

ACTA SCIENTIARUM POLONORUM

Czasopismo naukowe założone w 2001 roku przez polskie uczelnie rolnicze

Geodesia et Descriptio Terrarum

Geodezja i Kartografia

Geodesy and Cartography

10 (4) 2011



Bydgoszcz Kraków Lublin Olsztyn
Poznań Siedlce Szczecin Warszawa Wrocław

Executive Board of *Acta Scientiarum Polonorum*

Jerzy Sobota (Wrocław) – chairman

Wiesław Nagórko (Warszawa), Janusz Falkowski (Olsztyn), Florian Gambuś (Kraków),
Franciszek Kluza (Lublin), Janusz Prusiński (Bydgoszcz), Stanisław Socha (Siedlce),
Waldemar Uchman (Poznań), Bogdan Lasota (Szczecin)

Scientific Board of *Geodesia et Descriptio Terrarum*

Andrzej Borkowski (Wrocław University of Environmental and Life Sciences, Poland) – chairman,
e-mail: andrzej.borkowski@up.wroc.pl

Aleksandra Bujakiewicz (Warsaw University of Technology, Poland), Roman Galas (Berlin
University of Technology, Germany), Wolfgang Keller (University of Stuttgart, Germany),
Andrzej Krankowski (University of Warmia and Mazury, Olsztyn, Poland), Josef Weigel
(Brno University of Technology, Czech Republic)

Wojciech Dach (Wrocław University of Environmental and Life Sciences, Poland) – secretary
e-mail: wojciech.dach@up.wroc.pl

Covered by: Agro, Ulrich's Database, Copernicus Index, EBSCOhost

ISSN 1644–0668 (print) ISSN 2083–8662 (on-line)

Print edition is an original (reference) edition

Cover design
Daniel Morzyński

Text editor
Ewa Jaworska, e-mail: ewa.jaworska@up.wroc.pl

© Copyright by Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu
Sopocka 23, 50–344 Wrocław, Poland
e-mail: wyd@up.wroc.pl <http://www.up.wroc.pl>

Printed: 100 + 16 copies Publishing sheets: 3,5 Printing sheets: 3,25

Szanowni Państwo,

Przekazujemy Państwu kolejny zeszyt ACTA SCIENTIARUM POLONORUM Geodesia et Descriptio Terrarum, czasopisma naukowego wydawanego przez wszystkie polskie uczelnie rolnicze i przyrodnicze w 14 seriach. Seria Geodesia et Descriptio Terrarum ukazuje się nakładem Wydawnictwa Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu.

Czasopismo nasze publikuje oryginalne prace z zakresu szeroko rozumianej geodezji i kartografii oraz pokrewnych obszarów wiedzy, z naciskiem na aspekty praktyczne. Publikowane są zarówno oryginalne prace badawcze, jak i artykuły o charakterze monograficznym, w języku polskim lub angielskim, ze streszczeniami w obydwu językach, także wszystkie opisy rysunków i tabel są dwujęzyczne. Prace są recenzowane przez najlepszych specjalistów z danej dziedziny. Również w bieżącym numerze dominują prace o charakterze aplikacyjnym.

Od roku 2007 czasopismo wydawane jest jako kwartalnik. Szczegóły dotyczące przygotowania artykułu oraz wymogi redakcyjne można znaleźć na stronie www.acta.media.pl.

Zespół Redakcyjny

Dear Readers,

It is a great pleasure to introduce you the next issue of ACTA SCIENTIARUM POLONORUM Geodesia Terrarum et Descriptio, a scientific journal published by all polish universities of environmental sciences. The series of Geodesia et Descriptio Terrarum is released by publishing house of Wroclaw University of Environmental and Life Sciences.

The journal publishes original papers of broadly understood surveying, mapping and related topics, with emphasis on practical aspects. There are published both original research articles and monographs, in Polish or English, with abstracts in both languages, as well all figures' and tables' captions are bilingual. The papers are reviewed by the best specialists in the field. This issue is also dominated by the application problems.

Since 2007 the journal has been published as a quarterly. Details concerning the instruction for authors and editorial requirements can be found at www.media.pl.

Editorial Team

BADANIE RUCHÓW PIONOWYCH OBSZARÓW WARSZAWY I OKOLIC

Stanisław Margański¹, Edwin Wierzbicki², Tomasz Olszak¹

¹ Politechnika Warszawska

² Przedsiębiorstwo Pomiarów Geodezyjnych, Warszawa

Streszczenie. W omawianym opracowaniu podjęto zadanie wyznaczenia ruchów pionowych obszaru Warszawy i najbliższych okolic na podstawie wyników pomiarów krajowej sieci niwelacji precyzyjnej I klasy, wykonanych w ramach II, III i IV kampanii niwelacyjnej. Jako że badany fragment krajowej sieci wysokościowej stanowi sieć wiszącą, nie dowiązaną do jakiegokolwiek poziomu odniesienia w sposób bezpośredni, wyznaczone tutaj wartości ruchów pionowych mają charakter względny i opisują jedynie wewnętrzne deformacje obiektu. Mimo to, jak się okazuje, już jako takie stanowią solidne podłoże do prowadzenia analiz i interpretacji pod kątem działania czynników fizycznych.

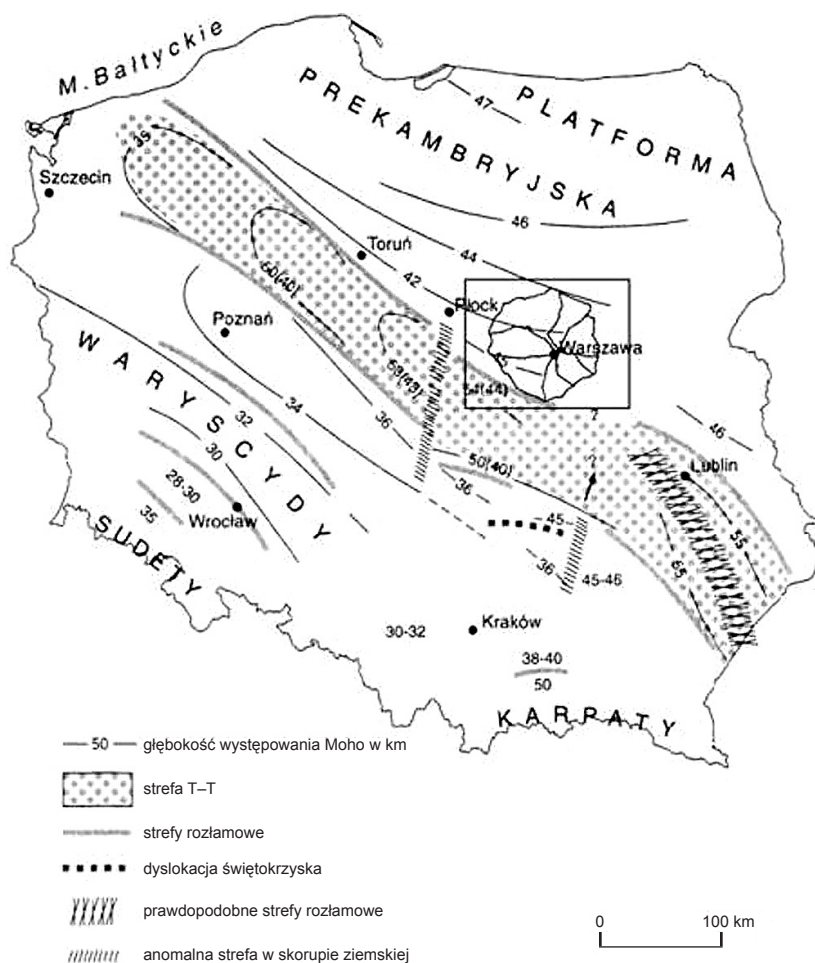
Przedmiotem badań ruchów pionowych był fragment krajowej podstawowej sieci wysokościowej obejmujący teren Warszawy wraz z terenami przyległymi. Granice badanego obszaru, o rozpiętości około 100 km, stanowiły linie niwelacyjne łączące miejscowości Sochaczew, Wyszogród, Płońsk, Pułtusk, Wyszaków, Niegów, Mińsk Mazowiecki, Stara Wieś, Góra Kalwaria, Grójec, Mszczonów. W opracowaniu przedstawiono omówienie materiału źródłowego, algorytm i wyniki poszukiwania bazy punktów odniesienia oraz zarys interpretacji przyczyn otrzymanych ruchów pionowych. Wyniki, przedstawione w postaci map ruchów pionowych, wskazują istotne (rzędu kilku milimetrów na rok) przemieszczenia punktów. Tło tych przemieszczeń wskazuje ich głównie endogeniczny charakter, ale w wynikach widać również echo lokalizacji badanego obszaru w sąsiedztwie strefy T-T. Przedstawiono także analizę przemieszczeń w kontekście stabilizacji znaków wysokościowych, wykazując, że charakter otrzymanych zmian wysokości wyraźnie koresponduje z typem stabilizacji znaków.

Słowa kluczowe: niwelacja precyzyjna, geodynamika, ruch punktów

OPIS OBIEKTU BADAŃ

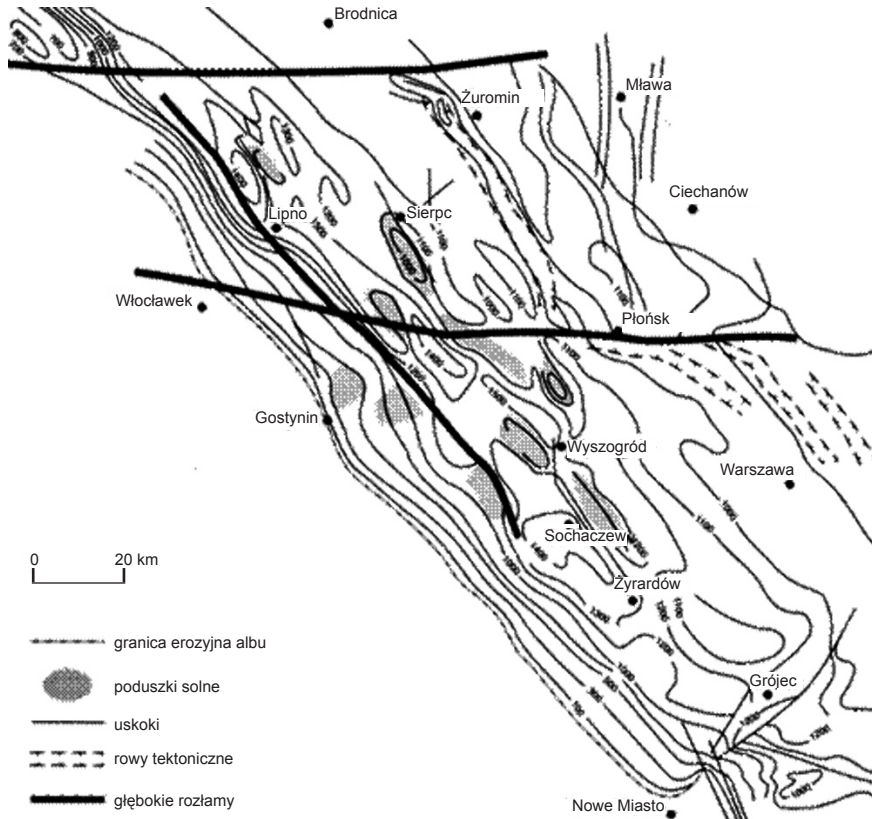
Obszar, na którym rozpościera się badana sieć, w całości położony jest na prekambryjskiej platformie wschodnioeuropejskiej, a jego południowo-zachodnia granica znajduje się bardzo blisko strefy Teisseyre'a-Tornquista, czyli strefy przejściowej pomiędzy platformą

a obszarem orogenu Waryscyjskiego. Lokalizację badanego obszaru na tle głównych jednostek tektonicznych Polski przedstawiono na rysunku 1. U schyłku ery mezozoicznej, w wyniku tzw. ruchów laramijskich, w obrębie młodszej pokrywy platformowej wyodrębniły się rozległe jednostki tektoniczne, zwane *jednostkami laramijskimi*. Zdecydowana większość obszaru objętego analizą leży wewnątrz jednostki zwanej *niecką brzeżną*, a konkretnie w jej części zwanej *niecką warszawską*. Jej południowo-zachodnia granica jest bardziej stroma i wyraźna, natomiast obszary północno-wschodnie mają bardziej łagodne nachylenie. Niecka warszawska to centralny odcinek niecki brzeżnej, zlokalizowany pomiędzy dwiema strefami uskokuowymi Czarnków-Tuchola-Brodnica na północy i Nowe Miasto-Grójec na południu. Charakterystyczną cechą tej struktury jest największa w całej niecce brzeżnej miąższość. Rejony okolic Żyrardowa, Sochaczewa i Wyszogrodu leżą w miejscach, gdzie podłoże krystaliczne jest najgłębiej położone (ok. 1400 m). Nieco płycej położone jest w okolicach Grójca i Płońska (1000–1100 m), a w Warszawie ta głębokość wynosi już 900 m [Mizerski 2009].



Rys. 1. Szkic badanej sieci na tle schematycznej mapy głównych jednostek tektonicznych
 Fig. 1. A sketch of the network on a schematic map featuring main tectonic units

Ponadto w okolicy Płońska przebiega uskok Włocławek-Płońsk oraz płytsze uskoki w okolicy Grójca i Góry Kalwarii i rowy tektoniczne na północ od Warszawy. Są to miejsca, gdzie można spodziewać się większych skutków ruchów tektonicznych. Ukształtowanie spągu kredy niecki warszawskiej, wraz z naniesionym szkicem badanej sieci, przedstawiono na rysunku 2.

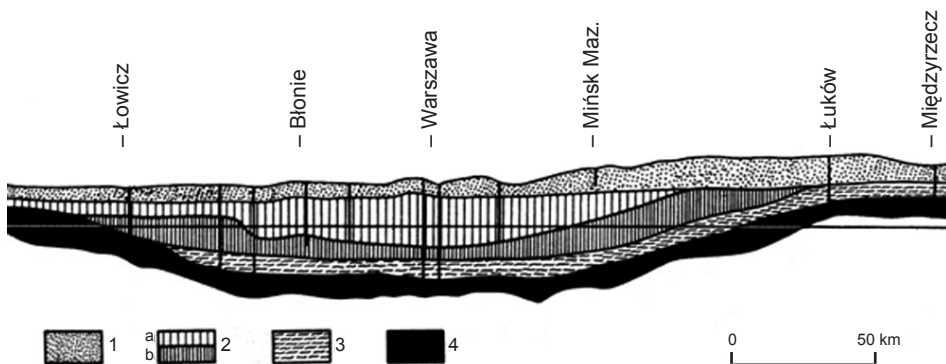


Rys. 2. Mapa strukturalna spągu kredy w niecce warszawskiej [źródło: Włodzimierz Mizerski, Geologia Polski] z naniesionym szkicem badanej sieci

Fig. 2. Schematic view of bottom of the Cretaceous layers [source: Włodzimierz Mizerski, Geologia Polski] with scheme of analyzed network

Nachylenie warstw południowo-zachodniego skrzydła niecki wynosi od 5° do 10° , w skrzydle wschodnim skały leżą prawie poziomo. Większość dyslokacji wgłębnych ma kierunki NW–SE, równoległe do osi niecki. Liczne są jednak również głębokie uskoki równoleżnikowe, które będąc aktywne synsedymacyjnie, wpływały na zmiany miąższości skał mezozoicznych. Niektóre ze struktur solnych, np. w okolicach Kamionek i Płońska, znajdują się na przecięciu uskoków wymienionych dwóch zespołów. Tereny niecki warszawskiej po ruchach laramijskich i po erozji stały się ponownie obszarem akumulacji. W trzeciorzędzie w środkowej Polsce powstała rozległa depresja z centrum w okolicach Warszawy, sięgająca poza granice niecki warszawskiej – jest to niecka mazowiecka wypełniona detrytycznymi osadami od eocenu po pliocen [Stupnicka 1989].

Schematyczny widok równoleżnikowego przekroju przez strukturę niecki arcyzyskiej, powstałej w zagłębieniu niecki warszawskiej, przedstawiono na rysunku 3. Widać na nim wyraźnie mechanizm powstawania ciśnienia hydrostatycznego na dnie niecki, pod nieprzepuszczalną pokrywą iłów plioceńskich. Woda wypełniająca piaski oligocieńskie i mioceńskie na dnie niecki – zasilana jest w miejscach, gdzie warstwa piasków trzeciorzędowych wychodzi na powierzchnię. W niecce warszawskiej obszary zasilania wód arcyzyskich znajdują się na południowej i południowo-wschodniej krawędzi niecki, w szerokim pasie łączącym rejon Radomia, Dębina i Kocka.



Rys. 3. Przekrój przez warszawską nieckę arcyzyską według J. Lewińskiego [źródło: Kostrowicki J., Środowisko geograficzne Polski, PWN, Warszawa 1968, s. 265]

1 – czwartorzęd, 2 – a) pstry ły plioceńskie, b) miocen węglonośny,
3 – piaski oligocieńskie, 4 – margle kredowe

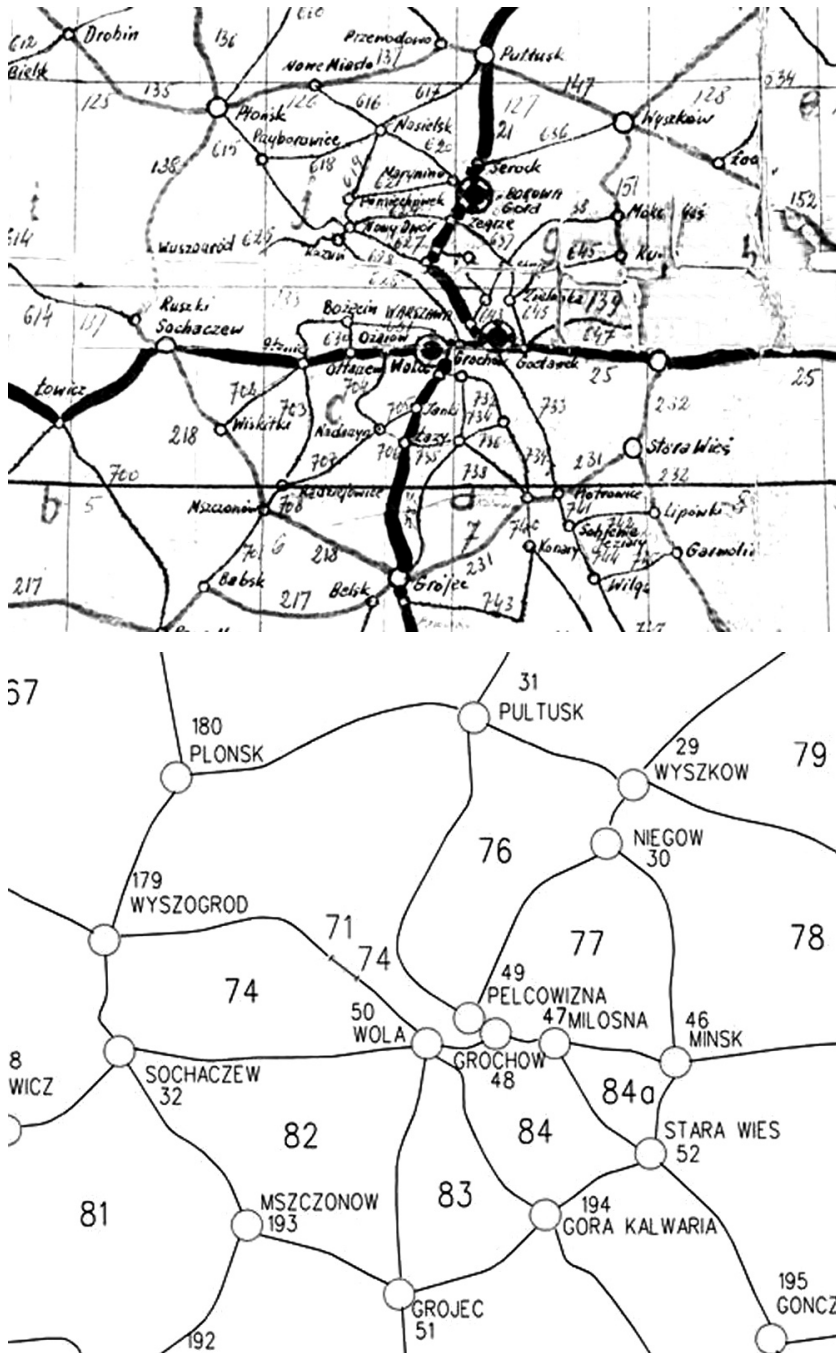
Fig. 3. Section of the Warsaw Basin according to J. Lewiński [source: Kostrowicki J., Środowisko geograficzne Polski, PWN, Warsaw 1968, p. 265]

1 – quaternary, 2 – a) mottled Pliocene clay, b) coal-bearing Miocene,
3 – Oligocene sands, 4 – chalk marl

Pokrywą omawianej struktury niecki arcyzyskiej i zarazem wierzchnią warstwę podłoża stanowią piaszczyste, gliniaste i ilaste utwory czwartorzędowe, przeważnie związane z działalnością lodowca skandynawskiego.

