

Marek IWAŃSKI
Politechnika Rzeszowska

Anna MATUSIAK
Politechnika Świętokrzyska

WPŁYW KRUSZYWA Z ŻUŻŁA STALOWNICZEGO NA WŁAŚCIWOŚCI BETONU ASFALTOWEGO

Kruszywo z żużła stalowniczego charakteryzuje się wysoką odpornością na ścieranie i polerowanie. Łączy w sobie najkorzystniejsze cechy kruszywa kwarcytowego i bazaltowego. Zastosowanie tego rodzaju kruszywa w betonie asfaltowym zapewnia uzyskanie przez niego parametrów fizykomechanicznych na wyższym poziomie niż przy zastosowaniu kruszywa kwarcytowego czy bazaltowego. Wykonane badania zmian cech betonu asfaltowego z kruszywem z żużła stalowniczego przed i po procesie starzenia oraz oddziaływania wody i mrozu potwierdziły jego dużą odporność na niszczące czynniki środowiskowe.

1. Wstęp

Przewidywany wzrost zapotrzebowania na kruszywa o bardzo dobrych właściwościach fizykomechanicznych, związany z planem budowy autostrad w naszym kraju oraz ograniczona baza surowców mineralnych stwarzają potrzebę poszukiwania nowych źródeł materiałów. Istotnym kryterium ich doboru jest konieczność zapewnienia wymaganej szorstkości nawierzchni asfaltowej. W związku z tym materiały, które będą stosowane, szczególnie do warstwy ścieralnej nawierzchni drogowej, powinny cechować się dużą odpornością na polerowanie i ścieranie, co zagwarantuje wysoki współczynnik tarcia opona/nawierzchnia w okresie eksploatacji drogi. Szczególną uwagę zwraca się obecnie na dużą odporność kruszywa na proces polerowania. Podkreśla to również przygotowany projekt Dokumentu Aplikacyjnego do normy PN-EN 13043:2004, wprowadzający obowiązek oceny odporności na polerowanie kruszywa stosowanego do warstw ścieralnych nawierzchni drogowych. Należy zaznaczyć, że kruszywo łamane do mieszanek mineralno-asfaltowych (betonu asfaltowego i mieszanki mastyksowo-grysowej SMA), przeznaczonych na warstwę ścieralną nawierzchni obciążonej ruchem KR3-6, powinno się charakteryzować wskaźni-

kiem polerowania $PSV \geq 50$. Baza kruszyw pochodzenia skalnego o tak wysokiej odporności na polerowanie jest w naszym kraju bardzo ograniczona.

Do materiałów alternatywnych mogących znaleźć szerokie zastosowanie w produkcji mieszanek mineralno-asfaltowych można zaliczyć kruszywo z żużla stalowniczego, które charakteryzuje się właśnie dużą odpornością na polerowanie oraz ścieranie [1]. Kruszywo to pozyskiwane jest w wyniku przeróbki żużla stalowniczego zalegającego na hałdach przy hutach stali. Obecnie jednak jest ono wykorzystywane w ograniczonej ilości.

Za zastosowaniem kruszywa żużlowego stalowniczego w drogownictwie przemawiają więc nie tylko względy technologiczne, ale również i ekologiczne, polegające z jednej strony na zmniejszeniu tempa eksploatacji naturalnych złóż mineralnych, a z drugiej na ograniczeniu i likwidacji zalegających hałd materiałowych przy hutach.

Beton asfaltowy w czasie produkcji oraz w okresie eksploatacji jest narażony na działanie wielu niszczących czynników środowiska, takich jak np. wysoka temperatura i wiatr. Pod wpływem działania tych czynników zachodzą w nim nieodwracalne zmiany cech fizyko mechanicznych nazywane starzeniem. Intensywność procesów starzenia betonu asfaltowego w znacznym stopniu zależy od jego dwóch głównych składników: asfaltu i kruszywa, których rodzaj wpływa na intensywność procesu chemicznej adsorpcji zachodzącej na granicy asfalt–powierzchnia ziarna kruszywa.

W starzeniu asfaltu w mieszance mineralno-asfaltowej można wyodrębnić dwa etapy. Podczas etapu pierwszego (technologicznego) następuje odparowanie lekkich składników olejowych z asfaltu poprzez oddziaływanie wysokiej temperatury w czasie przechowywania asfaltu, wytwarzania mieszanki, jej transportu i wbudowania. W związku z tym, że etap ten zachodzi bardzo szybko i gwałtownie, został on nazwany w amerykańskim programie badawczym Strategic Highway Research Program (SHRP) starzeniem krótkoterminowym (STOA) [2]. Drugi etap (eksploatacyjny) obejmuje zmiany starzeniowe asfaltu w okresie eksploatacji nawierzchni. Ten etap nazywany jest starzeniem długotrwałym (LTOA) [2]. Istotne znaczenie w starzeniu eksploatacyjnym odgrywa natężenie i czas promieniowania słonecznego. Pod wpływem działania czynników starzeniowych następuje utwardzenie asfaltu w mieszance, ulegają zmniejszeniu siły oddziaływania między asfaltem a ziarnami mineralnymi kruszywa, co w konsekwencji może doprowadzić do powstawania pęknięć nawierzchni. Na wielkość zmian tych sił, a tym samym na intensywność procesów starzenia ma wpływ rodzaj kruszywa zastosowanego w mieszance, jego odczyn oraz tekstura ziaren mineralnych. W zależności od rodzaju zastosowanego kruszywa zachodzi na jego powierzchni w mniejszym lub większym stopniu nieodwracalna adsorpcja polarnych składników asfaltu, co powoduje przyspieszenie procesu starzenia.

Niezwykle destrukcyjnie na nawierzchnię asfaltową wpływa również woda oraz woda i mróz. Ich oddziaływanie jest związane przede wszystkim z niedostatecznym otoczeniem ziaren kruszywa lepiszczem w mieszance mineralno-

-asfaltowej. Nieodpowiednie otoczenie kruszywa może być spowodowane za małą ilością lepiszcza w mieszance lub słabym powinowactwem kruszywa z asfaltem. Na skutek oddziaływania wody oraz wody i mrozu procesy destrukcyjne w nawierzchni asfaltowej zachodzą początkowo jedynie na granicy kontaktu asfalt–ziarno oraz w samych ziarnach kruszywa. Czynniki te powodują naruszenie struktury wewnętrznej całej mieszanki mineralno-asfaltowej, a w konsekwencji powstanie mikropełnięć, które stale się powiększając, przyspieszają niszczenie nawierzchni.

W przypadku betonów asfaltowych z prawidłowo dobraną ilością asfaltu ich wodo- i mrozoodporność zależy głównie od rodzaju kruszywa, jego cech powierzchniowych oraz właściwości fizykomechanicznych. Istotne znaczenie odgrywa prawidłowe rozpoznanie wpływu rodzaju kruszywa, czyli w rozpatrywanym przypadku kruszywa z żużla stalowniczego, na właściwości betonu asfaltowego w aspekcie jego odporności na działanie wody i mrozu. Przy tym, badając wodo- i mrozoodporność betonu asfaltowego, należy odnieść się do warunków rzeczywistych panujących na drodze i uwzględnić stosowanie w czasie zimy soli rozmrażających [3].

W celu wykorzystania kruszywa z żużla stalowniczego w technologii mieszank mineralno-asfaltowych nieodzowne jest dokonanie oceny jego wpływu na odporność betonu asfaltowego w aspekcie oddziaływania czynników środowiska. Z uwagi na dłuższy okres utrzymywania ciepła przez tego rodzaju kruszywo [4] należy w badaniach zwrócić szczególną uwagę na proces starzenia betonu asfaltowego. Proces ten wydłuża się samoczynnie w przypadku zastosowania kruszyw z żużli stalownicznych.

2. Badania betonu asfaltowego

2.1. Składniki betonu asfaltowego

W przyjętym programie badań dotyczącym określenia wpływu kruszywa z żużla stalowniczego w betonie asfaltowym przeznaczonym na warstwę ścieralną zwrócono szczególną uwagę na jego odporność na proces starzenia oraz oddziaływanie wody i mrozu, z uwzględnieniem procedur opracowanych w ramach programu SHRP.

W badaniach zastosowano kruszywo z żużla stalowniczego oraz kruszywo kwarcytowe charakteryzujące się jedną z największych odporności na ścieranie i polerowanie, a także kruszywo bazaltowe – będące kruszywem standardowym w warunkach krajowych.

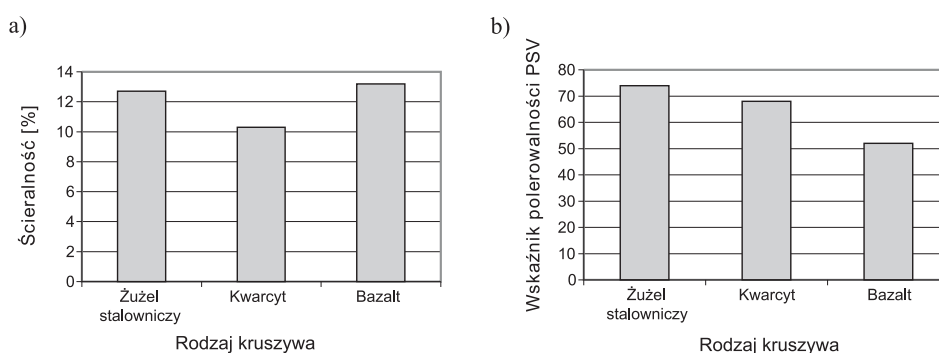
Mieszanki mineralne zaprojektowano, wykorzystując następujące kruszywa:

- żużłowe stalownicze ze Slag Recycling frakcji 4,0-8,0 mm i 8,0-12,0 mm,

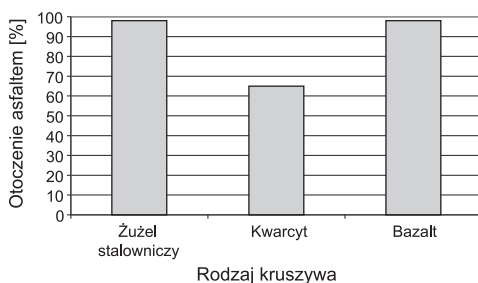
- kwarcytowe z Wiśniówki k/Kielc frakcji 2,0-6,3 mm i 6,3-12,8 mm,
- bazaltowe z Wilkowa frakcji 5,0-8,0 mm i 8,0-11,0 mm.

W celu zapewnienia prawidłowego uziarnienia mieszanki mineralnej betonu asfaltowego z kruszywem żuźlowym stalowniczym i bazaltowym zastosowano dodatek kruszywa granitowego frakcji 2,0-5,0 mm z Granicznej. Natomiast w betonie asfaltowym z kruszywem kwarcytowym, w celu poprawy właściwości adhezyjnych, zastosowano kruszywo wapienne frakcji 0-4,0 mm z Trzuskawicy.

Kruszywo z żuźła stalowniczego ze Slag Recycling wykazuje korzystne właściwości w aspekcie jego odporności na polerowanie i ścieranie oraz powinowactwo z asfaltem w porównaniu z kruszywem kwarcytowym i bazaltowym. Na rysunku 1. przedstawiono wyniki badań własnych odporności na ścieranie (wg PN-79/B-06714-42) i polerowanie (PN-EN 1097-8:2001), a na rys. 2. powinowactwo z asfaltem badanych kruszyw (PN-84/B-06714-22).



Rys. 1. Właściwości mechaniczne badanych kruszyw: a) odporność na ścieranie, b) odporność na polerowanie



Rys. 2. Powinowactwo badanych kruszyw z asfaltem

Analiza wyników badań przedstawionych na rys. 1. i 2. pokazuje, że kruszywo z żuźła stalowniczego pod względem odporności na polerowanie odpowiada właściwościom kruszywa kwarcytowego, a w aspekcie powinowactwa z asfaltem ich odporność na ścieranie jest zbliżona do kruszywa bazaltowego.

Tym samym łączy ono w sobie najbardziej pożądane cechy kruszywa bazaltowego i kwarcytowego pod względem ich przydatności do mieszanki mineralno-asfaltowej.

Należy jednak pamiętać, że kruszywo z żużla stalowniczego jest kruszywem sztucznym. Materiałem wyjściowym do jego produkcji, jak wspomniano wcześniej, jest żużel konwertorowy pozyskiwany z hałdy, która tworzyła się na przestrzeni długiego czasu. W związku z tym jego skład chemiczny może być zróżnicowany, zależnie od rodzaju materiału wsadowego do pieca konwertorowego. Nieodzowne jest więc dokładniejsze monitorowanie jego właściwości w porównaniu z kruszywami pozyskiwanymi z naturalnego materiału mineralnego.

W celu zróżnicowania składu mineralogicznego mieszanki betonu asfaltowego z kruszywem bazaltowym i z żużla stalowniczego zastosowano piasek łamany granitowy z Granicznej. Ponieważ w wykonywanych badaniach beton asfaltowy z kruszywem kwarcytowym z Wiśniówki pełnił rolę kontrolną, również i w jego składzie zastosowano ten sam rodzaj piasku. Przy tym należy zaznaczyć, że jak pokazały wcześniejsze badania [5], w przypadku tego rodzaju kruszywa korzystniejsze jest zastosowanie piasku łamanego wapiennego w betonie asfaltowym. Wykorzystanie we wszystkich mieszankach mineralnych tego samego rodzaju piasku łamanego pozwoliło, w sposób bardziej jednoznaczny, na dokonanie oceny wpływu kruszywa podstawowego na właściwości betonu asfaltowego.

We wszystkich projektowanych mieszankach betonu asfaltowego zastosowano mączkę wapienną z Truskawicy, natomiast jako lepiszcze stosowano asfalt 35/50 z Płocka. W celu zapewnienia prawidłowej adhezji asfaltu z kruszywem kwarcytowym zastosowano środek adhezyjny Teramin 14 z Kędzierzyna Koźła, którego wymaganą ilość ustalono zgodnie z normą PN-84/B-06714/22.

2.2. Projekt mieszanek betonu asfaltowego

Do badań wytypowano beton asfaltowy o uziarnieniu 0-12,8 mm, przeznaczony na warstwę ścieralną nawierzchni obciążonej ruchem KR6, zgodnie z PN-S-96025:2000 [6]. Zaprojektowano trzy rodzaje betonu asfaltowego, w których zamiennie kruszywem podstawowym w mieszance mineralnej było kruszywo z żużla stalowniczego (Ż), kwarcytowe (K) i bazaltowe (B). Projektując mieszanki mineralne betonu asfaltowego, kierowano się zasadą, aby w ich składzie oprócz kruszywa podstawowego było również kruszywo doziarniające, różniące się od niego właściwościami fizykomechanicznymi. Tak zaprojektowane mieszanki mineralne pozwalają zapewnić większą trwałość betonu asfaltowego na oddziaływanie destrukcyjnych czynników klimatycznych i eksploatacyjnych [5]. Skład ramowy materiału mineralnego badanych betonów asfaltowych zestawiono w tab. 1.

Tabela 1. Zawartość procentowa materiałów mineralnych w betonie asfaltowym

Składniki BA-Ż	Udział [%]	Składniki BA-K	Udział [%]	Składniki BA-B	Udział [%]
Mączka wapienna z Trzuskawicy	8,0	mączka wapienna z Trzuskawicy	9,0	mączka wapienna z Trzuskawicy	8,0
Piasek łamany granitowy z Granicznej	32,0	piasek łamany granitowy z Granicznej	26,0	piasek łamany granitowy z Granicznej	31,0
Grys granitowy z Granicznej: – frakcja 2,0-5,0 mm	16,0	grys wapienny z Trzuskawicy: – frakcja 0-4,0 mm	18,0	grys granitowy z Granicznej: – frakcja 2,0-5,0 mm	15,0
Grys żuźlowy stalowniczy ze Slag Recycling: – frakcja 4,0-8,0 mm – frakcja 8,0-12,0 mm	17,0 27,0	grys kwarcytowy z Wiśniówki: – frakcja 2,0-6,3 mm – frakcja 6,3-12,8 mm	10,0 37,0	grys bazaltowy z Wilkowa: – frakcja 2,0-8,0 mm – frakcja 8,0-11,0 mm	14,0 32,0
Razem	100,0	Razem	100,0	Razem	100,0

Ilość asfaltu 35/50 z Płocka w badanych betonach asfaltowych określono za pomocą metody Marshalla. Należy podkreślić, że ustalając ilość asfaltu 35/50, uwzględniono fakt, że kruszywo z żuźła stalowniczego powoduje zwiększenie gęstości objętościowej całej mieszanki, a jednocześnie wielkości otoczki asfaltowej w mieszankach kwarcytowych, bazaltowych i żuźlowych są porównywalne. Do otoczenia asfaltem ziaren kruszywa bazaltowego czy kwarcytowego wymagana jest taka sama ilość asfaltu jak do otoczenia ziaren kruszywa z żuźła stalowniczego. Jednak ciężar ziarna kruszywa żuźlowego jest większy niż takich samych ziaren bazaltu czy kwarcytu. W związku z tym należy odpowiednio zmniejszyć ilość asfaltu w mieszankach z kruszywem z żuźła stalowniczego.

Beton asfaltowy z kruszywem bazaltowym (BA-B) zawierał 5,2% asfaltu, a z kruszywem kwarcytowym (BA-K) odpowiednio: 5,3% asfaltu oraz dodatek środka adhezyjnego Teramin w ilości 0,3% w stosunku do asfaltu. Z kolei w betonie asfaltowym z kruszywem z żuźła stalowniczego (BA-Ż) zawartość asfaltu wynosiła 4,8%.

2.3. Metodyka badań i analiza wyników

Opracowany program badawczy, mający na celu ocenę wpływu kruszywa z żuźła stalowniczego na właściwości betonu asfaltowego obejmował określenie:

- standardowych właściwości zgodnie z PN-S-96025:2000 [6],
- modułu statycznego pełzania zgodnie z Zeszytem IBDiM nr 48/95 [7],
- zmiany wybranych właściwości po procesach starzenia krótkoterminowego STOA i długoterminowego LTOA, zgodnie z zaleceniami SUPERPAVE opracowanymi w ramach programu SHRP [2],

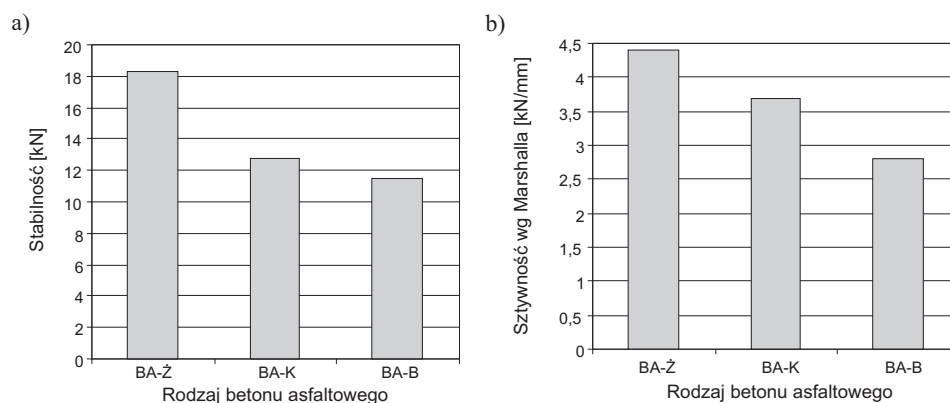
- odporności na działanie wody w wyniku badania wytrzymałości na ściskanie osiowe zgodnie z procedurą amerykańską AASHTO T165 [8],
- odporności na działanie mrozu zgodnie z procedurą fińską PANK4302 i AASHTO T283 przedstawioną w artykule [3].

Istotnym elementem badań była ocena jednorodności wykonywanych prac. Do badań przyjmowano tylko próbki, w których zawartość wolnych przestrzeni zawierała się w przedziale ($V - 2s$; $V + 2s$), gdzie: V – średnia wartość wolnych przestrzeni w betonie asfaltowym, a s – odchylenie standardowe.

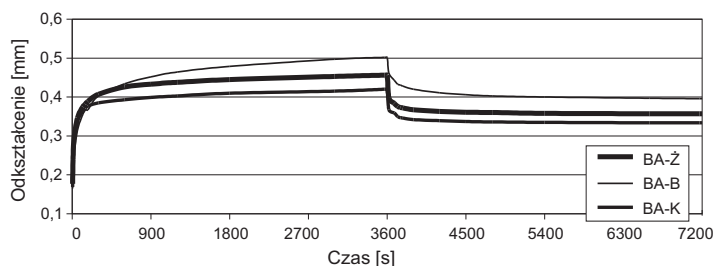
W pierwszym etapie badań określono standardowe właściwości ocenianych betonów asfaltowych, których rezultaty zestawiono w tab. 2. Natomiast na rys. 3. przedstawiono wpływ zastosowanego rodzaju kruszywa na główne charakterystyki mechaniczne betonu asfaltowego – stabilność i sztywność wg Marshalla, a na rys. 4. pokazano charakterystyki pełzania badanych betonów, na podstawie których określono moduły sztywności.

Tabela 2. Właściwości fizykomechaniczne betonu asfaltowego

Parametr	Rodzaj betonu asfaltowego		
	BA-Ż	BA-B	BA-K
Gęstość właściwa MMB [Mg/m ³]	2,722	2,597	2,493
Gęstość strukturalna MMB [Mg/m ³]	2,662	2,545	2,429
Zawartość wolnej przestrzeni [%]	2,20	2,00	2,90
Stopień wypełnienia wolnej przestrzeni lepiszczem [%]	84,5	86,0	80,5
Stabilność wg Marshalla [kN]	18,3	11,5	12,8
Odkształcenie wg Marshalla [mm]	4,2	4,1	3,7
Sztywność wg Marshalla [kN/mm]	4,4	2,8	3,5
Moduł statyczny pełzania [MPa]	21,9	19,9	23,8
Zawartość asfaltu [%]	4,8	5,0	5,0



Rys. 3. Standardowe właściwości mechaniczne betonu asfaltowego w aspekcie rodzaju kruszywa: a) stabilność wg Marshalla, b) wskaźnik sztywności wg Marshalla



Rys. 4. Charakterystyki pełzania betonów asfaltowych pod obciążeniem statycznym

Analiza wyników badań zestawionych w tab. 3. pokazuje, że istotny wpływ na właściwości mechaniczne betonu asfaltowego ma rodzaj zastosowanego kruszywa. Kruszywo z żużla stalowniczego najlepiej wpływa na zapewnienie wysokiej stabilności i wskaźnika sztywności wg Marshalla betonu asfaltowego w porównaniu z pozostałymi kruszywami. Należy zaznaczyć, że stabilność tego betonu asfaltowego jest w granicach 50% większa niż betonu asfaltowego z kruszywem kwarcytowym. Natomiast moduł statyczny betonu asfaltowego z kruszywem z żużla stalowniczego jest porównywalny z wykorzystaniem w jego składzie kruszywa kwarcytowego. Zastosowanie kruszywa z żużla stalowniczego zapewnia tym samym odporność betonu asfaltowego na powstawanie trwałych odkształceń plastycznych większą niż w przypadku wykorzystywania kruszywa kwarcytowego czy też bazaltowego.

Aby ocenić wpływ kruszywa z żużla stalowniczego na proces starzenia betonu asfaltowego, poddano go procesowi starzenia krótkoterminowego (STOA) oraz starzeniu długoterminowemu (LTOA). W czasie badań starzenia ocenie poddano stabilność i moduł pełzania. Wyniki badań wpływu starzenia krótkoterminowego i długoterminowego na zmianę stabilności zaprojektowanych betonów asfaltowych zestawiono w tab. 3., a rezultaty badań wpływu starzenia betonu asfaltowego na zmianę modułu statycznego pełzania przedstawia tab. 4.

Tabela 3. Wpływ procesu starzenia na stabilność betonu asfaltowego

Typ betonu asfaltowego	Stabilność wg Marshalla [kN]			Wskaźnik zmian stabilności po procesie starzenia		
	NS	STOA	LTOA	STOA/NS	LTOA/NS	LTOA/STOA
BA-Ż	17,0	19,5	20,1	1,15	1,18	1,03
BA-B	11,5	14,8	15,7	1,29	1,36	1,06
BA-K	12,8	16,5	18,0	1,29	1,41	1,09

Analizując wyniki uzyskanych badań, należy stwierdzić, że proces starzenia w sposób znaczący wpływa na właściwości betonu asfaltowego. W czasie sta-

zenia krótkotrwałego (STOA/NS) zmiany wartości ocenianych parametrów wahają się w przedziale od 15 do 29%. W wyniku tego procesu następuje wzrost sztywności struktury wewnętrznej betonu asfaltowego. Podczas kolejnego etapu starzenia następuje spowolnienie tempa zmiany wartości badanych właściwości betonu asfaltowego. Najmniejszą zmianę stabilności i modułu stycznego po procesie starzenia długoterminowego (LTOA/NS) uzyskał beton asfaltowy z kruszywem z żuźla stalowniczego w porównaniu z zastosowaniem kruszywa kwarcytowego lub bazaltowego. Proces starzenia długoterminowego (LTOA/STOA) przyczynia się do jeszcze większego usztywnienia mieszanek, jednak wpływ tego starzenia na zmiany wartości ocenianych parametrów jest już mniejszy. Przyrost zmian nie przekracza 10%. W przypadku betonu asfaltowego z kruszywem z żuźla stalowniczego zanotowano najmniejsze zmiany zarówno stabilności, jak i modułu pełzania po procesie starzenia, co świadczy o dużej odporności BA-Ż na ten proces.

Tabela 4. Wpływ procesu starzenia na moduł statyczny pełzania betonu asfaltowego

Typ betonu asfaltowego	Moduł statyczny pełzania [MPa]			Wskaźnik zmian modułu pełzania po procesie starzenia		
	NS	STOA	LTOA	STOA/NS	LTOA/NS	LTOA/STOA
BA-Ż	21,8	27,5	29,6	1,26	1,36	1,08
BA-B	19,9	25,7	27,9	1,29	1,40	1,09
BA-K	23,8	30,5	32,7	1,28	1,37	1,07

Aby ocenić wpływ procesu starzenia na wodo- i mrozoodporność betonu asfaltowego z kruszywem z żuźla stalowniczego, wykonano badania polegające na określeniu wpływu wody na kohezję betonu asfaltowego wg metody AASHTO T165, poprzez badanie wytrzymałości na ściskanie osiowe próbek [8], wytrzymałości na rozciąganie pośrednie próbek sezonowanych i badanych w ujemnej temperaturze zgodnie z PANK 4302 [3] oraz wytrzymałości na rozciąganie pośrednie przed i po przejściu cykli pielęgnacyjnych symulujących warunki atmosferyczne, zgodnie z procedurami amerykańskimi wg zmodyfikowanej metody AASHTO T283 [3].

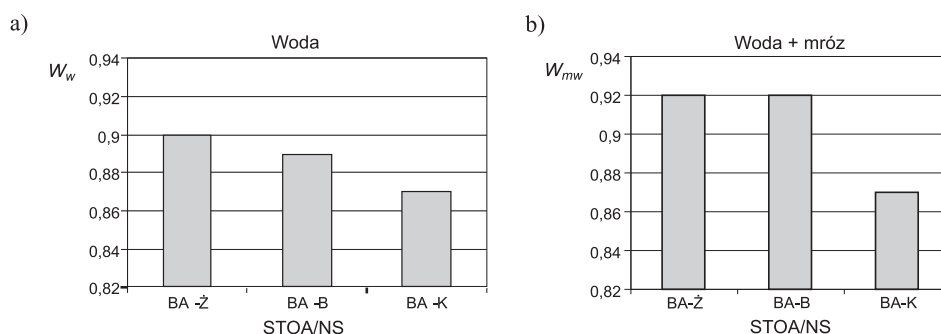
Do określania wymienionych wcześniej parametrów wykorzystano dwie grupy próbek betonów asfaltowych: pierwszej grupy nie poddano starzeniu, drugą grupę stanowiły zaś betony asfaltowe po procesie starzenia krótkoterminowego. Uwzględniono tylko wpływ starzenia STOA, ponieważ jak pokazały badania mechanicznych właściwości betonu asfaltowego, właśnie to starzenie powoduje znaczną zmianę badanych parametrów.

