil. As the zone of thawed soil progresses downward below the road surface, the melt water produced cannot penetrate the frozen soil. The trapped water induces a high moisture content directly under the pavement, reducing the bearing capacity. Until a drainage path is restored, loads should be restricted to prevent disintegration of the road surface. The real depth of thaw, analogically to the real depth of frost, means the region in which the ice component, increasing the strength of frozen ground, is absent. In addition, the zone of the really frozen soil underneath corresponds with the region in which the permeability remains decreased. Knowledge about changes in the thicknesses of both the frozen and thawed layers versus time could enable one to reorganize traffic temporarily. In this case, the conventional depths of frost or thaw seem unreasonable parameters as they are not able to give information about the actual distribution of ice.

4. Conclusions

1. An efficiency of a numerical model dealing with one-dimensional problems has been verified by comparing calculated frost-depths with those measured in a laboratory test and obtained by use of the Stefan formula. The agreement is satisfactory. The model can be particularly useful in simulating problems with stratified ground sections and the air temperature varying in a complicated manner.
2. Results of a numerical simulation done for multilayered ground profile suggest the occurrence of the “real” depth of frost, as opposed to the “conventional” depth of frost, identified with the depth of the zero isotherm. just within the zone of really frozen soil ice is definitely present. The distinction between the “real” and “conventional” depth of frost is essential and should be taken into account when solving many engineering problems.

References

- [1] Kozłowski T., Kolankowska M, Walaszczyk Ł.: *A finite difference scheme to solve one-dimensional problems associated with soil freezing and thawing*, "Structure and Environment", 1 (2015).
- [2] Kozłowski T.: *Soil freezing point as obtained on melting*, "Cold Regions Science & Technology", 38(2-3) (2004), pp. 93-101.
- [3] Anderson D.M., Tice A.R.: *Low temperature phases of interfacial water in clay-water systems*, Soil Sci. Soc. Am. Proc., 35 (1) (1971), pp. 47-54.
- [4] Low P.F., Anderson D.M., Hoekstra P.: *Some thermodynamic relationships for soils at or below the freezing point*; 1: *Freezing point depression and heat capacity*, Water Resour. Res., 4 (1968), pp. 379-394.
- [5] Kozłowski T.: *A semi-empirical model for phase composition of water in clay-water systems*, Cold "Regions Science and Technology", 49 (2007), pp. 226-236.
- [6] Stępkowska E.T.: *Simple method of crystal phase water, specific surface and clay mineral content estimation in natural clays*, Studia Geotechnica, IV 2 (1973), pp. 21-36.
- [7] Farouki O.T.: *Thermal Properties of Soils*, Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, 1986.
- [8] Fukuda M., Jingsheng Z.: *Hydraulic conductivity measurements of partially frozen soil by needle probe method* in: *Frost in Geotechnical Engineering*, VTT Symposium 94, Espoo, 1989, pp. 251-266.
- [9] Dorsey N.E.: *Properties of Ordinary Water Substance*, Rein. Pub. Corp., New York, 1940.
- [10] Ochsner T.E., Horton R., Ren T.: *A new perspective on soil thermal properties*, Soil Sci Soc. Am. J., 65 (2001), pp. 1641-1647.
- [11] Kozłowski T.: *Influence of the total water content on the unfrozen water content below 0°C in model soils*, "Archives of Hydro-engineering and Environmental Mechanics", XLII 3-4 (1995), pp. 51-70.