OMÓWIENIE I UJEDNOLICENIE MATERIAŁU BADAWCZEGO

Badane fragmenty sieci klasy I z III i IV kampanii pomiarowej mają niemalże identyczny kształt i składają się z 22 linii niwelacyjnych, uformowanych w 8 poligonów zawierających 767 punktów z III kampanii i 836 reperów z IV kampanii, z czego 21 to znaki fundamentalne. Przebieg tych linii zmienił się na przestrzeni lat 1978–2002 w bardzo niewielkim stopniu. Sieć klasy z II kampanii jest względem nich nieporównywalnie uboższa i składa się z 5 linii niwelacyjnych z dwoma punktami węzłowymi (rys. 4). Zatem, w celu unifikacji kształtu sieci wszystkich pomiarów do linii sieci klasy I najstarszego z pomiarów dołączono dodatkowo 7 linii ówczesnej sieci klasy II pierwszej kategorii. W ten sposób powstała sieć 12 linii niwelacyjnych tworzących 4 zamknięte poligony, zawierające łącznie 438 punktów o różnym typie stabilizacji.



Rys. 4. Kształt badanego fragmentu podstawowej sieci wysokościowej: górny – z II kampanii, dolny – z III i IV kampanii (źródło: archiwum CODGiK)

Fig. 4. Shape of the analyzed leveling network fragment: upper image – from the 2nd campaign, lower image – from the 3rd and 4th campaigns (source: CODGiK archive)

Wszelkie użyte w tym celu dane uzyskano z archiwum Centralnego Ośrodka Dokumentacji Geodezyjnej i Kartografii. Dotyczyły one pomiarów II, III i IV kampanii niwelacyjnej, a więc dały podstawę do wyznaczenia ruchów pomiędzy latami 1953 i 2002. Materiał pomiarowy stanowiły dzienniki pomiarów poszczególnych odcinków niwelacyjnych.

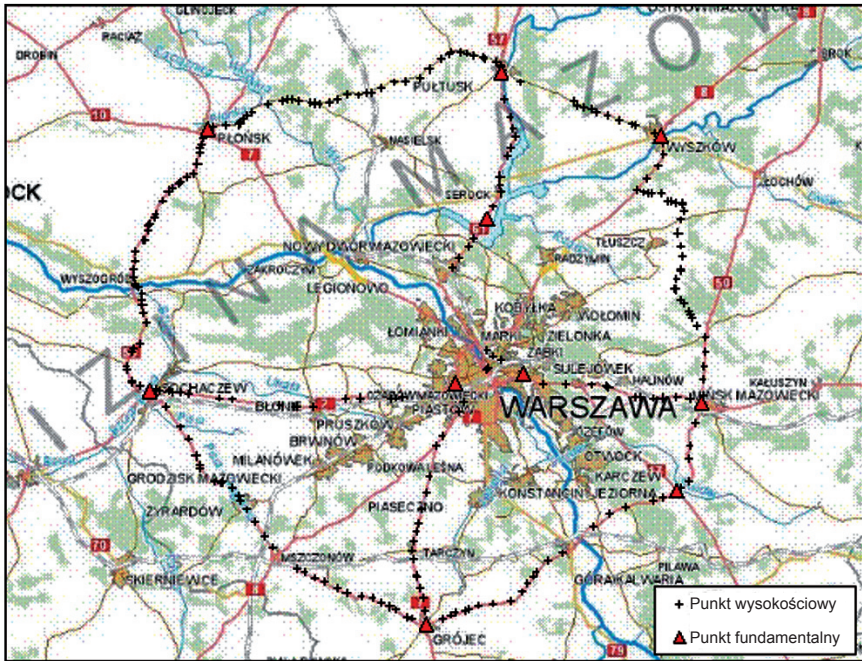
Po zestawieniu i interpretacji punktów wspólnych porównywanych kampanii uzyskano w stosunku do liczby punktów w kampanii III:

- 292 punkty wspólne dla kampanii II i III; co stanowi 38% w stosunku do III kampanii;
- 645 punktów wspólnych III i IV kampanii, co stanowi 84% w stosunku do IV kampanii.

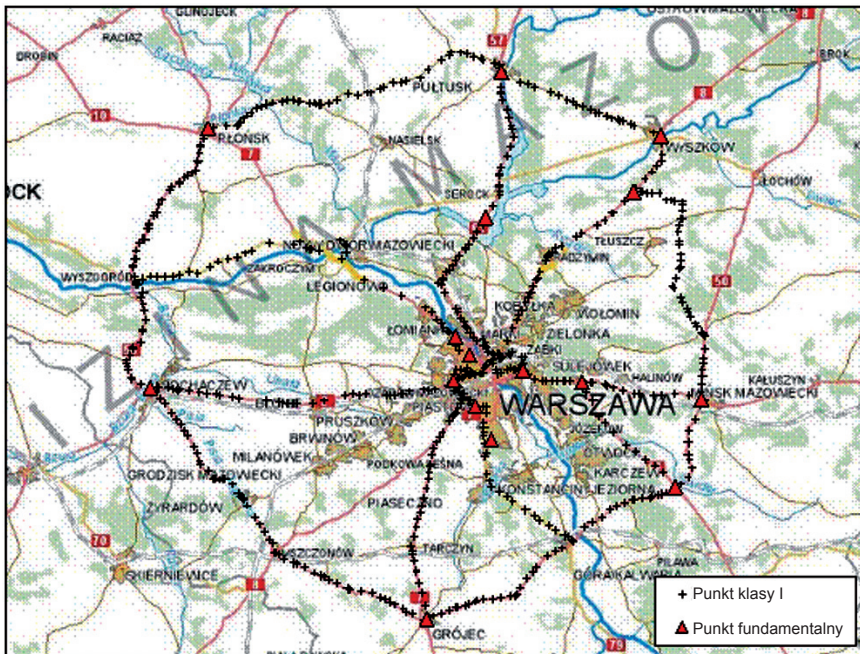
Zinterpretowano również 262 punkty wspólne pomiędzy kampaniami II i IV, co stanowi 90% zbioru punktów wspólnych II i III kampanii (rys. 5 i 6).

Aby uzyskać w pełni jednolity materiał pomiarowy, należało zadbać także, by same wielkości obserwowane były zgodne pod względem merytorycznym, w takim znaczeniu by miary przewyższeń odcinków z materiałów wszystkich kampanii były spójne pod względem użytych poprawek pomiarowych oraz stosowanego systemu wysokości. W badanym przypadku – sieci wszystkich trzech rozpatrywanych kampanii realizowały system wysokości normalnych, z tym że materiały z II kampanii, jako jedyne, nie zawierały żadnych informacji odnośnie do wartości członów poprawki normalnej ani miar przewyższeń normalnych. Wprowadzenie poprawki normalnej ma dość istotny wpływ na wysokość wyrównaną punktu badanej sieci. Analiza wykonana na podstawie anomalii Faya wyznaczonych dzięki modelowi geopotencjału wykazała, iż przy założeniu stałej wysokości reperu Warszawa-Wola wprowadzenie tej poprawki powoduje zmianę wysokości punktów o około +4 mm na krańcach południowych badanej sieci i około –5 mm na krańcach północnych. Jednakże, obliczenie przemieszczeń pionowych ma charakter różnicowy i realizacja systemu wysokości normalnych nie wprowadziłaby znaczących zmian. Zatem, jedynym prostym i skutecznym rozwiązaniem tutaj okazało się wyeliminowanie poprawki normalnej z miar przewyższeń uzyskanych w ramach III i IV kampanii.

Znacznie poważniejszy problem stanowił brak uwzględnienia niwelacyjnej poprawki pływowej podczas pomiarów II kampanii, gdyż jej wartość trudno oszacować, nie znając dokładnego momentu pomiaru każdego odcinka. Co gorsza, po wstępnej analizie wzorów matematycznych określających wielkość poprawki ze względu na zmianę kształtu powierzchni ekwipotencjalnej można zauważyć, podobnie jak w przypadku poprawki normalnej, wpływ systematyczny na wyniki pomiarów, jednak maksymalnie o około 3,5-krotnie mniejszych wartościach. Ten fakt sprawia, że obserwacje z II kampanii będą odmiennie wagowane ze względu na około 1,5-krotnie większy błąd typowego spostrzeżenia, gdzie można by doszukiwać się między innymi właśnie także wpływu nieuwzględnienia poprawki pływowej i również wówczas nie uwzględnianej poprawki termicznej. Błąd pomiaru przewyższenia na pojedynczym odcinku, wynikający z długości odcinka, został zwiększony w proporcji do średniego błędu m_0 wyrównania poszczególnych kampanii.



Rys. 5. Punkty wspólne dla sieci II, III i IV kampanii niwelacji precyzyjnej
 Fig. 5. Common points for II, III i IV campaign



Rys. 6. Punkty wspólne dla sieci III i IV kampanii niwelacji precyzyjnej
 Fig. 6. Common points for III i IV campaign

WYZNACZENIE RUCHÓW PIONOWYCH OBSZARU

Wyznaczeń prędkości ruchów pionowych skorupy ziemskiej z krajowej sieci niwelacji precyzyjnej, biorąc pod uwagę obszar całej Polski, dokonali wcześniej Tadeusz Wyrzykowski [1985] i Kamil Kowalczyk [2008]. Poziom odniesienia w tych opracowaniach realizowano poprzez wykorzystanie dowiązań sieci do kilku bałtyckich mareografów.

W badanej sieci brakuje nawiązania do tego samego, definiowanego fizycznie poziomu odniesienia, zatem konieczne było przeprowadzenie identyfikacji punktów stałych, tworzących tzw. bazę odniesienia. Wziąwszy pod uwagę różnorodność rodzajów stabilizacji punktów badanej sieci, jak i treść wytycznych technicznych w tym zakresie (Wytyczne Techniczne G-1.9), bazy odniesienia poszukiwano wśród punktów stabilizowanych znakami fundamentalnymi.

Identyfikacja reperów odniesienia

Identyfikację bazy odniesienia przeprowadzono metodą redukcji w iteracyjnym procesie obliczenia przemieszczeń. Tutaj w pierwszej iteracji dokonuje się obliczenia przemieszczeń względem bazy utworzonej ze wszystkich potencjalnych punktów odniesienia, a w ciągu kolejnych eliminowane są kolejno punkty bazy, które wykazały przemieszczenia wykraczające poza określone kryterium stałości. W algorytmie zastosowano kryterium podwójnej wartości błędu średniego wyznaczenia przemieszczenia. Proces iteracyjny kończy wyłonienie właściwej bazy odniesienia, spełniającej wymogi dokładnościowe. Otrzymane w wyniku ostatniej iteracji wielkości przemieszczeń uznaje się za ostateczne. Do obliczenia zmian wysokości punktów wykorzystana została jedna z metod geodezyjnego wyznaczania przemieszczeń – metoda różnic rzędnych z zastosowaniem elastycznego układu odniesienia. Elastyczny model układu odniesienia był tu szczególnie adekwatny, gdyż dopuszcza wystąpienie szczytkowych przemieszczeń na punktach odniesienia, co pozwala na uwzględnienie ograniczonej dokładności obserwacji. W tym modelu poziom odniesienia jest niejako „wpasowywany” w wielkości przemieszczeń punktów bazy [Prószczyński, Kwaśniak 2006].

Po procesie identyfikacji bazy odniesienia wyznaczano rzędne reperów badanej sieci na daną epokę w nawiązaniu do tych punktów, które zidentyfikowano jako stałe w bazie punktów odniesienia. Po ścisłym wyrównaniu takiej sieci, przy wagowaniu w funkcji długości odcinka niwelacyjnego, uzyskiwano rzędne reperów w danej epoce i porównywano z wyznaczeniami w innych epokach. Do obliczenia prędkości ruchów, z uwagi na względnie krótki czas trwania pomiarów w ramach każdej epoki pomiarowej (rzędu 2–3 lat) i duży interwał czasu pomiędzy poszczególnymi epokami (rzędu 22–23 lat), wystarczyło podejście przybliżone, redukujące czas każdorazowego pomiaru sieci do pojedynczego momentu. Wielkości prędkości wynikają tu wprost ze zmian wysokości punktów i interwału czasu między momentami poszczególnych pomiarów okresowych. Przemieszczenia i prędkości obliczono w przypadku lat: 1956–1978, 1956–2001 oraz 1978–2001, porównując sieci z poszczególnych pomiarów parami. Do pomiarów II i III kampanii, dotyczących lat 1956 i 1978, oraz pomiarów II i IV kampanii zbiorów potencjalnych punktów odniesienia składała się z 10 reperów fundamentalnych. Właściwą bazę odniesienia do lat 1956–1978 wyłoniono w ciągu pięciu iteracji procesu obliczania przemieszczeń, a do lat 1956–2001 – w ciągu sześciu iteracji. Na podstawie obu zidentyfikowanych baz utwo-

rzo jedną wspólną bazę odniesienia, którą uznano za ostateczną. Wyznaczała ją pięć punktów: 25240025 (Płońsk), 25340037 (Wyszaków), 26240040 (Sochaczew), 27320025 (Stojadła), 27320058 (Kolbiel), 27330026 (Grójec). Końcowe miary przemieszczeń badanych punktów fundamentalnych, uzyskane w ostatnich iteracjach obliczeń, wraz z oceną ich istotności przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Miary przemieszczeń punktów fundamentalnych dla lat 1956–1978 i 1956–2001
Table 1. Vertical movements between epochs 1956–1978 and 1956–2001

Znak fundamentalny Fundamental point			Lata 1956–1978 1956–1978 period			Lata 1956–2001 1956–2001 period		
Id 65 punktu Point ID	Typ znaku Type of stabilization	Lokalizacja Localization	ΔH_i [mm]	$m_{\Delta H_i}$ [mm]	Istotność $ \Delta H_i \leq 2m_{\Delta H_i}$ Proportion	ΔH_i [mm]	$m_{\Delta H_i}$ [mm]	Istotność $ \Delta H_i \leq 2m_{\Delta H_i}$ Proportion
26330081	I	Wola	-40,53	6,11	istotne	-37,75	7,17	istotne
25240025	III	Płońsk	-1,33	7,75	nieistotne	-7,72	9,03	nieistotne
25330017	III	Pułtusk	-22,01	6,92	istotne	15,74	8,07	nieistotne
25340037	III	Wyszaków	-1,86	6,66	nieistotne	1,12	7,78	nieistotne
26240040	III	Sochaczew	2,67	7,44	nieistotne	-16,89	8,71	nieistotne
26310023	I	Borowa G.	-22,68	7,71	istotne	-19,8	8,92	istotne
26340057	IA	Grochów	-39,99	5,72	istotne	-25,69	6,74	istotne
27320025	III	Stojadła	-4,26	4,86	nieistotne	-1,85	5,79	nieistotne
27320058	III	Kolbiel	4,53	5,26	nieistotne	7,31	6,24	nieistotne
27330026	III	Grójec	2,92	6,18	nieistotne	1,14	7,28	nieistotne

Z tabeli 1 wynika, że w latach początkowych warszawskie punkty fundamentalne typu I doznały znacznych osiadań, sięgających rzędu 4 cm, natomiast najstabilniejsze okazały się, znajdujące się na obrzeżach badanego obszaru, repery typu III.

W przypadku pomiarów III i IV kampanii liczba badanych potencjalnych punktów odniesienia była nieco większa i zawierała już aż 16 znaków fundamentalnych. Właściwą bazę odniesienia uzyskano już w czwartej iteracji procesu obliczania przemieszczeń, po odrzuceniu tylko trzech z tych punktów (tab. 2).

Tworzy ją 13 reperów, usytuowanych zarówno w Warszawie, jak i poza nią. Na uwagę zasługuje szczególnie, uwidocznioma w tabeli 2, miara przemieszczenia reperu Warszawa-Grochów, który w odróżnieniu do zaobserwowanego w latach 1956–1978 osiadania wykazał około centymetrowe wypiętrzenie. Zatem, reper ten zachowywał się dość niestabilnie.