Wyniki badań odporności betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i mrozu zestawiono w tab. 5., natomiast zmianę wskaźnika wytrzymałości na

rozciąganie pośrednie po oddziaływaniu wody i mrozu zgodnie z AASHTO T283 betonu asfaltowego poddanego starzeniu STOA przedstawiono na rys. 5.

Tabela 5. Wyniki badań wodo- i mrozoodporności betonu asfaltowego przed i po procesie starzenia

Parametr	Starzenie	Rodzaj betonu asfaltowego		
		BA-Ż	BA-B	BA-K
Wskaźnik wytrzymałości na ściskanie wg AASHTO T165 [%]	NS	94,1	88,7	89,2
	STOA	88,8	83,4	81,2
	STOA/NS	0,94	0,96	0,91
Wytrzymałość na rozciąganie metodą pośrednią w temperaturze -2°C wg PANK 4302 [MPa]	NS	3,7	3,7	3,9
	STOA	4,3	4,3	4,8
	STOA/NS	1,16	1,16	1,23
Wskaźnik wytrzymałości wg AASHTO T283 po pielęgnacji w wodzie – W_w [%]	NS	93,1	91,9	86,3
	STOA	84,0	82,1	75,5
	STOA/NS	0,90	0,89	0,87
Wskaźnik wytrzymałości wg AASHTO T283 po pielęgnacji w wodzie i na mrozie – W_{mw} [%]	NS	89,2	88,6	76,3
	STOA	82,4	81,7	66,6
	STOA/NS	0,92	0,92	0,87



Rys. 5. Wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie betonu asfaltowego wg AASHTO T283: a) po pielęgnacji w wodzie, b) po pielęgnacji w wodzie i na mrozie

Dokonując analizy wyników badań zestawionych w tab. 5., można stwierdzić istotny wpływ starzenia na zmianę odporności betonu asfaltowego na działanie wody, wody i mrozu, jak również na spękania niskotemperaturowe. W przypadku wszystkich betonów asfaltowych zanotowano wzrost wytrzymałości na rozciąganie pośrednie po procesie starzenia krótkotrwałego. Stwierdzono również obniżenie wartości wskaźnika wytrzymałości na ściskanie osiowe w przypadkach wszystkich badanych betonów asfaltowych, niezależnie od rodzaju zastosowanego kruszywa.

Analizując wyniki badań betonu asfaltowego z kruszywem z żużla stalowniczego, należy zauważyć, że pomimo spadku wskaźników wytrzymałości na ścislenie osiowe, jak i rozciąganie pośrednie wartości tych wskaźników są większe od minimalnej dopuszczalnej wartości wynoszącej 70%.

Biorąc pod uwagę oceniane właściwości, stwierdza się, że proces starzenia najbardziej negatywnie wpływa na beton asfaltowy z kruszywem kwarcytowym. Po procesie starzenia wskaźnik wytrzymałości na rozciąganie pośrednie zamrażanych i odmrażanych próbek wg AASHTO T283 osiągnął wartość najmniejszą dla tej mieszanki, natomiast wytrzymałość na pośrednie rozciąganie (wg PANK 4302) w temperaturze -2°C była równa dopuszczalnej wartości granicznej 4,8 MPa. Beton asfaltowy z kruszywem kwarcytowym w wyniku procesu starzenia cechuje się małą odpornością na działanie niskich temperatur, nawierzchnia wykonana z takiego materiału może wykazywać w okresie zimy spękania niskotemperaturowe. Beton asfaltowy z kruszywem z żużla stalowniczego uzyskał podobne parametry wytrzymałościowe jak beton asfaltowy z bazaltem. Pomimo procesu starzenia tylko w nieznacznym stopniu utracił on właściwości pierwotne, tak jak i beton asfaltowy z kruszywem bazaltowym.

3. Wnioski

Dokonując analizy wyników wykonanych badań kruszywa z żużla stalowniczego, a także wykonanego z jego udziałem betonu asfaltowego, można sformułować następujące wnioski:

- kruszywo z żużla stalowniczego łączy w sobie pozytywne cechy zarówno kruszywa kwarcytowego, jak i bazaltowego, pod względem odporności na polerowanie odpowiada właściwościom kruszywa kwarcytowego, natomiast pod względem powinowactwa z asfaltem i odporności na ścieranie posiada takie właściwości jak kruszywo bazaltowe,
- zastosowanie kruszywa z żużla stalowniczego do betonu asfaltowego sprawia, że uzyskuje on bardzo dobre właściwości fizykomechaniczne, a zwłaszcza stabilność Marshalla oraz wskaźnik sztywności Marshalla, które są wyższe niż przy zastosowaniu kruszywa kwarcytowego w betonie asfaltowym,
- w wyniku procesu starzenia betonu asfaltowego następuje usztywnienie jego struktury wewnętrznej, zastosowanie kruszywa z żużla stalowniczego w betonie asfaltowym pozwala utrzymać dużą odporność na proces starzenia (beton asfaltowy z tym kruszywem charakteryzuje się najmniejszymi zmianami cech mechanicznych w porównaniu z pozostałymi),
- proces starzenia w istotny sposób wpływa na zmianę odporności betonu asfaltowego na oddziaływanie wody i niskich temperatur, powodując jej

obniżenie – pomimo tego beton asfaltowy z kruszywem z żużla stalowniczego nadal wykazuje odporność na działanie wody oraz wody i mrozu,

- dłuższe utrzymywanie ciepła przez kruszywo z żużla stalowniczego nie powoduje obniżenia odporności na proces starzenia betonu asfaltowego.

Uzyskane pozytywne wyniki badań laboratoryjnych zastosowania kruszywa z żużla stalowniczego do betonu asfaltowego pozwalają rozszerzyć program prac badawczych, których nieodzownym elementem jest wykonanie odcinków doświadczalnych. Zgromadzenie uzupełniającej bazy danych podczas ich eksploatacji zgodnie z Systemem Stanu Oceny Nawierzchni pozwoli na jednoznaczną ocenę przydatności kruszywa z żużla stalowniczego do produkcji betonu asfaltowego.

Literatura

1. Sybilski D., Pałys M., Mularzuk R.: *Zastosowanie grysów z żużla stalowniczego w celu poprawy szorstkości nawierzchni drogowej*. VIII Międzynarodowa Konferencja „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe”, Kielce 2002, s. 149-157
2. Bell A.C., Wahaby A.B., Cristime M.E., Sosnowske D.: *Slection of Laboratory Aging Procedures for Asphalt-Aggregate Mixtures*. Strategic Higway Research Program, Raport nr SHRP-A-383, National Research Council, Washington D.C.
3. Iwański M.: *Kruszywo kwarcytowe do mieszanek mineralno-asfaltowych*. Materiały Budowlane, 11, 2000, s. 55-59
4. Matusiak A.: *Odporność mieszanki mineralno-asfaltowej z kruszywem z żużla stalowniczego na oddziaływanie czynników środowiska*. Rozprawa doktorska, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2006, s. 187
5. Iwański M.: *Właściwości mieszanki mineralno-asfaltowej a rodzaj kruszywa*. Drogownictwo, 6, 2004, s. 185-195
6. PN-S-96025:2000. *Nawierzchnie asfaltowe. Wymagania*
7. Zawadzki J., Kłos M.: *Zasady projektowania betonu asfaltowego o zwiększonej odporności na odkształcenia trwałe*. Wytyczne oznaczenia odkształcenia i modułu sztywności mieszanek mineralno-bitumicznych metodą pętzenia. Zeszyt IBDM nr 48, Warszawa 1995
8. Judycki J., Jaskuła P.: *Badania odporności betonu asfaltowego na działanie wody i mrozu*. Drogownictwo, 12, 1997, s. 374-378

AGEING PROCESS RESISTANCE OF ASPHALT CONCRETE WITH STEEL SLAG AGGREGATE

S u m m a r y

Ageing process has an influence to changes of physical and mechanical properties in asphaltic concrete. The external factors (high temperature in production time, climatic factors in exploitation) and also kind of mineral used, for example: kind of aggregate has an influence to changes

size. Steel slag aggregate is used to asphaltic concrete designed for friction course in limited extent. Consequently it's necessary to entirely study the destructive effect environmental factors. The change of physical and mechanical characteristics of asphaltic concrete before and after ageing process was tested. The influence of short-term ageing STOA and long-term ageing to the high temperature resistance, to water and frost resistance of asphaltic concrete with steel slag aggregate were tested. On the basis the research made was performed the complex opinion asphaltic concrete with steel slag aggregate.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w czerwcu 2008 r.

Mariusz FRANCZYK

Politechnika Rzeszowska

PRZYKŁADY ZASTOSOWANIA OPTYMALIZACJI WIELOKRYTERIALNEJ W PROJEKTOWANIU BETONÓW

W pracy przedstawiono efekty zastosowania statystycznej optymalizacji wielokryterialnej w analizie wyników badań betonów wysokowartościowych. Analizę i ocenę badań przeprowadzono w obszarze przyjętego planu doświadczeń. Efektem działań było uzyskanie rozwiązań preferowanych w zakresie składu betonów z uwagi na przyjęte kryteria optymalizacji.

1. Wstęp

Dotychczasowe zasady doboru składu betonów wysokowartościowych (BWW) nie odbiegają istotnie od znanych analityczno-doświadczalnych metod projektowania składu betonów zwykłych. Procedura technologiczna prowadząca do uzyskania betonów wysokowartościowych wymaga jednak odpowiedniego kształtowania i modyfikowania struktury betonu w skali makro i mikro, co ma prowadzić do optymalnego ułożenia dobranych składników i powiązania ich z dwoma głównymi parametrami składu mieszanki, tj. proporcjami woda/cement (W/C) i mikrowypełniacz/cement (w BWW najczęściej jest to stosunek pyłu krzemionkowego do cementu, przy udziale efektywnych upłynniaczy). Rosnące wymagania co do zespołu cech jakościowych, użytkowych oraz trwałości projektowanego betonu, wynikające m.in. ze szczelności, odporności na czynniki agresywne, powodują zasadniczy wzrost liczby kryteriów i zmiennych, jakie muszą być brane pod uwagę w procedurze projektowania składu mieszanki. Projektowanie prowadzi się obecnie głównie metodami doświadczalnymi, przy wykorzystaniu dotychczasowego stanu wiedzy o BWW, coraz częściej jednak stosuje się metody statystyczne i optymalizacyjne [1-6]. Zastosowanie metod statystyki matematycznej, w tym wielokryterialnej optymalizacji statystycznej, pozwalające na określenie optymalnego składu mieszanki betonowej z uwagi na przyjęte kryteria optymalizacji lub sprawdzenie poprawności przyjętych rozwiązań, znajduje zastosowanie w technologii betonu [1, 2, 7, 8]. Na podstawie raz przeprowadzonej serii zaplanowanych badań można rozwiązać wiele różnie

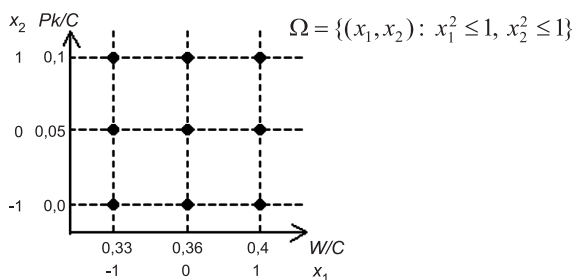
sformułowanych zadań optymalizacyjnych. Możliwe jest także prognozowanie skutków odejścia od warunków optymalnych.

Wybór planu eksperymentu wymaga m.in. dokładnej analizy warunków praktycznej realizacji doświadczenia, jak i analizy celu badań. Narzędziem pomocnym w podjęciu właściwej decyzji jest technika planowania doświadczeń. Doświadczenia w technologii betonów, a zwłaszcza betonów wysokowartościowych, charakteryzują się znaczną pracochłonnością, materiałochłonnością i czasochłonnością. Przyjęcie do opisu zależności pomiędzy czynnikami a badanymi cechami modelu matematycznego w postaci wielomianu stopnia trzeciego lub wyższego wymagałoby niewspółmiernie wielkiego wysiłku włożonego w realizację doświadczeń, w porównaniu do praktycznej wartości osiągniętej dokładności modelu. Ze względu na trudności techniczne, które pojawiają się podczas realizacji doświadczeń w punktach nieregularnego planu, wskazane jest, aby liczba różnych poziomów czynników w planie nie była zbyt duża [2].

W pracy przedstawiono wyniki zastosowania wielokryterialnej optymalizacji statystycznej do oceny wyników badań wysokowartościowych betonów z dodatkiem pyłu krzemionkowego. Jako zmienne decyzyjne przyjęto parametry: pył krzemionkowy/cement Pk/C oraz wskaźnik wodno-cementowy W/C . Optymalizację przeprowadzono przy zastosowaniu funkcji uogólnionej użyteczności U^I i U^{III} .

2. Program badań

Układ planu eksperymentu przyjęto jako dwuczynnikowy plan ortogonalny ($PS/DS-P$: α ; $i = 2$), przy założeniu że $\alpha = \alpha_{ort} = 1$, co daje trzy wartości unormowane każdej z wielkości wyjściowych: x_1 (W/C) i x_2 (Pk/C) zmieniających się w zakresie $\langle -1, 0, 1 \rangle$, zgodnie z rys. 1.



Rys. 1. Plan doświadczeń

Wartości kodowe wraz z proporcjami składników i wynikami badań 28-dniowych dla wybranych 2 serii betonów (BO z kruszywem żwirowym i BB z kruszywem bazaltowym) zestawiono w tab. 1. i 2. W celu pełniejszego okre-

ślenia zmian wytrzymałości na ściskanie f_{c28} przyjęty plan eksperymentu poszerzono o dodatkowe punkty doświadczeń uwzględnione w obliczeniach i podane w tabelach (mieszanki: BO10, 11, 12, 13; BB10, 11, 12, 13).

Tabela 1. Składy według planu eksperymentu oraz wyniki badań betonów żwirowych BO

Nr serii betonu	Zmienne standaryzowane		Zmienne materiałowe		Ilość składników [kg/m ³]					Wyniki badań					
	x_1	x_2	W/C	Pk/C	C	P	K	W	Pk	f_{c28} [MPa]	E_{28} [GPa]	K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	n_w [%]	w_b [mm]	ϵ_s [-]
BO1	-1	-1	0,33	0	466	520	1324	153,8	0	74,6	43,6	0,848	4,60	19	0,035
BO2	0	-1	0,36	0	466	512	1299	167,8	0	72,0	39,5	0,818	5,18	28	0,041
BO3	1	-1	0,40	0	466	496	1260	186,4	0	58,9	38,9	0,754	5,50	27	0,044
BO4	-1	0	0,33	0,05	466	508	1328	153,8	23,3	86,2	43,3	0,881	4,15	16	0,037
BO5	0	0	0,36	0,05	466	487	1300	167,8	23,3	79,8	43,0	0,868	4,80	16	0,039
BO6	1	0	0,40	0,05	466	473	1260	186,4	23,3	75,0	38,7	0,89	5,40	22	0,04
BO7	-1	1	0,33	0,1	466	485	1325	153,8	46,6	80,0	46,3	0,855	4,45	12	0,044
BO8	0	1	0,36	0,1	466	465	1299	167,8	46,6	75,6	46,2	0,926	4,50	15	0,039
BO9	1	1	0,40	0,1	466	450	1261	186,4	46,6	74,0	39,8	0,919	5,50	13	0,046
BO10	0	-0,4	0,36	0,02	466	503	1300	167,8	9,32	78,5	-	-	-	-	-
BO11	1	-0,4	0,40	0,02	466	487	1260	186,4	9,32	72,0	-	-	-	-	-
BO12	-1	0,5	0,33	0,075	466	485	1325	153,8	35	87,9	-	-	-	-	-
BO13	1	0,5	0,40	0,075	466	461	1260	186,4	35	76,1	-	-	-	-	-

Tabela 2. Składy według planu eksperymentu oraz wyniki badań betonów bazaltowych BB

Nr serii betonu	Zmienne standaryzowane		Zmienne materiałowe		Ilość składników [kg/m ³]					Wyniki badań					
	x_1	x_2	W/C	Pk/C	C	P	K	W	Pk	f_{c28} [MPa]	E_{28} [GPa]	K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	n_w [%]	w_b [mm]	ϵ_s [-]
BB1	-1	-1	0,33	0	550	435	1257	181,5	0	77,4	55,1	0,941	4,06	20	0,0255
BB2	0	-1	0,36	0	469	473	1350	168,8	0	72,8	54,6	0,839	4,16	22	0,025
BB3	1	-1	0,40	0	424	602	1713	169,6	0	71,7	52,9	0,775	4,25	40	0,026
BB4	-1	0	0,33	0,05	550	406	1257	181,5	27,5	89,5	55,8	0,992	3,4	16	0,0226
BB5	0	0	0,36	0,05	469	450,5	1349	168,8	23,45	82,4	49,8	0,867	4,1	18	0,03
BB6	1	0	0,40	0,05	424	580	1713	169,6	21,2	72,5	52,1	0,905	4	18	0,0226
BB7	-1	1	0,33	0,1	550	376,5	1257	181,5	55	87,7	54,4	0,850	3,2	9	0,0266
BB8	0	1	0,36	0,1	469	427	1349	168,8	46,9	82	51,4	0,815	3,9	12	0,0334
BB9	1	1	0,40	0,1	424	459	1713	169,6	42,4	71	53	0,851	4,1	16	0,0348
BB10	0	-0,4	0,36	0,02	497	533	1374	178,9	9,94	76,96	-	-	-	-	-
BB11	1	-0,4	0,40	0,02	386	583	1499	154,4	7,72	72,3	-	-	-	-	-
BB12	-1	0,5	0,33	0,075	500	511	1400	165	165	37,5	93,1	-	-	-	-
BB13	0	0,5	0,36	0,075	386	583	1494	138,9	28,95	80	-	-	-	-	-

3. Optymalizacja składu betonów

Dziedzinę eksperymentu dla punktów x_1 i x_2 planu eksperymentu określono następująco:

$$\Omega = \{(x_1, x_2) : x_1^2 \leq 1, x_2^2 \leq 1\} \quad (1)$$

Zbiór Ω stanowi obszar rozwiązań dopuszczalnych dwuwymiarowej przestrzeni zmiennych decyzyjnych. Przyjęte ograniczenia wynikają z ograniczeń nałożonych na zmienne decyzyjne w planie eksperymentu, a ich zakresy zmienności odpowiadają ogólnie przyjętym wartościom stosowania dodatku pyłu krzemionkowego i wskaźnika W/C [9].

Wartości kodowe x_1 i x_2 zmieniają się w przedziale od -1 do 1 i odpowiadają wraz z wartościami pośrednimi przyjętym zmiennym wartościom W/C i Pk/C . Jako kryteria optymalizacji przyjęto:

- maksimum wytrzymałości na ściskanie po 28 dniach dojrzewania, $\max f_{c28}$,
- maksimum modułu Younga po 28 dniach dojrzewania, $\max E_c$,
- maksimum współczynnika intensywności naprężeń badanego według I modelu pęknięcia, $\max K_{Ic}$,
- minimum nasiąkliwości betonu, $\min n_w$,
- minimum wodoprzepuszczalności betonu, określonej maksymalną głębokością przesiąkania wody w mm, $\min w_b$,
- minimum skurczu, $\min \varepsilon_s$.

Przyjętych 6 kryteriów optymalizacji odpowiadających bezpośrednio badanym właściwościom betonu pozostaje w zgodzie z pożądanym kierunkiem ich zmian, czyli uzyskaniem betonów charakteryzujących się maksymalnymi wartościami badanych właściwości mechanicznych, przy minimalnych: nasiąkliwości, wodoprzepuszczalności i skurczu. Oczywiście wybór kryteriów i ich wag nie jest jedynym możliwym i w zależności od konkretnych wymagań użytkowych zastosowana procedura optymalizacyjna umożliwi ich dowolny wybór na etapie projektowania, jak i na etapie analizy wyników przeprowadzonych badań.

Otrzymane wyniki badań, zestawione w tab. 1. i 2. umożliwiły określenie funkcji regresji dla każdej z sześciu badanych właściwości betonów. Zależności funkcyjne między zmiennymi w planie eksperymentu a określonymi właściwościami betonu oszacowano za pomocą wielomianów stopnia drugiego, postaci:

$$BW = A_0 + A_1 \frac{W}{C} + A_2 \left(\frac{W}{C} \right)^2 + A_3 \frac{Pk}{C} + A_4 \left(\frac{Pk}{C} \right)^2 + A_5 \frac{W}{C} \frac{Pk}{C} \quad (2)$$

gdzie: BW – badana właściwość betonu, A_i – współczynniki do równania (2), określone dla poszczególnych właściwości betonu, W/C – wskaźnik wodno-cementowy, Pk/C – stosunek pyłu krzemionkowy/cement.

Wartości współczynników A_i do funkcji regresji dla każdej z właściwości badanego betonu, wraz ze współczynnikami korelacji wartości rzeczywistych do przewidywanych obliczono, wykorzystując program STATISTICA.

Na podstawie zaproponowanych wielomianów określono punkty optymalne ze względu na rozważane kryteria. Otrzymane wyniki zestawiono w tab. 3. i 4. Optymalizację składu betonów przeprowadzono z wykorzystaniem metody funkcji użyteczności. W tym celu określono przedziały wartości zadowalających dla każdej właściwości oraz przypisano im odpowiednie wagi (tab. 5., 6.).

Tabela 3. Wartości badanych właściwości w punktach optymalnych ze względu na rozważane kryteria – betony żwirowe BO

Kryte- rium	Współrzędne punktu optymalnego				Wartości funkcji celu					
	x_1	x_2	W/C	Pk/C	f_{c28} [MPa]	E_{28} [GPa]	K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	n_w [%]	w_b [mm]	ε_s [-]
max f_{c28}	-1	0,137255	0,33	0,056863	88,08352	44,24487	0,879738	4,263061	14,46034	0,037241
max E_{28}	-1	1	0,33	0,1	79,70484	46,89154	0,862353	4,269787	11,93221	0,042598
max K_{Ic}	0,294118	0,686275	0,354706	0,084314	80,73366	44,38024	0,900995	4,610798	15,36242	0,040121
min n_w	-1	0,529412	0,33	0,076471	86,26993	45,31564	0,876695	4,234438	13,12664	0,039153
min w_b	-1	1	0,33	0,1	79,70484	46,89154	0,862353	4,269787	11,93221	0,042598
min ε_s	-1	0,529412	0,33	0,023529	83,53614	42,93043	0,866322	4,432896	17,43349	0,035991

Tabela 4. Wartości badanych właściwości w punktach optymalnych ze względu na rozważane kryteria – betony bazaltowe BB

Kryte- rium	Współrzędne punktu optymalnego				Wartości funkcji celu					
	x_1	x_2	W/C	Pk/C	f_{c28} [MPa]	E_{28} [GPa]	K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	n_w [%]	w_b [mm]	ε_s [-]
max f_{c28}	-1	0,7	0,33	0,086	90,79254	54,31277	0,844498	3,267496	11,56436	0,025322
max E_{28}	-1	-1	0,33	0,0	78,07565	56,32148	0,960031	3,964652	20,0901	0,024752
max K_{Ic}	-1	-0,72	0,33	0,014	81,89597	55,59129	0,964878	3,806137	17,69419	0,023441
min n_w	-1	1	0,33	0,1	90,43199	54,54577	0,792837	3,216538	11,57645	0,027366
min w_b	-1	1	0,351	0,1	83,19900	52,15497	0,758646	3,709570	10,88153	0,032184
min ε_s	-1	-0,20	0,33	0,04	87,18516	54,65120	0,949474	3,558206	14,28464	0,022454

Obliczenie wartości liniowej funkcji użyteczności U^l polegało na przeliczeniu wartości każdego z kryteriów według wzoru:

$$\xi_j(y) = \frac{y_j - y_{jG}}{y_{jL} - y_{jG}} \quad (3)$$

gdzie: $\xi_j(y)$ – funkcja dla j -tego kryterium, y_j – wartość w danym punkcie dziedziny eksperymentu dla j -tego kryterium, y_{jG} – wartość gorsza dla j -tego kryterium, y_{jL} – wartość lepsza dla j -tego kryterium.

Tabela 5. Przedziały wartości zadowalających oraz wagi kryteriów optymalizacji – betony żwirowe BO

Badana właściwość betonu	Przedziały wartości zadowalających		Waga
	wartość gorsza	wartość lepsza	
f_{c28} [MPa]	65	80	0,25
E_{28} [GPa]	40	44	0,25
K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	0,85	0,88	0,2
n_w [%]	4,8	4,3	0,1
w_b [mm]	18	15	0,1
ϵ_s	0,04	0,039	0,1

Tabela 6. Przedziały wartości zadowalających oraz wagi kryteriów optymalizacji – betony bazaltowe BB

Badana właściwość betonu	Przedziały wartości zadowalających		Waga
	wartość gorsza	wartość lepsza	
f_{c28} [MPa]	75	80	0,25
E_{28} [GPa]	50	51	0,25
K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	0,85	0,88	0,2
n_w [%]	4,0	3,7	0,1
w_b [mm]	20	16	0,1
ϵ_s	0,030	0,026	0,1

Wartości z przedziału $\langle y_{jG}, y_{jL} \rangle$ uznano za zadowalające dla j -tego kryterium. Liniowa funkcja użyteczności U^I ma postać:

$$U^I(y_1, y_2, \dots, y_6) = \sum_{j=1}^6 w_j \xi_j(y_j) = \sum_{j=1}^6 w_j \frac{y_j - y_{jG}}{y_{jL} - y_{jG}} \quad (4)$$

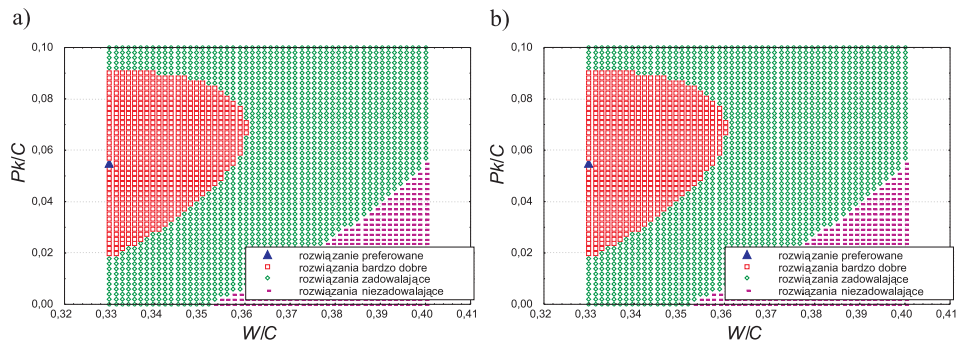
gdzie: $\sum_{j=1}^6 w_j = 1$ oraz $0 < w_j < 1$, w_j – wagi dla poszczególnych kryteriów.

Wartości funkcji użyteczności z przedziału $0 \leq U^I < 1$ oznaczają użyteczność zadowalającą pod względem przyjętych kryteriów optymalizacji, $U^I \geq 1$ oznacza zaś użyteczność bardzo dobrą.

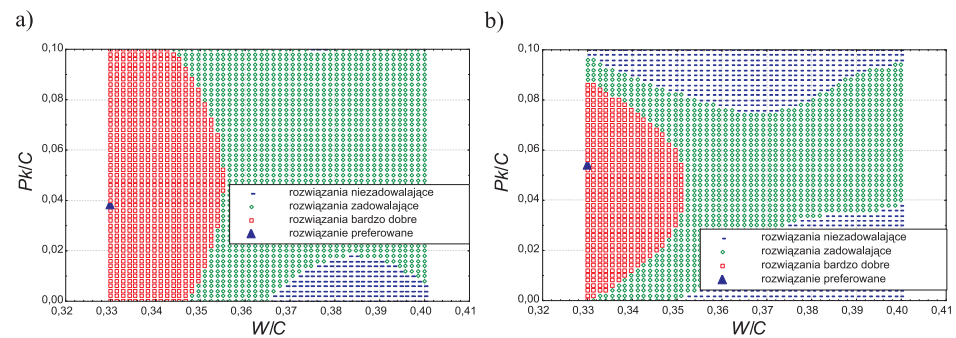
Zagadnienie optymalizacji rozważono również z uwagi na funkcję użyteczności U^{III} , która może przyjmować wartości z zakresu $\langle 0, 1 \rangle$. Funkcja użyteczności U^{III} ma postać:

$$U^{III}(y_1, y_2, \dots, y_6) = \exp \left[- \sum_{j=1}^6 w_j \exp \left(- \frac{y_j - y_{jG}}{y_{jL} - y_{jG}} \right) \right] \quad (5)$$

W tym przypadku obszar wartości zadowalających uzyskuje się dla wartości U^{III} z przedziału $\langle 0,368; 0,692 \rangle$. Zbiory rozwiązań zadowalających oraz bardzo dobrych wraz z punktami preferowanymi z uwagi na funkcję użyteczności U^I i U^{III} dla betonów BO i BB przedstawiono na rys. 2. i 3. Rozwiązania preferowane uzyskane metodą funkcji użyteczności U^I i U^{III} zestawiono w tab. 7. i 8.