Tomasz Kozłowski
Marta Kolankowska
Łukasz Walaszczyk

Obliczanie termicznych właściwości gruntu na potrzeby numerycznej symulacji przepływu ciepła w wielowarstwowym profilu podłoża gruntowego

1. Wprowadzenie

W artykule [1] przedstawiono schemat różnic skończonych, który może być łatwo wykorzystany do programowania komputerowego w celu rozwiązywania jednowymiarowych problemów związanych z zamarzaniem i rozmarzaniem gruntu. Metoda ta uwzględnia rzeczywistą równowagę fazową w systemie gruntowo-wodnym, co jest lepsze do interpretacji zarówno fizycznie, jak i pod względem mechaniki gruntów. Jednakże takie właściwości termiczne gruntów, jak przewodność cieplna i pojemność cieplna w dużym stopniu zależą od zawartości wody niezamarzniętej i obniżenia temperatury krzepnięcia, będącego powszechnym zjawiskiem w systemach gruntowo-wodnych. Dla pełnego wdrożenia modelu niezbędne jest ścisłe zdefiniowanie tych zjawisk i podanie empirycznych procedur umożliwiających ich określenie.

2. Właściwości termiczne gruntu

Pełne zrozumienie parametrów gruntu wykorzystywanych w powyższym schemacie MRS wymaga dodatkowych wyjaśnień, określenia niektórych wartości i rozwiązań szczególnych. Odnosi się to zwłaszcza do temperatury zamarzania T_f i funkcji zawartości wody niezamarzniętej $w_u(T)$.

Typowy wykres krzywej zawartości wody niezamarzniętej w zależności od temperatury przedstawiono na rysunku 1. Jeśli $T > T_f$, to lód jest nieobecny w systemie i zawartość wody niezamarzniętej w_u jest równa całkowitej zawartości wody w . Podczas zamarzania wody w gruncie w warunkach laboratoryjnych możliwe jest przechłodzenie do temperatury spontanicznej nukleacji T_{sn} . W temperaturze T_{sn} zarodki krystalizacji formują się i rosną do krytycznych rozmiarów, rozpoczętając krystalizację [2]. W wyniku uwolnienia ciepła utajonego L , tempera-

tura układu wzrasta do wartości równej temperatury zamarzania T_f . Dalsze pozyskiwanie ciepła prowadzi do obniżenia temperatury i sukcesywnego zamarzania pozostały niezamarzniętej wody zgodnie z linią AC przedstawioną na rysunku 2, będącą wykresem funkcji $w_u = w_u(T)$.

Zatem temperatura zamarzania T_f jest ważnym parametrem, wskazującym na stan układu (niezamarznięty lub zamarznięty). Należy zauważyć, że w przypadku układu woda-grunt określenie „zamarznięty” odnosi się do sytuacji, gdy pewna niezerowa ilość lodu jest obecna w systemie. W rzeczywistości w gruncie poniżej -40°C [3] pewna ilość wody pozostaje niezamarznięta. Jej ilość jest praktycznie niezależna od temperatury i nazywa się wodą niezamarzającą w_{nf} . Jest ona często określana jako woda silnie związaną. Wartość T_f zależy przede wszystkim od całkowitej zawartości wody w układzie, a dokładna postać tej funkcji wynika z właściwości termodynamicznych systemu, których praktyczne określenie jest bardzo problematyczne [4].

Należy jednak podkreślić, że funkcja zawartości wody niezamarzniętej $w_u(T)$ powinna być zgodna z wartością T_f . Innymi słowy, następujące warunki powinny być spełnione (1).

W związku z tym, zarówno funkcje $T_f = f(w)$, jak i $w_u = w_u(T)$ należy uzyskać doświadczalnie (jest to czasochłonne i wymaga specjalnego sprzętu) lub wykorzystać model obliczeniowy dla w_u , spełniający warunek (1) w stosunku do T_f otrzymanego innym sposobem (doświadczalnie lub empirycznie). Taki model został opisany w [5] (2), gdzie w_{nf} jest zawartością wody niezamarzającej, a T_m jest granicą intensywnych przemian fazowych (odpowiadającą punktowi C na rys. 1); stwierdzono, że dla potrzeb techniki wystarczająca jest przybliżona wartość $T_m = -12^\circ\text{C}$ [5].