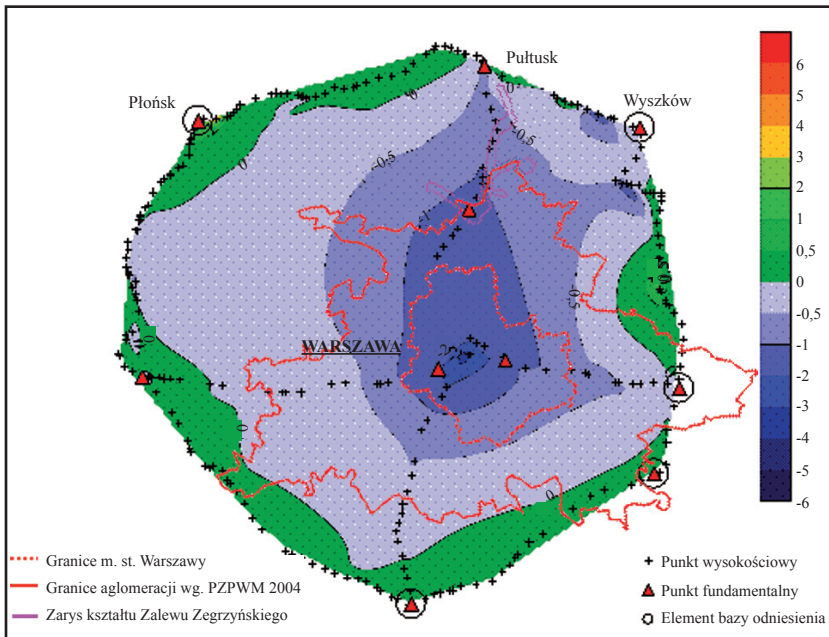
Tabela 2. Miary przemieszczeń punktów fundamentalnych dla lat 1978–2001
 Table 2. Vertical movements between epoch 1978–2001

Id 65 punktu Point ID	Znak fundamentalny Fundamental point		Lata 1978–2001 1978–2001 period		
	Typ znaku Type of stabilization	Lokalizacja Localization	ΔH_i [mm]	$m_{\Delta H_i}$ [mm]	Istotność $ \Delta H_i \leq 2m_{\Delta H_i}$ Proportion
26330081	I	Warszawa-Wola	0,1	2,72	nieistotne
25240025	III	Płońsk	-9,06	5,55	nieistotne
25330017	III	Pułtusk	35,09	4,82	istotne
25340037	III	Wyszaków	0,31	4,59	nieistotne
26240040	III	Sochaczew	-22,22	4,84	istotne
26310023	I	Borowa Góra	0,21	5,01	nieistotne
26320023	IIA	Niegów	3,07	4,19	nieistotne
26330064	I	Warszawa Lasek Bielański	0,49	3,92	nieistotne
26330070	I	Warszawa Park Żeromskiego	-0,09	3,49	nieistotne
26340057	IA	Grochów	11,64	3,06	istotne
27310043	I	Warszawa Belska	4,82	3,33	nieistotne
27310055	I	Warszawa Las Kabacki	3,59	3,82	nieistotne
27320020	IIA	Ratajewo (Miłosna)	1,15	3,31	nieistotne
27320025	III	Stojadła (Mińsk Maz.)	-0,26	3,66	nieistotne
27320058	III	Kołbiel (St. Wieś)	0,11	3,54	nieistotne
27330026	III	Grójec	-4,45	4,26	nieistotne

Określenie ruchów pionowych

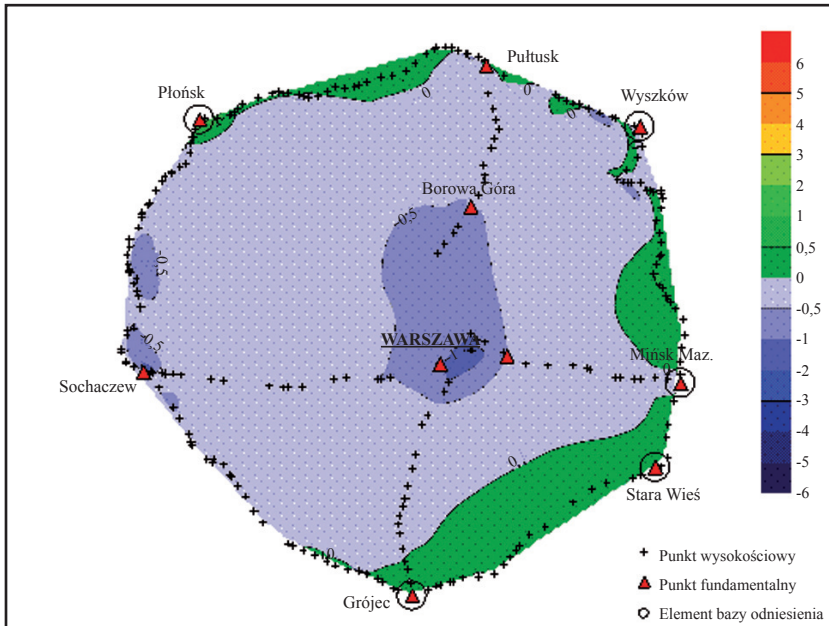
Ogółem, w odniesieniu do lat 1956–1978 zbadano 292 punkty sieci, do 1956–2001 zaś 262 punkty, a do 1978–2001 aż 645 punktów. Średnia dokładność określenia zmian wysokości wyniosła w przypadku tych lat odpowiednio: 7,1, 8,3 oraz 4,4 mm. Natomiast błąd średni określenia prędkości ruchu wyniósł odpowiednio: 0,3, 0,2 oraz 0,2 mm/rok. Istotne pionowe przemieszczenia (przekraczające podwójny błąd średni wyznaczenia wielkości przemieszczenia) wykazano: w odniesieniu do 1956–1978 – 55 punktów, do 1956–2001 – również 55 punktów, a do 1978–2001 – 216 punktów. Na różną wykrywalność punktów istotnie przemieszczonych wpływ miała dokładność wyznaczenia samych przemieszczeń, a więc pośrednio – również dokładności określenia rzędnej punktu z wyników pomiaru.

Bazując na wynikach obliczeń, sporządzono mapy prędkości ruchów badanego obszaru – odpowiednio do każdej pary porównywanych pomiarów. Przedstawiono je na rysunkach 7, 8 oraz 9. Z rysunków tych wynika, że w latach 1956–1978 badany obszar uległ silnym osiadaniom w centralnej części, przy czym obrzeża pozostały niemalże bez zmian (rys. 7). Lata 1978–2001 natomiast wykazują odmienną tendencję w tym rejonie. Porównanie III i IV kampanii wskazuje na trend osiadania w zachodnim rejonie sieci, wykazując ponad milimetrowe prędkości w rejonie Sochaczewa. Tereny wschodnie pozostawały w tym okresie bez zmian lub ulegały tylko niewielkim, lokalnym wypiętrzeniom (rys. 9).



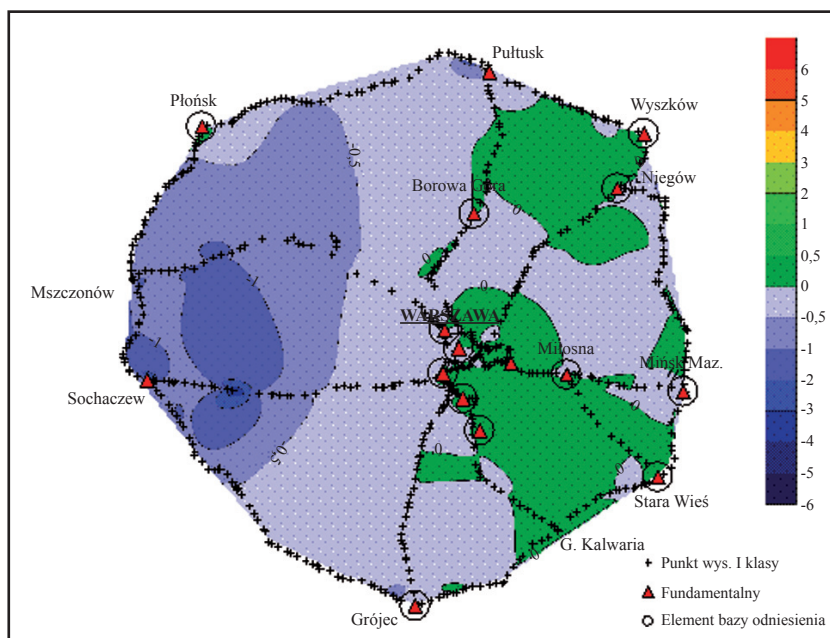
Rys. 7. Mapa ruchów punktów wysokościowych w odniesieniu do lat 1956–1978, wyrażonych w mm/rok, z naniesionym szkicem lokalizacji aglomeracji miejskiej i Zalewu Zegrzyńskiego

Fig. 7. Map of leveling point movements between 1956 and 1978, expressed in mm per year, with sketch of local urban agglomerations and the Zegrzyński Lake



Rys. 8. Mapa ruchów punktów wysokościowych w odniesieniu do lat 1956–2001, wyrażonych w mm/rok

Fig. 8. Map of leveling point movements between 1978 and 2001, expressed in mm per year



Rys. 9. Mapa ruchów punktów wysokościowych w odniesieniu do lat 1978–2001, wyrażonych w mm/rok

Fig. 9. Map of leveling point movements between 1978 and 2001, expressed in mm per year

Przedstawiane na rysunkach 7, 8 i 9 ruchy pionowe można przyrównać do opracowań Wyrzykowskiego [1985] i Kowalczyka [2008]. Jak się okazuje, znaleźć można wiele podobieństw. Podobne jest ukształtowanie odpowiednich izolinii, a więc przestrzenne zróżnicowanie prędkości ruchów, różne natomiast same bezwzględne wartości prędkości ruchów. Wnioskować można, iż różnica tkwi w doborze poziomu odniesienia, gdyż ruchy obrazowane na tych rysunkach mają charakter lokalny.

INTERPRETACJA WYKAZANYCH RUCHÓW PIONOWYCH

Czynniki technogenne

Wyznaczone wielkości ruchów wykazywały w latach 1956–1978 istotne osiadania centralnej części badanej sieci, obejmującej tereny aglomeracji warszawskiej. Jak się okazuje, czynnikiem wywołującym takie ruchy może być działalność ludzka, a mianowicie – obciążenie gruntu od nowo powstałej w tym czasie zabudowy miejskiej, a także wysuszenie niecki mazowieckiej w wyniku nadmiernej eksploatacji wód artezyjskich. Nasilenie zabudowy pomiędzy latami pięćdziesiątymi i siedemdziesiątymi w Warszawie dobrze tłumaczy wykazane osiadania centralnej części sieci niwelacji precyzyjnej w latach 1956–1978. Może to być spowodowane właśnie pojawieniem się na gruncie dodatkowego obciążenia. Wiadomą rzeczą jest to, iż prowadzonym wykopom towarzyszy osuszanie gruntu i powstawanie lejów depresyjnych, co może prowadzić do zsuchania się podłoża. Szczególnie wyraźne są efekty osuszania podłoża ilastego i gliniastego, jakim zresztą cechuje się większość badanego obszaru.

Innym zjawiskiem, również powiązaniem z wilgotnością gruntu, jest intensywna eksploatacja wód artezyjskich, zawartych w utworach oligoceńskich i mioceńskich niecki mazowieckiej. Od momentu odkrycia mazowieckiej wody oligoceńskiej w 1896 roku, w ciągu 100 lat eksploatacji wód artezyjskich odwiercono w Warszawie ponad 200 studni, a w obrębie całego zbiornika artezyjskiego ponad 300 [Stempień-Sałek 2005]. Tak duże i skoncentrowane wydobywanie wody ze słabo odnawialnego zbiornika oligoceńskiego spowodowało znaczne obniżenie zwierciadła wody. Początkowo poziom wody nawiercanej na głębokości 230–250 m stabilizował się na wysokości około 100 m n.p.m. W latach sześćdziesiątych zaobserwowano jego obniżenie aż do wysokości około 60 m n.p.m. i powstanie lejki depresyjnego o depresji dochodzącej do 40 metrów. Ciśnienie hydrostatyczne, wynoszące pierwotnie 23 atm., powodujące wytryskiwanie wody z odwiertu na wysokość kilkunastu metrów nad powierzchnię terenu, spadło do tego stopnia, że woda przeważnie już nie wypływa na powierzchnię samoczynnie. Tak znaczne przesuszenie, połączone ze zwiększonym obciążeniem terenu, z pewnością było główną przyczyną wykazywanych osiadań terenów aglomeracji warszawskiej.

Drugim źródłem silnych osiadań, lokalizowanym na mapie ruchów, może być także teren Zalewu Zegrzyńskiego, który powstał w 1963 r. po wybudowaniu zapory na Narwi. Wykazywane osiadania mogły być spowodowane obciążeniem od nagromadzonej wody w nowo powstałym zbiorniku. Usytuowanie obu omawianych zjawisk na tle mapy ruchów przedstawiono na rysunku 7.

Zalew Zegrzyński powstał w 1963 r. po przegrodzeniu koryta Narwi zaporą w Dębem. Powierzchnia powstałego zbiornika obecnie wynosi 3030 ha, długość wzdłuż biegu Narwi – 41 km, szerokość do ok. 3,5 km, a pojemność 94,3 mln m³, zwierciadło wody utrzymuje się na poziomie 79 m powyżej poziomu morza. Ilości wody równej $95 \cdot 10^6$ m³ odpowiada masa równa około $95 \cdot 10^6$ ton, co przy powierzchni zalewowej 3030 ha, na którą działa ta masa, daje ciśnienie ponad 30 kN/m². Zatem, grunt poddawany jest istotnemu obciążeniu. Pojawienie się w latach sześćdziesiątych tak silnego bodźca musiało więc powodować odkształcenie podłoża. Podsumowując, nasilenie inwestycji budowlanych i nadmierne korzystanie z zasobów wodnych środowiska w latach sześćdziesiątych wyraźnie koreluje z wykrytymi osiadaniami w latach 1956–1978. Teren aglomeracji warszawskiej i Jeziora Zegrzyńskiego był tu dobrym tego przykładem.

Analizując natomiast ruchy w latach 1978–2001, nie widać tak wyraźnego ich związku z działalnością człowieka. Przyjrzawszy się ruchom punktów warszawskiej części sieci klasy I, można stwierdzić jedynie, że znacznie więcej osiadań wystąpiło w zachodniej części miasta. Istotne osiadania zaobserwowano w dzielnicy Ochota na Szczeńliwcach i w okolicach Parku Młocińskiego na Bielanach. Nieco mniejsze osiadania wystąpiły wzdłuż ulicy Wolskiej i dalej – Połczyńskiej oraz wzdłuż Alei Krakowskiej. Po wschodniej stronie Wisły zdecydowanie dominują ruchy pionowe dodatnie, osiadania zaobserwować można niemal tylko przy nabrzeżu. Rozmieszczenie przestrzenne i skala ruchów pionowych na terenie Warszawy jednak nie wskazuje na obecność ruchów technogenicznych w tym okresie.

Wpływ typu stabilizacji punktów

Na wielkość i kierunek wykrywanych ruchów poszczególnych punktów duży wpływ ma niewątpliwie typ stabilizacji. Jak się okazuje, w przypadku niektórych typów znaków wpływ może mieć również czas, jaki upłynął od momentu osadzenia. Analizując wyniki zamieszczone w tabeli 3 przemieszczeń punktów sieci w latach 1956–1978, można zauważyć, że wszystkie punkty typu I doznały istotnych osiadań.

Tabela 3. Ruchy punktów poszczególnych typów stabilizacji

Table 3. Vertical movements for different types of benchmarks stabilization

Typ Znaku Type of stabilization	Lata 1956–1978 1956–1978 Period			Lata 1978–2001 1978–2001 Period		
	Liczba w sieci Quantity in network	Istotnych ruchów [%] Significant movements	W tym dodatnich [%] Positive movements	Liczba w sieci Quantity in network	Istotnych ruchów [%] Significant movements	W tym dodatnich [%] Positive movements
wszystkie	292	18,8	9,1	645	33,5	25,0
typ I	5	100,0	0,0	7	0,0	–
typ IA	1	100,0	0,0	2	100,0	100,0
typ II	–	–	–	–	–	–
typ IIA	–	–	–	2	0,0	–
typ III	7	14,3	0,0	7	28,6	50,0
typ IV	36	5,6	0,0	41	29,3	0,0
typ IVA	–	–	–	21	33,3	28,6
typ V	137	13,1	27,8	139	25,2	5,7
typ VA	–	–	–	91	36,3	24,2
typ VI	106	26,4	0,0	227	40,5	37,0
typ VIA	–	–	–	108	30,6	15,2

Cztery ze wszystkich pięciu znaków tego typu są położone na terenie Warszawy, który w całości wówczas uległ dość intensywnym osiadaniom (rys. 7). Znaki te, osadzone w większości w latach pięćdziesiątych, a więc niemalże tuż przed pomiarami II kampanii, osiadając w latach 1956–1978, mogą dopiero stabilizować swoje położenie, bowiem w latach 1978–2001 są już zupełnie stabilne. Również punkty III typu na przestrzeni lat 1956–1978–2001 zmieniały charakter wykazywanych ruchów. W pierwszym okresie w całości ulegały lekkim osiadaniom, natomiast w późniejszym okresie ulegały osiadaniom i wypiętrzeniom w równym stopniu. Bardzo stabilne okazały się punkty typu IV, z których zaledwie 5,6% w latach 1956–1978 przemieściło się istotnie, a w kolejnych latach nadal poniżej 30%. Ich ruchy wykazywały jednak dużą systematykę przemieszczeń, gdyż ulegały one wyłącznie osiadaniom, tak w latach 1956–1978, jak i 1978–2001. Dużą stabilność wykazywały, masowo stabilizowane w sieci, punkty naziemne typu V. W latach 1956–1978 zaledwie 13% tych punktów wykazało istotne przemieszczenia, natomiast w latach 1978–2001 – 25%, co w odniesieniu do pozostałych typów również jest

bardzo dobrym wynikiem. Jeżeli chodzi o zwrot wykazywanych przemieszczeń, punkty typu V jako jedyne w pierwszym okresie wykazywały ruchy wypiętrzające, i to w ponad 25% przypadków. W późniejszym okresie natomiast wypiętrzenia stanowiły tylko około 6% istotnych ruchów tych punktów. W największej ilości przemieszczeniom ulegały znaki ścienne typu VI, gdyż w pierwszym okresie aż 26%, a w drugim nawet 40% wykazało przemieszczenia istotne. Trudno doszukiwać się tu konsekwencji w wykazywanych ruchach, gdyż zależą one ściśle od stabilności budowli, na której znaki te zostały osadzone.

Przemieszczenia a budowa geologiczna

Wskazane przez autorów technogenne przyczyny zmian rzędnych są czynnikiem zdecydowanie dominującym. Przez technogenne czynniki rozumiano efekt obciążenia powierzchni ziemi wynikający z zabudowy lub inwestycji oraz czynnik związany z eksploatacją zbiorników wód podziemnych. Ostatni efekt, wiążący się z działalnością człowieka, wynika również z lokalizacji badanego obszaru na bogatych, wodonośnych osadach piaszczystych akumulujących wodę w najgłębszych miejscach niecki mazowieckiej.

Próbując wytłumaczyć ruchy punktów w szerszym kontekście geologicznym, wskazuje, iż w latach 1978–2001 wykazały nasilenie osiadań w zachodniej części sieci. Może to być spowodowane ruchami tektonicznymi w pobliżu strefy Teisseyre'a-Tornquista i osuwaniem się mas ziemi po pochyłym dnie kredowej niecki warszawskiej. Efekt ten może być również wzmacniany przez eksploatację zbiorników wód podziemnych w rejonie zachodniego fragmentu Puszczy Kampinoskiej.

W rejonie Warszawy obserwowane dodatnie trendy ruchów mogą być wywołane przez podniesienie się poziomu wody gruntowej, związane z rozwojem infrastruktury wodociągowej w rejonie aglomeracji warszawskiej. Szukając powiązania obserwowanych ruchów wschodniej części sieci z budową geologiczną podłoża, próżno szukać tu takich zależności, jak w przypadku obszarów zachodnich. Tutaj grubość skorupy ziemskiej nie zmienia się tak drastycznie, a struktura spągu utworów kredowych, w odróżnieniu od charakteru niecki warszawskiej, staje się łagodna i już niemal płaska. Zauważalna jedynie jest niestabilność reperów osadzonych na podłożu piaszczysto-żwirowym terenów pomiędzy Wyszkowem a Mińskiem Mazowieckim.

PIŚMIENNICTWO

- Grzempowski P., Cacoń S., 2003. Analysis and interpretation of vertical ground movements in Wrocław. *Acta Montana IRSM AS CR* (2003), Series A, 24 (130), 1–9.
- Kostrowicki J., 1968. Środowisko geograficzne Polski. Warszawa, Wydawnictwo Naukowe PWN.
- Kowalczyk K., 2008. Vertical Crustal Movements in Poland for Instance Any Fragment Three Levellings Network. The 7th International Conference "Environmental Engineering" Selected Papers. Vol 3, Vilnius Gediminas Technical University Publishing House „Technika”, 1354–1358.
- Mizerski W., 2009. Geologia Polski. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Stupnicka E., 1989. Geologia regionalna Polski. Wydawnictwa Geologiczne. Warszawa.
- Prószyński W., Kwaśniak M., 2006. Podstawy geodezyjnego wyznaczania przemieszczeń. Oficyna Wydawnicza PW, Warszawa.