Rys. 2. Zbiory rozwiązań zadowalających oraz bardzo dobrych wraz z punktami preferowanymi z uwagi na funkcję użyteczności U^I i U^{III} ; betony zwirowe BO: a) U^I , b) U^{III}



Rys. 3. Zbiory rozwiązań zadowalających oraz bardzo dobrych wraz z punktami preferowanymi z uwagi na funkcję użyteczności U^I i U^{III} ; betony bazaltowe BB: a) U^I , b) U^{III}

W wyniku przeprowadzonej optymalizacji uzyskano współrzędne punktów preferowanych dla badanych betonów, w funkcji użyteczności U^I oraz U^{III} . Punkty wyróżnione na rysunkach oznaczają położenie maksimum funkcji użyteczności w podzbiory Ω^I , określonym liczbą przedziałów dziedziny eksperymentu Ω . Uzyskane betony mieszczą się w kategoriach „bardzo dobry” i „dobry”, ze względu na wszystkie przyjęte kryteria optymalizacji.

Tabela 7. Skład betonów żwirowych BO obliczony według przyjętych kryteriów optymalizacji

Kryterium	Współrzędne punktów preferowanych				Ilość składników [kg/m ³]				
	x_1	x_2	W/C	Pk/C	C	P	K	W	Pk
U^I	-1	0,098	0,33	0,0549	466	503,35	1326,57	153,78	25,58
U^{III}	-1	0,294	0,33	0,0647	466	499,55	1326,53	153,78	30,15
Wartości kryteriów							Wartość funkcji użyteczności		
f_{c28} [Mpa]	E_{28} [Gpa]	K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	n_w [%]	w_b [mm]	ϵ_s [-]	U^I	U^{III}		
88,08	44,15	0,8796	4,27	14,61	0,037	1,350785	0,748874		
87,75	44,65	0,8794	4,24	13,89	0,038	1,324114	0,756877		

Tabela 8. Skład betonów bazaltowych BB obliczony według przyjętych kryteriów optymalizacji

Kryterium	Współrzędne punktów preferowanych				Ilość składników [kg/m ³]				
	x_1	x_2	W/C	Pk/C	C	P	K	W	Pk
U^I	-1	-0,24	0,33	0,038	550	420,84	1256,92	181,51	21,02
U^{III}	-1	0,08	0,33	0,054	550	415,29	1256,85	181,52	29,66
Wartości kryteriów							Wartość funkcji użyteczności		
f_{c28} [Mpa]	E_{28} [Gpa]	K_{Ic} [MN/m ^{3/2}]	n_w [%]	w_b [mm]	ϵ_s [-]	U^I	U^{III}		
86,86	54,70	0,952	3,58	14,50	0,022	2,915306	0,907523		
89,06	54,37	0,928	3,45	13,01	0,023	2,856189	0,920773		

W analizie optymalizacyjnej zastosowano metodę wyznaczania rozwiązania preferowanego za pomocą metody funkcji użyteczności, która najlepiej odpowiadała regresyjnemu charakterowi kryteriów. Stosując wielomianowe funkcje regresji, przedstawiono bowiem wyniki wszystkich badanych właściwości.

Autorzy pracy [2] wskazują, że funkcja U^{III} nie jest co prawda przemienna z modelem regresji i mogą wynikać z tego pewne ograniczenia, jednak zastosowanie iloczynu we wzorze Harringtona powoduje, że niezadowolająca wartość chociaż jednego kryterium silnie obniża wartość całej funkcji użyteczności U^{III} niż w przypadku U^I , co zwiększa szansę uzyskania wartości zadowolających dla wszystkich kryteriów w punkcie maksymalnej użyteczności.

Niezależnie od tego przedział funkcji $U^{III} <0, 1>$ w porównaniu z przedziałem funkcji U^I wydaje się lepiej klasyfikować uzyskane rozwiązanie i jego odległość np. od wartości bardzo dobrych lub rozwiązania preferowanego.

Uniwersalność zastosowanej metody funkcji użyteczności przejawia się w możliwości uwzględnienia dowolnego zestawu czynników na etapie planowania doświadczenia, jak również zestawu i ważności kryteriów na etapie analizy

wyników przeprowadzonych badań. Dobór kryteriów optymalizacji, jak i ustalenie ich ważności, zależą od celu optymalizacji, tj. przeznaczenia projektowanego twardości betonu, a ostateczną decyzję dotyczącą ich wyboru lub zmiany receptury betonu może podjąć jego projektant.

4. Podsumowanie

Tematyka dotycząca zagadnień teoretycznych i obliczeniowych związanych z projektowaniem i zastosowaniem BWW w konstrukcjach jest złożona i obszerna, a ponadto zawiera jeszcze wiele zagadnień niewystarczająco poznanych. Są nimi m.in.: nieprzystosowanie istniejących metod projektowania betonów do specyfiki składu BWW oraz wspomniane we wstępie rosnące wymagania co do zespołu cech jakościowych, użytkowych oraz trwałości projektowanego betonu, powodujące zasadniczy wzrost liczby kryteriów i zmiennych w procedurze projektowania składu mieszanki.

Przedstawione działania w sposób istotny przyczyniają się do bardziej precyzyjnego ustalania składu współczesnych betonów wysokowartościowych, a więc i zbliżenia ich rzeczywistych właściwości do właściwości zakładanych podczas projektowania. W każdym przypadku konieczne jest doświadczalne sprawdzenie doboru składników w konkretnych warunkach, jednak znajomość rozwiązań optymalnych oraz zależności określających wpływ poszczególnych składników na właściwości betonu znacznie zmniejsza liczbę doświadczeń i przyczynia się do ustalenia podstaw normatywnych w zakresie projektowania BWW i konstrukcji z BWW.

Literatura

1. Brandt A.M., Marks M.: *Optymalizacja składu i struktury kompozytów betonowych*. XXXVIII Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1992
2. Brandt A.M. i in.: *Metody optymalizacji materiałów kompozytowych o matrycach cementowych*. Studia z zakresu inżynierii, nr 38, IPPT PAN, Warszawa 1994
3. Glinicki M.A., Kasperkiewicz J., Potrzebowski J.: *Betony wysokowartościowe (BWW) do konstrukcji inżynierskich*. XLI Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, Kraków-Krynica 1995
4. De Larrard F.: *A Method for Proportioning High-Strength Concrete Mixtures*. Cement, Concrete and Aggregates, ASTM, vol. 12, no 1, 1990
5. De Larrard F.: *Naukowa metoda ustalania składu mieszanki betonowej. A scientific method for concrete mixture-proportioning*. CWB, nr 1, 2005, s. 3-12
6. Śliwiński J.: *Zasady projektowania składu betonów wysokowartościowych*. CWB, nr 6, 2003
7. Franczyk M., Konkol J.: *Wielokryterialna optymalizacja statystyczna betonów wysokowartościowych*. Przegląd Budowlany, nr 11, 2001, s. 9-14

8. Franczyk M.: *Projektowanie betonów wysokowartościowych*. VIII Konferencja Naukowa Rzeszowsko-Lwowsko-Koszycka „Aktualne problemy budownictwa i inżynierii środowiska”, Rzeszów, 3-4 września 2004, Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 211, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 37, s. 79-86
9. Franczyk M.: *Wpływ składu mieszanki betonowej na właściwości betonu wysokowartościowego*. Praca doktorska, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2002

THE EXAMPLES OF APPLICATION THE MULTI-CRITERION OPTIMIZATION TO DESIGN CONCRETES

S u m m a r y

This paper presents the effect of use the mathematics methods of optimization to design High Performance Concretetes. The analyses and valuation of property concretetes have realized in the plan of experiences on the basis of 6 criteria of optimization. The results of analyses have presented as the preferred solutions of composition concretetes.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w lipcu 2008 r.

Janusz KONKOL
Politechnika Rzeszowska

PORÓWNANIE METOD UWZGLĘDNIANIA WARSTWOWOŚCI PODŁOŻA GRUNTOWEGO W ANALIZIE STATECZNOŚCI SKARP

W artykule dokonano porównania dwóch metod (MPW i MPU) uwzględniania warstwowości podłoża gruntowego w skarpach o danych parametrach geometrycznych i geotechnicznych, przy założeniu cylindrycznej powierzchni poślizgu.

1. Wstęp

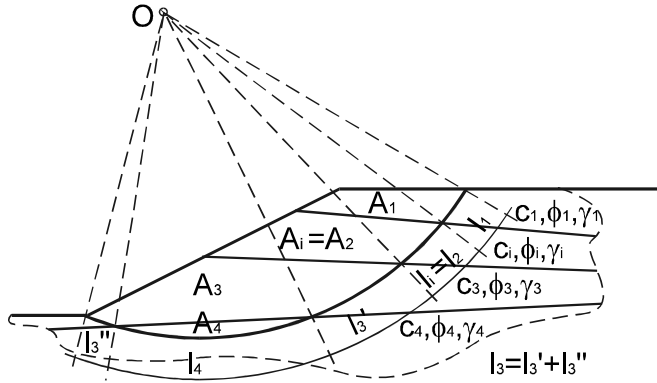
Najbardziej popularną, a jednocześnie normową metodą oceny stateczności skarp jest metoda Felleniusa [1, 2]. W metodzie tej masyw potencjalnego osuwiska dzieli się na pionowe elementy, zwane popularnie paskami. Następnie dokonuje się analizy sił działających na każdy pasek. Spełnienie warunków równowagi statycznej sił działających w masywie potencjalnego osuwiska prowadzi do wyznaczenia wskaźnika stateczności skarpy, odpowiadającego danej powierzchni poślizgu. W praktyce wskaźnik stateczności oblicza się jako stosunek momentu utrzymującego do obracającego, przy założeniu najbardziej niekorzystnego położenia potencjalnej powierzchni poślizgu. Położenie najbardziej niekorzystnej powierzchni poślizgu można wyznaczyć, posługując się nomogramami [3] lub metodą prób. Dopuszczalne jest również przyjęcie założenia, że powierzchnia poślizgu przechodzi przez podnóże skarpy [4-6]. Założenie takie stawia wyznaczony wówczas wskaźnik stateczności po stronie bezpiecznej [7].

W rzeczywistym podłożu gruntowym występujące warstwy geotechniczne mogą się charakteryzować zdecydowanie odmiennymi parametrami geotechnicznymi (c , Φ , γ). Konieczne jest wówczas zastosowanie metody uwzględniania warstwowości tego podłoża.

2. Opis metod uwzględniania warstwowości podłoża gruntowego

Pierwszym sposobem uwzględniania warstwowości podłoża gruntowego jest metoda iteracyjnego uśredniania parametrów geotechnicznych MPU [8]. W metodzie tej podłoża warstwowe sprowadzone jest do równoważnego podło-

za jednorodnego, charakteryzującego się zastępczymi wartościami parametrów geotechnicznych. Z uwagi na zmianę pola powierzchni kolejnych warstw w obrębie potencjalnej bryły osuwiskowej, na skutek przyjęcia innego położenia powierzchni poślizgu (poszukiwanie najbardziej niekorzystnej powierzchni poślizgu) zmianie ulegają również wartości zastępczych parametrów geotechnicznych.



Rys. 1. Schemat obliczeniowy dla podłoża uwarstwionego

Zastępcze wartości parametrów geotechnicznych oblicza się na podstawie wzorów (1), według przyjętego schematu (rys. 1.):

$$\gamma_z = \frac{\sum \gamma_i \cdot A_i}{\sum A_i} ; \quad c_z = \frac{\sum c_i \cdot l_i \cdot A_i}{\sum l_i \cdot A_i} ; \quad \Phi_z = \frac{\sum \Phi_i \cdot l_i \cdot A_i}{\sum l_i \cdot A_i}, \quad \text{dla } i = 1, 2, \dots, n,$$

gdzie: n – liczba warstw geotechnicznych, A_i – pole powierzchni kolejnych warstw w obrębie potencjalnej bryły osuwiskowej, l_i – suma długości śladu powierzchni poślizgu w i -tej warstwie, c_i , Φ_i , γ_i – parametry geotechniczne gruntu i -tej warstwy.

Metoda przyjmowania do obliczeń parametrów uśrednionych (MPU) może być stosowana w przypadkach, gdy parametry geotechniczne poszczególnych warstw nie różnią się znacząco. W przypadku znacznych różnic należy stosować rozwiązanie, w którym do obliczeń przyjmowane są parametry warstwy, przez którą przechodzi potencjalna powierzchnia poślizgu (MPW).

3. Obliczenia skarp modelowych

Przyjęto założenie, że podłoże gruntowe rozważanych skarp modelowych składa się z 3 warstw, z których stałymi parametrami geotechnicznymi charakteryzują się grunty warstw I i III. Jako grunt warstwy I i III przyjęto ility w stanie twardoplastycznym, należące do gruntów bardzo spoistych, o stopniu plastyczności I_L równym odpowiednio 0,05 i 0,1. Zmienny natomiast był stan warstwy II z gliny pylastej od stopnia plastyczności I_L wynoszącego 0,1-0,4. Charakterystykę gruntów zamieszczono w tab. 1.

Wszystkie podawane wartości c , Φ i γ są wartościami charakterystycznymi. Obliczenia przeprowadzono przy zastosowaniu programu komputerowego STATGRUNT [9, 10].

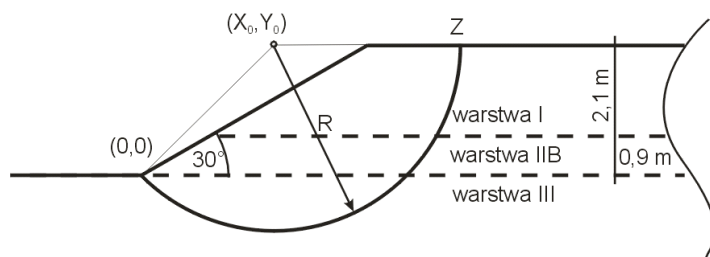
Tabela 1. Charakterystyka gruntu

Symbol warstwy	Nazwa gruntu (symbol)	Stan gruntu (I_L)	Parametry geotechniczne		
			c	Φ	γ
[-]	[-]	[-]	[kPa]	[°]	[kN/m ³]
I	bardzo spoiste (D), ilt	twardoplastyczny (0,05)	57	12,3	20
II	B	twardoplastyczny (0,1)	21	16,5	20
	C	twardoplastyczny (0,2)	17	14,8	20
	D	plastyczny (0,3)	13	13,2	19
	E	plastyczny (0,4)	10,5	11,5	19
III	bardzo spoiste (D), ilt	twardoplastyczny (0,1)	55	11,6	20

Przeprowadzono symulacje zachowania się skarp o nachyleniu 30° w zależności od zmiennego położenia warstwy najsłabszej oraz od zmiany stopnia plastyczności warstwy najsłabszej. Na podstawie symulacji wstępnych stwierdzono, że pomimo łagodnego pochylenia skarp (nachylenie zbocza skarpy w stosunku do poziomu równe 30°) wpływ warstwy słabszej na stateczność ogólną może być znaczący.

W pierwszej kolejności przeanalizowano zachowanie się skarp, w których zmieniano położenie warstwy najsłabszej od głębokości 3; 2,1; 1 do 0,3 m (rys. 2.). Przyjęto miąższość warstwy II równą 0,9 m z gruntu o symbolu IIB (głina pylasta zwięzła w stanie twardoplastycznym o $I_L = 0,1$).

Wyniki przeprowadzonych symulacji zamieszczono w tab. 2. i 3. Na rysunku 2. pokazano również rozwiązanie dla skarpy z wariantu 2. (położenie potencjalnej powierzchni poślizgu) metodą MPW.



Rys. 2. Schemat obliczeniowy podłoża uwarstwionego w wariacie 2.

Na podstawie analizy wyników skarp modelowych (warianty 1-4) nie stwierdzono prawidłowości zmiany wartości określanych parametrów na skutek zwiększenia zagłębienia warstwy II. Z uwagi na wartość wskaźnika stateczności skarpy z wariantu 1. należy uznać za najmniej bezpieczną. Taki rezultat uzyskano w przypadku obu metod obliczeniowych, gdyż występowanie przewarstwienia ze słabych gruntów w rejonie podnóża skarpy może znacząco wpłynąć na jej stateczność ogólną. Okazuje się również, że taka lokalizacja przewarstwienia oraz nieodpowiedni sposób podejścia do obliczeń mogą powodować duże błędy obliczeniowe. Potwierdzają to różnice w wynikach wskaźnika stateczności uzyskanych metodą MPU i MPW (rys. 3a), pomimo dużej zgodności pozostałych parametrów: X_0 , Y_0 , R , Z , A_i , l_i (tab. 2. i 3., rys. 3a i b). Uśrednianie parametrów geotechnicznych w tym przypadku jest niedopuszczalne.

Tabela 2. Zestawienie wyników symulacji – warianty 1-4

Wariant	Metoda	F	Położenie osi obrotu			Zasięg powierzchni poślizgu Z	Parametry uśrednione		
			X_0	Y_0	R		c_z	Φ_z	γ
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[°]	[kN/m ³]
1	MPW	3,510	2,492	3	3,900	6,393	45,46	13,65	20
	MPU	4,470	2,491	3	3,899	6,390	45,36	13,66	20
2	MPW	4,736	3,055	3	4,282	7,338	52,32	12,28	20
	MPU	4,869	2,690	3	4,030	6,720	51,44	12,46	20
3	MPW	4,574	2,533	3	3,927	6,460	53,43	11,86	20
	MPU	4,992	2,957	3	4,213	7,170	53,74	11,81	20
4	MPW	4,723	2,893	3	4,167	7,060	54,25	11,71	20
	MPU	5,029	2,957	3	4,213	7,170	54,26	11,71	20

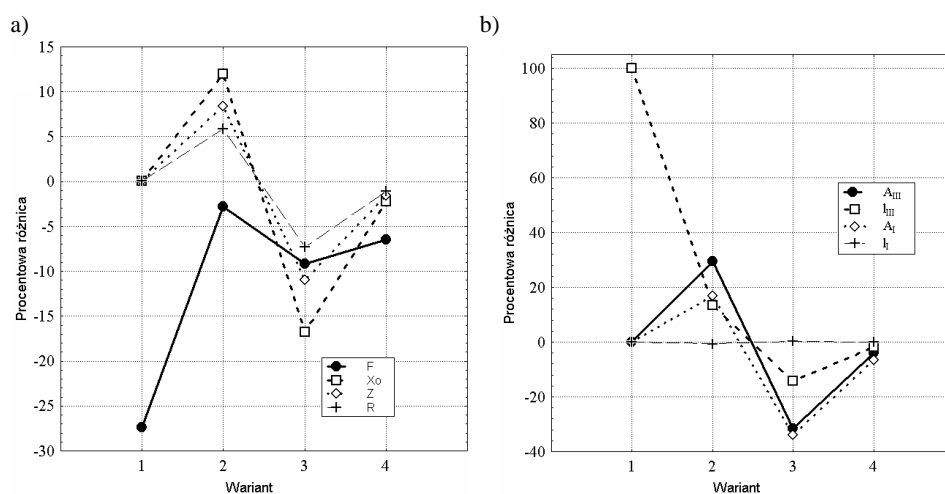
W każdym przypadku wartość wskaźnika stateczności uzyskana metodą MPW była wartością mniejszą (tab. 2.). Niewielką różnicę między wynikami wskaźnika stateczności dla obu metod, wynoszącą -2,81%, uzyskano jedynie w przypadku skarpy z wariantu 2. Na podstawie otrzymanych w tym przypadku

wyników można stwierdzić, że obie metody są równie wiarygodne, jednak tylko w przypadku wyznaczania wskaźnika stateczności, ponieważ uzyskane najbardziej niekorzystne powierzchnie poślizgu różnią się między sobą (tab. 2. i 3., rys. 3a i b).

Tabela 3. Zestawienie wyników symulacji – warianty 1-4

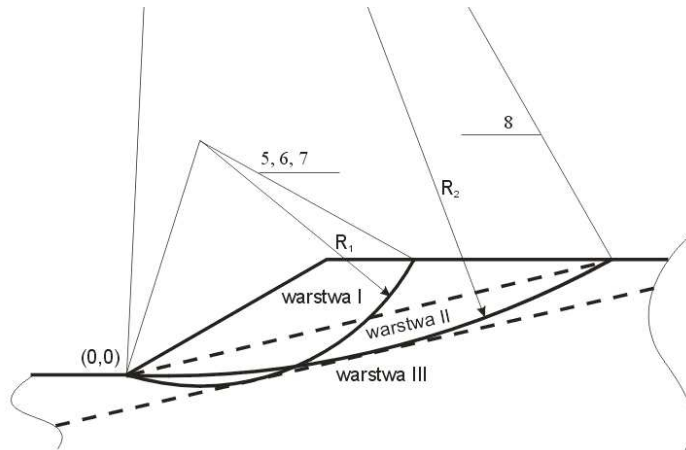
Wariant	Metoda	Pole powierzchni każdej warstwy			Długość linii poślizgu w obrębie każdej warstwy		
		A_I [m ²]	A_{II} [m ²]	A_{III} [m ²]	l_I [m]	l_{II} [m]	l_{III} [m]
-	-	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m]	[m]	[m]
1	MPW	10,13	3,07	0	3,42	5,33	0,08
	MPU	10,12	3,06	0	3,42	5,40	0
2	MPW	7,99	5,12	5,41	2,20	1,13	6,81
	MPU	6,65	4,51	3,81	2,21	1,18	5,89
3	MPW	2,10	3,13	8,32	1,00	0,97	6,95
	MPU	2,81	3,78	10,95	1,00	0,96	7,94
4	MPW	0,64	2,85	13,40	0,30	0,92	8,53
	MPU	0,68	2,94	13,91	0,30	0,92	8,68

Ekstremalne procentowe różnice między wartościami X_0 uzyskiwanymi metodą MPW w stosunku do metody MPU wynosiły od +11,95 do -16,74%, w przypadku zasięgu klina odłamu Z od +5,89 do -7,28%, w przypadku promienia R od +8,42 do -10,99%, a w przypadku wskaźnika stateczności od -2,81 do -27,35%.



Rys. 3. Procentowe różnice między wartościami parametrów wyznaczonych metodą MPU i metodą MPW: a) F , X_0 , Z i R , b) A_{III} , l_{III} , A_I , l_I

Warianty 5-8 dotyczą skarp o nachyleniu 30° z przewarstwieniem o tej samej miąższości jak w wariantach 1-4, jednak nachylonych w stosunku do poziomu naziomu i z gruntu o zmiennym stopniu plastyczności. Współrzędne punktów wyznaczających linię ograniczającą od góry warstwę II to: $(0; 0)$ i $(5,2; 1,2)$, a punktów wyznaczających linię ograniczającą warstwę II od dołu to: $(0; -0,9)$ i $(5,2; 0,3)$. Wyniki obliczeń zamieszczono w tab. 4. i 5. oraz na rys. 4. (metoda MPW). Takie założenie lokalizacji przewarstwienia o słabszych parametrach geotechnicznych niż pozostałych warstw jest jednym z najbardziej niebezpiecznych.



Rys. 4. Schemat obliczeniowy podłoża uwarstwionego – warianty 5-8

Przeprowadzone obliczenia wykazały bardzo duże różnice między obiema metodami oceny stateczności skarp, zwłaszcza dotyczące położenia najbardziej niekorzystnej powierzchni poślizgu (rys. 4., tab. 4. i 5.).

Ekstremalne procentowe różnice (rys. 5a) między wartościami X_0 uzyskanymi metodą MPW w stosunku do metody MPU wynosiły od $+0,26$ do $+41,44\%$, w przypadku Y_0 od $-308,45\%$ do $+0,12\%$, w przypadku zasięgu klina odłamu Z od $-73,80$ do $+0,13\%$, w przypadku promienia R od $-290,9$ do $+0,13\%$, a w przypadku wskaźnika stateczności od $-17,8$ do $-3,61\%$. Jednocześnie w każdym przypadku wartość wskaźnika stateczności uzyskana metodą MPW była wartością mniejszą (tab. 4.).

Tabela 4. Zestawienie wyników symulacji – warianty 10-17

Wariant /grunt II warstwy	Metoda	F	Położenie osi obrotu			Zasięg powierzchni poślizgu	Parametry uśrednione		
			X ₀	Y ₀	R		c _z	Φ _z	γ
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[°]	[kN/m ³]
5/IIB	MPW	3,346	1,911	6,061	6,355	7,480	34,46	14,93	20
	MPU	3,798	1,906	6,054	6,347	7,470	34,12	14,97	20
6/IIC	MPW	2,983	1,911	6,061	6,355	7,480	31,96	13,87	20
	MPU	3,514	1,906	6,054	6,347	7,470	31,58	13,89	20
7/IID	MPW	2,662	1,911	6,061	6,355	7,480	29,46	12,86	19,66
	MPU	2,767	1,119	24,817	24,842	13,000	13,08	13,20	19,59
8/IEE	MPW	2,216	1,103	23,163	23,189	12,558	12,50	11,53	19,62
	MPU	2,296	1,027	25,210	25,231	12,999	10,53	11,50	19,60

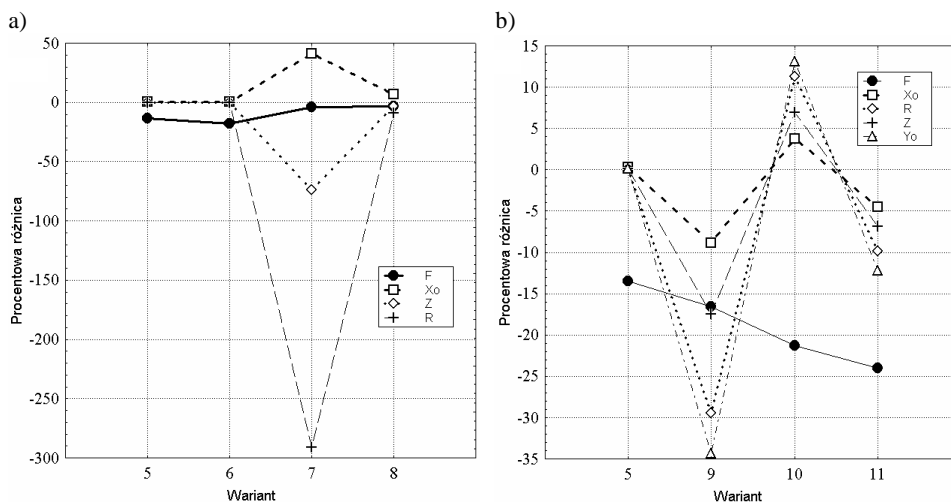
Tabela 5. Zestawienie wyników symulacji – warianty 10-17

Wariant /grunt II warstwy	Metoda	Pola powierzchni każdej warstwy			Długości linii poślizgu w obrębie każdej warstwy		
		A _I	A _{II}	A _{III}	l _I	l _{II}	l _{III}
[-]	[-]	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[m]	[m]	[m]
11/IIB	MPW	7,53	3,84	0	1,97	6,45	0,32
	MPU	7,51	3,82	0	1,97	6,75	0
12/IIC	MPW	7,53	3,84	0	1,97	6,45	0,32
	MPU	7,51	3,82	0	1,97	6,75	0
13/IID	MPW	7,53	3,84	0	1,97	6,45	0,32
	MPU	11,70	8,09	0,06	0	10,85	2,66
14/IEE	MPW	11,69	7,29	0	0,36	12,73	0
	MPU	11,70	7,99	0,03	0	11,46	2,04

W przypadku skarpy z wariantu 7. różnice między wynikami z obu metod są największe (tab. 4. i 5. oraz rys. 5a). Występuje tu różnica w położeniu najbardziej niekorzystnej powierzchni poślizgu oraz znaczne przesunięcie osi potencjalnej powierzchni poślizgu od podnóża skarpy.