W przypadku braku danych doświadczalnych dotyczących temperatury zamarzania, należy zastosować jedno z równań empirycznych. Kozłowski [2] przedstawił równanie empiryczne oparte na dokładnych wynikach przebiegu ciepła uzyskanych metodą DSC. Temperaturę zamarzania obliczono w połączeniu z krzywymi wody niezamarzniętej jako wewnętrzne parametry. Temperatura krzepnięcia T_f była określana jako temperatura początkowa ostatniego niezerowego impulsu cieplnego na rozkładzie rzeczywistych impulsów termicznych. Analizę statystyczną otrzymanych wyników uzyskano na podstawie następujących równań empirycznych (3), gdzie w_p to granica plastyczności gruntu. Współczynnik korelacji uzyskany dla równania 3, w odniesieniu do

danych eksperymentalnych (137 próbek wzorcowych sześciu modeli gruntów) był niespodziewanie wysoki ($R = 0,933$). Weryfikacja modelu wykonana dla 33 wyników uzyskanych przez innych badaczy wykazała, że średniokwadratowy błąd przybliżenia T_f za pomocą równania (3) wynosił $0,31\text{K}$ [2].

Zawartość wody niezamarzającej odpowiada wodzie zaadsorbowanej na płaskich powierzchniach mineralów ilastych i może być określona doświadczalnie jako zawartość wody higroskopijnej, na przykład przez sorpcję nad 10% roztworem kwasu siarkowego przez 10 dni [3]. Może ona być także określona przy użyciu jednego z następujących równań empirycznych [5] (4), (5).

Możliwości progностyczne modelu zależą od jakości danych dotyczących temperatury zamarzania oraz wody niezamarzającej, jak również badań laboratoryjnych dla rozważanego przypadku. Znając zależności empiryczne opisane równaniami (3)-(5) i stosując zestaw równań (2)-(5) można opisać zmienność zawartość wody niezamarzającej z dostateczną dokładnością (przy założeniu, że właściwości fizyczne, takie jak granice konsystencji i powierzchnia właściwa, są znane). Weryfikacja tych założeń została oparta na danych empirycznych zawartych w [5].

Ogólnie rzecz biorąc, przewodność cieplna gruntu zależy od wilgotności, gęstości szkieletu gruntowego, składu mineralnego, kształtu częstek oraz innych czynników o mniejszym znaczeniu. W każdym przypadku, wykorzystanie wartości λ bez uwzględnienia co najmniej dwóch czynników z wymienionych czynników prowadzi do znacznych błędów obliczeniowych. Wzory empiryczne Kerstena przedstawione przez Farouki [7] uzyskano dla 19 zarówno zamarzniętych, jak i niezamarzniętych naturalnych gruntów i pokruszonych skał o różnych wilgotnościach. Równania te opisują przewodność cieplną λ w zależności od gęstości szkieletu gruntowego ρ_d i całkowitej wilgotności w , oddzielnie dla niezamarzniętych ($+4^\circ\text{C}$) i zamarzniętych (-4°C) próbek.

Dla niezamarzniętych gruntów spoistych (6) i zamarzniętych gruntów spoistych (7). Dla niezamarzniętych gruntów niespoistych (8) i zamarzniętych gruntów niespoistych (9). W równaniach (6)-(9) λ jest wyrażona w $\text{W}/\text{m}\text{K}$, a ρ_d w g/cm^3 .

Dla gruntów w temperaturze powyżej temperatury krzepnięcia można pominąć zależność przewodności cieplnej od temperatury, bez istotnych konsekwencji dla większości zastosowań technicznych. Jednak ta zależność może być znacząca poniżej temperatury zamarzania [8], ponieważ skład fazowy systemu

wodno-gruntowego jest zależny od temperatury. Niestety, wydaje się, że na chwilę obecną nie istnieje niezawodne rozwiązańe.