- Stempień-Sałek M., 2005. Zbiorniki wód podziemnych. Przyroda Polska. Warszawa.
- Wyrzykowski T., 1985. Mapa prędkości współczesnych pionowych ruchów powierzchni skorupy ziemskiej na obszarze Polski, Warszawa. Instytut Geodezji i Kartografii.
- Wytyczne Techniczne G-1.9. Katalog znaków geodezyjnych oraz zasady stabilizacji punktów. Główny Urząd Geodezji i Kartografii. Warszawa.

INVESTIGATIONS OF VERTICAL MOVEMENTS IN WARSAW AND SURROUNDING REGIONS

Abstract. The aim of the research was to establish vertical movements in the Warsaw region and surrounding regions, based on measurements of the 1st class national precision leveling network, conducted as part of the 2nd, 3rd and 4th leveling campaigns. As the examined fragment of the national leveling network is not a networked linked directly with any level of reference, the indicated vertical movement values are relative in nature and describe only structure deformations [Grzepakowski, Cacoń 2003]. The boundaries of the region, with a span of approx. 100 km, were the leveling lines of the towns of Sochaczew, Wyszogród, Płońsk, Pułtusk, Wyszaków, Niegów, Mińsk Mazowiecki, Stara Wieś, Góra Kalwaria, Grójec and Mszczonów. The paper includes an outline of source materials, algorithms and results of the reference point database search as well as a summary of the interpretation of the causes of vertical movements. The technogenic causes of height changes are a dominating factor, but other attempts of interpretation in geological context is also presented. Computed vertical movements are presented in comparison with types of leveling benchmarks stabilization.

Key words: precise leveling, geodynamic, vertical movements

Accepted for print – Zaakceptowano do druku: 30.11.2011

For citation – Do cytowania: Margański S., Wierzbicki E., Olszak T., 2011. Badanie ruchów pionowych obszarów Warszawy i okolic. *Acta Sci. Pol. Geod. Descr. Terr.* 10(4), 5–20.

WYKORZYSTANIE WIRTUALNYCH STACJI SYSTEMU ASG-EUPOS DO WYZNACZANIA WYSOKOŚCI W STATYCZNYCH POMIARACH GPS

Karol Dawidowicz

Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie

Streszczenie. Obserwacje GNSS realizowane na sieciach stacji permanentnych przekształciły się obecnie w złożone systemy oferujące poza postprocessingiem również korekty przesyłane w czasie rzeczywistym, a także tworzenie obserwacji wirtualnych. Przykładem takiego systemu jest uruchomiona w czerwcu 2008 r. polska aktywna sieć geodezyjna ASG EUPOS. Dla użytkowników przeznaczono trzy serwisy udostępniania poprawek w czasie rzeczywistym oraz dwa serwisy do postprocessingu. Powszechnie wiadomo, że pomiary realizowane w czasie rzeczywistym charakteryzują się z reguły niższą dokładnością niż pomiary statyczne oraz że dokładność wyznaczenia wysokości jest niższa niż pozycji poziomej punktu. Dokładność pomiarów statycznych natomiast uzależniona jest m.in. od długości wektorów, długości sesji obserwacyjnej czy od rodzaju wykorzystanych odbiorników (L1 bądź L1/L2). W pracy poddano analizie sposoby wyznaczenia wysokości z pomiarów statycznych GPS, w kontekście możliwości technicznych systemu ASG-EUPOS oraz niektórych zaleceń do takich pomiarów. Szczególną uwagę zwrócono na możliwość wykorzystania do takich wyznaczeń obserwacji z Wirtualnych Stacji Referencyjnych (VRS – Virtual Reference Station). Przeprowadzone analizy wykazały, że procedura wyznaczenia wysokości punktów z wykorzystaniem VRS może pozwolić na znaczne skrócenie długości sesji obserwacyjnej oraz poprawę dokładności w stosunku do wyników uzyskanych z serwisu POZGEO. Dodatkowo, ze względu na krótkie wektory między stacją wirtualną a wyznaczanymi punktami, dokładność ta nie jest uwarunkowana wykorzystanym w czasie pomiaru typem odbiornika (L1 bądź L1/L2).

Słowa kluczowe: ASG-EUPOS, VRS, pomiary statyczne

WSTĘP

Uruchomiona w czerwcu 2008 r. aktywna sieć geodezyjna ASG-EUPOS (<http://www.asgeupos.pl/>) obejmuje swym zasięgiem całe terytorium kraju, oferując swoim potencjalnym użytkownikom trzy serwisy pozycjonowania w czasie rzeczywistym (NAWGIS, KODGIS, NAWGEO) oraz dwa serwisy postprocessingu (POZGEO i POZGEO-D).

© Copyright by Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

Adres do korespondencji – Corresponding author: Karol Dawidowicz, Uniwersytet Warmińsko-Mazurski w Olsztynie, Oczapowskiego 1, 10-957 Olsztyn, Poland, e-mail: karol.dawidowicz@uwm.edu.pl

Wykonywanie pomiarów geodezyjnych jest regulowane szeregiem aktów prawnych i standardów technicznych. Obecnie brak jest ostatecznych, jednoznacznych i konkretnych instrukcji dokonywania pomiarów z wykorzystaniem systemu ASG-EUPOS. W fazie projektu istnieją wytyczne techniczne G-1.12 odnoszące się do pomiarów satelitarnych opartych na tym systemie oraz nowelizacja rozporządzenia Rady Ministrów z 8 sierpnia 2000 r. w sprawie państwowego systemu odniesień przestrzennych. Na początku 2011 r. Główny Geodeta Kraju opublikował projekt zaleceń technicznych (zastępujących wytyczne G-1.12) „Pomiary satelitarne GNSS oparte na systemie stacji referencyjnych ASG-EUPOS”, które nie mają jednak charakteru normatywnego i nie mogą być traktowane jako obowiązujący standard techniczny wykonywania pomiarów satelitarnych GNSS.

Serwis POZGEO umożliwia przetwarzanie pomiarów statycznych poprzez wykonanie automatycznego postprocessingu z wykorzystaniem obserwacji użytkownika i obserwacji wybranych stacji referencyjnych. Obliczenia przesłanych plików obserwacyjnych wykonywane są na podstawie najbliższych stacji referencyjnych, do których wyznaczone wektory spełniają określone kryteria dokładnościowe. Dzięki nim realizowane jest wyrównanie, którego wynikiem są współrzędne stacji w systemie ETRS89 (ang. *European Terrestrial Reference System*). Dodatkowo współrzędne są przeliczane do układów 2000, 1992 oraz 1965. W zależności od daty wprowadzenia pliku obserwacyjnego do obliczeń używane są orbity nawigacyjne, *IGS-rapid* lub *IGS-final* [www.asgeupos.pl]. Serwis ten realizuje obliczenia plików obserwacyjnych spełniających szereg warunków. Jeden z istotniejszych to minimalna liczba epok pomiarowych: 720, co przy interwale 1 s daje 15 min obserwacji. Zgodnie jednak z zaleceniami Głównego Geodety Kraju [Zalecenia techniczne, 2011] „nie zaleca się do zakładania osnowy pomiarowej wykorzystania współrzędnych wyliczonych w serwisie POZGEO ze zbiorów obserwacyjnych z odbiorników L1 oraz ze zbiorów obserwacyjnych z odbiorników L1/L2 krótszych niż 40 min”.

Serwis POZGEO-D udostępnia obserwacje z fizycznych stacji referencyjnych oraz ich oficjalne współrzędne, dzięki którym użytkownik może samodzielnie wykonywać obliczenia, korzystając z zewnętrznego, własnego oprogramowania. Serwis oferuje dane obserwacyjne z rzeczywistych (Continuous Operating Reference Station — CORS) i wirtualnych (VRS) stacji referencyjnych. Użytkownik może opracować dane obserwacyjne dzięki dwóm podejściom. Pierwsze jest klasycznym przykładem postprocessingu, w którym stacje referencyjne ASG-EUPOS stanowią nawiązanie do wyznaczanych punktów. Uzyskiwana dokładność uzależniona jest od klasy sprzętu pomiarowego, środowiska pomiarowego oraz długości sesji obserwacyjnej. Ze względu na znaczne odległości między stacjami systemu ASG-EUPOS jednym z istotniejszych czynników warunkującym dokładność wyznaczenia pozycji jest długość wektorów i związany z tym czas obserwacji. Im dłuższe wektory, tym zalecana jest dłuższa sesja obserwacyjna (uwarunkowane jest to m.in. modelowaniem błędów związanych z propagacją sygnału w atmosferze czy wyznaczeniem nieoznaczoności). Badania prowadzone z wykorzystaniem automatycznego serwisu POZGEO oraz serwisu POZGEO-D w tzw. podejściu klasycznym, np. [Siejka 2009] wykazały, że manualne opracowanie obserwacji może prowadzić do wyraźnej poprawy wyników w porównaniu z opracowaniem automatycznym.

Drugie podejście wykorzystujące wirtualne stacje referencyjne, które mogą zostać utworzone dla dowolnie wskazanej lokalizacji (najlepiej w bliskim sąsiedztwie wyznaczanych punktów), pozwala na znaczne skrócenie sesji obserwacyjnych. Stacje takie mogą stanowić nawiązanie lub wzmocnienie konstrukcji opracowywanej sieci. Niestety, takie nawiązanie

nie będzie już dokładnościowo tej samej klasy co punkty stacji referencyjnych, dodatkowo system ASG-EUPOS nie podaje błędów wyznaczenia stacji wirtualnych. O ile administratorzy systemu informują, że w przypadku posiadania własnego oprogramowania do obliczeń statycznych – na pewno dobrym rozwiązaniem jest wykonanie obliczeń manualnych, to niestety, metoda wykorzystująca wirtualne stacje referencyjne w postprocessingu nie jest zalecana do stosowania jako podstawowa, a jedynie w celach kontrolowania metody klasycznej w celu sprawdzenia prawidłowości uzyskanych nią wyników (www.asgeupos.pl). Opracowanie obserwacji GPS prowadzone z wykorzystaniem nawiązania do VRS [Bakuła 2006, Siejka 2009] prowadziło do poprawy wyników w stosunku do tych uzyskiwanych z opracowania manualnego z wykorzystaniem obserwacji ze stacji CORS. Istotne jest więc, zdaniem autora, prowadzenie dalszych, szczegółowych badań i analiz związanych z wykorzystaniem VRS do wyznaczania położenia punktów. Metoda ta może pozwolić na znaczne skrócenie długości sesji obserwacyjnej oraz poprawę dokładności wyznaczenia współrzędnych. Dodatkowo, ze względu na krótkie wektory między stacją wirtualną a wyznaczanymi punktami dokładność wyznaczenia punktu nie jest uwarunkowana wykorzystaniem w czasie pomiaru typem odbiornika (L1 bądź L1/L2). Jakkolwiek pozostają w metodzie tej pewne ograniczenia natury formalnej, trudno bowiem określić stacje VRS jako punkty osnowy geodezyjnej.

KONCEPCJA WIRTUALNYCH STACJI REFERENCYJNYCH

Koncepcja Wirtualnych Stacji Referencyjnych została opracowana przez L. Wanningera [1997]. Istotą tej koncepcji jest wykorzystanie rzeczywistych obserwacji z kilku stacji referencyjnych w taki sposób, aby posłużyły do stworzenia obserwacji dowolnie zdefiniowanej stacji wirtualnej leżącej wewnątrz obszaru określonego przez położenie stacji referencyjnych. Położenie wirtualnej stacji dobiera się z reguły w ten sposób, by leżała możliwie najbliżej punktów, których położenie chcemy wyznaczyć. Proces tworzenia obserwacji VRS na podstawie rzeczywistych obserwacji prowadzonych na sieci stacji referencyjnych składa się z kilku etapów [Wanninger 1997, 1999, 2002, 2003, Erhu i in. 2006].

W początkowej fazie tworzenia obserwacji VRS wyznaczane są nieoznaczoności podwójnych różnic obserwacji fazowych stacji referencyjnych. Modelowane są również i usuwane wpływy niektórych błędów. Jeżeli rozwiązanie nieoznaczoności nie powiedzie się w przypadku jakiegokolwiek obserwacji, zostaje ona wyłączona z dalszego opracowania. Zakładając w celu uproszczenia, że błędy związane z wielotorowością, szumami czy orbitą satelitów są znikome oraz oznaczając przez a i b stacje referencyjne oraz przez m i n satelity, podwójna różnica obserwacji fazowych może być zapisana jako:

$$\lambda(\nabla\Delta N_{a,b}^{m,n} + \nabla\Delta\varphi_{a,b}^{m,n}) = (\nabla\Delta\rho_{a,b}^{m,n} - \nabla\Delta I_{a,b}^{m,n} + \nabla\Delta T_{a,b}^{m,n}) \quad (1)$$

gdzie:

- $\nabla\Delta$ – symbol podwójnej różnicy,
- $\nabla\Delta\varphi_{a,b}^{m,n}$ – podwójna różnica obserwacji fazowych,
- $\nabla\Delta N_{a,b}^{m,n}$ – podwójna różnica nieoznaczoności,
- λ – długość fali sygnału,
- $\nabla\Delta\rho_{a,b}^{m,n}$ – podwójna różnica geometrycznej odległości między satelitą a odbiornikiem,
- $\nabla\Delta I_{a,b}^{m,n}$ – podwójna różnica opóźnienia jonosferycznego,
- $\nabla\Delta T_{a,b}^{m,n}$ – podwójna różnica opóźnienia troposferycznego.

W powyższym równaniu $\nabla\Delta\varphi_{a,b}^{m,n}$ jest określone z obserwacji fazowych. Współrzędne stacji referencyjnych są znane, a współrzędne satelitów oblicza się z efemeryd GNSS – stąd możemy dokładnie określić $\nabla\Delta\rho_{a,b}^{m,n}$. Najistotniejszą rzeczą na tym etapie jest dokładne wyznaczenie podwójnej różnicy nieoznaczoności $\nabla\Delta N_{a,b}^{m,n}$. Pewne problemy związane są z obserwacjami z tzw. niskich satelitów (satelitów obserwowanych nisko nad horyzontem w krótkich przedziałach czasowych) – zdarza się, że rozwiązanie nieoznaczoności takich obserwacji następuje dużo trudności.

Po rozwiązaniu nieoznaczoności wyznaczone są modele błędów obserwacji fazowych. Modele tworzone są dla każdego satelity, w każdej epoce obserwacyjnej. Podwójna różnica opóźnienia jonosferycznego $\nabla\Delta I_{a,b}^{m,n}$ oraz podwójna różnica opóźnienia troposferycznego $\nabla\Delta T_{a,b}^{m,n}$ są rozłączane na tym etapie jako zakłócenia o charakterze niedispersyjnym i dyspersyjnym:

$$V = V^{niedysp} + V^{dysp} \quad (2)$$

Przenosząc podwójną różnicę opóźnienia jonosferycznego $\nabla\Delta I_{a,b}^{m,n}$ oraz podwójną różnicę opóźnienia troposferycznego $\nabla\Delta T_{a,b}^{m,n}$ na lewą stronę równania (1), otrzymujemy:

$$V = \nabla\Delta T_{a,b}^{m,n} + (-\nabla\Delta I_{a,b}^{m,n}) = (\nabla\Delta\varphi_{a,b}^{m,n} + \nabla\Delta N_{a,b}^{m,n})\lambda - \nabla\Delta\rho_{a,b}^{m,n} \quad (3)$$

Opóźnienie jonosferyczne wyznaczone z dwuczęstotliwościowych pomiarów GNSS zapisuje się wzorem:

$$I = \frac{f_2^2}{f_1^2 - f_2^2} [(\varphi_1\lambda_1 - \varphi_2\lambda_2) + (N_1\lambda_1 - N_2\lambda_2)] \quad (4)$$

Na podstawie równania (4) możemy z kolei wyprowadzić wyrażenie na podwójną różnicę opóźnienia jonosferycznego $\nabla\Delta I_{a,b}^{m,n}$ między stacjami a i b oraz satelitami m, n :

$$\nabla\Delta I_{a,b}^{m,n} = \frac{f_2^2}{f_1^2 - f_2^2} [(\nabla\Delta\varphi_{a,b,1}^{m,n}\lambda_1 - \nabla\Delta\varphi_{a,b,2}^{m,n}\lambda_2) + (\nabla\Delta N_{a,b,1}^{m,n}\lambda_1 - \nabla\Delta N_{a,b,2}^{m,n}\lambda_2)] \quad (5)$$

Łącząc równania (2) i (5), uzyskujemy wzór na wartość zakłóceń niedispersyjnych:

$$V^{niedysp} = V - V^{dysp} = V + \nabla\Delta I_{a,b}^{m,n} \quad (6)$$

Na etapie generowania obserwacji VRS wykorzystuje się obserwacje z głównej stacji referencyjnej wraz z zastosowaniem tzw. przesunięcia geometrycznego (różnica geometrycznej odległości od danego satelity do stacji głównej i do stacji VRS).

Ponieważ współrzędne stacji głównej są znane, a współrzędne satelity oblicza się z efemerydy GNSS, więc geometryczna odległość pomiędzy satelitą a odbiornikiem ρ_r^s może być bardzo prosto obliczona:

$$\rho_r^s = [(\overline{X}_r - \overline{X}^s)^T (\overline{X}_r - \overline{X}^s)]^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

Współrzędne VRS są również znane, tak więc geometryczna odległość między satelitą a stacją wirtualną będzie wynosiła:

$$\rho_v^s = [(\overline{X}_v - \overline{X}^s)^T (\overline{X}_v - \overline{X}^s)]^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

Wyrażenie opisujące przesunięcie geometryczne zapisujemy jako:

$$\Delta\rho_{r,v}^s = \rho_v^s - \rho_r^s \quad (9)$$

Z kolei równanie pojedynczej różnicy obserwacji fazowych pomiędzy satelitami m i n , na stacji głównej w danej epoce obserwacyjnej, można zapisać wzorem:

$$\Delta\varphi_r^{m,n} = \frac{1}{\lambda}(\Delta\rho_r^{m,n} - \Delta I_r^{m,n} + \Delta T_r^{m,n}) - \Delta N_r^{m,n} \quad (10)$$

oraz dla stacji VRS w tej samej epoce obserwacyjnej:

$$\begin{aligned} \Delta\varphi_v^{m,n} &= \frac{1}{\lambda}(\Delta\rho_v^{m,n} - \Delta I_v^{m,n} + \Delta T_v^{m,n}) - \Delta N_v^{m,n} = \\ &= \frac{1}{\lambda}(\Delta\rho_r^{m,n} + \nabla\Delta\rho_{r,v}^{m,n} + \Delta I_v^{m,n} + \Delta T_v^{m,n}) - \Delta N_v^{m,n} \end{aligned} \quad (11)$$

Łącząc wzory (10) i (11), otrzymujemy wyrażenie na podwójną różnicę obserwacji fazowych pomiędzy stacją główną a stacją VRS:

$$\nabla\Delta\varphi_{r,v}^{m,n} = (\Delta\varphi_v^{m,n} - \Delta\varphi_r^{m,n}) = \frac{1}{\lambda}(\nabla\Delta\rho_{r,v}^{m,n} - \nabla\Delta I_{r,v}^{m,n} + \nabla\Delta T_{r,v}^{m,n}) - \nabla\Delta N_{r,v}^{m,n} \quad (12)$$

W równaniu tym $\nabla\Delta\rho_{r,v}^{m,n}$ jest podwójną różnicą przesunięcia geometrycznego i może zostać zapisane jako:

$$\nabla\Delta\rho_{r,v}^{m,n} = (\rho_v^n - \rho_r^n) - (\rho_v^m - \rho_r^m) \quad (13)$$

We wzorze (12) pojedyncza różnica obserwacji fazowych na stacji wirtualnej $\Delta\varphi_v^{m,n}$ jest nieznaną i dąży się do jej wyznaczenia. Pojedyncza różnica obserwacji fazowych na głównej stacji referencyjnej $\Delta\varphi_r^{m,n}$ jest znana. Podwójna różnica przesunięcia geometrycznego $\nabla\Delta\rho_{r,v}^{m,n}$ jest wyznaczana z równania (13). Podwójna różnica opóźnienia jonosferycznego $\nabla\Delta I_{r,v}^{m,n}$ oraz podwójna różnica opóźnienia troposferycznego mogą zostać określone z wykorzystaniem algorytmów interpolujących, opierając się na wartościach wyznaczonych na podstawie obserwacji na stacjach referencyjnych. Po wyznaczeniu podwójnych różnic nieoznaczoności $\nabla\Delta N_{r,v}^{m,n}$ nieznane pojedyncze różnice obserwacji fazowych $\Delta\varphi_v^{m,n}$ mogą zostać obliczone.