W przypadku skarp (warianty: 5. i 9-11) dokonano zmiany nachylenia linii ograniczających warstwę II. Zmienny kąt nachylenia wynosił: 12,99° (wariant 5.), 9,82° (wariant 9.), 6,58° (wariant 10.) i 3,30° (wariant 11.).

W miarę zmniejszania pochylenia warstwy II wskaźnik stateczności zwiększał się (tab. 6.), jednocześnie rosła różnica w wartościach wskaźnika stateczności F wyznaczonego metodami MPU i MPW od -13,51 do -23,98% (rys. 5b). Ponownie najmniejsze wartości F uzyskano w przypadku metody MPW.



Rys. 5. Procentowe różnice między wartościami F , X_0 , Z i R wyznaczonymi metodą MPU oraz metodą MPW dla wariantów: a) 5-8, b) 5., 9-11

Tabela 6. Zestawienie wyników symulacji – warianty: 5. i 9-11

Wariant /grunt II warstwy	Metoda	F	Położenie osi obrotu			Zasięg powierzchni poślizgu	Parametry geotechniczne uśrednione		
			X_0	Y_0	R		c_z	Φ_z	γ_z
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[°]	[kN/m ³]
5/IIB	MPW	3,346	1,911	6,061	6,355	7,480	34,46	14,93	20
	MPU	3,798	1,906	6,054	6,347	7,470	34,12	14,97	20
9/IIB	MPW	3,443	2,009	3,917	4,402	6,315	38,21	14,49	20
	MPU	4,015	2,187	5,263	5,699	7,418	37,99	14,52	20
10/IIB	MPW	3,460	2,454	5,093	5,653	7,705	41,55	14,10	20
	MPU	4,197	2,362	4,424	5,015	7,170	41,19	14,14	20
11/IIB	MPW	3,519	2,464	3,654	4,407	6,822	43,96	13,82	20
	MPU	4,363	2,576	4,099	4,841	7,290	43,76	13,85	20

4. Podsumowanie

Na podstawie przeprowadzonych analiz modelowych skarp uwarstwionych stwierdzono znaczące różnice w wartościach określanych parametrów (F , X_0 , Y_0 , R , Z , A_i , l_i) w zależności od zastosowanego sposobu uwzględniania warstwowości podłoża gruntowego. Wprowadzenie warstwy o słabych parametrach geotechnicznych, występującej w obrębie potencjalnej powierzchni poślizgu skutkowało znacznymi zmianami geometrii skarpy, zwłaszcza położenia osi obrotu potencjalnej powierzchni poślizgu.

Stwierdzono również, że w przypadku występowania przewarstwień z gruntów słabych, zwłaszcza przechodzących przez podnóże skarpy, należy uwzględniać w obliczeniach parametry warstwy, przez którą przechodzi potencjalna powierzchnia poślizgu (MPW), a stosowanie metody parametrów uśrednionych MPU należy ograniczyć jedynie do przypadków mało zróżnicowanych parametrów geotechnicznych poszczególnych warstw.

Literatura

1. Fellenius W.: *Erdstatische berechnungen*. W. Ernst und Sohn, Berlin 1927
2. PN-83/B-03010: *Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*
3. Konkol J.: *Wyznaczenie położenia najniekorzystniejszych osi obrotu dla jednorodnych skarp oraz cylindrycznych powierzchni poślizgu*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 6, 2000, s. 331-339
4. Czyżewski K., Wolski W., Wójcicki S., Żbikowski A.: *Zapory ziemne*. Arkady, Warszawa 1973
5. Dembicki E., Tejchman A.: *Wybrane zagadnienia fundamentowania budowli hydrotechnicznych*. PWN, Warszawa-Poznań 1981
6. Glazer Z.: *Mechanika gruntów*. Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1985
7. Przewłócki J.: *Kilka uwag o ocenie stateczności zboczy. Cz. I. Analiza deterministyczna*. Inżynieria Morska i Geotechnika, 2, 2004, s. 89-97
8. DIN 4017. Teil 1. Beiblatt. Baugrund. Grundbruchberechnungen von lotrecht mitig belasten Flachgründungen. Erläuterungen und Berechnungsbeispiele
9. Konkol J., Szyszka J.: *Stateczność skarp i zboczy w ujęciu komputerowym*. Mat. Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej pt. „Problemy teorii i praktyki budownictwa”, t. IV, Lwów 1997
10. Konkol J.: *STATGRUNT. Program komputerowy, 1997*. Załącznik 1. do pracy dyplomowej J. Konkola. Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Rzeszów 1997

COMPARISON OF METHODS OF SUBSOIL HETEROGENEITY CONSIDERATION IN SLOPES STABILITY ANALYSIS

Summary

Comparison of two methods (MPW and MPU), enabling to check stability of ground slopes for given geometrical and geotechnical parameters, has been realized in the work, assuming cylinder surface of the slide and heterogeneous subsoil.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w czerwcu 2008 r.

Janusz PEŁCZYŃSKI

Politechnika Rzeszowska

ANALIZA CZĘSTOTLIWOŚCIOWA WYMUSZEŃ TERMICZNYCH W BUDYNKACH

Na podstawie przeprowadzonej analizy częstotliwościowej podstawowych wymuszeń termicznych w budynkach, zaproponowany został zakres częstotliwości, dla którego powinno się wyznaczać cieplne charakterystyki częstotliwościowe budynków na potrzeby dynamicznych analiz cieplnych.

1. Wstęp

Współczesne wymagania stawiane budynkom oraz budownictwu jako dziedzinie gospodarki są ukierunkowane na poprawę realizowania funkcji budynków, przy jednoczesnym zmniejszaniu nakładów inwestycyjnych, eksploatacyjnych i mniejszym obciążaniu środowiska naturalnego. Wymienione wymagania mają szczególne odniesienie do kwestii zapewnienia komfortu cieplnego w budynkach.

Zużycie energii oraz jakość termiczna środowiska wewnętrznego w budynkach są wynikiem warunków klimatycznych i szczegółowych warunków lokalizacji, przeznaczenia oraz sposobu użytkowania budynku, izolacyjności cieplnej przegród, dynamicznych właściwości cieplnych budynku oraz wyposażenia instalacyjnego i zastosowanego sposobu sterowania instalacjami [1-4].

Dynamiczne właściwości cieplne budynku są kształtowane przez jego rozwiązania materiałowe i przestrzenne. Zależą od doboru materiałów budowlanych, ich rozmieszczenia w przegrodach, elementach konstrukcyjnych budynku, a także od rozwiązania bryły i wewnętrznych układów przestrzennych [5-7].

Jedną z metod analizy dynamicznych właściwości cieplnych budynku lub jego wydzielonego elementu jest wykorzystanie charakterystyk częstotliwościowych. Charakterystyki te przedstawiają odpowiedzi obiektu na komponenty harmoniczne wymuszenia.

W klasycznym podejściu zakłada się, że dynamiczne właściwości cieplne elementów budowlanych są najlepiej charakteryzowane przez ich odpowiedzi na harmoniczne wahania o naturalnym cyklu dobowym [8-9]. Norma [10] podająca metodę obliczania charakterystyki dynamicznej komponentów budowlanych dla

dowolnych okresów wahań cieplnych wymienia cztery okresy, które odpowiada ją określonym grupom wymuszeń: 1 godzina, 1 doba, 1 tydzień, 1 rok.

Do celów obliczeniowych każde wymuszenie może być reprezentowane przez pełne spektrum harmoniczne. Istotne jest jednak zagadnienie określenia odpowiedniego zbioru częstotliwości, dla którego należy określać charakterystyki dynamiczne budynku i jego elementów, tak aby były one reprezentatywne wobec typowych wymuszeń oraz aby umożliwiały pełne porównanie właściwości różnych konstrukcji czy rozwiązań obiektów.

2. Analiza częstotliwościowa wymuszeń termicznych

2.1. Wymuszenia zewnętrzne

Podstawowymi wymuszeniami zewnętrznymi uwzględnianymi w dynamicznych modelach budynków są temperatura zewnętrzna T_e i całkowite promieniowanie słoneczne qs_g .

Analizie poddane zostały roczne przebiegi T_e i qs_g według danych klimatycznych typowego roku meteorologicznego dla Warszawy oraz syntetycznych zmiennych pogodowych wygenerowanych programem MeteoNorm dla lokalizacji Krakowa [11]. Przebiegi zmiennych pogodowych w programie Meteo-Norm generowane są na podstawie średnich 30-letnich wartości miesięcznych z wykorzystaniem stochastycznego modelu klimatu opisującego zmienne pogodowe i ich wzajemne korelacje. Uzyskane w ten sposób przebiegi wymuszeń stosowane są w symulacjach komputerowych służących analizom cieplnym budynków.

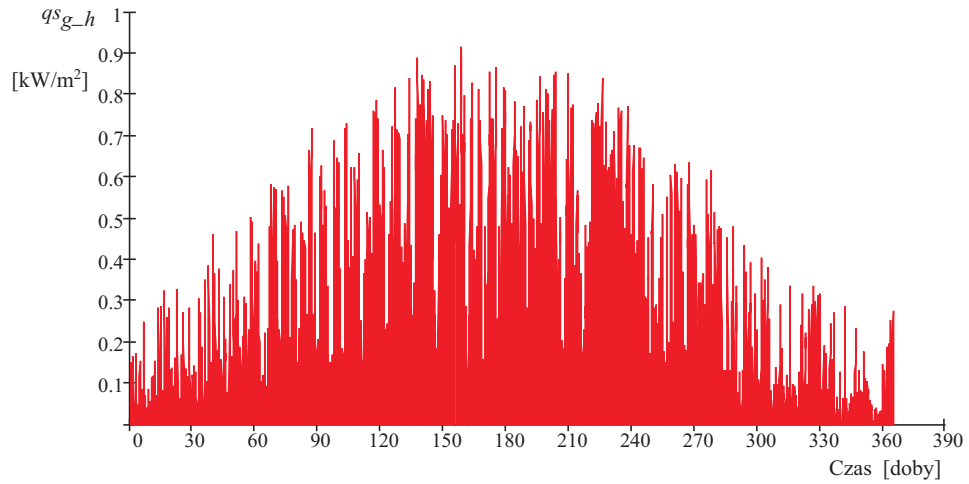
Zasadnicze wnioski z analizy obydwu wymienionych zbiorów danych nie różnią się – w dalszej części artykułu przedstawiono szczegółowe wyniki analizy syntetycznych zmiennych pogodowych wygenerowanych dla lokalizacji Krakowa.

Określenie widma częstotliwości dowolnego przebiegu można przeprowadzić numerycznie, wykorzystując np. algorytm FFT (szybkiej transformaty Fouriera). Ważną charakterystyką danego przebiegu czasowego jest jego widmo mocy. Widmo mocy wymuszenia, dane jako zbiór kwadratów modułów współczynników transformaty Fouriera, przedstawia dystrybucję mocy (lub wariancji) przebiegu czasowego w tworzących go częstotliwościach harmonicznych. Obraz widma mocy ułatwia wyłonienie dominujących częstotliwości komponentów harmonicznych dla danego przebiegu.

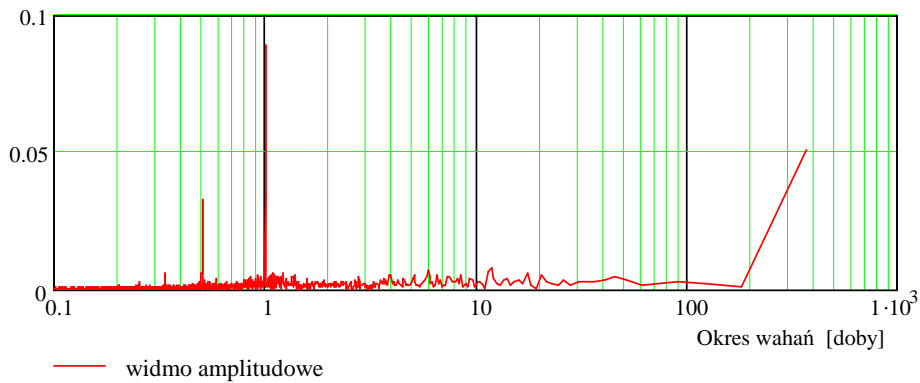
Promieniowanie słoneczne

Roczny przebieg analizowanego rozkładu całkowitego promieniowania słonecznego na płaszczyznę poziomą został przedstawiony na rys. 1. Rysunki 2. i 3. obrazują widmo częstotliwości i widmo mocy tego wymuszenia. Zarówno widmo częstotliwości, jak i widmo mocy nie pozostawiają wątpliwości co do

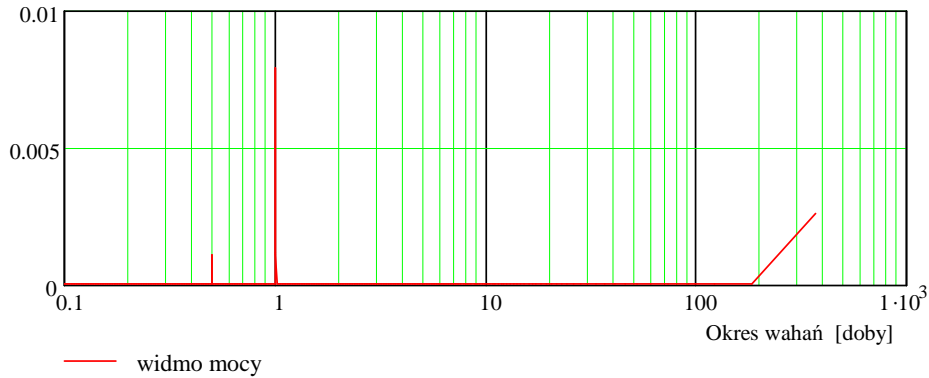
dominującej pozycji harmoniki o okresie wahań 24 godz. W widmie mocy wi-
 dać w zasadzie trzy harmoniki: o okresie 12 i 24 godz. oraz 1 rok. Dla przebiegu
 rocznego, obrazu widma nie zmienia osobne rozpatrywanie promieniowania
 bezpośredniego i rozproszonego.



Rys. 1. Przebieg roczny całkowitego promieniowania słonecznego na płaszczyznę poziomą wg
 danych programu MeteoNorm dla Krakowa

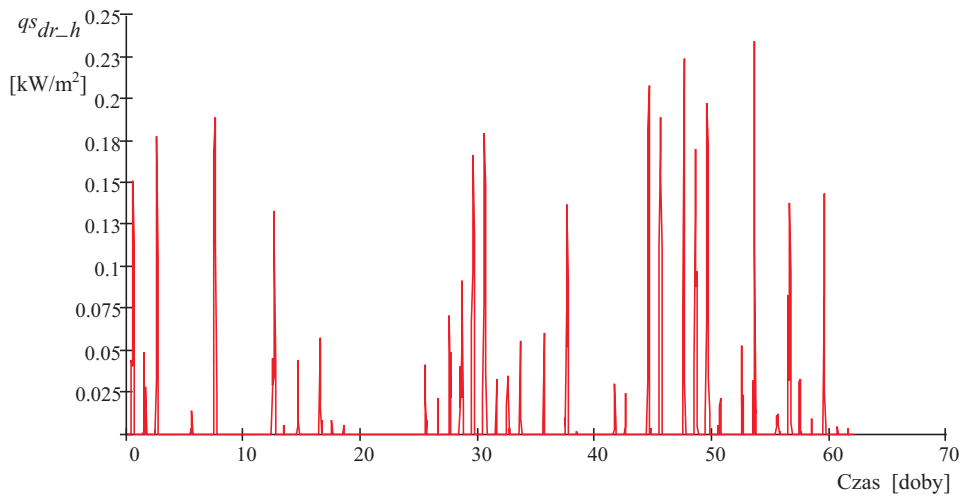


Rys. 2. Widmo amplitudowe całkowitego promieniowania słonecznego na płaszczyznę po-
 ziomą dla okresu roku

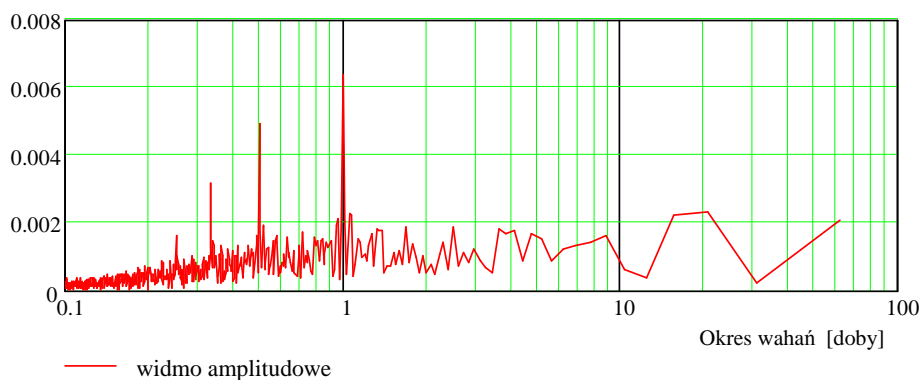


Rys. 3. Widmo mocy całkowitego promieniowania słonecznego na płaszczyznę poziomą dla okresu roku

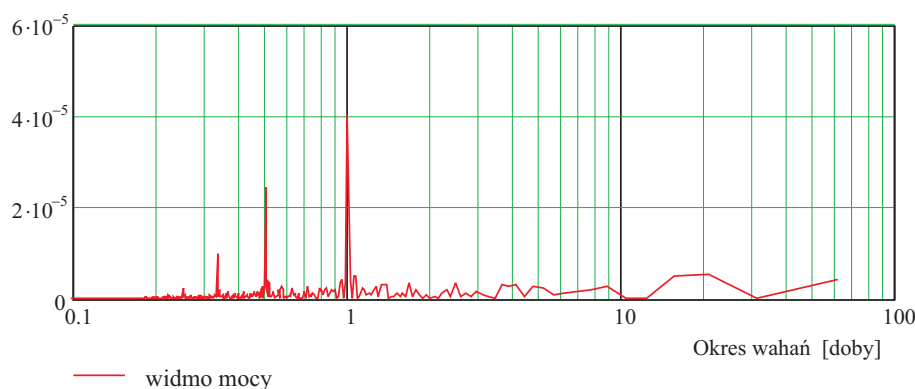
W okresach zimowych w Polsce dominuje promieniowanie rozproszone, a promieniowanie bezpośrednie występuje w okresach kilkudniowych. Grudzień i styczeń są miesiącami, w których przebiegi promieniowania całkowitego najbardziej odbiegają od średniej rocznej zarówno pod względem amplitud promieniowania, jak i składu promieniowania. Pomimo tego, nawet dla składowej promieniowania bezpośredniego w grudniu i styczniu dominującą częstotliwością widma (przy wyraźnym wzroście znaczenia harmonik o innych częstotliwościach) jest harmonika o okresie 24 godz. – rys. 4-6.



Rys. 4. Przebieg bezpośredniego promieniowania słonecznego na płaszczyznę poziomą wg danych programu MeteoNorm dla Krakowa – miesiące grudzień i styczeń



Rys. 5. Widmo amplitudowe bezpośredniego promieniowania słonecznego na płaszczyznę poziomą – miesiące grudzień i styczeń



Rys. 6. Widmo mocy bezpośredniego promieniowania słonecznego na płaszczyznę poziomą – miesiące grudzień i styczeń

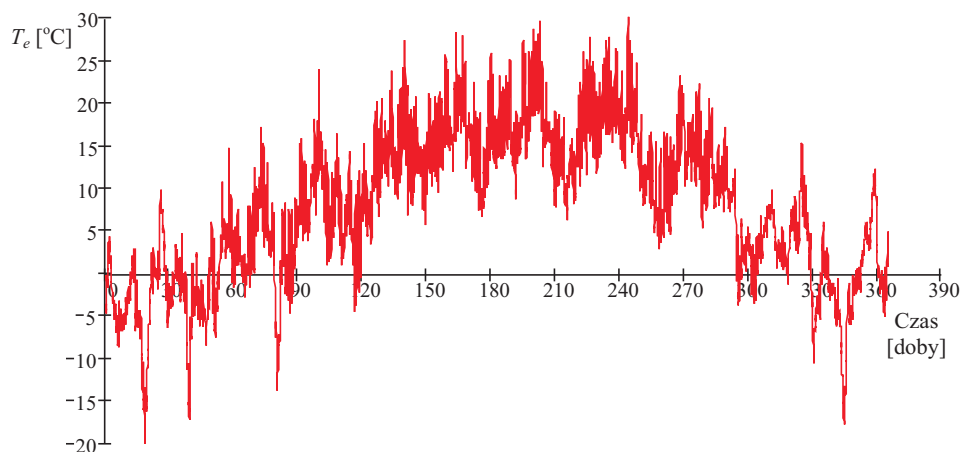
Temperatura zewnętrzna

Nawet wzrokowa ocena przebiegów temperatury zewnętrznej T_e pokazuje różny charakter jej zmian w poszczególnych okresach roku (por. rys. 10. i 13.).

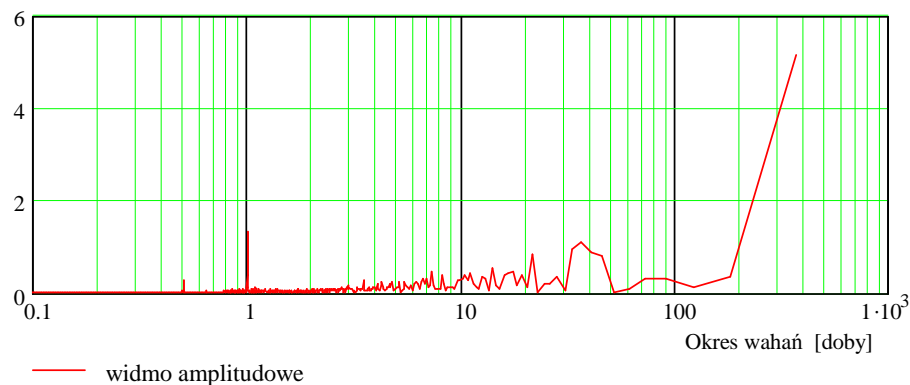
Problem zmienności charakterystyk wymuszeń klimatycznych dla warunków Polski został przedstawiony w pracy D. Bzowskiej [12]. Autorka, w ramach identyfikacji parametrów stochastycznego modelu przebiegów pogodowych dla danych klimatycznych Warszawy, określiła dla okresów miesięcznych m.in. składowe deterministyczne zmiennych pogodowych w postaci wartości średniej, amplitudy i przesunięcia czasowego harmoniki o okresie 24 godz. Zamieszczone w pracy [12] wyniki pokazują zróżnicowany w czasie udział tej częstotliwości w przebiegu poszczególnych zmiennych klimatycznych, w tym także dla temperatury zewnętrznej w kolejnych miesiącach roku. Ujawnia to dynamiczną naturę

przebiegów pogody i wyraża względną w czasie wielkość udziału danej częstotliwości w tworzeniu przebiegu danej zmiennej pogodowej.

Na rysunkach 7., 8. i 9. przedstawiony jest przebieg roczny T_e , jego widmo częstotliwości i widmo mocy. Dla okresu rocznego dominują częstotliwości o okresie 1 dzień, następnie kilka między 7 a 50 oraz 365 dni. Ten skład widma odzwierciedla udział poszczególnych harmonicznych w przebiegu rocznym, którego rozpatrywanie jako powtarzalnego w latach poprzednich i następnym można uznać za uzasadnione w stosunku do danych syntetycznych będących pewnym typem uśrednienia. Rzeczywiste przebiegi roczne ulegają określonym wahaniom w okresach wieloletnich [13-15].



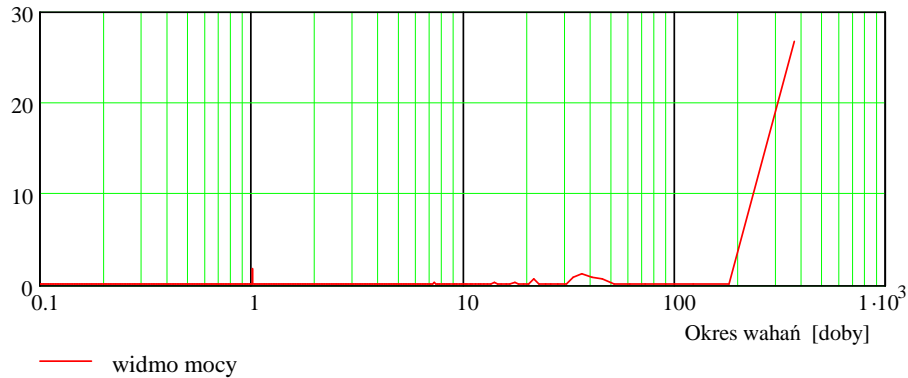
Rys. 7. Roczny przebieg temperatury powietrza zewnętrznego



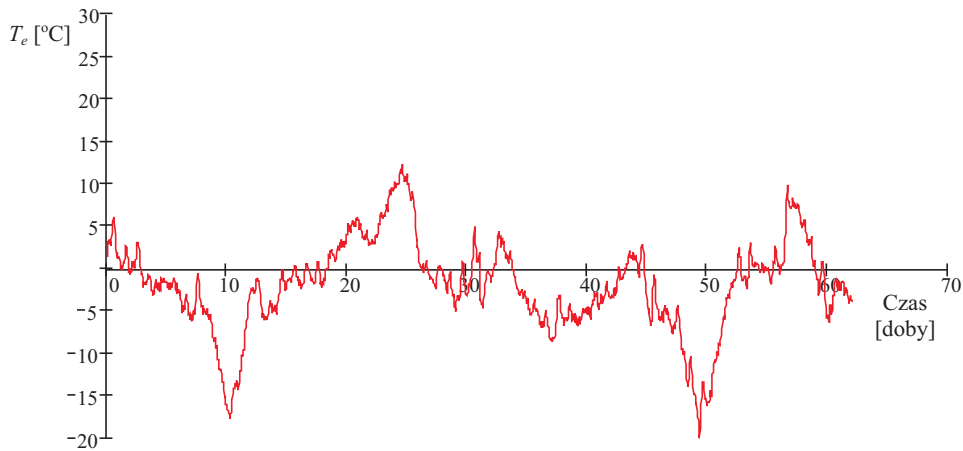
Rys. 8. Widmo amplitudowe przebiegu temperatury powietrza dla okresu roku

Analiza harmoniczna dla wybranych okresów w ciągu roku przedstawia inny skład widma niż dla przebiegu rocznego. Występuje także zróżnicowanie

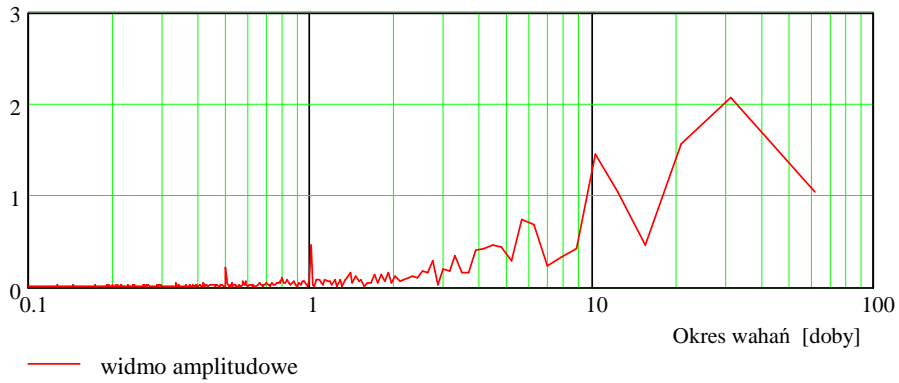
widma pomiędzy poszczególnymi okresami, co widać na przykładzie wybranych miesięcy zimowych i letnich (por. rys. 7-15). Ze względu na brak rozdzielczości w czasie, transformata Fouriera nie umożliwia bezpośredniego porównania składu widma dla kolejnych pór roku. Pomimo to widoczne różnice widm nie wynikają z techniki wyznaczania transformaty, która m.in. dla różnej długości szeregu czasowego ma różną rozdzielczość częstotliwości. Można to potwierdzić za pomocą technik umożliwiających określenie rozkładu częstotliwości w czasie.