Wreszcie, należy zwrócić uwagę na pojemność cieplną C . Jest ona modelowana jako średnia ważona pojemności cieplnych składników gruntu. Jak wspomniano wcześniej, temperaturowa zależność ciepła właściwego składników gruntu, tj. szkieletu gruntu-wodnego c_s , wody c_u i lodu c_{ice} , może zostać pominięta. Najczęściej wartość c_u przyjmuje się $4100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$, a $c_{ice} 2100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$. Jednakże, istnieją równania empiryczne opisujące ciepło właściwe wody i lodu jako funkcję temperatury T . Dla wody można użyć wzoru Robertsa [9] (10), a dla lodu wzoru Dickinsona i Osborne'a [9] (11).

Zgodnie z równaniem (10) nie ma konieczności uwzględniania zależność c_u od temperatury. Na przykład dla 5°C uzyskuje się $4197 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$, a dla -5°C $4214 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$. Akceptowalne jest zatem przyjęcie dla 0°C wartości $c_u = 4200 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$. Bardziej istotna jest liniowa zależność c_{ice} od temperatury; c_{ice} dla 0°C równe $2117 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$, a dla -10°C $2039 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$. Jednakże różnica jest mniejsza niż 4% całkowitej wartości c_{ice} , co pozwala na przyjęcie stałej wartości $2100 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$, odnoszące się do około $-2,2^\circ\text{C}$.

Następna, powszechnie akceptowana wartość $c_s = 840 \text{ J/gK}$, odnosi się do temperatury około $+20^\circ\text{C}$. Ochsner i inni [10] oszacowali c_s dla czterech różnych gruntów w 20°C , uzyskując wartości pomiędzy 801 a $895 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$. Jednak według Kozłowskiego [11], który badał temperaturową zależność c_s dla trzech monomineralnych gruntów między -40°C do $+25^\circ\text{C}$, ciepło właściwe gruntu maleje wraz z temperaturą od 2 do 5 $\text{J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ na stopień Kelvina, w zależności od składu mineralnego. Dlatego, rezygnując z pełnej zależności od temperatury, racjonalne jest przyjęcie dwóch wartości dla c_s : $790 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ dla $T > T_f$ oraz $750 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ dla $T < T_p$ obliczonych odpowiednio dla $+5^\circ\text{C}$ i -5°C , lub stałej wartości $770 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ zamiast wartości $840 \text{ J kg}^{-1} \text{ K}^{-1}$ podawanej w literaturze.

3. Omówienie i analiza

Przykład zastosowania modelu do analizy problemu wymiany ciepła w warunkach naturalnym zostańe przedstawiony za pomocą wielowarstwowego profilu gruntu. Profil od góry: 0,3 m piasek pylasty, 0,4 m glina, 0,3 m il pylasty i 7,0 m piasek drobny. Właściwości gruntów pokazano w tabeli 1. Jako warunek brzegowy wzduż powierzchni gruntu przyjęto średnie dobowe temperatury pomiędzy 1 listopada

2002 a 25 stycznia 2003 r. zarejestrowane w stacji meteorologicznej w Kielcach. W przedstawionej symulacji pominięto efekt izolacyjny pokrywy śnieżnej, jednakże w programie Daisy 2.0, wszystkie warstwy izolacyjne mogą byćbrane pod uwagę.

Na rysunku 2, wahania temperatury na głębokości 0,5 m i 1,0 m są porównywane z temperaturą powietrza. Zmiany temperatury 0,5 m pod powierzchnią są zgodne ze zmianami temperatury powietrza, choć amplitudy są widocznie mniejsze. Natomiast temperatura na powierzchni praktycznie nie wpływa na temperaturę na głębokości 1,0 m.

Na rysunku 3 przedstawiono przebieg strefy rzeczywistego przemarzania. To oznacza rzeczywistą głębokość mrozu, w przeciwieństwie do tradycyjnych głębokości, określanych jako głębokość zerowej izotermy. Innymi słowy, lód jest obecny w gruncie. Można zauważać, że w przypadku gdy grunt o niższej temperaturze zamarzania leży powyżej gruntu o temperaturze zamarzania bliższej do 0°C , ten ostatni zaczyna zamarzać wcześniej. Taki paradoksalny stan może utrzymywać się przez stosunkowo długi okres. Podobnie gdy na powierzchni po okresie mrozu występują dodatnie temperatury, grunty o niższej temperaturze zamarzania mogą odmarzać wcześniej, nawet jeśli zaledają głębiej.