Jak widać z powyższych wyprowadzeń, jakość obserwacji VRS zależy zasadniczo od dwóch czynników: jakości obserwacji na stacjach referencyjnych oraz warunków propagacji sygnałów GNSS na obszarze objętym siecią stacji referencyjnych (trudnością w dokładnym modelowaniu błędów: głównie spowodowanych poprzez efekt wielotorowości czy ewentualnych zaburzeń jonosferycznych i troposferycznych). Wielkość tych błędów, a co za tym idzie, jakość obserwacji VRS może być określana w trakcie tworzenia modeli poprawek [Wanninger 2002].

Wykorzystanie VRS głównie w pomiarach kinematycznych, ale również i statycznych staje się coraz powszechniejsze [Bakuła 2006, Euler i in. 2001, Landau i in. 2003, Siejka 2009, Pesci i in. 2008].

OBSZAR BADAŃ

W pracy przedstawiono analizy związane z wyznaczaniem wysokości z pomiarów statycznych GPS z wykorzystaniem serwisu POZGEO i POZGEO-D systemu ASG-EUPOS.

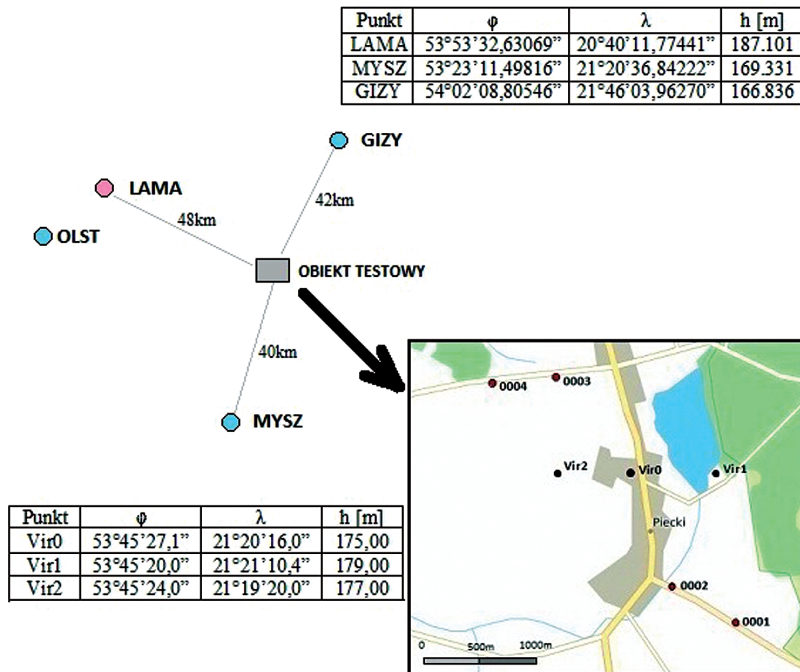
O ile wyznaczenie pozycji poziomej punktu z wykorzystaniem technik GNSS, w tym także systemu ASG-EUPOS, zgodnie z wymaganiami stawianymi różnym grupom

dokładnościowym, nie sprawia zasadniczo problemu (co wynika zarówno z dokładności wyznaczenia pozycji poziomej z pomiarów GNSS, jak i wymagań dokładnościowych współrzędnych poziomych punktów), o tyle dokładne wyznaczenie wysokości następuje pewnie trudno. Jest to spowodowane zarówno wysokimi wymaganiami dokładnościowymi stawianymi tej współrzędnej (według Instrukcji technicznej G-2, np. osnowa szczegółowa pozioma zakładana przy użyciu systemów satelitarnych powinna charakteryzować się błędem położenia punktu po wyrównaniu nie większym niż 3 cm w przypadku II klasy i 7 cm w odniesieniu do III klasy, natomiast odpowiadająca jej szczegółowa osnowa wysokościowa dopuszcza wartość średniego błędu określenia wysokości punktu równą 1 cm – III klasa i 2 cm – IV klasa [Instrukcja Techniczna g-2, 2001]), jak również specyfiką pomiarów GNSS – przyjmuje się średnio, że współrzędna pionowa jest wyznaczana z około 50% mniejszą dokładnością niż współrzędne poziome [Parkinson i Spilker 1996].

Wyniki analiz związanych z niwelacją satelitarną GNSS z wykorzystaniem serwisu NAWGEO systemu ASG-EUPOS przedstawione są np. w pracy Hadrás i Bosy [2009]. Wykorzystanie serwisu NAWGEO, zgodnie z warunkami określonymi przez projekt wytycznych technicznych G-1.12, dało różnice pomiędzy wielokrotnymi wyznaczeniami wysokości elipsoidalnych tego samego punktu metodą RTK w granicach 7 cm. Tak więc nawet przy bezbłędnym modelu quasi-geoidy technika ta nie jest w stanie obecnie zapewnić dokładność pomiaru wysokości na poziomie 3 cm. Wyższej dokładności można natomiast oczekiwać po pomiarach statycznych.

Do analiz wykorzystano ośmiogodzinne obserwacje GPS (8:00–16:00 czasu lokalnego) z punktów 0001–0004, z interwałem rejestracji danych 5 sekund przy kącie obciążenia horyzontu 10° przeprowadzone z wykorzystaniem odbiorników dwuczęstotliwościowych. Obiekt testowy zlokalizowano w ten sposób, aby odległość do najbliższej stacji referencyjnej systemu ASG-EUPOS była możliwie największa. W serwisie POZGEO-D systemu wygenerowano analogiczne, ośmiogodzinne obserwacje trzech stacji wirtualnych (Vir0, Vir1, Vir2), leżących w bezpośrednim sąsiedztwie wyznaczanych punktów oraz pobrano obserwacje z trzech najbliższych fizycznych stacji referencyjnych (CORS – Continuously Operating Reference Station): LAMA, MYSZ i GIZY wraz z ich współrzędnymi φ , λ , h . Na rysunku 1 przedstawiono lokalizację obiektu testowego, położenie najbliższych stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS, rozmieszczenie punktów testowych oraz współrzędne stacji VRS i CORS.

Ośmiogodzinne obserwacje podzielono na sesje jednogodzinne oraz na sesje 10-minutowe. Program *teqc* (<http://facility.unavco.org/software/teqc/teqc.html>) posłużył z kolei do usunięcia z plików obserwacyjnych wszystkich obserwacji wykonanych na częstotliwości L2. W ten sposób przygotowano dwie wersje danych pomiarowych: wykonane na dwóch częstotliwościach (oryginalne pliki pomiarowe) oraz jednoczęstotliwościowe (symulujące pomiary wykonane odbiornikiem L1). Opracowania tak przygotowanych danych dokonano w kilku wariantach.



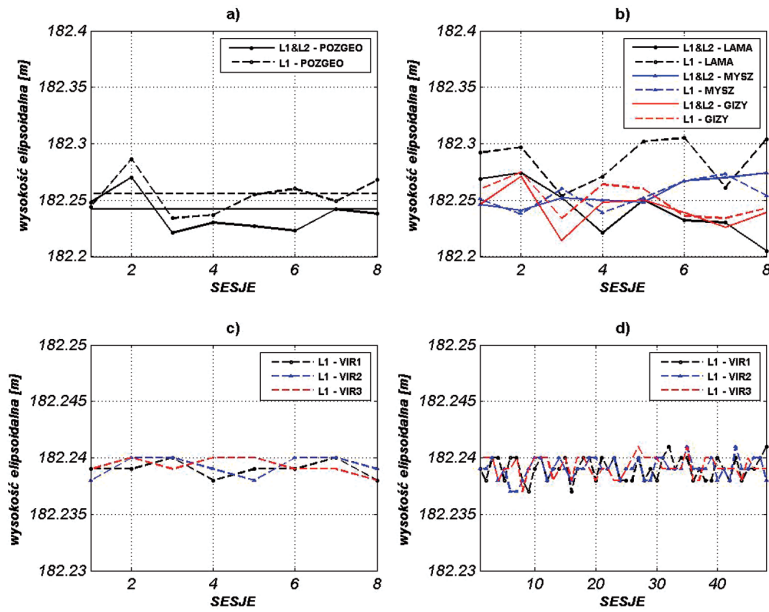
Rys. 1. Obiekt testowy oraz współrzędne stacji VRS i CORS [http://maps.google.pl/]
 Fig. 1. The test object and VRS and CORS stations coordinates

OPRACOWANIE DANYCH I ANALIZA WYNIKÓW

W wariancie pierwszym opracowania wykorzystano serwis POZGEO systemu ASG-EUPOS. Moduł automatycznego postprocesingu tego systemu wykorzystuje do wyznaczenia pojedynczego wektora algorytm działający dzięki specjalnemu układowi potrójnych różnic obserwacji fazowych GPS typu Schreiberera. Jako kontrolne rozwiązanie stosowany jest algorytm podwójnych różnic faz [Kadaj i Świętoń 2009, Kadaj 2010]. Wyrównanie każdego z wyznaczanych punktów zostało wykonane niezależnie w nawiązaniu do sześciu najbliższych stacji referencyjnych (LAMA, OLST, MYSZ, GIZY, BART, GRAJ). Obliczenia w tym wariancie wykonano w odniesieniu do sesji 8-godzinnej i sesji jednogodzinnych (wariant **a** na rysunkach 2–5).

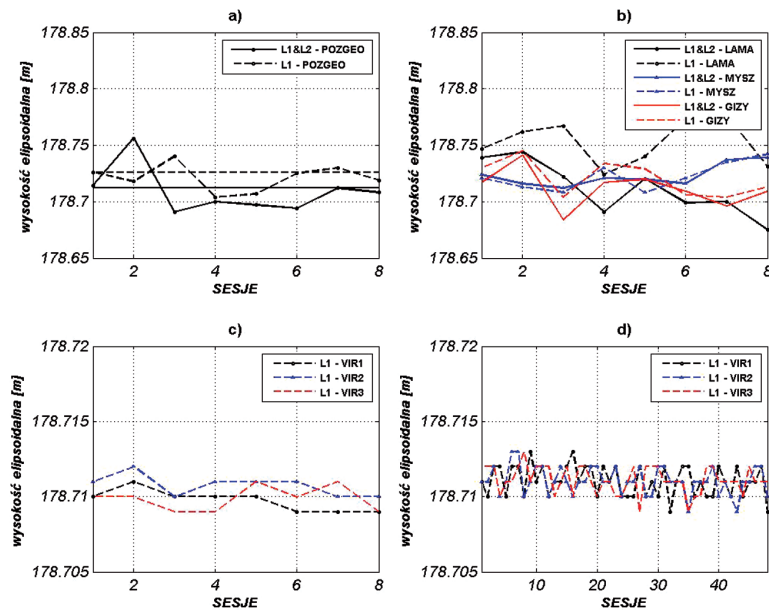
Z kolei przeprowadzono alternatywne, manualne wyrównania sieci z wykorzystaniem obserwacji z trzech fizycznych stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS: LAMA, MYSZ, GIZY (serwis POZGEO-D). Obliczenia wykonywano za pomocą programu firmowego Topcon Tools v7.3, podobnie jak poprzednio w przypadku sesji 8-godzinnej i sesji jednogodzinnych (wariant **b** na rysunkach 2–5).

W kolejnych wariantach opracowania, przeprowadzonych również z wykorzystaniem programu Topcon Tools v7.3, jako nawiązanie posłużyły kolejno stacje wirtualne: Vir0, Vir1, Vir2 wygenerowane w serwisie POZGEO systemu ASG-EUPOS. Obliczenia te wykonano w odniesieniu do sesji 8-godzinnej i sesji jednogodzinnych (wariant **c** na wykresach 2–5) oraz sesji 10-minutowych (wariant **d** na wykresach 2–5).



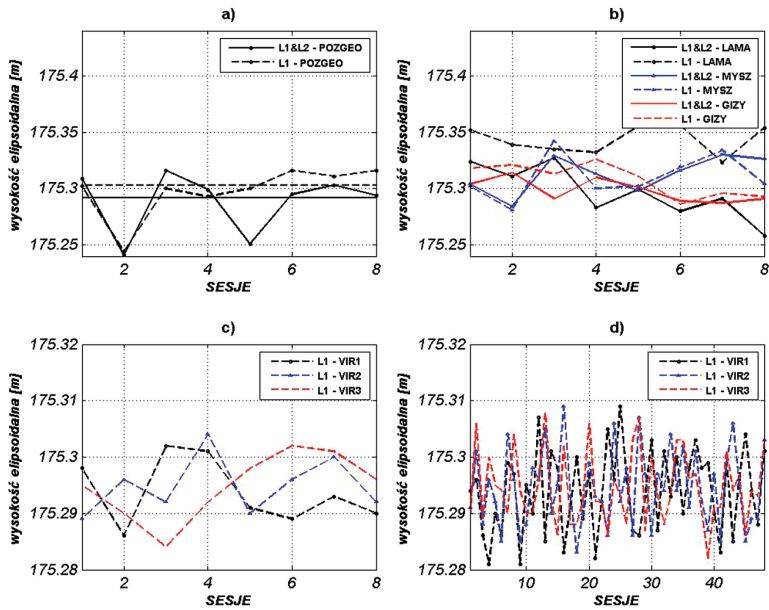
Rys. 2. Wysokość elipsoidalna punktu 0001: a) z serwisu POZGEO, b) z wariantu drugiego, c) z wariantu trzeciego, d) z wariantu czwartego obliczeń

Fig. 2. Ellipsoidal height of 0001 point: a) from POZGEO service, b) from the second variant, c) from the third variant, d) from the fourth variant of the calculations



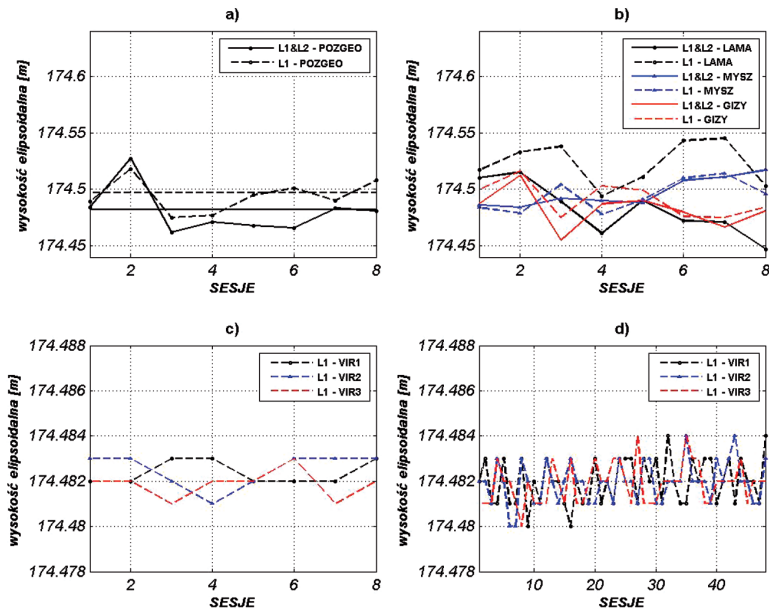
Rys. 3. Wysokości elipsoidalne punktu 0002: a) z serwisu POZGEO, b) z wariantu drugiego, c) z wariantu trzeciego, d) z wariantu czwartego obliczeń

Fig. 3. Ellipsoidal height of the 0002 point: a) from POZGEO service, b) from the second variant, c) from the third variant, d) from the fourth variant of the calculations



Rys. 4. Wysokości elipsoidalne punktu 0003: a) z serwisu POZGEO, b) z wariantu drugiego, c) z wariantu trzeciego, d) z wariantu czwartego obliczeń

Fig. 4. Ellipsoidal height of the 0003 point: a) from POZGEO service, b) from the second variant, c) from the third variant, d) from the fourth variant of the calculations



Rys. 5. Wysokości elipsoidalne punktu 0004: a) z serwisu POZGEO, b) z wariantu drugiego, c) z wariantu trzeciego, d) z wariantu czwartego obliczeń

Fig. 5. Ellipsoidal height of the 0004 point: a) from POZGEO service, b) from the second variant, c) from the third variant, d) from the fourth variant of the calculations

Topcon Tools należy do grupy tzw. programów firmowych. Programy takie charakteryzują się m.in. tym, że operator ma bardzo niewielki wpływ na wybór opcji opracowania (np. częstotliwość opracowania, model troposfery czy strategia rozwiązania nieoznaczoności dobierane są automatycznie). W wykorzystanej wersji programu częstotliwość opracowania przyjmowana jest w zależności od długości wektora:

- wektor od 0 do 10 km – opracowanie na częstotliwości L1 i L2,
- wektor od 10 do 30 km – opracowanie na częstotliwości L1&L2c (kombinacja wolno-jonosferyczna),
- wektor od 30 do 400 km – opracowanie z wykorzystaniem kombinacji tzw. szerokiej ścieżki (Wdln).

Wyniki z poszczególnych wariantów obliczeń przedstawiono na rysunkach 2–5 oraz w tabelach 1–4. Na rysunkach zawarte są zmiany wysokości elipsoidalnych uzyskane w wyniku opracowania poszczególnych wariantów dla sesji jednogodzinnych bądź 10-minutowych. W przypadku wariantu rozwiązania z POZGEO dodatkowo linią prostą oznaczono wyniki uzyskane podczas sesji ośmiogodzinnej. W tabelach przedstawiono skrajne wartości wysokości elipsoidalnych uzyskane z poszczególnych rozwiązań oraz ocenę dokładności – błędy średnie wysokości (podano przedział błędu, tj. wartość maksymalną i minimalną).