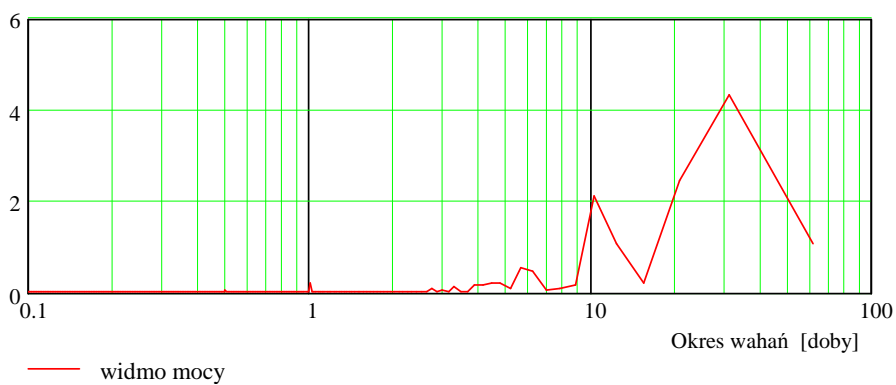
Rys. 9. Widmo mocy przebiegu temperatury powietrza dla okresu roku



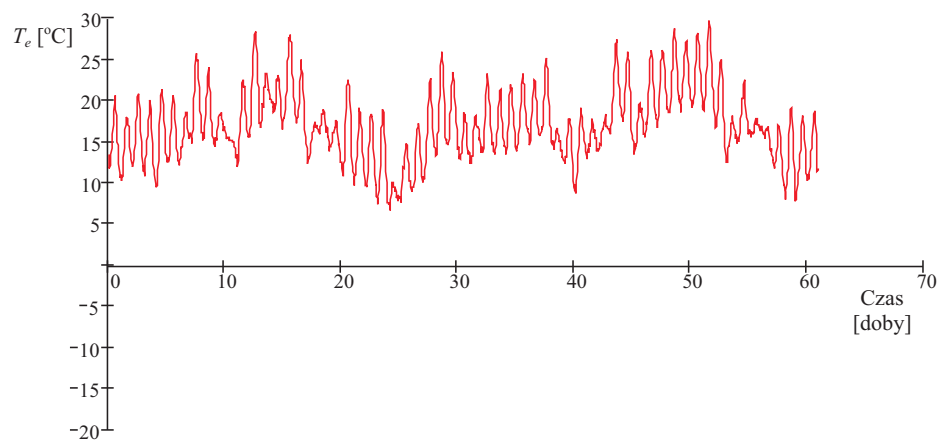
Rys. 10. Przebieg temperatury powietrza wg danych programu MeteoNorm dla Krakowa – miesiące grudzień i styczeń



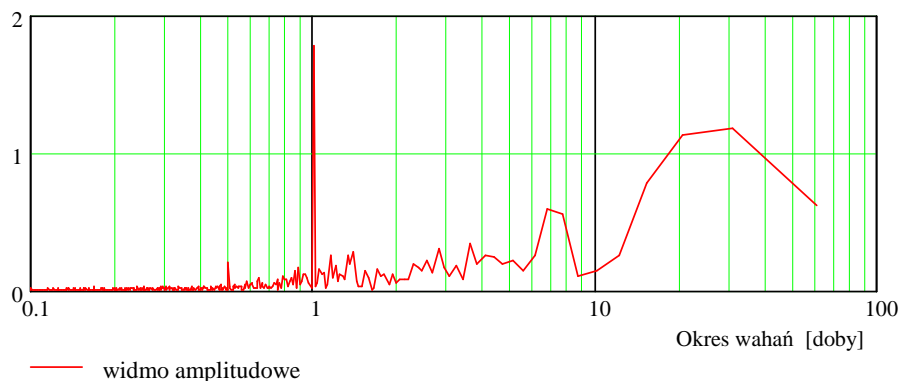
Rys. 11. Widmo amplitudowe temperatury powietrza – miesiące grudzień i styczeń



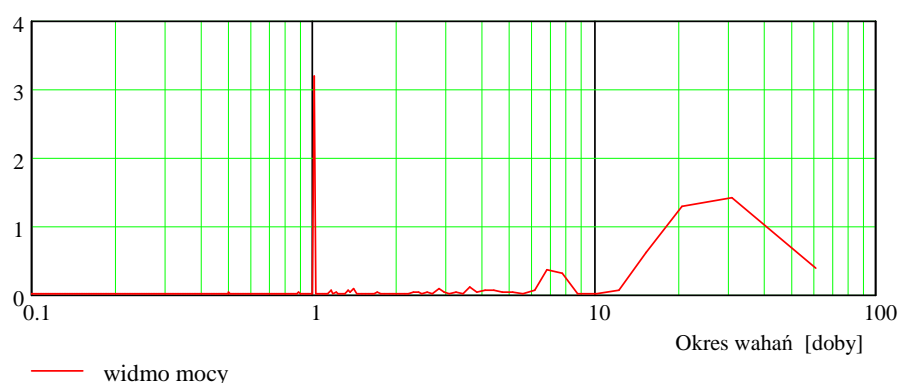
Rys. 12. Widmo mocy temperatury powietrza – miesiące grudzień i styczeń



Rys. 13. Przebieg temperatury powietrza wg danych programu MeteoNorm dla Krakowa – miesiące czerwiec i lipiec



Rys. 14. Widmo amplitudowe temperatury powietrza – miesiące czerwiec i lipiec



Rys. 15. Widmo mocy temperatury powietrza – miesiące czerwiec i lipiec

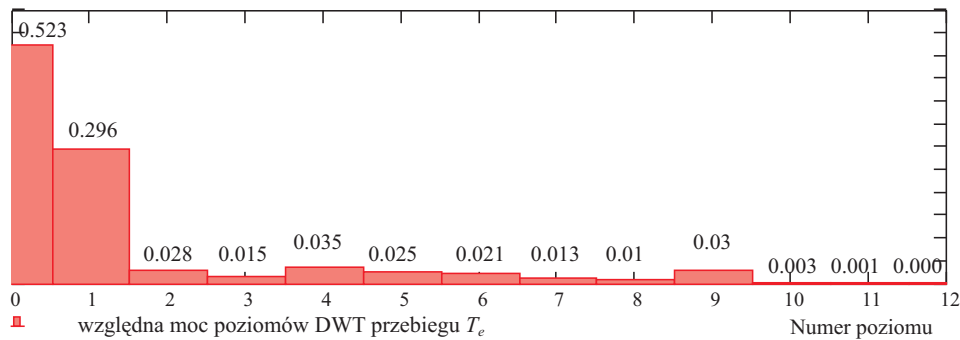
W celu określenia rozkładu częstotliwości w czasie stosowane są różne techniki, związane z wykorzystaniem tzw. okien (*windowing*) przy wyznaczaniu transformaty Fouriera. Możliwe wydaje się także inne przybliżenie rozwiązania, wykorzystujące transformatę falkową (*wavelet transform*). Transformata falkowa, mająca rozdzielczość częstotliwości w czasie, może być zastosowana do rozróżnienia zmiennego w czasie składu widma czasowych przebiegów dynamicznych, nie może jednak wykorzystywać jako funkcji bazy przebiegów sinusoidalnych.

Dyskretna transformata falkowa – DWT (*discrete wavelet transform*) dekomponuje dany przebieg czasowy na szereg poziomów, których współczynniki odnoszą się do kolejnych pasm częstotliwości fali elementarnej (nieharmonicznej) wykrywanych w sygnale, przy jednoczesnej lokalizacji występowania tych częstotliwości w czasie. Jeżeli poszczególne poziomy dekompozycji zostaną odwrotnie transformowane do dziedziny czasu, a następnie poddane standardowej analizie harmonicznnej, można uzyskać obraz pasma częstotliwości harmo-

nicznych tworzących dany poziom dekompozycji falkowej. Wówczas przebieg czasowy danego poziomu dekompozycji pozwala wnioskować o rozkładzie czasowym i wielkości udziału komponentów harmoniczných w całkowitym przebiegu wymuszenia.

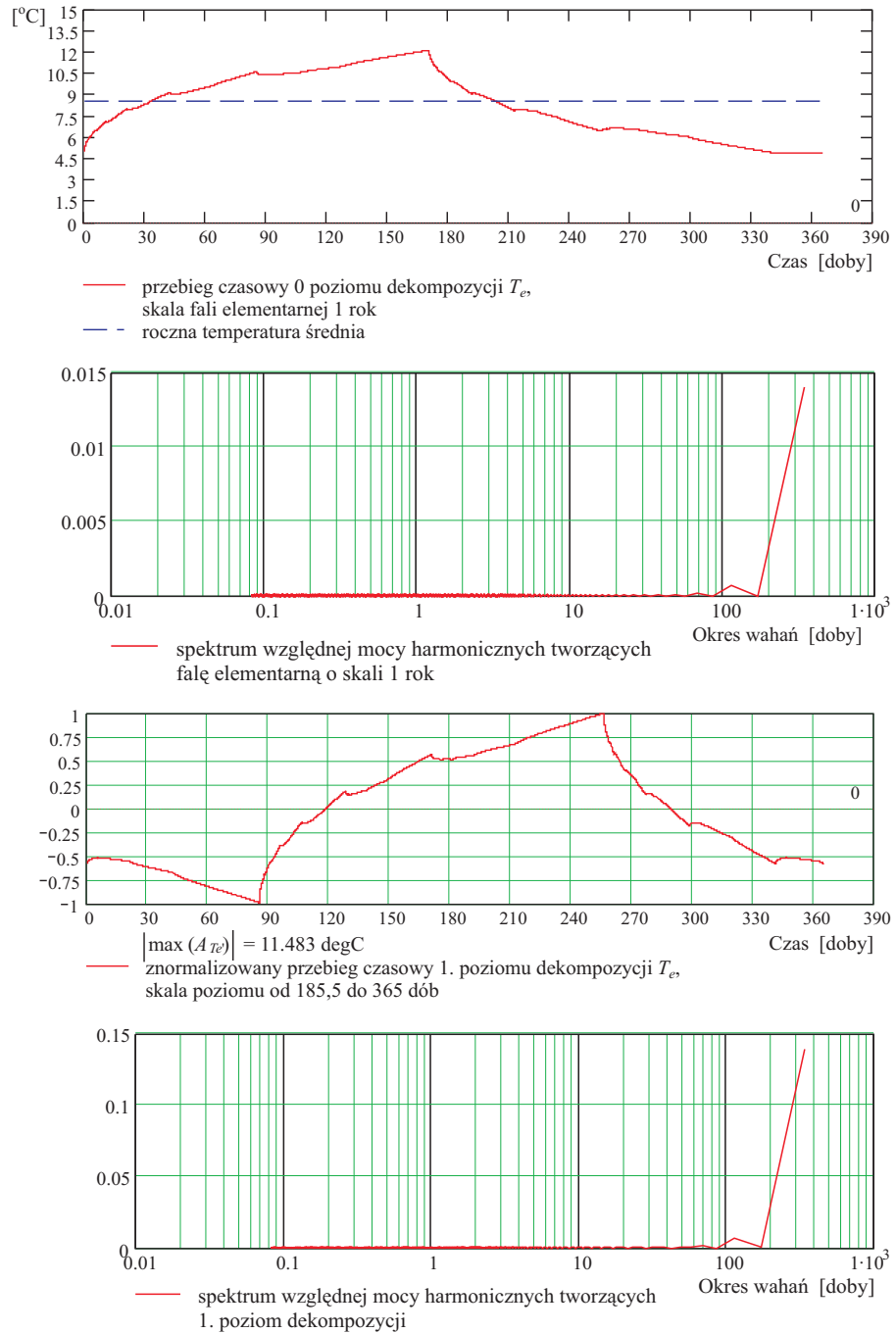
Przy wykorzystaniu 4-współczynnikowej fali elementarnej zdefiniowanej przez Daubechies [16] za pomocą programu Mathcad wykonana została dekompozycja T_e na 12 poziomów. Rysunek 16. przedstawia rozkład względnej mocy poziomów DWT (w stosunku do mocy sygnału), która jest równa mocy komponentów harmoniczných danego poziomu. Poziom 0 odzwierciedla średnią wartość przebiegu T_e w danym przedziale odwzorowaną za pomocą jednej fali elementarnej. Wartość średnia pozostałych poziomów jest równa zero.

Poziomy 0 i 1 DWT powinny być rozpatrywane łącznie, ponieważ ich harmoniczne widmo częstotliwościowe ma analogiczny skład i opiera się głównie na harmonikach o okresie od 170 dni do 1 roku. Obydwa pierwsze poziomy zawierają większość mocy przebiegu T_e (82%), a ich obecność w ciągu roku jest stała. Pozostałe poziomy zawierają 18% mocy T_e . Największy udział mają wśród nich poziomy 4. i 9., następnie 2., 5., 6., 7., 8., 10., 11., 12. Sześć pierwszych poziomów zawiera 16,7% mocy T_e . Ostatni, 12. poziom ma względną moc równą 0,0003 i zawiera niewielkie zmiany temperatury poniżej 1°C o okresie od 2,16 do 2,4 godz.

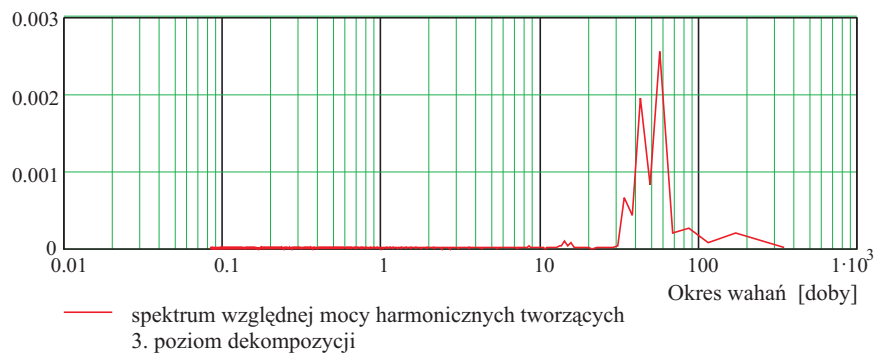
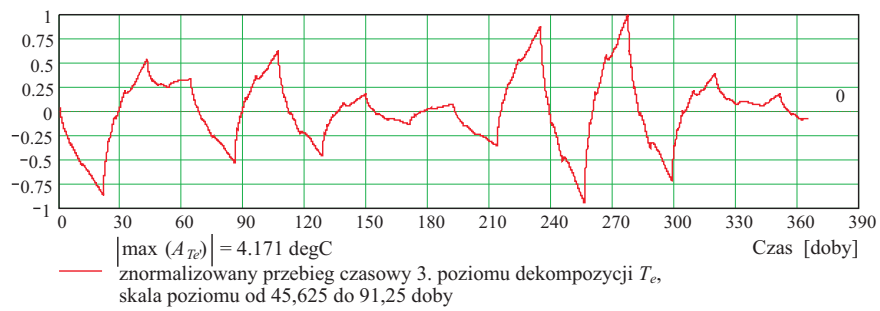
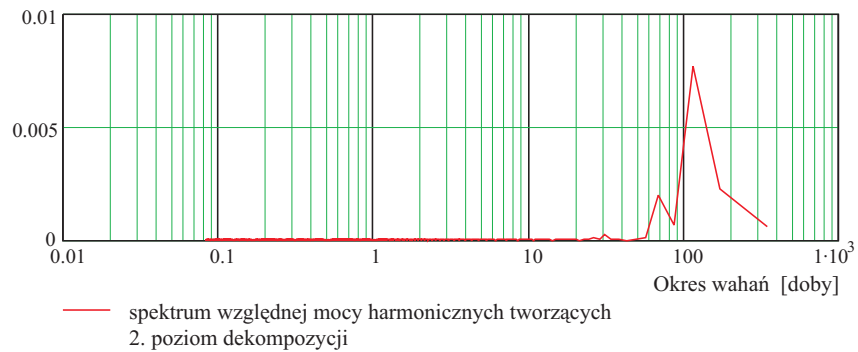
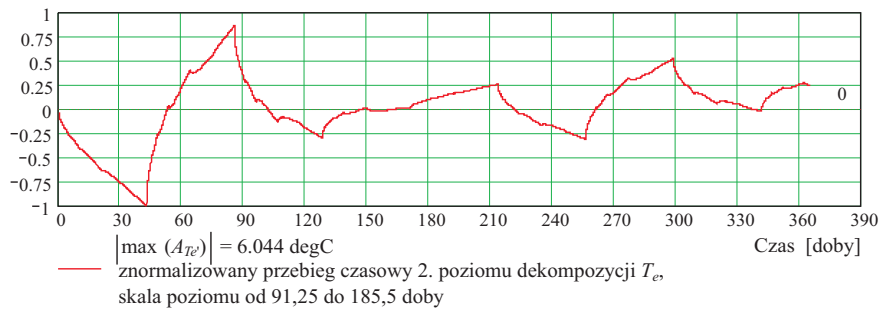


Rys. 16. Wielkość mocy względnej poziomów DWT dla przebiegu T_e

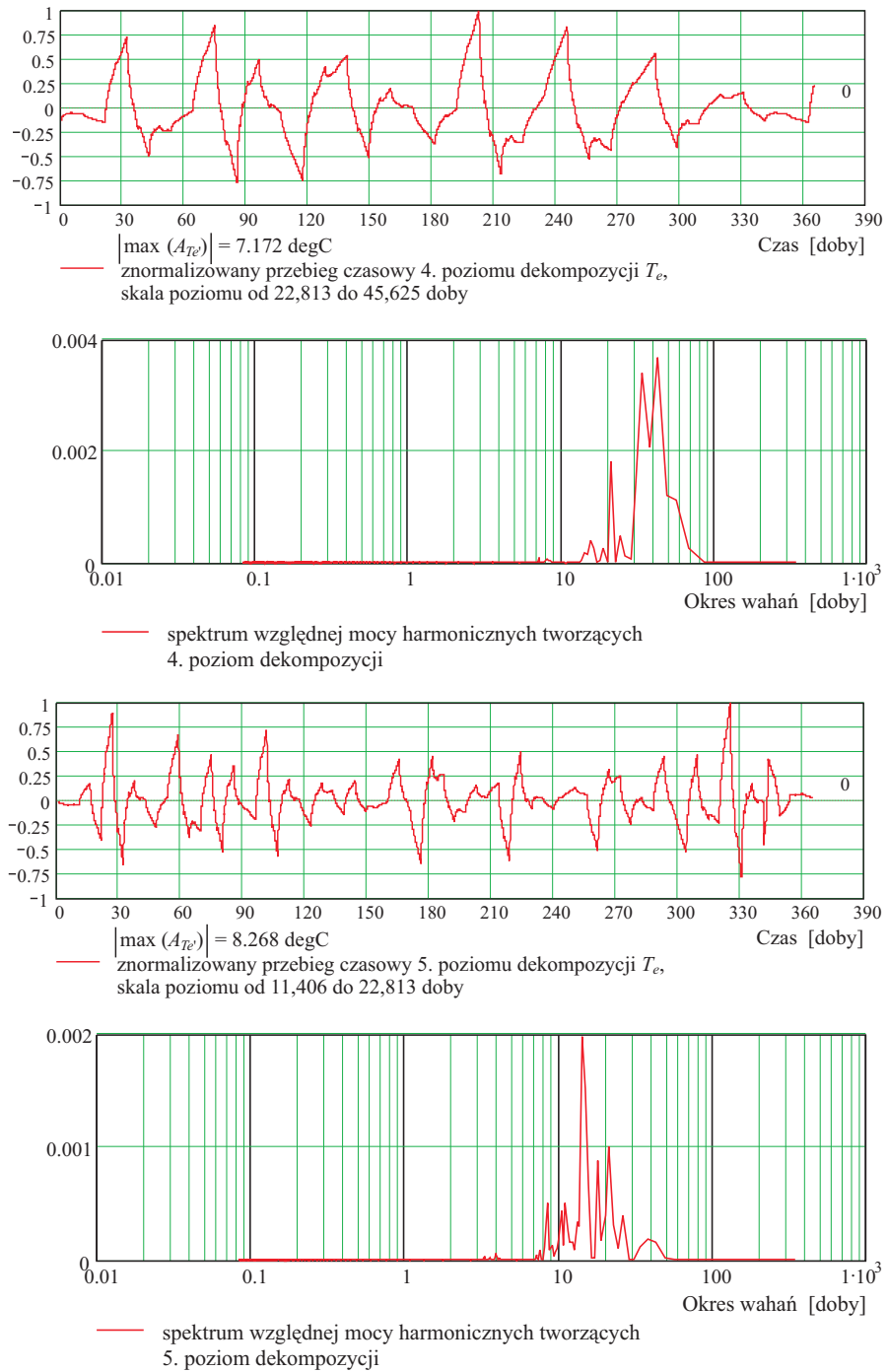
Na rysunkach 17-22 przedstawione są przebiegi czasowe poziomów dekompozycji (znormalizowane maksymalną dla danego poziomu amplitudą A_{T_e}) oraz rozkład względnej mocy harmoniczných danego poziomu. Taka reprezentacja spektrum częstotliwości pozwala przybliżyć zakres podstawowych częstotliwości tworzących poziom dekompozycji (pasmo o największych amplitudach), przy jednoczesnej orientacji w udziale, jaki dana częstotliwość bierze w tworzeniu oryginalnego przebiegu temperatury zewnętrznej T_e . Ze względu na częściowe nakładanie się pasm częstotliwości harmoniczných dla niektórych poziomów, nie uzyskuje się ścisłego obrazu zmienności widma harmonicznego



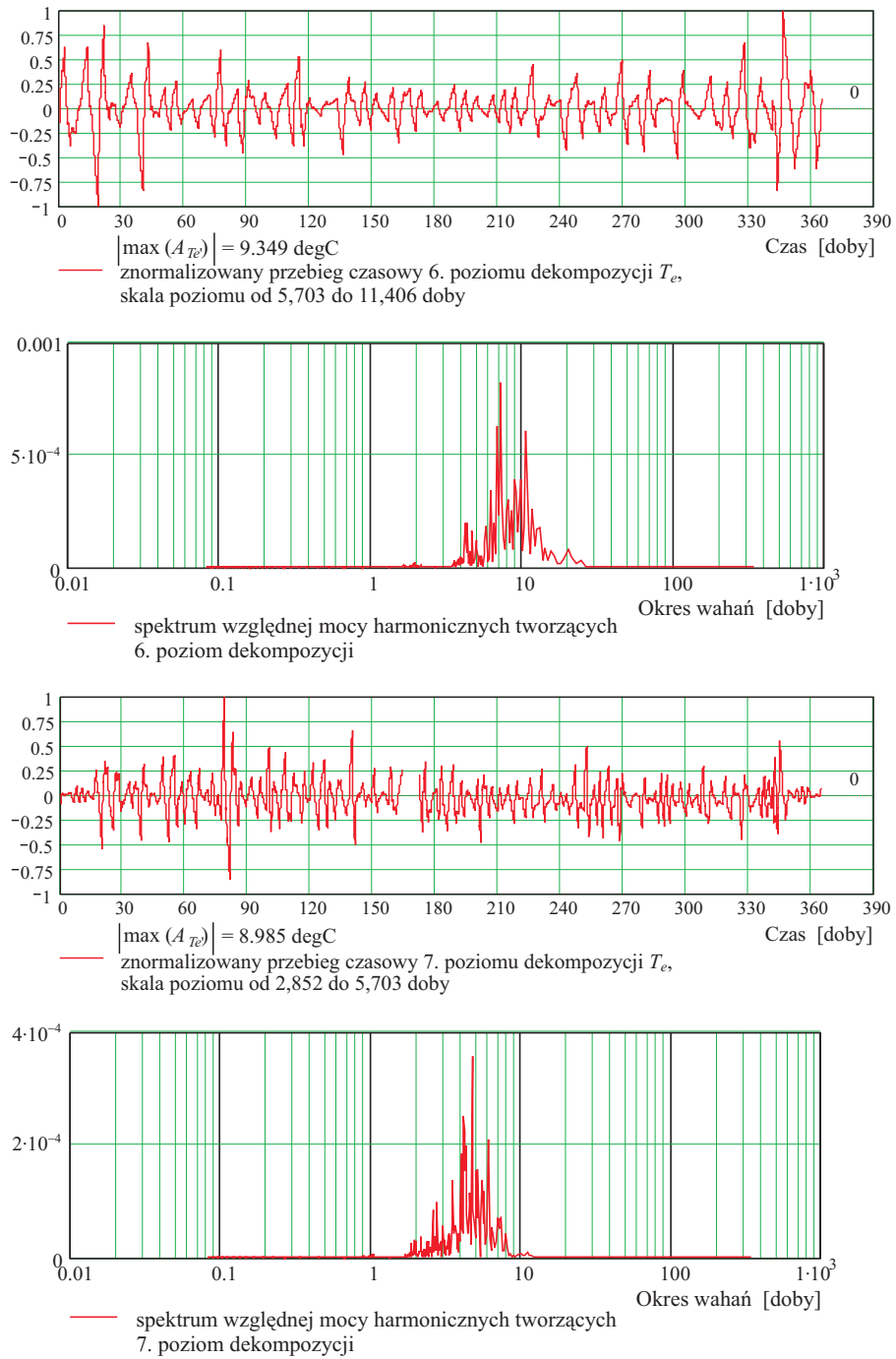
Rys. 17. Przebieg czasowy poziomu 0 i znormalizowany przebieg czasowy poziomu 1, oraz spektra względnej mocy harmonicznnych tych poziomów dekompozycji transformaty falkowej temperatury zewnętrznej



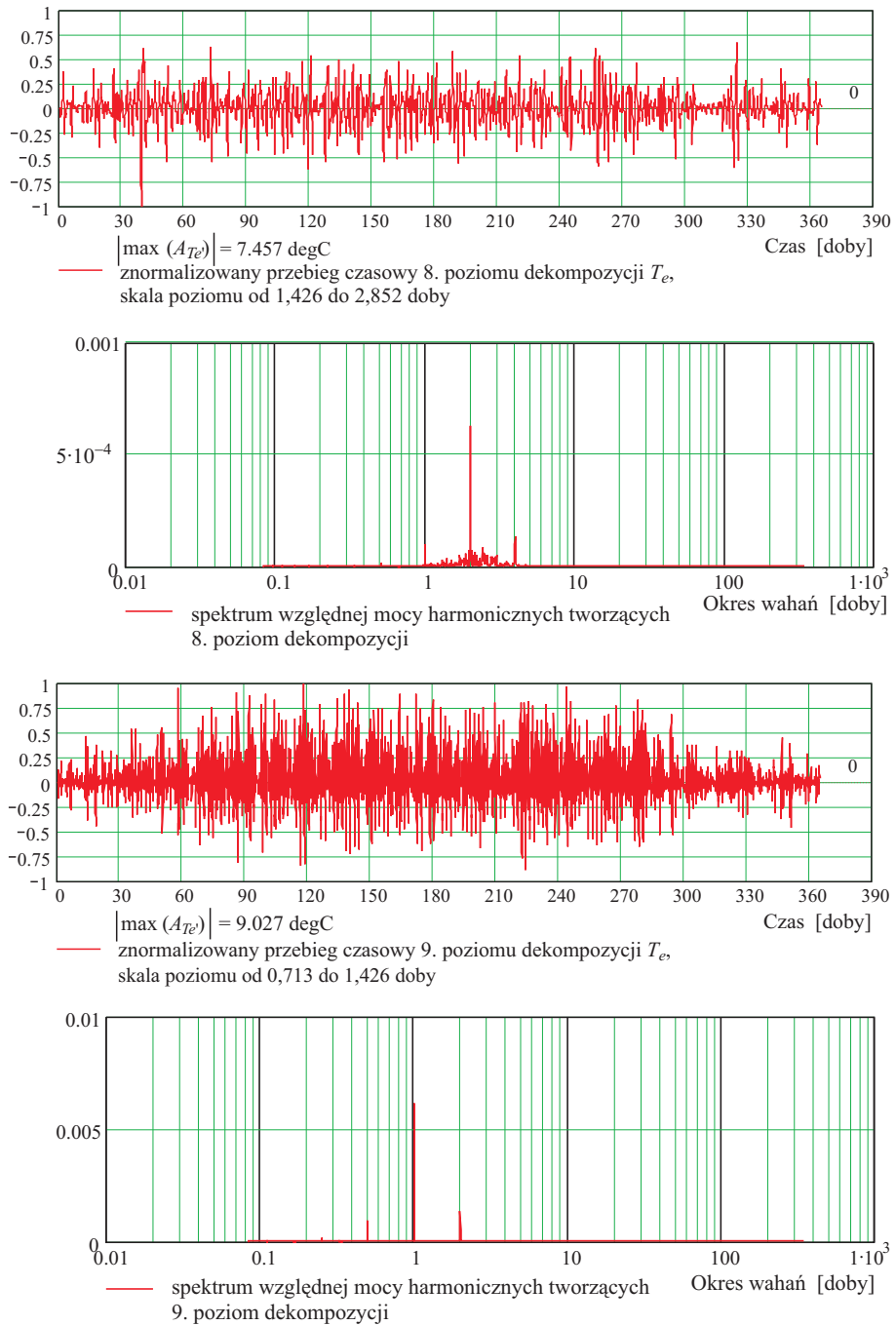
Rys. 18. Znormalizowane przebiegi czasowe i spektra mocy względnej harmoniczných dla poziomów dekompozycji transformaty falkowej temperatury zewnętrznej – poziomy 2. i 3.