Rozróżnienie między rzeczywistą a tradycyjną głębokością przemarzania jest niezbędne. Ta pierwsza wydaje się bardziej odpowiednia w problemach inżynierskich. Rozważmy przykładowo problem dotyczący rozmarzania gruntu. Ponieważ rozmarzanie gruntu postępuje w głąb poniżej powierzchni drogi, woda roztopowa nie może przeniknąć zamarzniętego gruntu. Uwięziona woda zwiększa wilgotność gruntu bezpośrednio pod nawierzchnią, zmniejszając jej nosność. Do czasu przywrócenia ścieżki drenażu, obciążenia powinny być ograniczone, aby zapobiec zniszczeniu nawierzchni. Rzeczywista głębokość odwilży, analogicznie jak w przypadku rzeczywistej głębokości przemarzania, oznacza obszar, w którym lód, zwiększający wytrzymałość podłożu, jest nieobecny. Ponadto strefa rzeczywistego przemarzania gruntu odpowiada obszarowi, w którym przepuszczalność pozostaje zmniejszona. Wiedza na temat zmian grubości obu warstw zamarzniętej i niezamarzniętej w funkcji czasu umożliwia tymczasową reorganizację ruchu drogowego. W tym przypadku tradycyjne głębokości przemarzania i odwilży wydają się być nieuzasadnione, ponieważ nie podają informacji na temat faktycznego rozmieszczenia lodu.

4. Wnioski

1. Przedstawiony model radzi sobie z jednowymiarowymi problemami, a jego efektywność została zweryfikowana poprzez porównanie obliczonej głębokości przemarzania z wartościami zmierzonymi w warunkach laboratoryjnych oraz uzyskanymi przy zastosowaniu wzoru Stefana. Zgodność jest zadowalająca. Model może być szczególnie przydatny w symulacji problemów z warstwowymi przekrojami podłoża gruntowego i temperaturą powietrza zmieniającą się w skomplikowany sposób.
2. Wyniki symulacji numerycznej wykonanej dla wielowarstwowego profilu podłoża gruntowego wskazują na występowanie rzeczywistej głębokości przemarzania w przeciwieństwie do tradycyjnej, utożsamianej z głębokością zerowej izotermy. Lód jest obecny tylko w obrębie strefy rzeczywiście zamarzniętego gruntu. Rozróżnienie między rzeczywistą a tradycyjną głębokością przemarzania jest niezbędne i powinno być brane pod uwagę przy rozwiązywaniu wielu problemów inżynierijnych.

JOLANTA LATOSIŃSKA¹

MONIKA ANASIEWICZ²

Kielce University of Technology

¹e-mail: jlatosin@tu.kielce.pl

²e-mail: monika.anasiewicz@wp.pl

THE EVALUATION OF SORPTION PROPERTIES OF SEWAGE SLUDGE ASH FROM WASTEWATER TREATMENT PLANT IN ŁÓDŹ

Abstract

The paper presents the results of research on the use of sewage sludge ash as a sorbent. Sewage sludge ash applied for research was from the incineration plant of sewage sludge and screenings from the Group Wastewater Treatment Plant Metropolitan Area Łódź. The research on the sorption was being conducted with the methylene blue about concentration of 1, 2, 3, 5 and 7 mg/dm³. The best sorption ability of dye equalled 70%, when dye concentration was 2 mg/dm³.

Keywords: sorption, sewage sludge ash

1. Introduction

Currently in Poland continuous increase in the amount of sewage sludge generation is a serious problem in its management. Entering with effect from 1 January 2016 a prohibition of landfilling sewage sludge as defined in Regulation [1] caused that the management of sewage sludge is a complex problem in terms of environmental, technical and economic points of view.