Tabela 1. Zestawienie wysokości i błędów średnich dla punktu 0001

Table 1. Summary of heights and the mean errors for the 0001 point

Wariant rozwiązania Variant of solution	Wysokości [m] Heights [m]						Błędy średnie wysokości [cm] Mean errors of heights [cm]						
	8 godz.		1 godz.		10 min		8 godz.		1 godz.		10 min		
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	
L1&L2 POZGEO	182,242		182,221	182,270	–	–	0,6	1,5	2,7	–	–		
L1 POZGEO		182,256	182,234	182,286	–	–	2,3	2,1	3,6	–	–		
L1&L2 CORS	182,241	182,253	182,205	182,274	–	–	1,1	1,3	1,1	1,5	–	–	
L1 CORS	182,251	182,277	182,234	182,305	–	–	1,2	1,3	2,7	3,5	–	–	
L1 VRS		182,239	182,238	182,240	182,237	182,241	0,2		0,2	0,2	0,3		

Tabela 2. Zestawienie wysokości i błędów średnich dla punktu 0002

Table 2. Summary of heights and the mean errors for the 0002 point

Wariant rozwiązania Variant of solution	Wysokości [m] Heights [m]						Błędy średnie wysokości [cm] Mean errors of heights [cm]						
	8 godz.		1 godz.		10 min		8 godz.		1 godz.		10 min		
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	
L1&L2 POZGEO	178,712		178,691	178,756	–	–	0,6	1,5	2,7	–	–		
L1 POZGEO		178,726	178,704	178,740	–	–	2,3	2,1	3,6	–	–		
L1&L2 CORS	178,711	178,724	178,684	178,744	–	–	1,1	1,3	1,1	1,5	–	–	
L1 CORS	178,721	178,747	178,704	178,776	–	–	1,2	1,3	2,7	3,5	–	–	
L1 VRS		178,710	178,709	178,711	178,708	178,712	0,2		0,2	0,2	0,3		

Tabela 3. Zestawienie wysokości i błędów średnich dla punktu 0003

Table 3. Summary of heights and the mean errors for the 0003 point

Wariant rozwiązania Variant of solution	Wysokości [m] Heights [m]						Błędy średnie wysokości [cm] Mean errors of heights [cm]					
	8 godz.		1 godz.		10 min		8 godz.		1 godz.		10 min	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
L1&L2 POZGEO	175,292		175,241	175,316	-	-	0,6	1,5	2,7	-	-	
L1 POZGEO	175,303		175,244	175,316	-	-	2,5	2,2	3,7	-	-	
L1&L2 CORS	175,296	175,309	175,258	175,330	-	-	1,1	1,3	1,1	1,6	-	-
L1 CORS	175,305	175,331	175,281	175,356	-	-	1,2	1,3	2,7	3,5	-	-
L1 VRS	175,294	175,297	175,284	175,304	175,281	175,309	0,2	0,2	1,7	0,2	1,9	

Tabela 4. Zestawienie wysokości i błędów średnich dla punktu 0004

Table 4. Summary of heights and the mean errors for the 0004 point

Wariant rozwiązania Variant of solution	Wysokości [m] Heights [m]						Błędy średnie wysokości [cm] Mean errors of heights [cm]					
	8 godz.		1 godz.		10 min		8 godz.		1 godz.		10 min	
	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.	min.	max.
L1&L2 POZGEO	174,482		178,462	178,527	-	-	0,6	1,5	2,7	-	-	
L1 POZGEO	174,497		178,475	178,518	-	-	2,3	2,1	4,4	-	-	
L1&L2 CORS	174,482	174,494	174,447	174,517	-	-	1,1	1,3	1,1	1,5	-	-
L1 CORS	174,491	174,517	174,475	174,547	-	-	1,2	1,3	2,7	3,5	-	-
L1 VRS	174,482		174,481	174,483	178,480	178,484	0,2	0,2	0,3	0,2	0,4	

Wysokość punktu 0001 uzyskana z rozwiązań sesji jednogodzinnych w serwisie POZGEO zmieniała się w zakresie około 5 cm (zarówno w przypadku wariantów L1&L2, jak i L1). Jeszcze większe rozbieżności (około 7 cm) otrzymano w odniesieniu do wariantów z wykorzystaniem obserwacji ze stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS (warianty CORS). Wysoką stabilność rozwiązań uzyskano w przypadku wariantów z wykorzystaniem stacji wirtualnych (zmiany wysokości w przedziale 0,3 cm podczas sesji 1 godz. i 0,5 cm podczas sesji 10 min). Należy również zwrócić uwagę na wysoką zgodność wysokości uzyskanych z wariantów VRS z wysokością otrzymaną z opracowania sesji ośmiogodzinnej obserwacji dwuczęstotliwościowych w serwisie POZGEO. Różnice wysokości tych rozwiązań nie przekraczają 0,5 cm przy jednoczesnej najlepszej charakterystyce dokładnościowej.

W przypadku punktu 0002 wysokość uzyskana z rozwiązań sesji jednogodzinnych w serwisie POZGEO zmienia się w zakresie 6,5 cm (wariant L1&L2) oraz 3,5 cm (wariant L1). W przypadku wariantów z wykorzystaniem obserwacji ze stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS (warianty CORS) otrzymano odpowiednio 6 i 7 cm różnicy. Pownownie wysoką stabilnością wyników charakteryzują się warianty rozwiązania z wykorzystaniem VRS (zmiany wysokości w przedziale 0,3 cm podczas sesji 1 godz. i 0,5 cm

podczas sesji 10 min). Również w odniesieniu do punktu 0002 różnice między wysokością otrzymaną z opracowania sesji ośmiogodzinnej obserwacji dwuczęstotliwościowych w serwisie POZGEO a wysokościami uzyskanymi z wariantów VRS nie przekraczają 0,5 cm. W przypadku punktu 0002 otrzymano analogiczne charakterystyki dokładnościowe jak w odniesieniu do punktu 0001.

W przypadku punktu 0003 wysokość uzyskana z rozwiązań sesji jednogodzinnych w serwisie POZGEO zmienia się w zakresie około 7,5 cm (zarówno w przypadku wariantów L1&L2, jak i L1). W odniesieniu do wariantów z wykorzystaniem obserwacji ze stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS (warianty CORS) otrzymano odpowiednio 7 i 7,5 cm różnicy. Gorszą niż poprzednio stabilność rozwiązań uzyskano w przypadku wariantów z wykorzystaniem VRS (zmiany wysokości z przedziale około 2 cm podczas sesji 1 godz. i 3 cm podczas sesji 10 min). Różnice między wysokością otrzymaną z opracowania sesji ośmiogodzinnej obserwacji dwuczęstotliwościowych w serwisie POZGEO a wysokościami uzyskanymi z wariantów VRS dochodzą do około 2 cm. Rozwiązania odnoszące się do punktu 0003 mają również gorszą charakterystykę dokładnościową.

Wysokość punktu 0004 uzyskana z rozwiązań sesji jednogodzinnych w serwisie POZGEO zmieniała się w zakresie 6,5 cm (wariant L1&L2) oraz około 4,5 cm (wariant L1). W przypadku wariantów z wykorzystaniem obserwacji ze stacji referencyjnych systemu ASG-EUPOS (warianty CORS) otrzymano 7 cm (oba warianty). Ponownie wysoką stabilnością wyników charakteryzują się warianty z wykorzystaniem VRS (zmiany wysokości w przedziale 0,3 cm w czasie sesji 1 godz. i 0,5 cm podczas sesji 10 min). Różnice między wysokością otrzymaną z opracowania sesji ośmiogodzinnej obserwacji dwuczęstotliwościowych w serwisie POZGEO a wysokościami uzyskanymi z wariantów VRS w przypadku tego punktu nie przekraczają 0,3 cm. Charakterystyki dokładnościowe w odniesieniu do punktu 0004 są podobne jak w przypadku punktów 0001 i 0002.

PODSUMOWANIE

W pracy przedstawiono analizy związane z wyznaczaniem wysokości z pomiarów statycznych GPS z wykorzystaniem serwisu POZGEO i POZGEO-D systemu ASG-EUPOS. Obserwacje jednogodzinne, zarówno jedno-, jak i dwuczęstotliwościowe opracowywane w serwisie POZGEO czy też manualnie, w nawiązaniu do stacji CORS systemu ASG-EUPOS, nie zapewniają wyznaczenia wysokości z dokładnością odnoszącą się do osnowy szczegółowej (1–2 cm). Wektory o długości 40 km i więcej, w celu uzyskania takiej dokładności, wymagają dłuższych sesji obserwacyjnych [Firuzabadi, King 2011]. Wydłużanie sesji jest jednak sprzeczne z dążeniem do maksymalnej efektywności prac geodezyjnych.

Znacznie lepsze wyniki uzyskano w przypadku wariantów obliczeń, w których wykorzystano stacje wirtualne. Z wyjątkiem punktu 0003 uzyskano stabilność rozwiązań oraz zgodność z wysokością otrzymaną z serwisu POZGEO podczas sesji ośmiogodzinnej obserwacji dwuczęstotliwościowych na poziomie kilku milimetrów. Dodatkowo należy zaznaczyć, że wszystkie opracowania z wykorzystaniem VRS przeprowadzono w odniesieniu do obserwacji jednoczęstotliwościowych.

Wykonane obliczenia i analiza wyników wykazały, że procedura wyznaczenia wysokości punktów z wykorzystaniem stacji wirtualnych może pozwolić na znaczne skrócenie długości sesji obserwacyjnej oraz poprawę dokładności w stosunku do wyników

uzyskanych z serwisu POZGEO. Dodatkowo, ze względu na krótkie wektory między stacją wirtualną a wyznaczanymi punktami dokładność wyznaczenia punktu nie jest uwarunkowana wykorzystaniem w czasie pomiaru typem odbiornika (L1 bądź L1/L2). Pewne problemy obecnie nastęrcza oszacowanie dokładności wyznaczenia stacji wirtualnych (serwis POZGEO-D systemu ASG-EUPOS nie podaje takich charakterystyk) – jest to niewątpliwie istotny czynnik utrudniający wykorzystanie tej techniki w pracach geodezyjnych. Dodatkowo pozostają także pewne ograniczenia natury formalnej, trudno bowiem określić stacje VRS jako punkty osnowy geodezyjnej.

PIŚMIENNICTWO

- Bakuła M., 2006. Performance of Static Positioning for Medium Distances Based on Data from Virtual Reference Station and ASG-PL Network, *Artificial Satellites*, 41, 1–2006, 33–42.
- Erhu W., Hua Ch., Zhiguo A., 2006. VRS Virtual Observations Generation Algorithm, *Journal of Global Positioning Systems*, 5, 1–2, 76–81.
- Euler H.-J., Keenan C.R., Zebhauser B.E. Wübbena G., 2001. Study of a Simplified Approach in Utilizing Information from Permanent Reference Station Arrays, *Proc. ION GPS 2001*, Salt Lake City.
- Firuzabadi D., King R.W., 2011. GPS precision as a function of session duration and reference frame using multi-point software, *GPS Solutions*, DOI: 10.1007/s10291-011-0218-8.
- Hadaś J., Bosy J., 2009. Niwelacja satelitarna GNSS z wykorzystaniem serwisu NAWGEO system ASG-EUPOS, *Acta Sci. Pol., Geodesia et Descriptio Terrarum* 8(2), 53–66.
- Häkli P., 2006. Quality of Virtual Data Generated from the GNSS Reference Station Network, *Proc. Of the XXIII FIG Congress, Germany, Munich, October 8–13*.
- Instrukcja Techniczna G-2. 2001. Szczegółowa pozioma i wysokościowa osnowa geodezyjna i przeliczanie współrzędnych między układami. Główny Urząd Geodezji i Kartografii, Warszawa.
- Kadaj R., Świętoń T., 2009. Algorytm i oprogramowanie modułu automatycznego postprocessingu (APPS) w polskim systemie satelitarnych stacji referencyjnych (ASG-EUPOS), *Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, z. 51 (262), 37–56.
- Kadaj R., 2010. Zastosowanie różnicowego układu obserwacyjnego typu Schreiberna do opracowania sesji pomiarów statycznych GPS. *Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej*, LIX, 2 (658), 85–106.
- Landau H., Vollath U., Chen X., 2003. Virtual Reference Stations versus Broadcast Solutions in Network RTK – Advantages and Limitations, paper submitted to GNSS in April 2003, Graz, Austria.
- Parkinson B.W., Spilker J.J., 1996. *Global Positioning System: Theory and Applications*, I, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Inc., Washington, USA.
- Pażus R., 2011a. Aktywnie i wirtualnie z POZGEO-D, *Magazyn geoinformacyjny GEODETA*, 1 (188), 20–24.
- Pażus R., 2011b. Aktywnie i wirtualnie z EUREF, *Magazyn geoinformacyjny GEODETA*, 4 (191), 24–28.
- Pesci A., Loddo F., Cenni N., Teza G., Casuala G., 2008. Analyzing Virtual Reference Station for GPS surveying: experiments and applications In a test site of the northern Apennines (Italy), *Annals of Geophysics*, 51, 619–631.
- Projekt nowelizacji rozporządzenia Rady Ministrów z dnia 8 sierpnia 2000 r. w sprawie państwowego systemu odniesień przestrzennych (Dz. U. Nr. 70, poz. 821), www.bip.mswia.gov.pl/download.php?s=4&id=1943
- Retscher G., 2002. Accuracy Performance of Virtual Reference Station (VRS) Networks, *Journal of GPS*, 1, 1, 40–47.

- Siejka Z., 2009. Wykorzystanie pomiarów GNSS do wyznaczania współrzędnych podstawowej osnowy realizacyjnej na terenach oddziaływań górniczych, *Archiwum Fotogrametrii, Kartografii i Teledetekcji*, 19, 387–396.
- Wanninger L., 1997. Real-Time Differential GPS-Error Modeling in regional Reference Stations Networks, *Proc. IAG Symp.*, 118, Rio de Janeiro, 86–92.
- Wanninger L., 1999. The Performance of Virtual Reference Stations in Active Geodetic GPS-networks under Solar Maximum Conditions, *Proc. ION GPS*, 99, Nashville TN, 1419–1427.
- Wanninger L., 2002. Virtual Reference Stations for Centimeter-Level Kinematic Positioning, *Proc. Of ION GPS 2002*. Portland, Oregon, 1400–1407.
- Wanninger L., 2003. Virtual reference stations (VRS), *GPS Solutions*, 7, 143–144.
- Wytyczne techniczne G-1.12. Pomiaru satelitarne oparte na systemie precyzyjnego pozycjonowania ASG-EUPOS, 2008, http://geogis.com.pl/download/wytyczne_g_1_12_21_04_2008_1.pdf
- Zalecenia techniczne. Pomiaru satelitarne GNSS oparte na systemie stacji referencyjnych ASG-EUPOS, 2011, http://www.asgeupos.pl/webpg/graph/standards/Zalecenia_ASG_EUPOS_20110207.pdf

USING A VIRTUAL STATION OF ASG-EUPOS SYSTEM FOR HEIGHTS DETERMINING IN STATIC GPS MEASUREMENTS

Abstract. GNSS observations at a network of permanent stations became now a complex systems offer except postprocessing also corrections sent in real time as well as the creation of virtual observation. An example of such a system is running in June 2008, the Polish Active Geodetic Network ASG EUPOS. For users was intended three services to real-time corrections, and two services for postprocessing. It is well known that measurements performed in real time are usually characterized by a lower accuracy than static measurements and that the accuracy of the height is less than the horizontal position. The accuracy of static measurements depends among others on the length of the vectors, the length of the observing session and the type of used receivers (L1 or L1/L2). In the paper methods of heights appointment from static GPS measurements was analyzed in the context of the technical capabilities of the ASG-EUPOS and some recommendations for such measurements. Particular attention was paid to the possibility of using to such determinations the Virtual Reference Station (VRS). Studies have shown that the procedure of height appointment with the use VRS may allow to reduce the length of observation sessions and improve accuracy compared to the results obtained from the POZGEO service. In addition, because of the short vectors between the virtual station and measured points, accuracy is not dependent on the type of used receiver (L1 or L1/L2).

Key words: ASG EUPOS, VRS, static measurements

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 30.11.2011

Do cytowania – For citation: Dawidowicz K., 2011. Wykorzystanie wirtualnych stacji systemu ASG-EUPOS do wyznaczania wysokości w statycznych pomiarach GPS. *Acta Sci. Pol. Geod. Descr. Terr.* 10(4), 21–34.

ZASTOSOWANIE KAMERY CCD DO POMIARU PROWADNIC MASZYN NA PRZYKŁADZIE TOKARKI

Kazimierz Ćmielewski, Janusz Kuchmister, Piotr Gołuch,
Krzysztof Kowalski

Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

Streszczenie. W procesie wytwarzania oraz kontroli elementów maszyn w czasie eksploatacji istotnym jest zachowanie warunków geometrycznych ujętych w projektach technicznych oraz w normach. Od właściwego usytuowania w przestrzeni podzespołów maszyn zależy jakość finalnego produktu. W przypadku znacznych gabarytów maszyn stosowanie metod warsztatowych ma ograniczony zakres, natomiast wykorzystanie znanych z literatury i praktyki zaawansowanych systemów pomiarowych nie zawsze jest uzasadnione ekonomicznie. Współcześnie elementy techniki optoelektronicznej, przy ogólnej dostępności, umożliwiają budowę aparatury wspomagającej precyzyjne pomiary geodezyjne i warsztatowe maszyn.

W pracy przedstawiono wyniki pomiarów prostoliniowości w płaszczyźnie pionowej i poziomej prowadnic tokarki z zastosowaniem techniki optoelektronicznej. Do prac pomiarowych użyto prototypowego przyrządu, tworzącego zestaw pomiarowy umożliwiający opracowanie wyników i przedstawienie ich w postaci zestawień tabelarycznych i wykresów. W skład zestawu pomiarowego wchodzi: laser emitujący wiązkę laserową o barwie czerwonej, odbiornik pomiarowy z kamerą CCD oraz przenośny komputer.

Otrzymane podczas badań eksperymentalnych wyniki potwierdziły możliwość uzyskania wysokich dokładności pomiarów. Średnie błędy pomiarów kształtowały się na poziomie setnych części milimetra ($\pm 0,017$ mm). Zaprezentowana metoda i aparatura pomiarowa mogą być stosowane z powodzeniem przy długości celowych od wartości bliskiej 0 m do wartości kilkunastu metrów.

Słowa kluczowe: pomiary geodezyjne prowadnic maszyn, technika optoelektroniczna

WSTĘP

Podczas pomiarów geodezyjnych na obiektach inżynierskich [USACE 2002] należy zwrócić uwagę na panujące tam warunki środowiskowe, które są zależne głównie od:

© Copyright by Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

Adres do korespondencji – Corresponding author: Kazimierz Ćmielewski, Instytut Geodezji i Geoinformatyki, Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu, ul. Grunwaldzka 53, 50-357 Wrocław, e-mail: kazimierz.cmielewski@up.wroc.pl

wielkości obiektu [Azzoni i in. 1998], usytuowanych na obiekcie linii technologicznych i parametrów atmosfery, w której przebiegają obserwacje. Kształtowanie się wzajemnie tych czynników ma znaczący wpływ na:

- jakość otrzymanych rezultatów obserwacji,
- czas wykonania pomiarów,
- dobór odpowiednich instrumentów i metod pomiarowych (sprzęt fabryczny lub sprzęt wytworzony do konkretnego zadania pomiarowego – wynalazki).

W odniesieniu do maszyn, urządzeń i obiektów inżynierskich, stosując geodezyjne metody pomiarów, oprócz przepisów zawartych w instrukcjach i wytycznych, należy również wykorzystać odpowiednie zapisy w normach branżowych [PN-ISO-230-1].

W przypadku dużych maszyn, do których zalicza się również tokarki, wymagane jest zastosowanie specjalistycznych technik geodezyjnych [Gocał 1993, Pachuta i Pachuta 1993].

Rozwój współczesnej optoelektroniki oraz powszechny dostęp jej elementów (lasery, kamery CCD) [Ćmielewski 2010, Fraser 1996, Setan i Ibrahim 2003] zachęciły autorów do opracowania zestawu pomiarowego umożliwiającego przeprowadzenie prac eksperymentalnych pozwalających wyznaczyć odchyłki od prostoliniowości prowadnic łoża tokarki [PN-ISO-230-1, PN-M-55651].