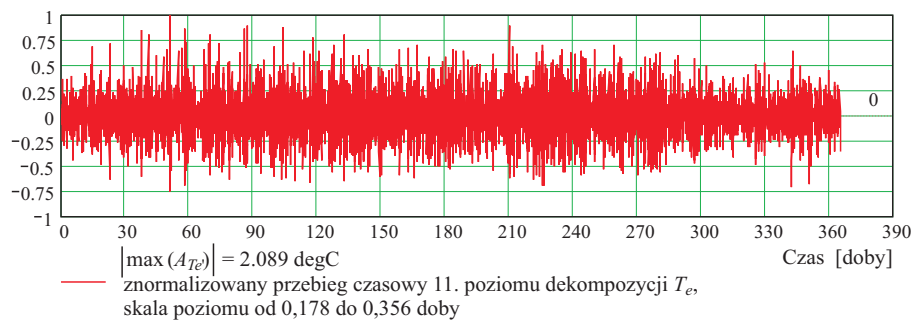
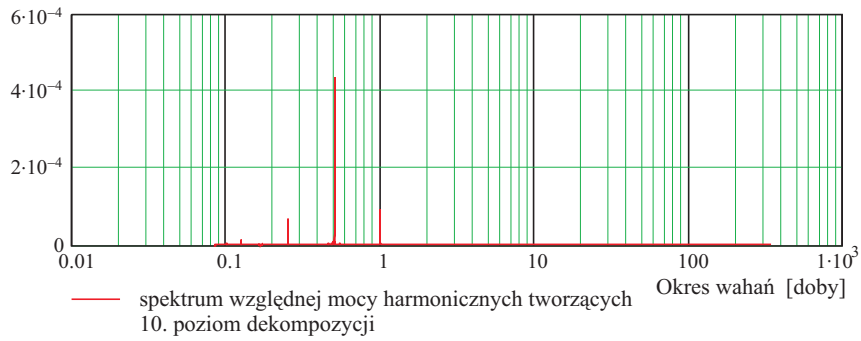
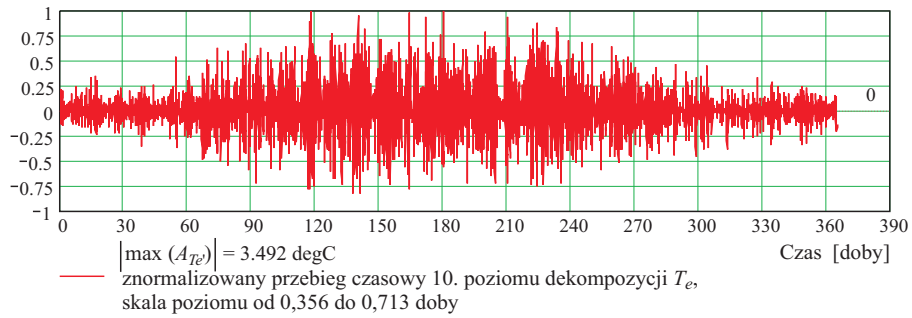
Rys. 19. Znormalizowane przebiegi czasowe i spektra mocy względnej harmonicznych dla poziomów dekompozycji transformaty falkowej temperatury zewnętrznej – poziomy 4. i 5.



Rys. 20. Znormalizowane przebiegi czasowe i spektra mocy względnej harmonicznych dla poziomów dekompozycji transformaty falkowej temperatury zewnętrznej – poziomy 6. i 7.



Rys. 21. Znormalizowane przebiegi czasowe i spektra mocy względnej harmonicznych dla poziomów dekompozycji transformaty falkowej temperatury zewnętrznej – poziomy 8. i 9.



Rys. 22. Znormalizowane przebiegi czasowe i spektra mocy względnej harmonicznych dla poziomów dekompozycji transformaty falkowej temperatury zewnętrznej – poziomy 10. i 11.

w czasie, chociaż częstotliwości o największej mocy, leżące w pasmach śródkowych widma harmonicznych poszczególnych poziomów są dosyć wyraźnie rozdzielone. W przypadku wyższych częstotliwości, dla których DWT uzyskuje wyższą rozdzielczość w czasie [17], można zobaczyć wynik podobny do uzyskanego przez D. Bzowską: zmienną w czasie – wyraźnie mniejszą w miesiącach zimowych i większą w miesiącach letnich – amplitudę wahań harmoniki o okresie 24 godz. (rys. 21., 9. poziom dekompozycji DWT). Pomimo, że harmonika o okresie 24 godz. wyraźnie się wyróżnia w rozkładzie mocy, podobnie jak cały 9. poziom dekompozycji, to widoczna na rys. 21. zmienna wielkość jej amplitudy w czasie sprawia, że trudno ją przyjąć za równie reprezentatywną dla wszystkich pór roku.

Łączna moc poziomów 3., 4., 5., 7., 8., zawierających pośrednie między poziomami 6. i 9. oraz średnio- i długookresowe komponenty częstotliwościowe, jest ok. 2,5-krotnie wyższa niż łączna moc poziomów 6. i 9., zawierających częstotliwości wyróżnione w normie [10].

Przeгляд przebiegów czasowych poszczególnych poziomów dekompozycji DWT pozwala śledzić zróżnicowanie znaczących komponentów harmonicznych temperatury zewnętrznej w poszczególnych okresach roku. Jak widać na wykresach, w miesiącach zimowych znacznie mniejszą rolę odgrywają dobowe cykle zmian temperatury. Dominujące znaczenie mają cykle wielodniowe o okresach 5, 7, 10, 20 dni. Porównanie przebiegu temperatury zewnętrznej z promieniowaniem słonecznym pozwala zauważyć wyraźną zależność między wielkością bezpośredniego promieniowania słonecznego a występowaniem cyklu o okresie 24 godz. Przy braku bezpośredniego promieniowania słonecznego T_e zmienia się przy niewielkich wahanach dobowych w cyklach wielodniowych. Wystąpienie silniejszego promieniowania bezpośredniego powoduje w danym dniu duży wzrost amplitudy temperatury, co odtwarza harmonika o okresie wahań 24 godz. Z kolei w lecie w związku z regularnym występowaniem silnego promieniowania bezpośredniego występuje wyraźna dominacja cykli dziennych, przy znacznej redukcji amplitudy cykli wielodniowych.

Wielkość amplitud przebiegów czasowych poziomów dekompozycji DWT pozwala zauważyć charakterystyczne wzrosty i spadki wielkości wahań poszczególnych poziomów, układających się wg zasady: zima – przewaga cykli długookresowych, lato – przewaga cykli krótkookresowych, okresy przejściowe – cykle średniookresowe.

2.2. Wymuszenia wewnętrzne

Wymuszenia wewnętrzne, podobnie jak zewnętrzne, mają charakter wymuszenia temperaturowego bądź wymuszenia strumieniem zysków cieplnych. Mogą one mieć charakter stały lub zmienny. Dowolne przebiegi wymuszeń wymagają każdorazowego wyznaczenia ich charakterystyk przez transformatę Fouriera.

Wśród wymuszeń o zmiennym poziomie można wyróżnić grupę o przebiegach zmiennych okresowo, dosyć typowych dla wnętrz budynków. Z uwagi na liniowość problemu, wymuszenia o okresowo zmiennym poziomie można rozpatrywać jako sumę wymuszenia stałego i okresowego. Korzystnie jest przyjąć, że część stała wyznaczona jest przez najniższą wartość wymuszenia zmiennego, a wymuszenie okresowe zmienia się od zera do różnicy między maksymalną i minimalną wartością wymuszenia zmiennego. Wówczas wymuszenie okresowe może być rozpatrywane bezpośrednio w postaci prostych przebiegów o dobrze scharakteryzowanych właściwościach lub jako złożenie takich prostych przebiegów. Opis prostych sygnałów wymuszających zawarty jest m.in. w pracy [18]. Wśród nich szczególnie przydatne, zwłaszcza przy obliczeniach numerycznych, gdzie wymuszenia dane są w postaci dyskretnej, okazują się przebiegi okresowe typu bramka (fala prostokątna) oraz impuls trójkątny. Charakterystyki tych wymuszeń dane są przez podstawowe wielkości opisujące ich przebieg: czas trwania pojedynczego impulsu (τ dla bramki, 2τ dla impulsu trójkątnego), jego wartość maksymalną (A) oraz okres, w jakim impulsy się powtarzają (P). Podstawowa częstotliwość harmoniczna (o najdłuższym okresie) charakterystyk amplitudowych tych wymuszeń wynika z długości okresu P i wynosi $\omega_0 = 2\pi/P$. Taka jest też różnica między częstotliwościami kolejnych harmonik widma. Obwiednia widma amplitudowego osiąga wartość zero dla częstotliwości będących wielokrotnością częstotliwości o okresie równym τ – długości trwania impulsu bramki i połowy długości impulsu trójkątnego. Im krótszy czas trwania impulsu, tym dla większej częstotliwości obwiednia charakterystyki osiąga pierwsze zero i tym większą liczbę harmonik zawiera przedział wyznaczony przez tę częstotliwość.

Porównanie mocy sumy wartości średniej i harmonik zawartych w paśmie do pierwszego zera obwiedni (do częstotliwości $\omega = 2\pi/\tau$) z mocą całego widma pokazuje, że zawiera ona przynajmniej 97,5% mocy całkowitej [18]. Oznacza to, że sygnały te zastosowane jako wymuszenia termiczne mogą być sensownie reprezentowane przez wartość średnią i harmoniki o okresie wahań mniejszym niż długość trwania impulsu bramki lub połowa impulsu trójkątnego. Zatem charakterystyka częstotliwościowa dla dowolnego impulsu trójkątnego lub bramki może być przedstawiona przez harmoniki z przedziału częstotliwości $(2\pi/P, 2\pi/\tau)$.

Dla typowych wewnętrznych wymuszeń okresowych w budynkach można przyjąć okres P równy 7 dni jako ten, który pozwala odzwierciedlić tygodniowy harmonogram użytkowania budynku o dowolnym układzie wymienionych impulsów. Przyjmując najkrótszy czas trwania impulsu: $2\tau = 1$ godz., otrzymuje się zakres częstotliwości odtwarzających przebieg wymuszeń okresowych od $1/2$ godz. dla impulsu trójkątnego i 1 godz. dla bramki do 7 dni.

3. Wnioski

Przedstawiona analiza częstotliwościowa pokazuje dużą rozpiętość i zróżnicowanie występowania w czasie składowych harmonicznym wymuszeń cieplnych, jakim poddane są budynki i ich elementy.

W zasadzie tylko w przypadku promieniowania słonecznego wahania o cyklu dobowym dobrze je charakteryzują dla dowolnego okresu roku. Dynamika temperatury zewnętrznej podlega dużym zmianom w ciągu roku w zakresie składu widma częstotliwości oraz rozkładu mocy. Typowe wewnętrzne wymuszenia ciepłe mogą być reprezentowane przez harmoniki o okresie od ½ godz. do 7 dni.

Porównywanie dynamicznych właściwości cieplnych budynków i ich elementów składowych z wykorzystaniem kilku wyróżnionych harmonik może mieć znaczenie głównie orientacyjne i nie będzie reprezentatywne wobec wszystkich wymuszeń na przestrzeni całego roku.

W celu pełnego porównania dynamicznych właściwości cieplnych budynków i ich komponentów powinny być one reprezentowane przez charakterystyki częstotliwościowe określone dla szerokiego pasma częstotliwości odpowiadającego okresom wahań od ½ godz. do 365 dni.

Literatura

1. Gawin D. (red.): *Komputerowa symulacja procesów wymiany masy i energii w budynku*. Wydawn. Politechniki Łódzkiej, Łódź 1998
2. Kotarska K., Kotarski Z.: *Ogrzewane energią słoneczną. Systemy pasywne*. SIGMA NOT, Warszawa 1989
3. Rybka A., Pełczyński J.: *Elementy optymalizacji małych budynków mieszkalnych ze względu na ich energooszczędność*. III Konferencja Naukowo-Techniczna „Aktualne problemy naukowo-badawcze budownictwa”, Olsztyn 1999, s. 333-341
4. Saporito A., Day A.R., Karayiannis T.G., Parand F.: *Multi-parameter building thermal analysis using the lattice method for global optimisation*. Energy and Buildings, 33, 2001, s. 267-274
5. Kossecka E.: *Wybrane zagadnienia dynamiki cieplnej ścian budynków*. Studia z Zakresu Inżynierii, nr 45, PAN KILiW IPPT, Warszawa 1998
6. Kossecka E., Kośny J.: *The effect of structure of exterior walls on the dynamic thermal performance of a whole building*. IV Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna Energodom'98, Kraków 1998, s. 237-244
7. Pełczyński J.: *Wpływ rozwiązań materiałowych i ukształtowania przestrzennego na energooszczędność budynku*. Praca doktorska, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2004
8. ASHRAE Handbook 1989, 1997: *Fundamentals*
9. Harris S.M., McQuiston F.C.: *A study to categorize walls and roofs on the basis thermal response*. ASHRAE Transactions, vol. 94 (2), 1988, s. 688-697

10. PN-EN ISO 13786, czerwiec 2001: *Właściwości cieplne komponentów budowlanych. Dynamiczne charakterystyki cieplne. Metody obliczania*
11. Remund J., Kunz S.: *Meteonorm. Handbook, Part I-III*, Meteotest, Swiss Federal Office of Energy, Bern 2002
12. Bzowska D.: *Wpływ losowych zamian pogody na procesy wymiany ciepła w budynkach*. Praca doktorska IPPT PAN, Warszawa 1996
13. Gawin D., Kossecka E. (red.): *Typowy rok meteorologiczny do symulacji wymiany ciepła i masy w budynkach*. Wydawn. Politechniki Łódzkiej, Łódź 2002
14. Kossecka E., Gawin D., Więckowska A.: *Metodyka opracowania typowego roku meteorologicznego dla Warszawy*. VIII Polska Konferencja Naukowo-Techniczna „Fizyka budowli w teorii i praktyce”, Łódź 2001, s. 305-312
15. Sonechkin D.M., Astafyeva N.M., Datsenko N.M., Ivachtchenko N.N., Jakubiak B.: *Multiscale Oscillations of the Global Climate System as Revealed by Wavelet Transform of Observational Data Time Series*. Theoretical and Applied Climatology 64, 1999, s. 131-142
16. Daubechies I.: *Ten Lectures on Wavelets*. Philadelphia, SIAM, 1993
17. Polikar R.: *The Wavelet Tutorial*. <http://engineering.rowan.edu/>
18. Gabel R.A., Roberts R.A.: *Sygnaly i systemy liniowe*. Wydawnictwa Naukowo-Techniczne, Warszawa 1978

THE FREQUENCY ANALYSIS OF THERMAL FORCES IN THE BUILDINGS

Summary

On the basis of the conducted frequency analysis of basic thermal forces in buildings, the range of the frequency for the thermal frequency profiles of buildings for the needs of dynamic thermal analyses was proposed.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w grudniu 2008 r.

Michał PROKSA

Politechnika Rzeszowska

NOWOŻYTNE ZAMKI BASZTOWO-BASTEJOWE I BASTIONOWE ZIEMI PRZEMYSKIEJ I SANOCKIEJ

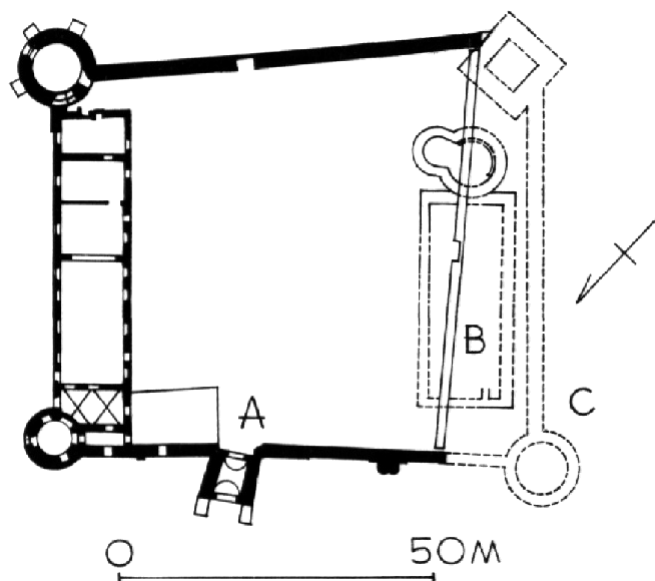
Artykuł ten stanowi drugą część poświęconą założeniom zamkowym w ziemi przemyskiej i sanockiej¹. Zamki te, podobnie jak i średniowieczne założenia, można wiązać z trzema grupami fundatorów: królem, magnatami i bogatą szlachtą oraz duchowieństwem. Podzielono je na zamki basztowo-bastejowe i bastionowe.

1. Zamki królewskie basztowo-bastejowe

Król wznosił, wg dzisiejszego stanu wiedzy, trzy obiekty: w Drohobyczu, Przemyślu i Stryju. Analizę rozpoczniemy od zamku w **Przemyślu** – najlepiej poznanego (rys. 1-4). Gotycki zamek budowany przez Kazimierza Wielkiego został zniszczony w 1498 r. przez Wołochów, a akcja Zygmunta Starego zmierzająca do modernizacji zamków kresowych doprowadziła do zbudowania (z wykorzystaniem starszych elementów) założenia basztowo-bastejowego. XVI-wieczna kreacja dokonana przez starostę przemyskiego Piotra Kmitę znana jest z opisu inwentarzowego sporządzonego 16 listopada 1553 r.² po śmierci starosty oraz z rozległych badań terenowych. Zamek składał się z dwóch części: drewnianego przygródka i właściwego murowanego zamku. Przygródek otoczony drewnianym parkanem z bramą wjazdową i dwiema basztami zajmował północno-zachodnią część wzgórza. Brama zbudowana w 1522 r. łączyła rezydencję z miejską Bramą Grodzką wychodzącą na trakt prowadzący w kierunku Sanoka; nad przejazdem ulokowano spichlerz i strych. Baszta po prawej stronie bramy wjazdowej posiadała w przyziemiu lokalności przeznaczone na magazyn i chlew, na górze zaś izbę. Druga z baszt posiadała na dole również dwie lokalności, a na górze izbę z kominkiem i wyjściem na balkon; wewnątrz ogrodzenia znajdowały się budynki gospodarcze, warsztat kołodziejski i łaźnia.

¹ Część pierwszą stanowi analiza zamków średniowiecznych w ziemi przemyskiej i sanockiej dokonana przez autora (Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, seria: Budownictwo i Inżynieria Środowiska, z. 44, 2007, s. 49-68).

² J.T. Frazik, *Dzieje zamku przemyskiego od XVI do XX wieku*. Rocznik Województwa Rzeszowskiego, R. III, 1963, s. 230-235; oryginał inwentarza znajduje się w AGAD.



Rys. 1. Przemysł – zamek. Rzut zamku z relikdami rotundy i palatium wg J.T. Frazika

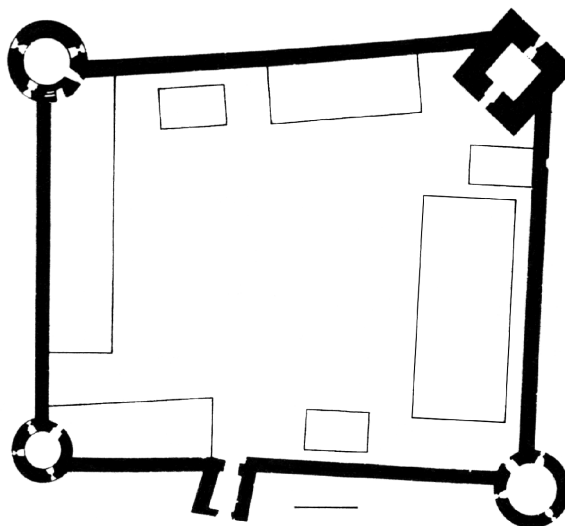
Zamek właściwy powielał narys zamku gotyckiego z czterema basztami w narożach, z których południowa czworoboczna mogła pamiętać czasy Kazimierza Wielkiego, trzy pozostałe zbudował zaś Piotr Kmita. W północno-zachodniej kurtynie znajdowała się brama z przejazdem w przyziemiu, a dwie kondygnacje zajmowały izby, z których jedną przeznaczono na archiwum grodzkie. Przed bramą była fosa z przerzuconym nad nią drewnianym mostem i murowany przyczółek mostowy budowany już w XVII w. przez starostę Michała Radziwiłła³. Rozległy dziedziniec otoczony kamiennymi kurtynami zajęły budynki murowane i drewniane. Między bramą a basztą północną stał budynek murowany zrekonstruowany dzięki studiom terenowym⁴, mający wymiary 3,80 x 8,25 m, a w sąsiedztwie drewniany parterowy dom o trzech izbach, przylegający do murów baszty. Między basztami północną i wschodnią znajdowały się budynki drewniane mieszkalne, gospodarcze i magazynowe, tu też ulokowano zamkową studnię z gontowym dachem⁵ o narysie prostokąta (3,5 x 4,0 m) z zaokrąglonymi narożnikami stanowiącymi obmurowanie naturalnego zbiornika wodnego. Kontekst stratygraficzny obmurowania pozwolił na łączenie go

³ J.T. Frazik, A. Koperski, *Nowe przyczynki do poznania dziejów zamku przemyskiego*. Rocznik Przemyski, t. XV-XVI, 1975, s. 26.

⁴ Ibidem, s. 25-26.

⁵ M. Proksa, *Budownictwo obronno-rezydencjonalne ziemi przemyskiej i sanockiej (poł. XIV w. – poł. XVII w.)*. Przemysł 1994, s. 81-82.

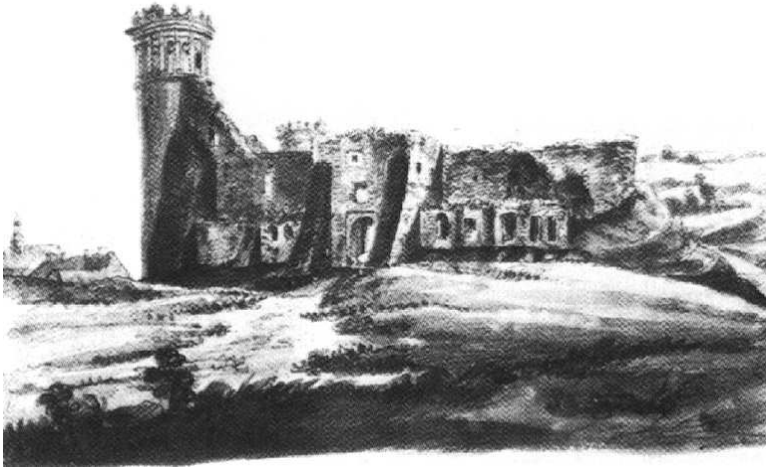
z działalnością inwestycyjną Piotra Kmity⁶. Między basztami wschodnią i czworoboczną południową stał dwuizbowy dom i duży podpiwniczony budynek z reprezentacyjną salą i kilkoma mniejszymi lokalnościami, a górną jego kondygnację zajmowała komnata i ganek. Przy kurtynie południowo-zachodniej stał (zapewne na fundamentach palatium) dom będący rezydencją królewską, obok drugi, a między basztą zachodnią i bramą wjazdową kolejny trzyizbowy dom.



Rys. 2. Przemyśl – zamek. Rzut przyziemia ok. 1550 r. wg J.T. Frazika

Baszta północna była trzykondygnacyjną budowlą na planie koła o średnicy zewnętrznej 12,0 m, wschodnia – większa – była wieżą więzienną. Południowa kwadratowa baszta była obiektem trzy- lub czterokondygnacyjnym o przeznaczeniu na magazyn broni, poziom najwyższy był zaś punktem obserwacyjnym. Baszta zachodnia składała się z cellarium i dwu sklepionych kondygnacji, w których przechowywano uzbrojenie oraz czwartej, krytej stropem. Kolejny inwentarz z 1568 r., sporządzony przy okazji objęcia funkcji starosty przez Jana Herburta nie wprowadza nowych informacji dotyczących zamku właściwego. Natomiast na przygródku wyburzono kilka starych zniszczonych budynków, a na ich miejscu zbudowano w sąsiedztwie baszty północnej obszerny dom z salą zebrań.

⁶ K. Szuwarowski, *Sprawozdanie z badań archeologicznych przeprowadzonych na terenie zamku w Przemyślu w latach 1974-1978*. Przemyśl 1981, s. 84, mps w SOZ w Przemyślu.



Rys. 3. Przemysł – zamek. Ruiny od strony wjazdu. Rysunek K.W. Kielisińskiego z 1837 r.



Rys. 4. Przemysł – zamek. Ruiny od strony północno-wschodniej. Rysunek K.W. Kielisińskiego z 1837 r.

Dość szerokie prace budowlane na zamku prowadził kolejny starosta – Marcin Krasicki. Za czasów jego urzędowania (1612-1631) podwyższono baszty północną i wschodnią, zwieńczając je attykami i rozpoczęto budowę pięciopoko-

jowego budynku między nimi. Dwie pozostałe baszty, jak i przygródek, były w ruinie⁷.

Ostatni inwentarz sporządzono w 1765 r., a dotyczył działalności inwestycyjnej Stanisława Antoniego Poniatowskiego (króla od 1764 r.). Za jego czasów zniesiono południowo-zachodnią część zamku wraz z basztami południową i zachodnią oraz zawężono obszar zamku, wznosząc z rozbiórkowego materiału nowy mur kurtynowy, który przeciął podziemne relikty przedromańskiego zespołu rotundy i palatium⁸.

Kolejna realizacja królewska to zamek w **Stryju**. Omówienie jego wyglądu i programu przestrzennego jest trudne ze względu na brak studiów terenowych i niezachowanie się reliktyw zamku. Zbudowany został przez Paniowskich lub Tarnowskich przy okazji modernizacji zamków kresowych, którą zalecił Zygmunt Stary. O jego starszej genezie trudno mówić bez badań archeologicznych, niemniej w 1588 r. zamek był już zniszczony⁹. W czasach świetności obiekt z 61 pokojami i innymi pomieszczeniami, otoczony dwiema liniami obwarowań (wewnętrzny pierścień murowany z trzema basztami i monumentalnym budynkiem bramnym), tworzył potężny zespół rezydencjonalno-obronny, którego gospodarczym zapleczem był położony w sąsiedztwie folwark. Być może na przełomie XVI i XVII w. obiekt przebudowano, nadając mu narys basztowo-bastejowy z czterema basztami czworobocznymi (?) w narożach i dwiema bramami wjazdowymi: od folwarku i od strony miasta. Inwentarz XVII-wieczny¹⁰ nie wymienia już murowanych kurtyn, a jedynie obwałowania (rys. 5.).

Lektura inwentarzy dotyczących **Drohobycza** nie pozwala na jednoznaczne określenie jego narysu basztowo-bastejowego. A. Prochaska¹¹ podaje 1504 r. za czas jego budowy. Drewniany obiekt był kilkakrotnie niszczone i odbudowywany¹², ale dopiero lustracja z lat 1661-1665¹³ podaje krótki opis rezydencji składającej się z dwóch budynków, z których jeden pełnił funkcje gospodarcze, drugi zaś mieszkalno-reprezentacyjne. Wokół założenia nie zbudowano żadnych umocnień obronnych. Dopiero w XVIII w. (1732 r.) domy znajdują się wewnątrz ogrodzenia z dwiema bramami¹⁴, później (1757 r.) obiekt jest już zniszczony i „spróchniały”.