In view of the physicochemical properties, application of sewage sludge in agriculture is limited. This is mainly due to permissible concentrations of heavy metals, which have been defined in the Regulation of the Minister of the Environment on municipal sewage sludge [2].

Due to the limitations of use and management of sewage sludge thermal methods are increasingly used. The very important argument for the use of thermal methods is full understanding of the basics of the process and techniques of post-processing of the resulting products. In addition, the chemical composition and the percentage of combustible components of sewage sludge allow the use of thermal methods [3-5].

The popular disposal method of sewage sludge ash is landfilling. An alternative to landfilling of sewage sludge ash may be its use as a sorbent, for example, in wastewater treatment.

Sorption is a process of simultaneous retention of contaminants on the surface of a solid (adsorption) and inside the pores of the particles dissolved in the solution by the action of electrodynamic and electrostatic interactions [6-7].

The aim of the study was to evaluate the sorption properties of the sewage sludge ash.

2. Materials and Methods

In this research the sewage sludge ash (Fig. 1) from thermal stations treatment of sewage sludge and screenings, located in Group Wastewater Treatment Plant Metropolitan Area Łódź, was used.



Fig. 1. The researched sewage sludge ash
(photo by M. Anasiewicz)

The morphology analysis of sewage sludge ash was performed with using a scanning electron microscope JELO JSM 5400.

The sorption study of sewage sludge ash was carried out by static method. Weighed into Erlenmeyer flasks of 100 ml of 1 g dry matter of sewage sludge ash. Then, it was mixed with the prepared solution of the dye (methylene blue), respectively at 1, 2, 3, 5 and 7 mg/dm³. The concentration of the dye was found experimentally at an optimal level when it can be measured by spectrophotometer method. Then, the samples were shaken for 4 hours at a constant agitation rate of 100 rpm on a laboratory shaker.

After a set time, the samples were filtered. The concentrations of dye were determined by using spectrophotometer AQUAMATE Thermo Scientific, at a wavelength of 650 nm [8].

3. Results and Discussion

The majority of grains of sewage sludge ash were of irregular shapes and size. Dominated forms similar to the cuboid, spherical forms were very rare (Fig. 2).

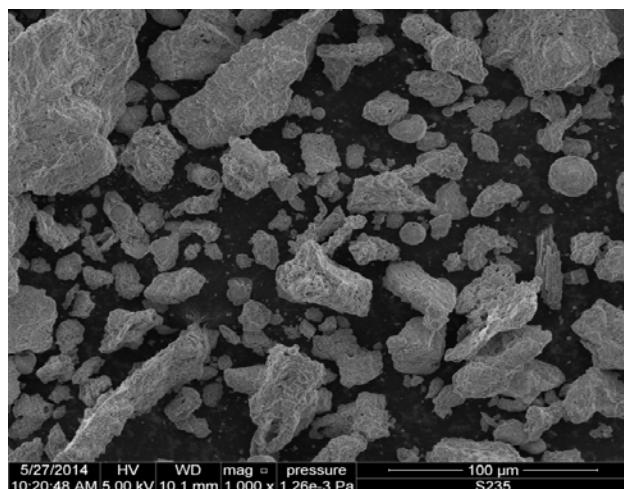


Fig. 2. SEM of sewage sludge ash from wastewater treatment plant in Łódź [9]

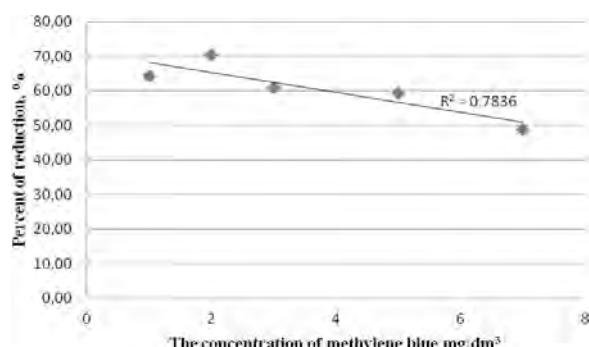


Fig. 3. Reduction of methylene blue by sewage sludge ash from the Wastewater Treatment Plant in Łódź [9]

The largest 70% of the sorption capacity of the sewage sludge ash was found when the dye concentration was 2 mg/dm³. For the dye concentration of 7 mg/dm³ the percentage reduction was the lowest – less than 50% (Fig. 3).