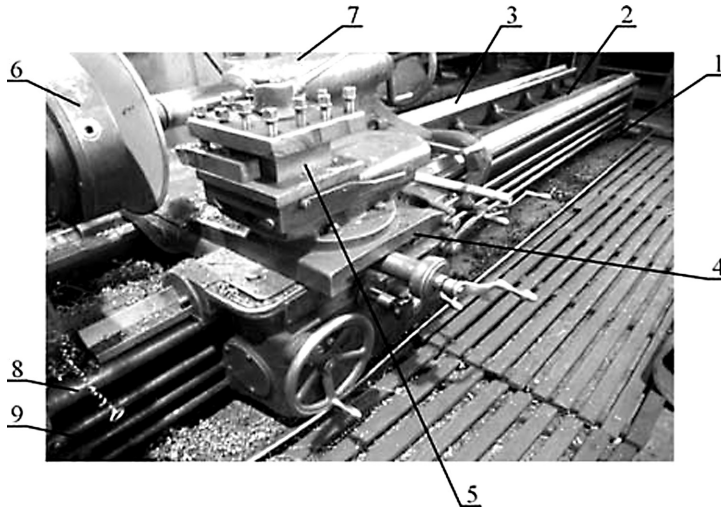
OPIS OBIEKTU BADAŃ I METOD POMIARÓW

Tokarka jest podstawową maszyną wytwórczą stosowaną w procesach produkcyjnych. Aby prawidłowo funkcjonować, powinna spełniać szereg wymagań geometrycznych, które bada się głównie metodami warsztatowymi z użyciem: liniałów powierzchniowych, czujników zegarowych, poziomnic ramowych itp. [Jakubiec i Malinowski 1996]. Jednakże w przypadku znacznych gabarytów obrabiarki stosuje się metody geodezyjne, które wymagają użycia odpowiedniej aparatury pomiarowej – niwelatorów precyzyjnych, teodolitów precyzyjnych, specjalnych łątek pomiarowych i tarcz sygnalizacyjnych oraz wyspecjalizowanych systemów pomiarowych (RMS, ATMS) [Płatek 1995]. Obecnie do pomiarów parametrów geometrycznych maszyn i urządzeń można również wykorzystać trakery laserowe [Leica 2005].

Na rysunku 1 przedstawiono widok tokarki i jej podstawowych elementów konstrukcyjnych. Do podstawowych elementów, które wzajemnie z sobą współpracują, można zaliczyć: podstawę, łożę, prowadnice, wrzeciono, suport, konik, imak, śrubę pociągową, wałek pociągowy.

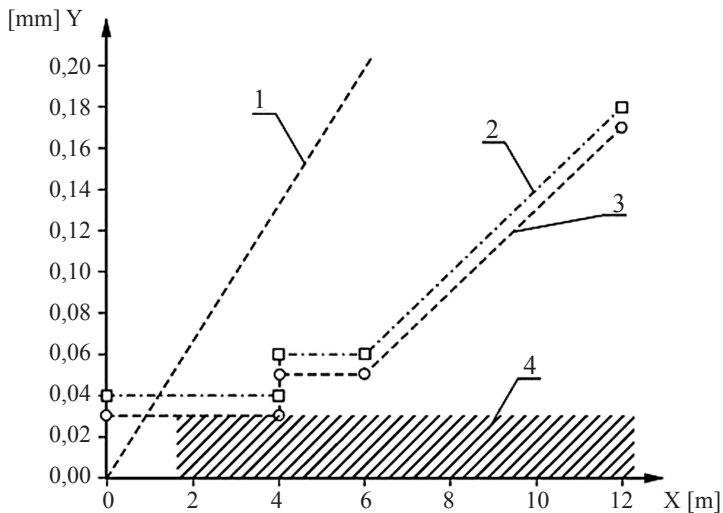
Tokarki są sprawdzane pod względem odchyłek geometrycznych w procesie montażu, a także eksploatacji [Dudik 1985]. Rozkład dopuszczalnych odchyłek w rzucie poziomym przedstawiono na wykresie (rys. 2). Dopuszczalne odchyłki dotyczą przede wszystkim przesuwu sań suportu, jego równoległości do prowadnic konika oraz prowadnic łoża. Są to wielkości rzędu setnych części milimetra w przypadku niedużych długości łoża.

Instrumenty geodezyjne przy krótkich celowych charakteryzują się dużą dokładnością wyników obserwacji. W przypadku teodolitów precyzyjnych, jak wynika to z badań, można osiągnąć dokładność pomiarów odchyłek na poziomie 0,03 mm [Kahmen 1996].



Rys. 1. Główne podzespoły tokarki
 Oznaczenia: 1. podstawa, 2. łożo, 3. prowadnice, 4. suport, 5. imak, 6. wrzeciono, 7. konik, 8. wałek pociągowy, 9. śruba pociągowa

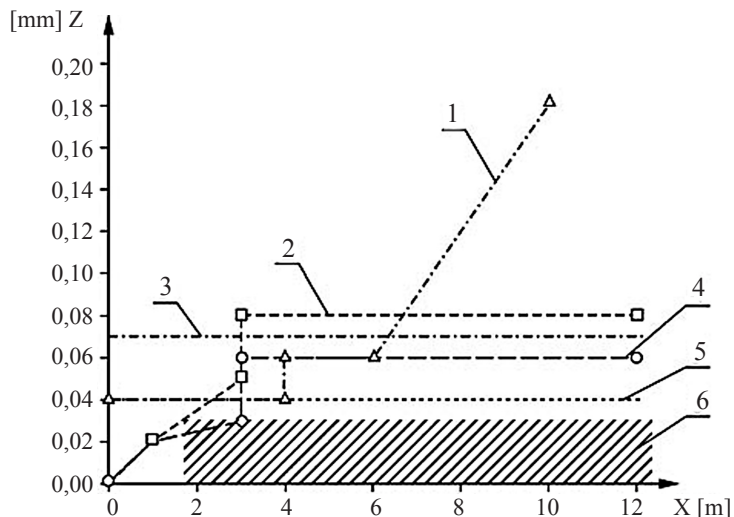
Fig. 1. The main components of the lathe
 Sign: 1. basis; 2. bed, 3. runners, 4. apron, 5. tool post, 6. headstock assembly, 7. tailstock assembly, 8. feed rod, 9. lead screw



Rys. 2. Rozkład dopuszczalnych odchyłek geometrycznych w rzucie poziomym
 Oznaczenia: 1. oś przesuwu sań suportu, 2. prowadnica łoża, 3. równoległość przesuwu sań suportu do prowadnic konika, 4. homogeniczność dokładności teodolitów precyzyjnych, X – długość łoża, Y – odchyłka od prostoliniowości

Fig. 2. Schedule of allowed geometric mistake in horizontal section
 Sign: 1. axis of apron carriage move, 2. runner of bed, 3. the parallelism of apron carriage move against tailstock assembly runners, 4. homogeneity of the precision theodolites accuracy, X – length of bed, Y – deviation from linearity

Na rysunku 3 przedstawiono rozkład dopuszczalnych odchyłek w odniesieniu do rzutu pionowego. Do wyznaczenia tych odchyłek można wykorzystać niwelatory precyzyjne, których dokładność pomiarów wynosi 0,03 mm [Kahmen 1996].



Rys. 3. Rozkład dopuszczalnych odchyłek geometrycznych w rzucie pionowym

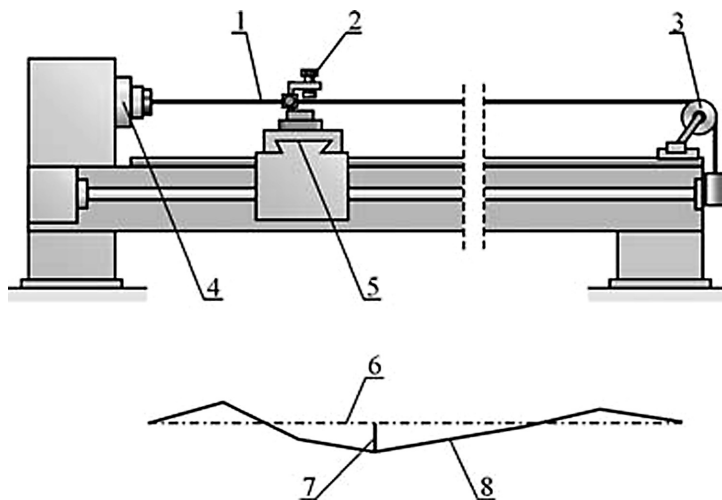
Oznaczenia: 1. równoległość przesuwu sań suportu do prowadnic konika, 2. tylna prowadnica łoża, 3. współosiowość kłów wrzeciono-konik, 4. przednia prowadnica łoża, 5. prowadnica łoża w kierunku poprzecznym, 6. homogeniczność dokładności niwelatorów precyzyjnych, X – długość łoża, Z – wartości odchyłek w rzucie pionowym

Fig. 3. Schedule of allowed geometric mistake in vertical section

Sign: 1. parallelism of apron carriage move against tailstock assembly runners, 2. back runner of bed, 3. spindle –tailstock assemble alignment, 4. front runner of bed, 5. of runner in transverse feed, 6. homogeneity of the precision leveler accuracy, X – length of bed, Z – displacement values in the vertical section

Głównym warunkiem geometrycznym tokarki jest prostoliniowość przesuwu suportu w płaszczyźnie poziomej. Na rysunku 4 przedstawiono zalecaną metodę sprawdzenia tego warunku przy zastosowaniu drutu rozciągniętego wzdłuż łoża. Do wyznaczenia odchyłek przesuwu suportu względem drutu wykorzystuje się mikroskop zamocowany na suporcie.

Badanie prostoliniowości można przeprowadzić również z wykorzystaniem techniki laserowej, zestawiając sprzęt pomiarowy jak na rysunku 5. Wówczas odniesieniem do pomiarów jest wiązka laserowa, a odchylenia od prostoliniowości suportu rejestrowane są za pomocą odbiornika fotodetekcyjnego (rys. 6) np. CCD [Ćmielewski 2007].

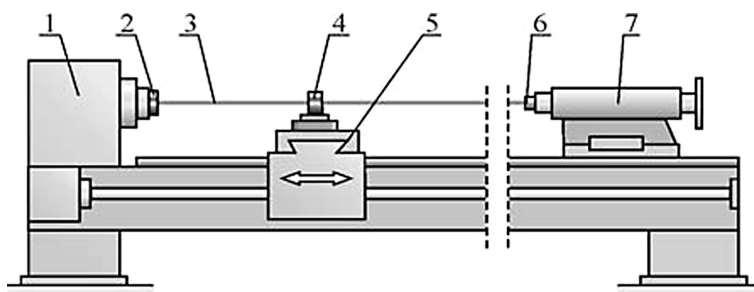


Rys. 4. Pomiar prostoliniowości przesuwu suportu w płaszczyźnie poziomej metodą mechaniczno-optyczną

Oznaczenia: 1. napięty drut, 2. mikroskop, 3. rolka, 4. wrzeciono, 5. suport, 6. pozioma oś teoretyczna, 7. odchyłka od prostoliniowości, 8. pozioma oś rzeczywista

Fig. 4. Measuring the straightness of feed slide in the horizontal plane by a mechanical-optical method

Sign: 1. tight wire, 2. microscope, 3. roll, 4. spindle, 5. carriage, 6. theoretical horizontal axis 7. deviation from straightness, 8. real horizontal axis

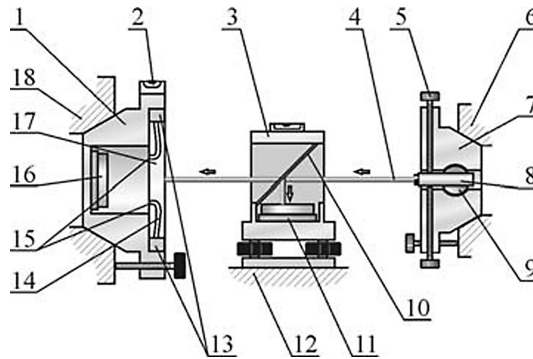


Rys. 5. Pomiar prostoliniowości przesuwu suportu w płaszczyźnie poziomej z zastosowaniem techniki laserowej

Oznaczenia: 1. tokarka 2. kontrolny pierścień fotodetekcyjny, 3. wiązka laserowa, 4. odbiornik fotodetekcyjny rejestrujący, 5. suport, 6. kierunkowy pierścień nadawczy, 7. konik

Fig. 5. Measuring the straightness of feed slide in the horizontal plane using laser technology

Sign: 1. lathe; 2. control photo-detection ring, 3. laser beam, 4. photo-detection recording receiver, 5. apron, 6. directional transmitting ring, 7. tailstock assembly



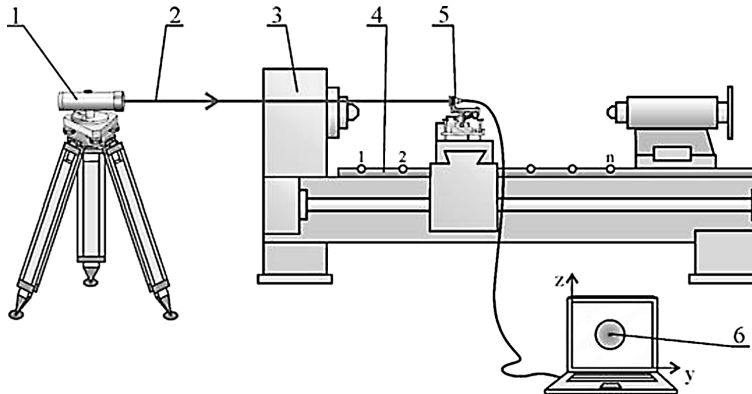
Rys. 6. Schemat budowy zestawu laserowego do pomiaru prostoliniowości przesuwu suportu
Oznaczenia: 1. kontrolny pierścień fotodetekcyjny, 2. libella, 3. odbiornik fotodetekcyjny rejestrujący, 4. wiązka laserowa, 5. śruba ustawcza, 6. tuleja konika, 7. kierunkowy pierścień nadawczy, 8. nadajnik laserowy, 9. przegub kulisty, 10. element optyczny, 11. przetwornik CCD, 12. suport, 13. źródło światła, 14. światłowód, 15. czoło światłowódów, 16. przetwornik CCD, 17. matówka, 18. tuleja wrzeciona

Fig. 6. Structure scheme of a laser set to measure straightness of apron move

Sign: 1. control photo-detection ring; 2. level, 3. photo-detection recording receiver, 4. laser beam, 5. adjusting screw, 6. tailstock assembly, 7. directional transmitting ring, 8. laser transmitter, 9. spherical joint, 10. optical element, 11 and 16. CCD transducers, 12. apron, 13. light source, 14. optical fiber, 15. face fiber, 17. focussing screen, 18. headstock assembly sleeve

Na rysunku 7 przedstawiono usytuowanie aparatury pomiarowej umożliwiającej pomiar poziomowości łoża tokarki z użyciem kamery CCD.

Autorzy wykonali badania eksperymentalne prostoliniowości przesuwu suportu z zastosowaniem techniki laserowej i kamery CCD na łożu tokarki uniwersalnej TUE-40.



Rys. 7. Schemat usytuowania aparatury pomiarowej do pomiaru prostoliniowości przesuwu suportu

Oznaczenia: 1. nadajnik laserowy 2. wiązka laserowa, 3. tokarka, 4. prowadnice tokarki, 5. przetwornik CCD 6. zarejestrowany obraz plamki lasera; 1, 2, ..., n – punkty pomiarowe

Fig. 7. Scheme of arrangement of the apparatus for measuring the straightness of apron move

Sign: 1. laser transmitter, 2. laser beam, 3. lathe, 4. slide, 5. CCD transducer, 6. captured image of laser spot; 1, 2, ..., n – measuring points

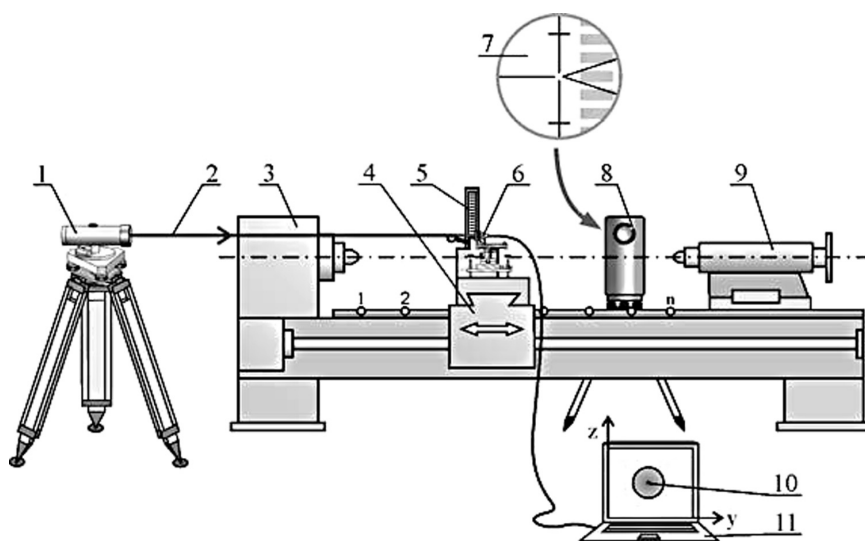
Wiązka laserowa została zorientowana, wzdłuż łoża maszyny (z boku), na zamocowany na suporcie ekran przetwornika CCD.

Badania przeprowadzono w odniesieniu do czternastu ustawień suportu na łożu. Przy każdym ustawieniu zarejestrowano obraz plamki laserowej na tle ekranu pomiarowego.

POMIARY PROSTOLINIOWOŚCI PROWADNIC ŁOŻA TOKARKI

W celu określenia parametrów dokładnościowych zaproponowanej metody pomiaru w przeprowadzonych pracach badawczych wykorzystano dwa niezależne zestawy pomiarowe. Na rysunku 8 przedstawiono usytuowanie aparatury badawczej do pomiaru prostoliniowości prowadnic łoża.

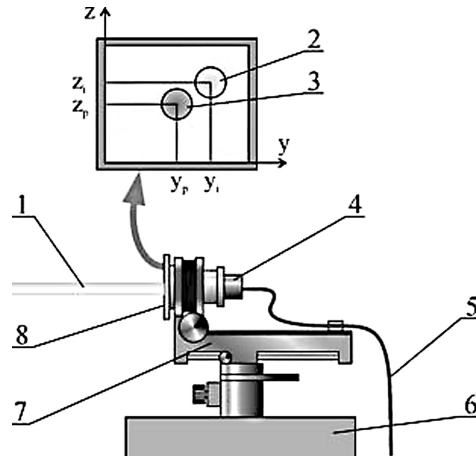
Pierwszy zestaw pomiarowy składa się z umieszczonego na statywie niwelatora precyzyjnego i szklanej łatki pomiarowej ustawionej pionowo na suporcie. Drugi zestaw pomiarowy to nadajnik laserowy emitujący wzdłuż prowadnic wiązkę światła laserowego i zamocowany na suporcie odbiornik z kamerą CCD, połączony z komputerem.