⁷ Z. Pianowski, M. Proksa, *Przedromańskie palatium i rotunda na Wzgórzu Zamkowym w Przemyślu...* Przemyśl 2003, s. 14-15.

⁸ Ibidem, s. 15.

⁹ F. Bostel, *Z przeszłości Stryja i starostwa stryjskiego*. Przewodnik Naukowo-Literacki, Gazeta Lwowska (dodatek), 1886, s. 608 (dalej PNL).

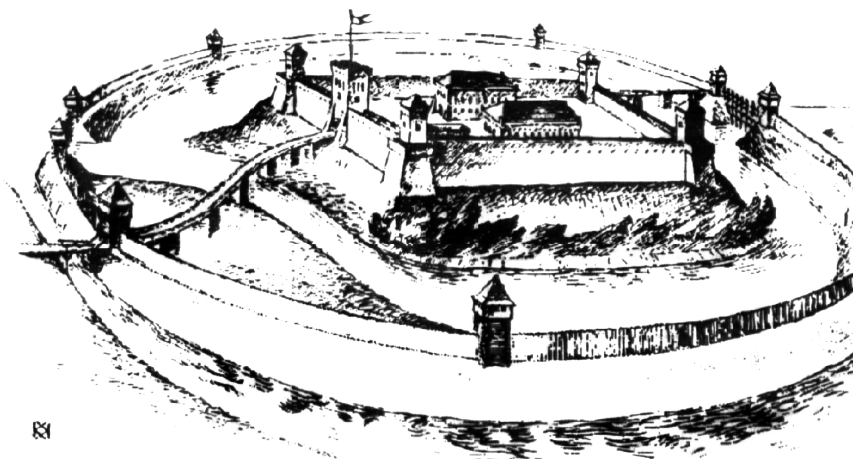
¹⁰ K. Arłamowski, W. Kaput, *Lustracja województwa ruskiego 1661-1665, cz. I. Ziemia przemyska i sanocka*. Wrocław-Warszawa-Kraków 1970, s. 179.

¹¹ A. Prochaska, *Zamki kresowe i kresowa szlachta*, PNL, 1918, s. 1059.

¹² M. Horn, *Skutki ekonomiczne najazdów tatarskich z lat 1605-1633 na Ruś Czerwoną*. Wrocław 1964, s. 18, 42, 46-47.

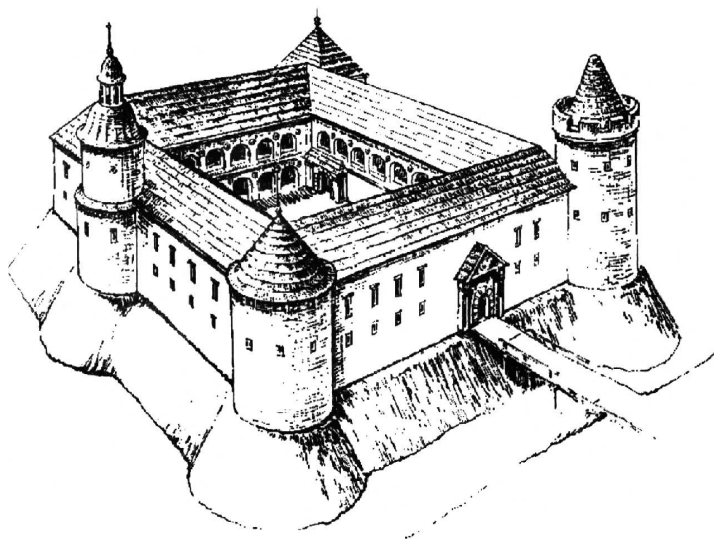
¹³ K. Arłamowski, W. Kaput, op.cit., s. 140.

¹⁴ M. Proksa, *Studia nad zamkami i dworami ziemi przemyskiej od połowy XIV do początków XVIII w.* Przemyśl 2001, s. 46-48.



Rys. 5. Stryj – zamek. Próba rekonstrukcji wg O. Maciuka

Po tym krótkim opisie należy koniecznie omówić próbę rekonstrukcji zamku w Drohobyczu dokonaną przez O. Maciuka (rys. 6.)¹⁵. Trudno ustosunkować się do bazy źródeł, która kazała autorowi rysować monumentalny basztowobastejowy zamek z czterema dwukondygnacyjnymi skrzydłami mieszkalnymi, z dodatkowymi traktami w przyziemiu, z rozległym dziedzińcem wewnątrz. Narożne baszty (jedna w dwóch trzecich długości skrzydła) zaopatrzone w różne



Rys. 6. Drohobycz – zamek. Próba rekonstrukcji wg O. Maciuka

¹⁵ O. Maciuk, *Zamki i fortecy zachidnoj Ukrainy*. Lwów 1997, s. 61.

helmy: stożkowy, z latarnią i o wyraźnych cechach gotyckich, podobnie jak hełm wieży w Chojniku¹⁶. Czwartą czworoboczną wieżę nakryto czterospadowym dachem. Do zamku prowadziła brama wjazdowa z przerzuconym nad fosą mostem. Całość rekonstrukcji ma charakter kompilacji różnych epok i stylów.

2. Prywatne zamki basztowo-bastejowe

2.1. Zamki powstałe na „surowym korzeniu”

Zostaną tu omówione zamki w Laszkach Murowanych, Kormanicach, Węgiec, Dobromilu i Rybotyczach. Nie sprawdziła się sugestia J.T. Frazika dotycząca założenia w Sośnicy, gdzie autor pomylił relikty przypór z elementami czworobocznej baszty¹⁷.

Zamek w **Laszkach Murowanych** jest ogólnie znany i bardzo często cytowany¹⁸. Przyjmuje się, że zbudował go Andrzej Tarło w 2. poł. XVI w., ale bardziej prawdopodobne jest, że powstał pół wieku wcześniej, gdyż w 1559 r. był już „zrujnowany i niezdolny do obrony”¹⁹. Potem był w rękach Mniszchów i po remontach wrócił do świetności, stając się jedną z najokazalszych rezydencji w Rzeczypospolitej. Zbudowano go na pięcioboku, który zaopatrzone w trzy cylindryczne baszty-basteje, basztę graniastą i monumentalną bramę wjazdową (rys. 7.). Zamek dotrwał do XIX w., a z początkiem II wojny światowej został rozebrany.

Zamek w **Kormanicach**²⁰ budował Andrzej lub Andrzej Maksymilian Fredro. Za ich czasów (1672 r.) rezydencja została zniszczona przez Tatarów, a w ciągu XVIII w. zamek popadł w ruinę. Do dnia dzisiejszego zachowała się połowa skrzydła zachodniego z przyległą od południa cylindryczną basztą. Badania archeologiczne i geofizyczne²¹ pozwoliły na pełną rekonstrukcję narysu (rys. 8., 9.).

¹⁶ B. Guerguin, *Zamki w Polsce*. Warszawa 1984, s. 124.

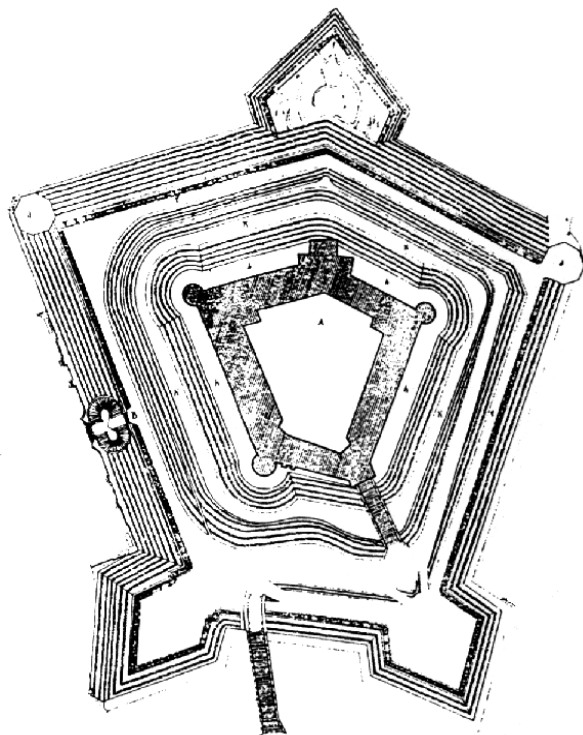
¹⁷ M. Proksa, *Zamek Korniaktów w Sośnicy w świetle źródeł pisanych i badań archeologiczno-architektonicznych*. Przemyskie Zapiski Historyczne (dalej PZH), R. 6-7, 1988-1989, s. 257-262.

¹⁸ A. Kuczera, *Samborszczyzna*. Ilustrowana monografia miasta Sambora i ekonomii samborskiej, Sambor 1937, t. II, s. 203 n.; A. Czołowski, *Dawne zamki i twierdze na Rusi Halickiej*. Teka Grona Konserwatorów – Rocznik Konserwatorów Galicji Wschodniej, Lwów 1892, s. 88-89; J.T. Frazik, *Niektóre umocnienia bastejowe w Polsce południowo-wschodniej*. Prace Naukowe Instytutu Historii Architektury, Sztuki i Techniki Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1975, s. 65-81; tenże, *Rezydencje ziemi przemyskiej około roku 1600*. Kwartalnik Architektury i Urbanistyki, t. 24 z. 4, 1979, s. 358-360; W. Łoziński, *Prawem i lewem*. Kraków 1960, t. I, s. 87, 98, 166, t. II, s. 204, 207-210; M. Proksa, *Zamek i folwark w Laszkach Murowanych*. Rocznik Historyczno-Archiwalny, t. XIII, Przemysł 1998, s. 155-164.

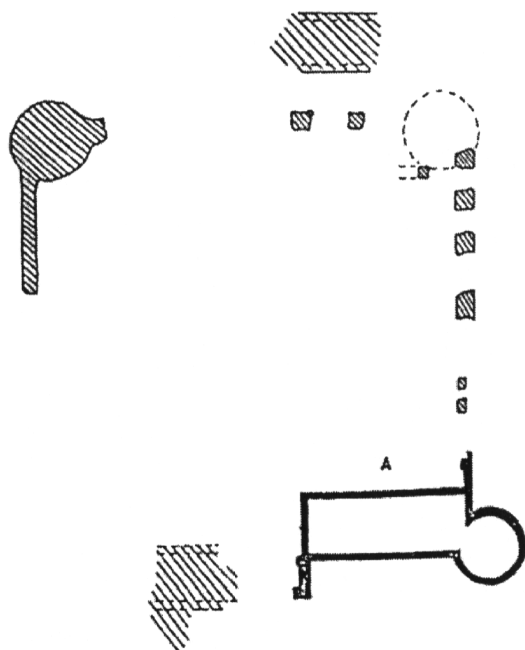
¹⁹ A. Prochaska, op.cit., s. 1078.

²⁰ M. Proksa, *Budownictwo...*, op.cit., s. 224-228; M. Goszyła, M. Proksa, *Zamki Polski południowo-wschodniej*. Przemysł 1997, s. 52-53.

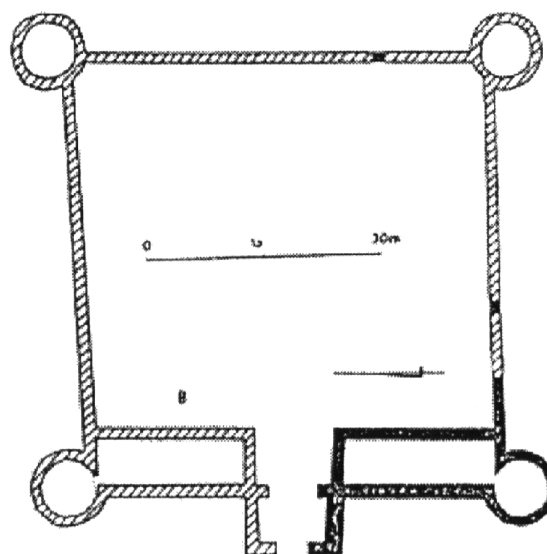
²¹ A. Różycki, *Badania geofizyczne zamku w Kormanicach – Fredropolu*. Poznań 1978, mps w SOZ w Przemysłu.



Rys. 7. Laszki – zamek. Plan z 1734 r. wg A. Czołowskiego

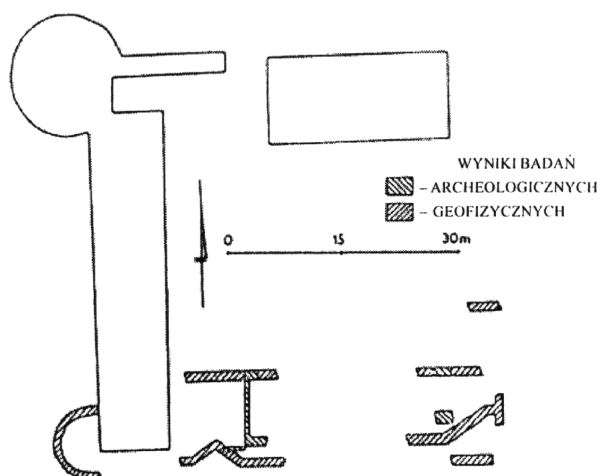


Rys. 8. Kormanice – zamek. Wyniki badań geofizycznych wg A. Różyckiego



Rys. 9. Kormanice – zamek. Próba rekonstrukcji rzutu wg M. Proksy

Z całego założenia zamkowego w **Węgie**rze (rys. 10., 11.) budowanego przez Pruchnickich lub, co bardziej prawdopodobne, Pieniążków²² zachowała się ceglano-kamienna baszta północno-zachodnia i skrzydło zachodnie. Z końcem XVIII w. zamek strawił pożar i nie został już odbudowany. Dzięki studiom terenowym możliwa stała się rekonstrukcja narysu rezydencji bastejowej²³.



Rys. 10. Węgierka – zamek

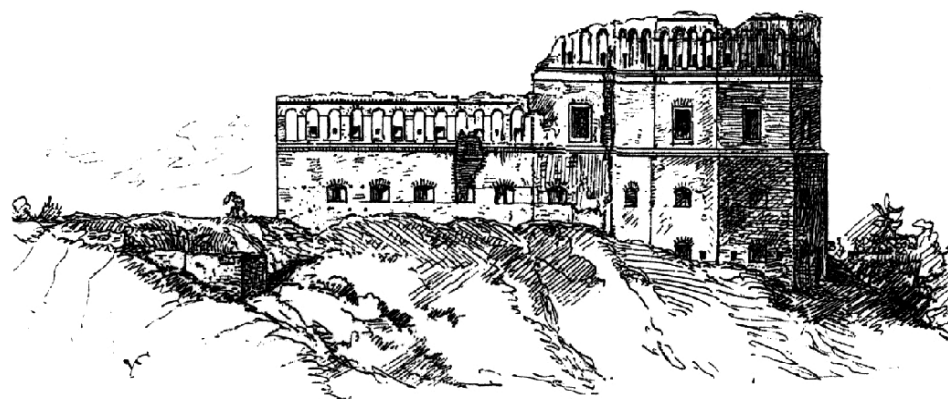
²² M. Proksa, *Studia...*, op.cit., s. 18, 78-80, 122, 150, 172, 174, 178, 192, 269.

²³ Tenże, *Wyniki badań archeologicznych w Węgie*rze woj. Przemysł. Materiały i Sprawozdania Rzeszowskiego Ośrodka Archeologicznego za lata 1980-1984 (dalej MSROA), Rzeszów 1991, s. 197-202; J. Przeniosło, *Badania geofizyczne zamku w Węgie*rze. Warszawa 1979, mps w SOZ w Przemysłu.



Rys. 11. Węgierka – zamek. Rysunek z 2. poł. XIX w.

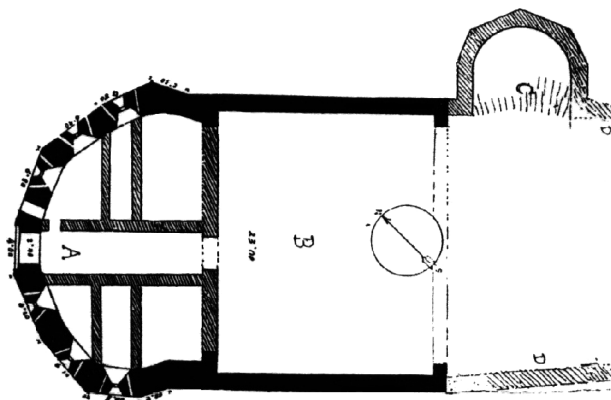
Wyjątkowy pod względem założenia przestrzennego jest zamek w **Dobromilu** zbudowany przez Herburtów (Stanisława) około połowy XVI w., a zniszczony w początkach XVII w. przez Jana Szczęsnego. Trójczłonowy zamek z dwoma dziedzińcami został rozebrany częściowo jeszcze w XVII w., a materiał zużyty na budowę monasteru. Wygląd zamku znany jest dzięki studiom W. Łuszczkiewicza²⁴ (rys. 12-14) i J.T. Frazika²⁵ (rys. 15.).



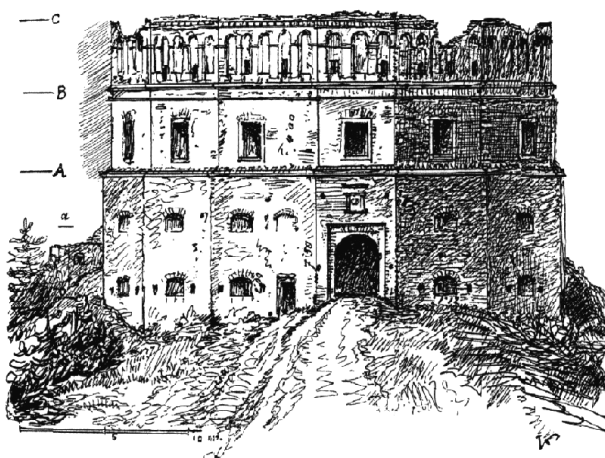
Rys. 12. Dobromil – zamek. Widok od strony północno-wschodniej wg W. Łuszczkiewicza

²⁴ W. Łuszczkiewicz, *Reszty zamku Herburtów pod Dobromilem. Studium architektoniczne*. Sprawozdania Komisji Historii Sztuki w Polsce, t. V, z. III, s. 143-154.

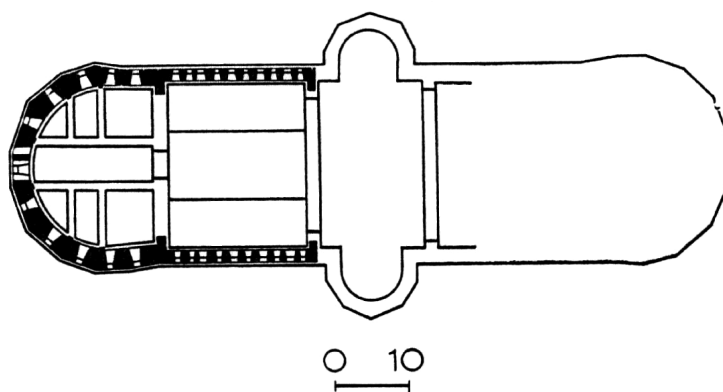
²⁵ Rekonstrukcję założenia wg J.T. Frazika publikuje m.in. M. Proksa, *Studia...*, op.cit., s. 83.



Rys. 13. Dobromil – zamek.
Plan zachowanych relikwów
wg W. Łuszczkiewicza

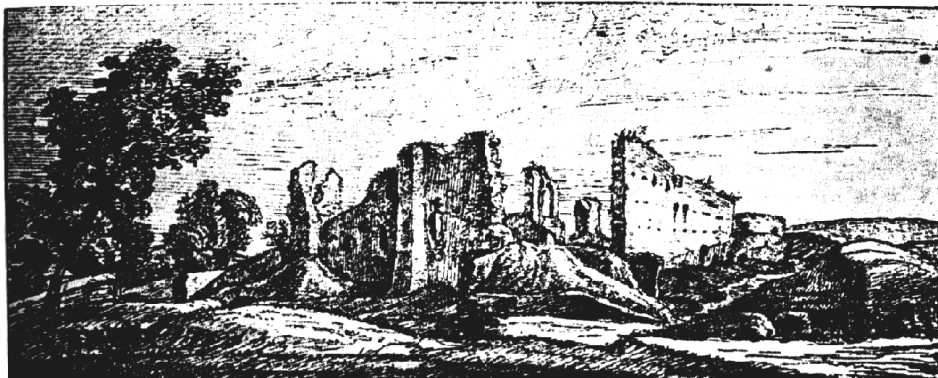


Rys. 14. Dobromil – zamek.
Widok od strony drogi wjazdowej
wg W. Łuszczkiewicza



Rys. 15. Dobromil – zamek. Próba rekonstrukcji narysu wg J.T. Frazika

Wreszcie należy wskazać zamek w **Rybotyczach** wymieniony przez W. Łozińskiego²⁶ przy okazji opisu sporu między Stanisławem Diabłem Stadnickim a Łukaszem Opalińskim. Zamek wzniesli w XVI w. Kormanicy, potem należał do Drohojowskich, wreszcie Ossolińskich. Tu więził Marcin Stadnicki Jadwigę z Herburtów, a Mikołaj Ossoliński swoją żonę Katarzynę Starołęską. Zamek popadł w ruinę na przełomie XVIII i XIX w. (rys. 16.), a w wieku XIX obiekt rozebrano, przeznaczając kamień na budowę kościoła. Do dziś nie zachowały się na powierzchni relikty murów, ale jeszcze po II wojnie były widoczne fragmenty dwóch cylindrycznych baszt²⁷.



Rys. 16. Rybotycze. Ruiny zamku w 1837 r. Rysunek K.W. Kielisińskiego

2.2. Zamki rozwinięte ze starszych założeń murowanych

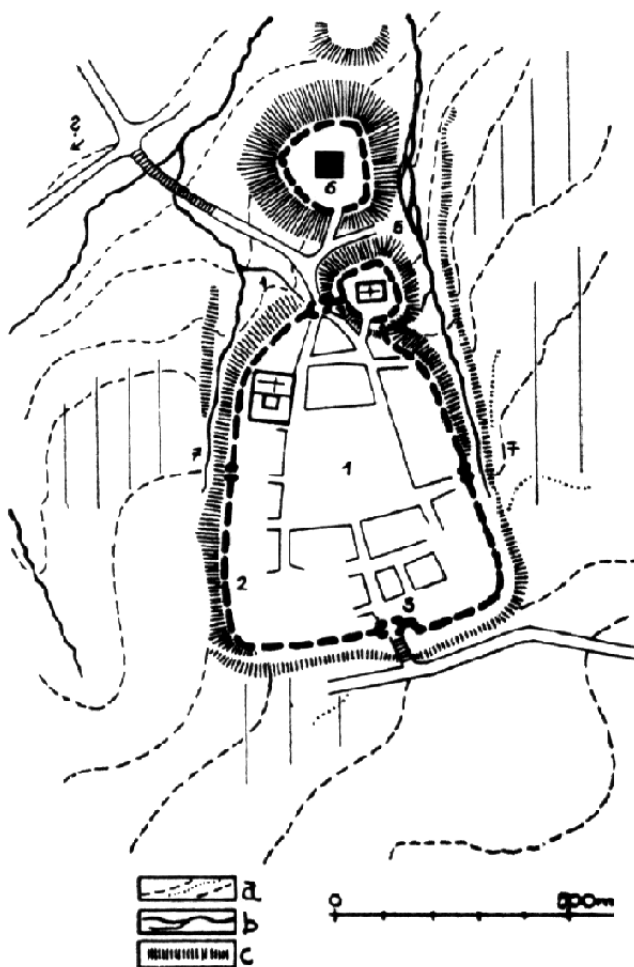
W tym punkcie omówione zostaną zamki, których zrąb nie był związany z kreacją basztowo-bastejową i dopiero dalsze rozbudowy i przekształcenia nadały im wspomniany narys. Należą do nich zamki w Łańcucie, Krasieczynie, Rzeszowie, Jarosławiu, Lesku i Dąbrówce Starzeńskiej.

Stara siedziba drewniana w **Łańcucie** ulokowana na cyplu zajęтым dziś na plebańię, a pamiętająca zapewne czasy Pileckich, została zniszczona w czasie walk z Diabłem z końcem XVI w. Wtedy też rozpoczęto budowę nowej (na obecnym miejscu), murowanej rezydencji. Jeszcze Toporczykowie lub (co bardziej prawdopodobne) Stadniccy wzniesli tu dom wieżowy utopiony dziś w południowo-zachodniej baszcie. Od północy (już Stadniccy) dobudowali na przełomie XVI i XVII w. prostokątny budynek, a w latach 1610-1620 obiekt

²⁶ W. Łoziński, op.cit., t. I, s. 206-207, 209-210, 212-213; t. II, s. 108-109, 202, 282, 298, 300, 306.

²⁷ M. Proksa, *Studia...*, op.cit., s. 359-360.

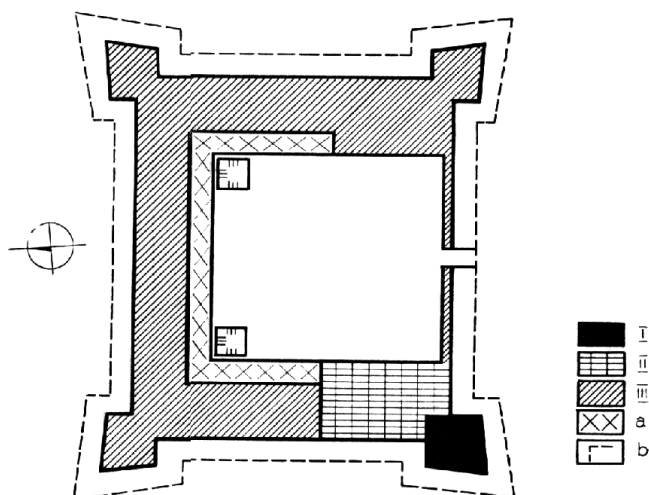
otrzymał narys czworoboku basztami typu puntone w narożach. Od północy, wschodu i zachodu ulokowano skrzydła mieszkalne, a od południa mur z bramą wjazdową; dziedziniec otaczały krużganki²⁸ (rys. 17., 18.).



Rys. 17. Łańcut – próba rekonstrukcji obwarowań miasta z początku XVI w. wg J. Bogdanowskiego: 1 – rynek, 2 – linia obwałowań, 3 – Brama Murowana (w zatoce), 4 – Brama Dolna (w zatoce), 5 – kościół obronny, 6 – stary zamek, 7 – furtki

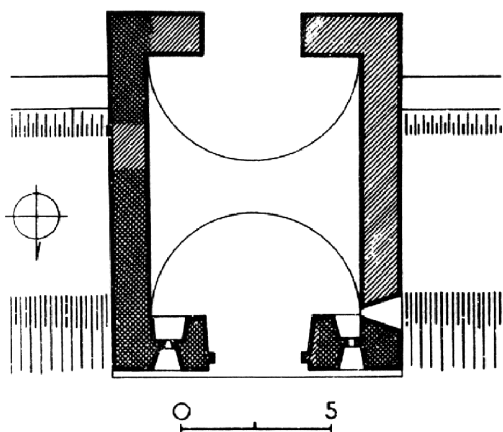
Najlepiej przebadanym prywatnym zamkiem basztowo-bastejowym jest rezydencja w **Krasiczynie** (rys. 19-24). Najstarszym elementem zamku był jednopiętrowy budynek zwieńczony attyką, poprzedzony mokrą fosą, którego budowę

²⁸ Ibidem, s. 296-297.