The difference in the percentage of reduction in the concentration of the dye between the largest and the smallest percentage reduction amounted to more than 21%. Percent reduction of the dye solution at a concentration of 3 and 4 mg/dm³ was very similar to each other. The difference between them was 1.66%.

For the results of research on the sorption of methylene blue linear regression coefficient R² was equal to 0.78. The line was well matched to the results and the average percent reduction for each concentration of dye was presented (Fig. 3).

The appropriate adsorption was calculated using the formula [10]:

$$A = \frac{(c_o - c) \cdot V}{m} \quad (1)$$

where: c_o and c – concentration before and after sorption [mg/dm³], V – volume of solution of concentration c_o [dm³], m – weight of sewage sludge ash [g].

Table 1. The appropriate adsorption for sewage sludge ash from the wastewater treatment plant in Łódź [9]

	Concentration of methylene blue [mg/dm ³]				
	1	2	3	5	7
Appropriate adsorption	0.064	0.059	0.183	0.297	0.341

4. Conclusions

The study showed that the sewage sludge ash from the Group Wastewater Treatment Plant Metropolitan Area Łódź had the best ability for sorption of the dye 2 mg/dm³, and the lowest for 7 mg/dm³.

After the research it was found that sewage sludge ash can be used as a sorbent. However, it is recommended that the sewage sludge ash is chemically modified for example using a solution of a strong alkali. The aim is to increase the porosity and sorption capacity of sewage sludge ashes [11].

References

- [1] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z dnia 8 stycznia 2013 r. w sprawie kryteriów oraz procedur dopuszczania odpadów do składowania na składowisku odpadów danego typu, Dz.U. z 10 stycznia 2013 r., poz. 38.
- [2] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 13 lipca 2010 r. w sprawie komunalnych osadów ściekowych, Dz.U. 2010, Nr 137, poz. 924.

- [3] Bień J.B., Neczaj E., Worwąg M., Grosser A., Nowak D., Milczarek M. Janik M.: *Kierunki zagospodarowania osadów w Polsce po roku 2013*, Inżynieria i Ochrona Środowiska 14, 4, (2011), s. 375-384.
- [4] Janusz-Rajczyk M.: *Komunalne osady ściekowe – podział, kierunki zastosowań oraz technologie przetwarzania odzysku i unieszkodliwiania*, Wyciąg z pracy realizowanej w Instytucie Inżynierii Środowiska, Częstochowa 2004.
- [5] Latosińska J., Kowalski K.: *Mobility of heavy metals from sewage sludge and sewage sludge ash from the municipal wastewater treatment plant more than 200 000 equivalent population*, Archiwum Gospodarki Odpadami i Ochrony Środowiska, 15, 3, (2013), s. 43-50.
- [6] Anielak A.M.: *Chemiczne i fizykochemiczne oczyszczanie ścieków*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2000.
- [7] Szperliński Z.: *Chemia w ochronie i inżynierii środowiska*, cz. I, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2002.
- [8] Woźniak M., Seweryn A.: *Właściwości sorpcyjne modyfikowanych popiołów z węgla kamiennego*, Gospodarka surowcami mineralnymi, 24, 3/3, (2008), s. 339-346.
- [9] Anasiewicz M.: *Analiza możliwości wykorzystania popiołu z osadów ściekowych w charakterze sorbentu*, praca magisterska, promotor Latosińska J., Kielce University of Technology, Kielce 2014 (in Polish).
- [10] Atkins P.W.: *Chemia fizyczna*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2001.
- [11] Żygadło M., Seweryn A., Woźniak M.: *Synteza zeolitów na bazie popiołów lotnych z wybranych instalacji odzysku ciepła*, Archiwum Gospodarki Odpadami i Ochrony Środowiska, 12, 1, (2010), s. 15-26.