Rys. 8. Schemat usytuowania aparatury pomiarowej i kontrolnej w trakcie prac doświadczalnych
Oznaczenia: 1. nadajnik laserowy, 2. wiązka laserowa, 3. tokarka, 4. suport, 5. łatka szklana, 6. przetwornik CCD, 7. obserwowany obraz łatki szklanej, 8. niwelator precyzyjny, 9. konik, 10. zarejestrowany obraz plamki lasera, 11. komputer: 1, 2, ... n – punkty pomiarowe

Fig. 8. Scheme of arrangement of the measuring and control apparatus during the experimental
Sign: 1. laser transmitter, 2. laser beam, 3. lathe, 4. apron, 5. glass leveling rod, 6. CCD transducer, 7. observed view of leveling glass patch, 8. precise leveler, 9. tailstock assembly, 10. captured image of laser spot, 11. computer: 1, 2, ... n – measuring points

Na rysunku 9 przedstawiono schemat budowy, zasadę działania i sposób wykonywania pomiarów odbiornikiem pomiarowym zamocowanym na suporcie.



Rys. 9. Schemat odbiornika pomiarowego CCD

Oznaczenia: 1. wiązka laserowa, 2. zarejestrowany aktualnie obraz plamki laserowej, 3. zarejestrowany pierwotnie obraz plamki laserowej, 4. przetwornik CCD, 5. przewód transmisyjny, 6. podstawka, 7., 8. ekran pomiarowy, $\{y_p, z_p\}$, $\{y_i, z_i\}$ – współrzędne środka energetycznego plamki lasera w lokalnym układzie współrzędnych (y, z)

Fig. 9. Scheme of the measuring receiver CCD

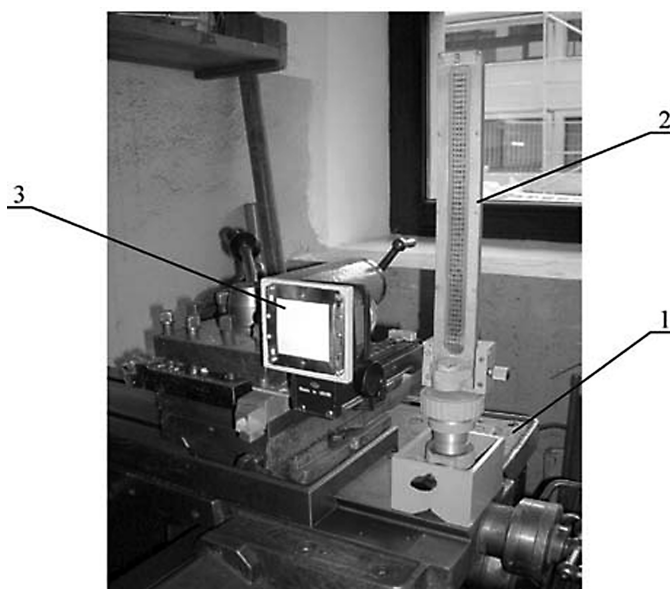
Sign: 1. laser beam, 2. currently registered image with the laser spot, 3. initially registered image with the laser spot, 4. CCD transducer, 5. transmission line, 6. basis, $\{y_p, z_p\}$, $\{y_i, z_i\}$ – coordinates of the energy center of laser spot to the local coordinates (y, z)

Na rysunku 10 przedstawiono zamocowany na suporcie odbiornik pomiarowy oraz ustawioną w pionie łątkę szklaną.

Podczas przesuwu suporu na kolejne punkty pomiarowe, wskutek niepoziomowości łoża, położenie obrazu plamki laserowej ulegało zmianie w stosunku do ekranu. Położenie środka energetycznego plamki, na zarejestrowanych zdjęciach, względem lokalnego układu współrzędnych ekranu zostało wyznaczone autorskim programem, napisanym w środowisku MatLab. W celu określenia dokładności pozycjonowania środka plamki laserowej badania eksperymentalne wykonano wielokrotnie w poszczególnych punktach pomiarowych.

Uzyskane uśrednione wyniki obserwacji z obu zestawów pomiarowych zostały porównane w płaszczyźnie pionowej. W tabeli 1 zestawiono wyznaczone niwelatorem i kamerą CCD, w 14 punktach pomiarowych, odchylenie prowadnic suportu od prostoliniowości w płaszczyźnie pionowej.

Wyznaczone różnice przewyższeń z pomiarów wykonanych niwelatorem i kamerą CCD umożliwiły przeprowadzenie analizy dokładności opartej na parach spostrzeżeń. Na tej podstawie wyznaczony został średni błąd pojedynczego pomiaru przewyższenia (m_0), którego wartość empiryczna wyniosła $\pm 0,022$ mm.



Rys. 10. Widok łaski szklanej i odbiornika pomiarowego zamontowanego na suporcie tokarki
Oznaczenia: 1. suport, 2. szklana łaska kreskowa, 3. ekran odbiornika pomiarowego

Fig. 10. View of leveling glass rod and a measuring receiver mounted on the apron of lathe
Sign: 1. apron, 2. leveling glass rod, 3. screen of the measuring receiver

Tabela 1. Zestawienie odchylek przesuwu suportu od prostoliniowości w płaszczyźnie pionowej uzyskanych z pomiarów niwelacyjnych i kamerą CCD

Table 1. Carriage deviation feed from straightness in the vertical plane obtained with a CCD camera and leveling measurements

Nr punktu Point number	Miara bieżąca Distance [mm]	Pomiar odchylenia suportu od prostoliniowości Measurement of carriage deviation from straightness [mm]		Różnica wyników Difference in results [mm]
		z użyciem niwelatora using a leveler	z użyciem techniki CCD using CCD technique	
1	0	0,000	-0,058	-0,058
2	60	-0,100	-0,121	-0,021
3	120	-0,225	-0,217	0,008
4	180	-0,350	-0,330	0,020
5	240	-0,455	-0,408	0,047
6	300	-0,548	-0,515	0,033
7	360	-0,735	-0,701	0,034
8	420	-1,015	-0,975	0,040
9	480	-1,212	-1,219	-0,007
10	540	-1,350	-1,366	-0,016
11	600	-1,463	-1,480	-0,017
12	660	-1,575	-1,604	-0,029
13	720	-1,675	-1,703	-0,028
14	780	-1,810	-1,833	-0,023
			m_0	0,022

Do analizy przebiegu prostoliniowości przesuwu suportu w płaszczyźnie poziomej jak i pionowej użyto tych samych zarejestrowanych obrazów kamerą CCD. Pomiar kontrolny – weryfikacyjny prowadzono metodą niwelacji precyzyjnej tylko w odniesieniu do płaszczyzny pionowej. Można stąd założyć, że średni błąd pojedynczego pomiaru odchylenia od prostoliniowości w płaszczyźnie poziomej przyjmie również wspomnianą wartość $\pm 0,022$ mm. W tabeli 2 zestawiono wyznaczone kamerą CCD, w 14 punktach pomiarowych, odchylenie suportu od prostoliniowości w płaszczyźnie pionowej i poziomej.

Tabela 2. Zestawienie odchyłek przesuwu suportu od prostoliniowości w płaszczyźnie pionowej i poziomej z pomiarów kamerą CCD

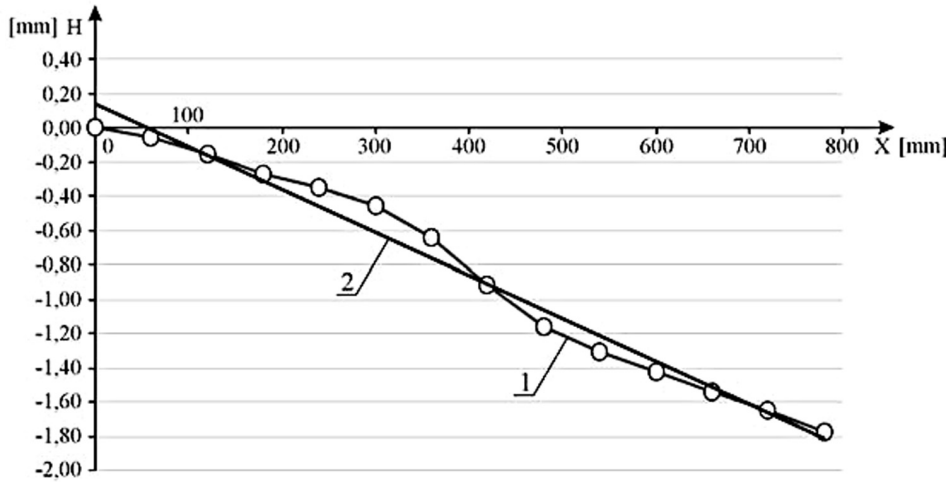
Table 2. Carriage deviation feed from straightness in the vertical and horizontal planes obtained with a CCD camera measurements

Nr punktu Point number	Miara bieżąca Distance [mm]	Odchylenie suportu od prostoliniowości Carriage deviation from straightness [mm]	
		w płaszczyźnie pionowej in vertical plane	w płaszczyźnie poziomej in horizontal plane
1	0	-0,058	0,000
2	60	-0,121	-0,049
3	120	-0,217	-0,060
4	180	-0,330	-0,067
5	240	-0,408	-0,055
6	300	-0,515	-0,063
7	360	-0,701	-0,018
8	420	-0,975	0,039
9	480	-1,219	0,061
10	540	-1,366	0,085
11	600	-1,480	0,067
12	660	-1,604	0,033
13	720	-1,703	-0,020
14	780	-1,833	0,000

Uśrednione wyniki w przypadku płaszczyzny pionowej przedstawiono na wykresie (rys. 11). Maksymalne odchyłki nie przekroczyły wartości 0,15 mm. Średni błąd pojedynczego określenia środka energetycznego zarejestrowanego obrazu plamki laserowej na podstawie obserwacji wielokrotnych wyniósł $\pm 0,017$ mm. Badanie wykazało pochYLENIE całego łoża o wartość około 1,78 mm.

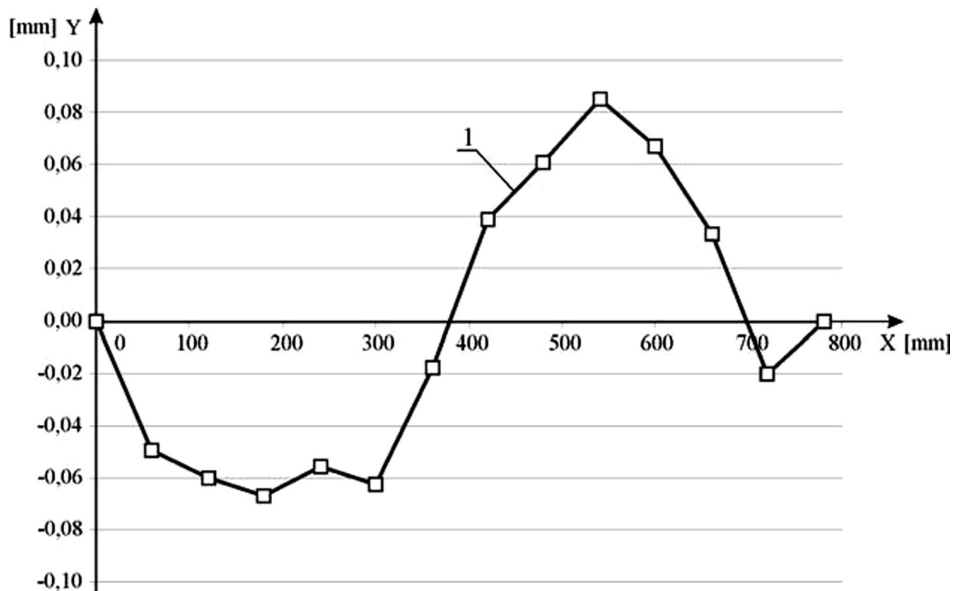
Wyniki pomiarów prostoliniowości prowadnic łoża w płaszczyźnie poziomej przedstawiono na rysunku 12.

Maksymalne odchyłki występują w środku łoża, wynoszą około $\pm 0,07$ mm i znacznie przekraczają odchyłkę dopuszczalną wynoszącą 0,02 mm. Natomiast średni błąd pojedynczego pomiaru z obserwacji wielokrotnych nie przekroczył wartości 0,015 mm.



Rys. 11. Wykres prostoliniowości przesuwu suportu w płaszczyźnie pionowej
Oznaczenia: 1. oś przesuwu sań suportu w płaszczyźnie pionowej, 2. prosta aproksymująca oś przesuwu sań suportu w płaszczyźnie pionowej

Fig. 11. Diagram of rectilinear discrepancy of apron shift in vertical plane
Sign: 1. carriage feed slide axis in the vertical plane; 2. approximation of carriage feed slide axis in the vertical plane



Rys. 12. Wykres prostoliniowości przesuwu suportu w płaszczyźnie poziomej
Oznaczenia: 1. oś przesuwu sań suportu w płaszczyźnie poziomej

Fig. 12. Diagram of rectilinear discrepancy of apron shift in horizontal plane
Sign: 1. carriage feed slide axis in the horizontal plane

PODSUMOWANIE

Obecnie technika optoelektroniczna może być z powodzeniem wykorzystana do budowy urządzeń wspomagających pomiary geodezyjne, w szczególności podczas prowadzenia obserwacji wymagających uzyskania dużych dokładności. Dostępne na rynku elementy optoelektroniczne charakteryzują się niewielkimi gabarytami, niskimi kosztami zakupu.

Wybrane elementy techniki optoelektronicznej, współpracując z instrumentami geodezyjnymi, mogą przyczynić się do:

- poszerzenia zakresu pomiarów i zwiększenia dostępności obiektu do wykonania pomiarów (skrócenie celowej do wartości bliskiej 0 m),
- zwiększenia wiarygodności pomiarów przez ich automatyzację,
- polepszenia ergonomii i bezpieczeństwa pracy.

Otrzymane podczas badań eksperymentalnych wyniki potwierdziły możliwość uzyskania wysokich dokładności pomiarów. Średnie błędy pomiarów kształtowały się na poziomie setnych części milimetra ($\pm 0,017$ mm).

Zestawiona aparatura pomiarowa umożliwiła realizację zadania z dokładnością narzuconą przez normy. Dodatkowym atutem zastosowania kamery CCD (przetwornika) jest możliwość wyznaczenia z jednego zarejestrowanego obrazu jednocześnie odchylenia od prostoliniowości w płaszczyźnie pionowej i poziomej.

Zaprezentowana metoda i aparatura pomiarowa może być stosowana z powodzeniem przy długości celowych ograniczonych do kilku/kilkunastu metrów.

PIŚMIENNICTWO

- Azzoni A., Giussani A., Mazzà G., Scaioni M., Vassena G., 1998. Tests and analysis of the automatic collimator ISAC 5000 for dam monitoring. Proceedings of XXI Congress FIG, Commission 6, Brighton (United Kingdom), 19–25 July, 429–442.
- Ćmielewski K., 2007. Zastosowanie technik światłowodowych i laserowych w precyzyjnych pomiarach kształtu i deformacji obiektów inżynierskich. Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu, 551, Rozprawy CCXLVI, Wrocław.
- Ćmielewski K., 2010. Geodezyjne badania tokarki z zastosowaniem techniki światłowodowej. Acta Scientiarum Polonorum, s. Geodesia et Descriptio Terrarum, 9 (4), Wrocław.
- Dudik K., 1985. Poradnik tokarza. WNT, Warszawa.
- Fraser C. S. 1996. Design aspects of utilizing digital photogrammetry for deformation measurements. Proceedings of 8th FIG International Symposium on Deformation Measurements, Hung Hom (Hong Kong), 25–28 June, 115–123.
- Gocał J., 1993. Metody i instrumenty geodezyjne w precyzyjnych pomiarach maszyn i urządzeń mechanicznych. Wydawnictwo AGH, Kraków.
- Setan H., Ibrahim M. S., 2003. Precise measurement and 3D modelling for industrial applications. Proceedings of 11th FIG International Symposium on Deformation Measurements, Santorini (Greece), 25–38 May, 529–536.
- Jakubiec W., Malinowski J., 1996. Metrologia wielkości geometrycznych. Wydanie II zmienione, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa.
- Kahmen H., 1996. New development in instrumentation for precise engineering and deformation surveys. Proceedings of 8th FIG International Symposium on Deformation Measurements, Hung Hom (Hong Kong), 25–28 June, 77–83.

- Leica Heerbrugg AG, 2005. T-Probe, T-Scan. Katalogi i prospekty firmowe.
- Pachuta A., Pachuta St., 1993. Geodezyjne systemy laserowo-elektroniczne zbudowane w Polsce. Sympozjum naukowe. pt. Stan i kierunki rozwoju aparatury geodezyjnej i monitoringu środowiska, Turawa.
- Polska Norma, 1994. PN-M-55651. Warunki odbioru tokarek kłowych. Badanie dokładności. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.
- Polska Norma, 1998. PN-ISO 230-1. Przepisy badania obrabiarek. Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.
- USACE, 2002. Structural Deformation Surveying (EM 1110-2-1009). US Army Corps of Engineers, Washington, DC.

APPLICATION OF A CCD CAMERA FOR MEASUREMENT OF SLIDE ON THE EXAMPLE OF TURNING MACHINES

Abstract. The article presents the problem of geodetic investigation of a lathe using equipment with a CCD camera. Measurements of the lathe's geometry (deviation from linearity the move of apron carriage) were performed at 14 positions in 3 cycles. Studies were made by two independent methods: using a precise geometric leveling method and laser method with CCD camera. To carry out the work the following were used: Ni007 leveling, glass leveling staff, laser diode and a CCD camera, which was connected via a USB cable to the computer.

CCD camera images were recorded on computer disk. The location of the laser spots registered on an image were designated using the author's program written in MATLAB. Averaged results are listed in the tables. The graphs illustrate the obtained measurement errors and the values of deviations. Our results were compared with the distribution of acceptable deviations in vertical sections, which are given in the norms.

Key words: engineering survey, CCD camera, test of devices geometry

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 30.11.2011

Do cytowania – For citation: Ćmielewski K., Kuchmister J., Gołuch P., Kowalski K., 2011. Zastosowanie kamery CCD do pomiaru prowadnic maszyn na przykładzie tokarki. Acta Sci. Pol. Geod. Descr. Terr. 10(4), 35–48.

RECENZENCI – REVIEWERS

prof. dr hab. inż. Jacek Szewczyk
Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

prof. dr hab. inż. Bogdan Wolski
Politechnika Krakowska

prof. dr hab. inż. Ewa Krzywicka-Blum
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

dr hab. inż. Bernard Kontny
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

prof. dr hab. inż. Aleksandra Bujakiewicz
Politechnika Warszawska

prof. dr hab. inż. Józef Beluch
Akademia Górniczo-Hutnicza w Krakowie

dr hab. inż. Jarosław Bosy, prof. nadzw.
Uniwersytet Przyrodniczy we Wrocławiu

prof. dr hab. inż. Jan Kryński
Politechnika Warszawska

prof. dr hab. inż. Witold Prószyński
Politechnika Warszawska

dr inż. Tomasz Kubik
Politechnika Wrocławska

SPIS TREŚCI CONTENTS

Stanisław Margański, Edwin Wierzbicki, Tomasz Olszak	
Badanie ruchów pionowych obszarów Warszawy i okolic	5
Investigations of vertical movements in Warsaw and surrounding regions	
Karol Dawidowicz	
Wykorzystanie wirtualnych stacji systemu ASG-EUPOS do wyznaczania wysokości w statycznych pomiarach GPS	21
Using a virtual station of ASG-EUPOS system for heights determining in static GPS measurements	
Kazimierz Ćmielewski, Janusz Kuchmister, Piotr Gołuch, Krzysztof Kowalski	
Zastosowanie kamery CCD do pomiaru prowadnic maszyn na przykładzie tokarki	35
Application of a CCD camera for measurement of slide on the example of turning machines	
Recenzenci – Reviewers	49