Jolanta Latosińska
Monika Anasiewicz

Ocena właściwości sorpcyjnych popiołu z osadów ściekowych z oczyszczalni ścieków w Łodzi

1. Wprowadzenie

Z powodu ograniczeń w wykorzystaniu i zagospodarowaniu osadów ściekowych coraz częściej stosuje się metody termicznego ich przekształcania. Bardzo ważnym argumentem przemawiającym za stosowaniem metod termicznych jest pełne opanowanie podstaw procesu oraz technik oczyszczania powstały produktów poprocesowych. Ponadto powstające końcowe produkty w postaci popiołów i żużli nie stanowią potencjalnego zagrożenia dla ludzi i środowiska [3–5].

Alternatywą dla zagospodarowania popiołów po termicznej utylizacji osadów ściekowych może być ich wykorzystywanie jako sorbentu w procesie sorpcji na przykład w oczyszczaniu ścieków.

Celem badań było określenie właściwości sorpcyjnych popiołu powstałego w procesie termicznego unieszkodliwiania osadów ściekowych.

2. Materiały i metody

W badaniach wykorzystano popiół ze spalania osadów ściekowych (rys. 1) ze stacji termicznego przekształcania osadów ściekowych i skratek znajdującej-

się na terenie Grupowej Oczyszczalni Ścieków Łódzkiej Aglomeracji Miejskiej.

Z pomocą elektronowego mikroskopu skanującego JELO JSM 5400 wykonano analizę morfologii popiołu z osadów ściekowych.

Badanie sorpcji popiołu z osadów ściekowych prowadzono metodą statyczną. Odważono do kolb Erlenmayera o pojemności 100 ml po 1 g s.m. popiołu z osadów ściekowych. Następnie wymieszano go z przygotowanym roztworem barwnika (błękit metylenowy) odpowiednio o stężeniu 1, 2, 3, 5 i 7 mg/dm³. Następnie próbki umieszczone zostały na wytrząsarce laboratoryjnej na 4 godziny przy stałej szybkości wytrząsanego 100 obrotów na minutę. Po upływie zadanego czasu próbki poddano przesaczaniu. W przesaczonym roztworze metodą spektrofotometryczną oznaczono stężenie barwnika. Pomiar został wykonany na spektrofotometrze AQUAMATE Thermo Scientific przy długości fali 650 nm [8].

3. Dyskusja wyników

W popiele z osadów ściekowych dominowały ziarna nieregularne o różnych kształtach i wielko-

sci. Przeważały formy zbliżone do prostopadłościów, formy kuliste były bardzo rzadkie (rys. 2).

Największą, 70-procentową zdolność sorpcyjną popiołu z osadów ściekowych stwierdzono, gdy stężenia barwnika miało wartość 2 mg/dm^3 . Dla stężenia barwnika 7 mg/dm^3 procent redukcji był najmniejszy – mniej niż 50% (rys. 3).

4. Wnioski

Przeprowadzone badania wykazały, że popiół z osadów ściekowych z Grupowej Oczyszczalni Ścieków Łódzkiej Aglomeracji Miejskiej najlepszą zdolność sorpcyjną wykazywał dla stężenia barwnika 2 mg/dm^3 , a najmniejszą dla 7 mg/dm^3 .

Po przeprowadzonych badaniach stwierdzono, że popioły z osadów ściekowych można stosować w charakterze sorbentu. Jednak zaleca się, aby popiół z osadów ściekowych modyfikować chemicznie na przykład za pomocą roztworu mocnej zasady. Ma to na celu zwiększenie porowatości oraz pojemności sorpcyjnej popiołów [11].

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 przesyłać 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