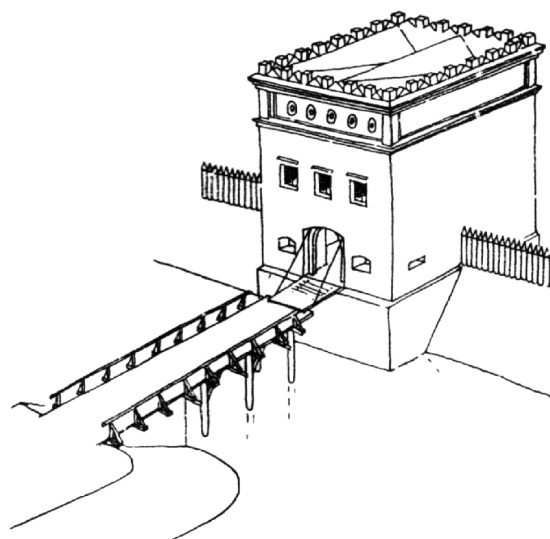
Rys. 18. Łańcut – zamek. Fazy rozwojowe wg J. Bogdanowskiego: I – domniemana wieża strażnicza (koniec XVI w.(?)), II – dwór Stadnickich (początek XVII w.), III – zamek Stadnickich (1610-1620 r.), a – ciąg krużganków, b – zarys tarasu i fosy

przypisuje się Jakubowi z Siecina. Dom mieszczący w przyziemiu przejazd, na górze zaś mieszkanie został datowany przez J.T. Frazika na czasy około 1550 r., ale chronologii tej dziś chyba nie da się utrzymać i okres budowy należałoby przesunąć na początek 2. ćwierci XVI w.²⁹. Do mieszkania na piętrze prowadziła klatka schodowa w grubości muru, a wjazd przez fosę poprzedzał drewniany, zapewne zwodzony most. Obronę umożliwiały trzy otwory strzelnicze, dwa na ścianie północnej między portalem, trzeci na ścianie zachodniej.

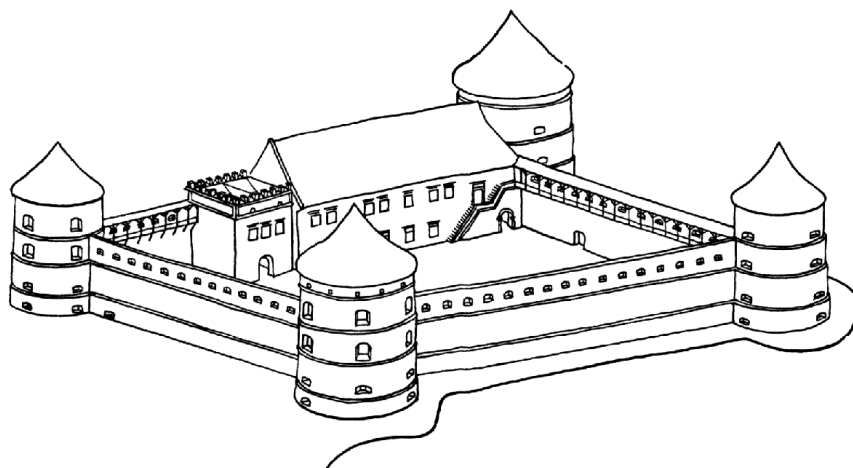


Rys. 19. Krasieczyn – zamek. Budynek bramy wjazdowej do fortalicji z poł. XVI w. wg J.T. Frazika

²⁹ Ibidem, s. 86-87 – tam szczegółowe omówienie datowania palimpsestu.

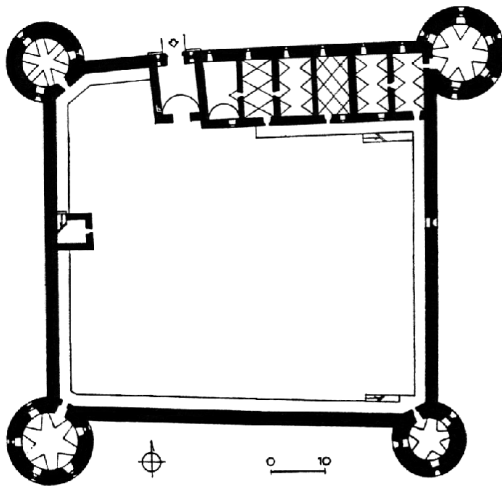


Rys. 20. Krasieczyn – zamek. Rekonstrukcja budynku bramy wjazdowej wg J.T. Frazika

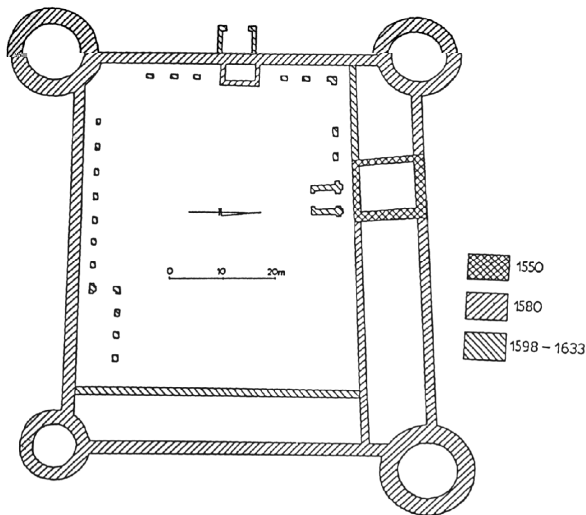


Rys. 21. Krasieczyn – zamek. Rekonstrukcja z 1580 r. wg J.T. Frazika

Około 1580 roku syn Jakuba i Barbary z Orzechowskich – Stanisław, zbudował czworoboczne założenie z kolistymi basztami w narożach, wykorzystując dawną siedzibę rodziców na bramę wjazdową, która wtopiona jest dziś w mury północnego skrzydła zamkowego. Baszty-basteje, głównie te zachodnie, oprócz funkcji obronnych używane były jako mieszkanie, a od wschodu i południa obronność siedziby wzmocniono przez dodanie wałów ziemnych i mokrej



Rys. 22. Krasiczyn – zamek. Plan parteru z około 1580 r. wg J.T. Frazika

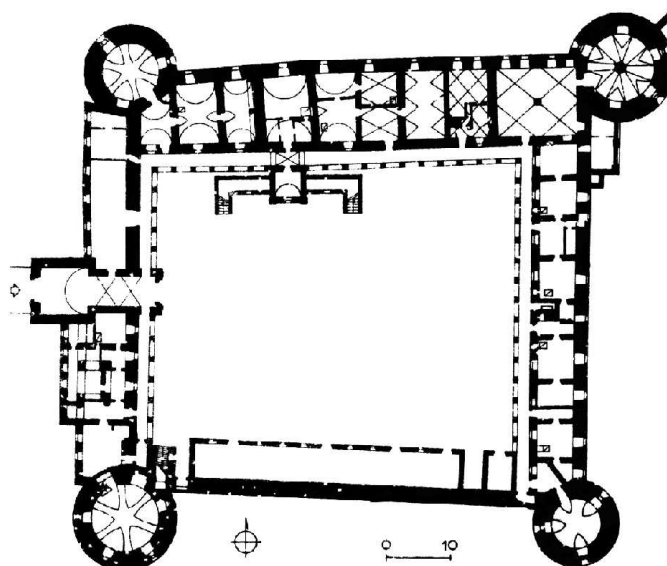


Rys. 23. Krasiczyn – zamek. Rozwarstwienie obiektu wg J.T. Frazika i M. Proksy

fosy³⁰. Kolejna duża akcja budowlana została przeprowadzona za czasów Marcina Krasickiego (1598-1631 r.). Zbudowano wtedy zachodnią część skrzydła północnego i dwupiętrowe skrzydło wschodnie, podniesiono baszty wschodnie, zwieńczając je attykami, a w elewacji zachodniej przepruto nową bramę, poprzedzając ją przedbramiem i mostem łączącym rezydencję z miasteczkiem. Marcin zbudował też od strony dziedzińca Wieżę Zegarową, początkowo

³⁰ J.T. Frazik, *Zamek w Krasiczynie*. Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, nr 12, 1968, s. 161, 169.

z otworami strzelniczymi, później zamienionymi na okna. Kolejnymi właścicielami rezydencji byli Modrzewscy, Tarłowie, Mniszchowie, wreszcie Sapiehowie, ale za ich czasów prace budowlane miały charakter bądź bieżących napraw, bądź zmierzały do upiększenia siedziby.



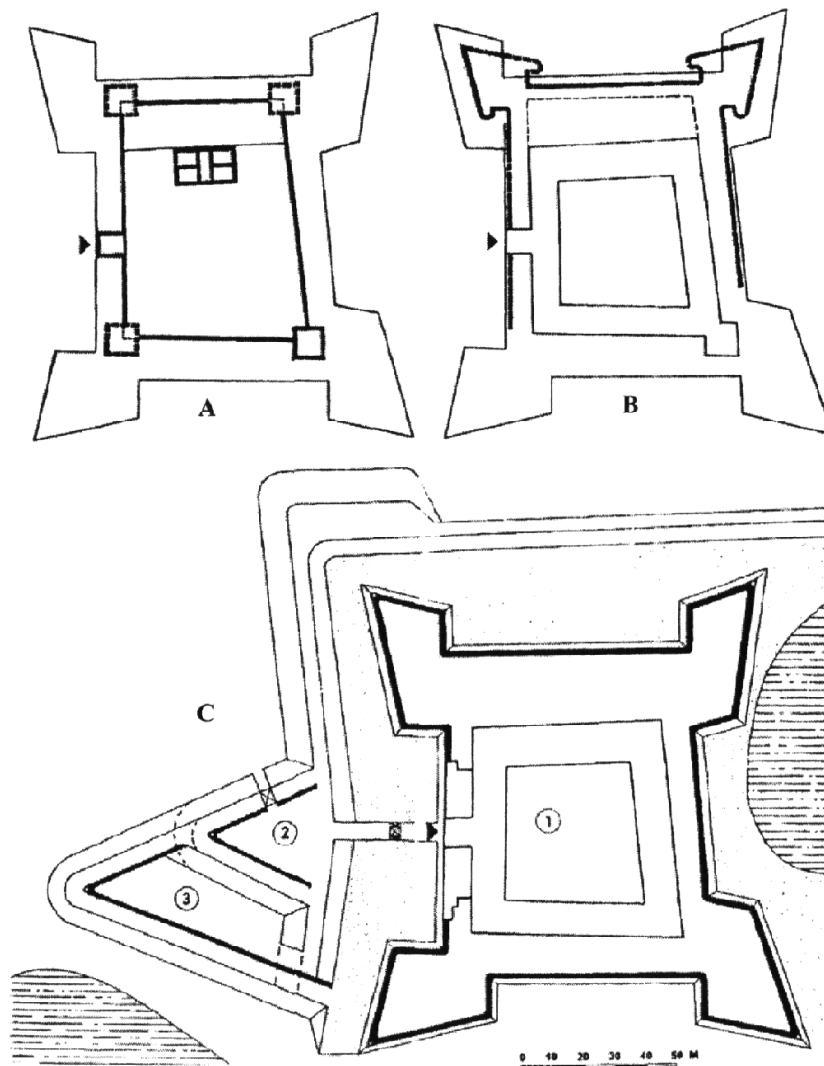
Rys. 24. Krasiczyn – zamek. Rzut parteru z przełomu XVIII i XIX w. wg J.T. Frazika

Realizacją basztowo-bastejową rozwiniętą ze starszego założenia jest rezydencja Lubomirskich w **Rzeszowie** (rys. 25.). Samo miasto (ob. Stare Miasto) było lokowane przez Jana Pakosławowica ze Stróżysk na niewielkim, ale wyraźnie wyodrębnionym wzniesieniu; od wschodu i południa ograniczała go dolina Wisłoka, od północy i zachodu dojście utrudniały bagna. Stara osada, założona przez osadników ruskich zapewne jeszcze w XII-XIII w. w dzielnicy zwanej Staromieściem, straciła swoje znaczenie i stała się zapleczem gospodarczym Rzeszowa. Do Rzeszowskich potomków Jana Pakosławowica miasto należało do 1583 r., a z ręką Zofii przeszło w dom Ligęzów.

Zofia i Mikołaj Spytek Ligęza początkowo mieszkali na Staromieściu, potem przenieśli się do XV-wiecznego dworu wzmiankowanego w 1447 r.³¹, który rozbudowali. Do dnia dzisiejszego zachowały się relikty tych siedzib w południowo-wschodniej części zamku w postaci nieregularności rzutu i grubszych

³¹ A. Kamiński, *Pierwsze dwa wieki dziejów miasta Rzeszowa*. [W:] *Pięć wieków miasta Rzeszowa*, pod red. F. Błońskiego, Warszawa 1958, s. 35.

murów³². Mieszkanie Ligęzów stanowił murowany, piętrowy, dwutraktowy dom z przelotową na osi sienią. Funkcjonowało ono jeszcze w XVIII w. (1722 r.)



Rys. 25. Rzeszów – zamek. Fazy rozwoju: A – dwór Ligęzy, B – zamek Ligęzy, C – zamek Lubomirskich, 1 – obwód obronny wg projektu Tylmana z Gameren, 2 – rozbudowa fortyfikacji wg projektu K.H. Wiedemanna, 3 – drugi etap rozbudowy fortyfikacji zewnętrznych wg projektu K.H. Wiedemanna. Rysunek J. Janczykowskiego

³² D. Czapczyńska, J. Janczykowski, *Zamek Lubomirskich w Rzeszowie (próba rekonstrukcji około połowy XVIII wieku)*. TeKa Komisji Urbanistyki i Architektury, 1986, t. XX, s. 231-237.

i zwane było „kamienicą starą”³³. Zespół mieszkalno-gospodarczy otaczał mur kurtynowy zaopatrzony w strzelnice, a być może jego obronność wzmacniały narożne baszty³⁴. Około 1620 roku z inicjatywy i za pieniądze Mikołaja Spytka powstało czworoboczne założenie ze skrzydłami mieszkalnymi z arkadami w poziomie parteru (z trzech stron) i wewnętrznym dziedzińcem. Okazały zamek posiadał wieże alkierzowe, a w narożniku południowo-wschodnim wieżę typu puntone³⁵. Wokół zamku Ligęza usypał wał ziemny (z wyjątkiem narożnika SE), który rozplantowano w 1624 r.³⁶. Przerwaną inwestycję kontynuowali kolejni właściciele Rzeszowa, Lubomirscy – głównie Jerzy Sebastian i Hieronim August. Za czasów tego ostatniego pracami kierował Tylman z Gameren. Zbudował on wokół zamku fortyfikacje bastionowe, przy okazji niszcząc od północy część rezydencji.

Kolejnym obiektem basztowo-bastejowym w ziemi przemyskiej był zamek w **Jarosławiu**. Zbudowany w XV w. (1464-1472 r.) za pieniądze Spytka Jarosławskiego został rozbudowany w 2. poł. XVI w. przez Jana Kostkę i jego żonę Zofię ze Sprowy I-voto Tarnowską. Okazała renesansowa rezydencja z potężnymi budynkami, z dwiema wysokimi basztami i nieco niższymi skrzydłami bocznymi zwieńczonymi koronkową attyką znalazła się później w rękach Ostrogskich³⁷ (rys. 26.). Otoczona parkiem z sadzawkami, fontannami i zwierzyńcem pamiętającym czasy Jana Tarnowskiego, w ciągu XVII w. nieremontowana i zaniedbana, uległa zniszczeniu i została rozebrana. Jej resztki tkwią w murach cerkwi unickiej, której budowę rozpoczęto w 1703 r.³⁸ Ulryk Werdum widział „zamek, który ciężkim włoskim sposobem zbudowany był, zewnątrz i wewnątrz fosy w czworobok zaopatrzony w wały z ziemi i baszty”³⁹, ale już po zniszczeniach dokonanych przez oddziały Bohdana Chmielnickiego.

Być może obiektem basztowo-bastejowym był zamek w **Lubieńcach k/Skole**. Miejsowość w XVII w. należała do Kaspra Zaranka i Krzysztofa Kłodnickiego⁴⁰. Siedzibę (dwór obronny) wymienia jedynie pod 1738 r. P. Dąbkowski⁴¹, a próbę rekonstrukcji zamku przedstawił ostatnio O. Maciuk⁴², nie podając jednak podstaw źródłowych (rys. 27.).

³³ Archiwum Państwowe w Rzeszowie, Archiwum Lubomirskich, sygn. 15.

³⁴ D. Czapczyńska, J. Janczykowski, *Zamek w Rzeszowie*. [W:] *Dzieje Rzeszowa*, pod red. F. Kiryka, 1994, t. I, s. 385, p. 5.

³⁵ *Ibidem*, s. 397.

³⁶ A. Przyboś, *Rzeszów na przełomie XVI i XVII wieku*. [W:] *Pięć...*, op.cit., s. 91.

³⁷ A. Wondaś, *Zamki jarosławskie*. Rocznik Stowarzyszenia Miłośników Jarosławia, 1947, s. 42-43.

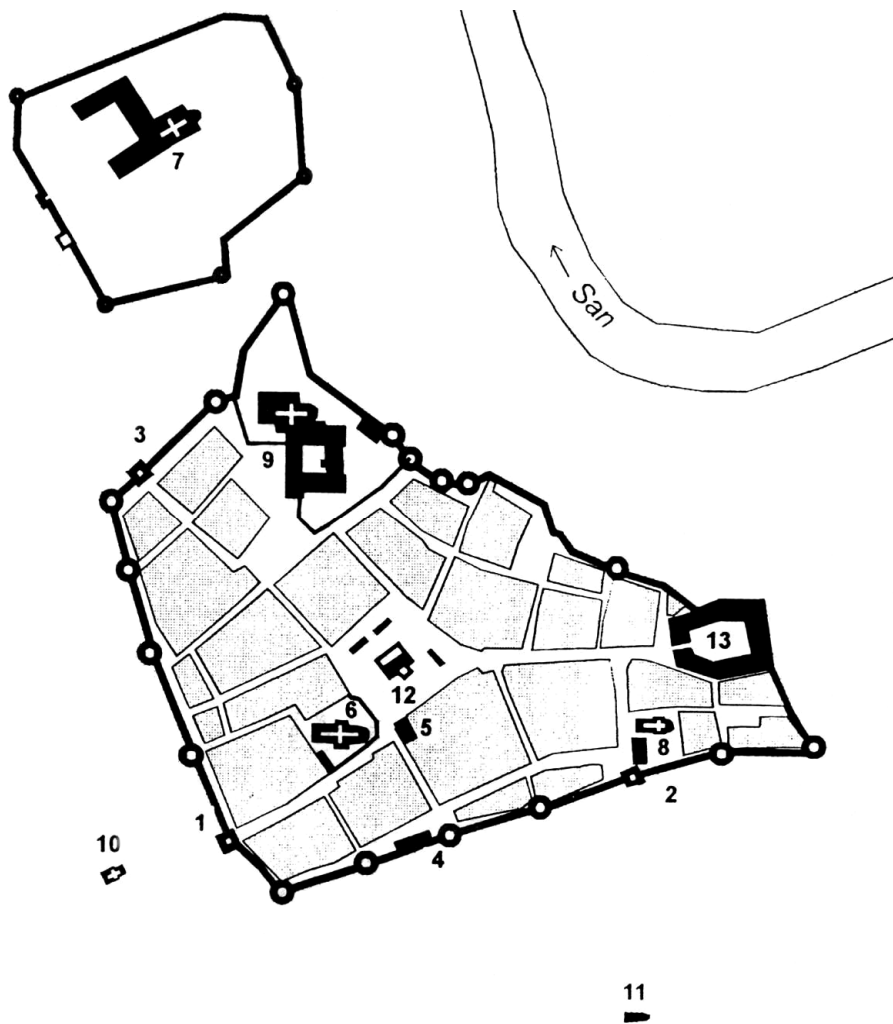
³⁸ B. Prach, *Myłosierdia dweri*. Sanktuarium Maryjne w Jarosławiu, Warszawa 1996.

³⁹ K. Liske, *Cudzoziemcy w Polsce*. PNL, 1876, s. 565-566.

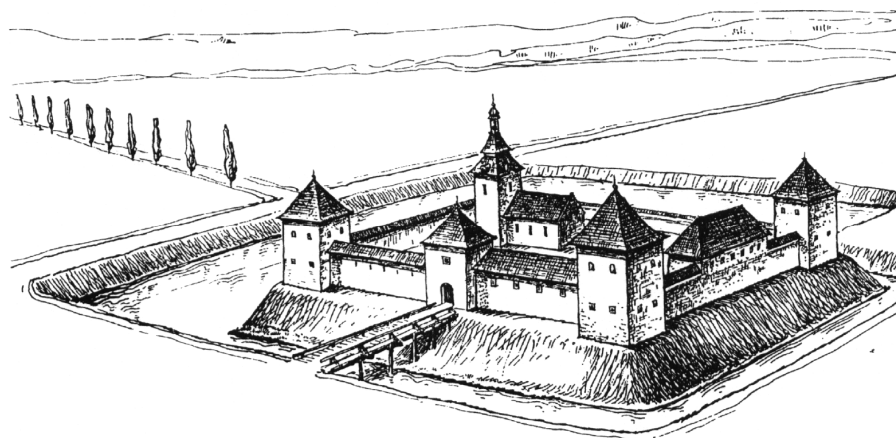
⁴⁰ *Rejestr poborowy ziemi przemyskiej z 1628 roku*. Wyd. Z. Budzyński i K. Przyboś, Rzeszów 1997, s. 53.

⁴¹ P. Dąbkowski, *Szlachta zaściankowa w Korczynie i Kruszelnicy nad Stryjem*. Lwów 1936, s. 81.

⁴² O. Maciuk, op.cit., s. 70.

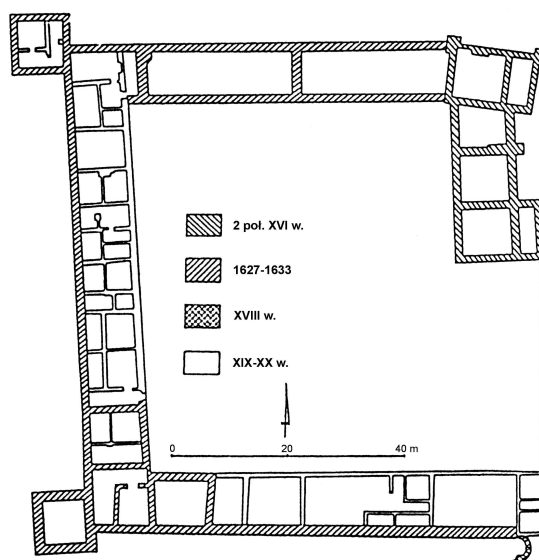


Rys. 26. Orientacyjny plan Jarosławia w 2. poł. XVII w. wg P. Włada: 1 – Brama Krakowska, 2 – Brama Przemyska (Lwowska), 3 – Brama Sandomierska (Ruska, Pełkińska lub Sieniawska), 4 – Cekhaus i Furta, 5 – kamienica Orsettich, 6 – kolegiata pw. Wszystkich Świętych, 7 – kościół z klasztorem Benedyktynek, 8 – kościół z klasztorem Franciszkanów, 9 – kościół, klasztor i kolegium Jezuitów, 10 – kościół pw. Ducha Św., 11 – kościół pw. św. Zofii, 12 – Ratusz, 13 – zamek Kostków-Ostrogskich



Rys. 27. Lubieńce – próba rekonstrukcji wg O. Maciuka

Z ziemi sanockiej znamy dwa zamki o narysach basztowo-bastejowych: w Dąbrówce Starzeńskiej i Lesku. Relikty budowli w **Dąbrówce Starzeńskiej** znajdują się na skraju miejscowości, na wyniosłym, obszernym wzniesieniu odciętym od wschodu wąwozem (w XIX w. założono w tej części park). Od południa leży teren dawnych stawów, od zachodu i północy płynie Kruszelnica – prawy dopływ Sanu. Do dnia dzisiejszego z całego założenia zachowało się skrzydło zachodnie, fragmenty południowego, dwie baszty i przyziemie trzeciej, a całość zmurowano z kamienia i cegły (rys. 28.).



Rys. 28. Dąbrówka Starzeńska – zamek. Rozwarstwienie obiektu wg J. Teodorowicz-Czerepińskiej i A. Hunicza

Wieś pojawia się w źródłach w 1436 r. jako własność Kmitów, Dynowskich, wreszcie Pawła Nabrzucha (Nabrzych, Nabrzuszek) z Nozdrza⁴³. Od połowy XVI w. mieszkali tu kolejno Stadniccy, Czartoryscy i Ogińscy, a od nich w 1789 r. zakupił miejscowość Piotr Starzeński⁴⁴. Starzeńscy, potomkowie Piotra, mieszkali tu do 1945 r., kiedy to obiekt został spalony oraz wysadzony w powietrze przez oddziały UPA. Od tego czasu znajduje się w postępującej ruinie.

Pierwszą siedzibę (curia) wzniesli Nabrzuszkowie, a po raz pierwszy została wzmiankowana w źródłach w latach 1500-1502⁴⁵. Rezydencję w formie dworu alkierzowego zbudowali z końcem XVI w. Stadniccy, oni też rozbudowali dwór w zamek (1627-1633), nadając mu formę basztowo-bastejową. Zbudowano wtedy skrzydło północne (11 x 54 m) z trzema pomieszczeniami w przyziemiu, mury kurtynowe od zachodu i dwie baszty-basteje na rzucie czworoboku. W XVIII wieku zbudowano wschodni mur kurtynowy, a południowe i zachodnie skrzydło mieszkalne dopiero w wieku XIX⁴⁶.

Pierwszą siedzibę w **Lesku** wybudował zapewne Jan Kmita Nosek w XV w., w latach 1448-1449 kasztelan przemyski, ale trudno jest opisać jej układ przestrzenny. Ceglano-kamienny donżon wznosił Piotr Kmita, starosta przemyski (1512-1553 r.) i wojewoda krakowski (1536-1553 r.), a masywny czworobok ulokowany jest w zachodniej części zamku. Parter wieży mieszkalnej nakryto krzyżowym sklepieniem wspartym na wielobocznym filarze. Rozbudowany później obiekt otrzymał narys nieregularnego czworoboku z basztami i bastejami w narożach. Zamek składał się z piętrowej bramy, piętrowego średniego domu murowanego, drewnianej kuchni, piętrowego domu drewnianego, murowanego domu piętrowego, drugiej wielkiej kuchni murowanej i drewnianej piekarni (rys. 29.). Całość otoczono parkanem i odcinkowo murem, a wysokie ściany murowanych domów mogły pełnić (zastępować) funkcje muru kurtynowego. W sąsiedztwie zamku znajdowało się jego zaplecze gospodarcze: stajnie wówczas „ogorzałe”, mastarnia, słodownia, browar, domy służby, ogrody, sad, chłodnik i chmielnik. Pod rokiem 1611 znajduje się informacja o zwierzyńcu, na który Stanisław Stadnicki przeznaczył ogrody uzyskane od mieszczan. Zygmunt Hendel pisał o XVII-wiecznych dziejach zamku: „... po roku 1656 zamek uległ częściowej przebudowie, przy czym został uwieńczony attyką z wnękami i narożnymi wieżyczkami. Klęski i pożary w latach 1704-1783 doprowadziły dwu-

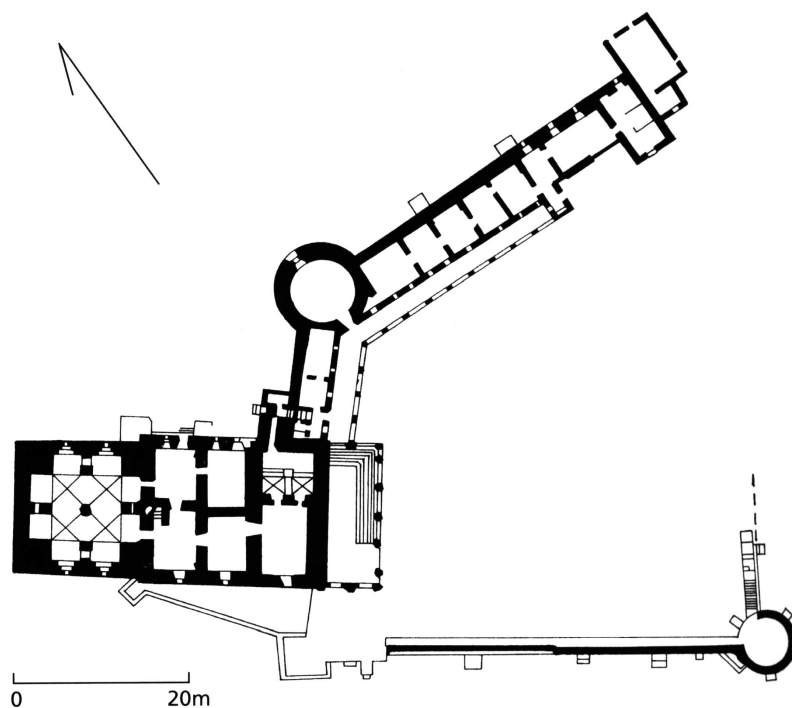
⁴³ Biblioteka im. Ossolińskich we Wrocławiu, Dział Rękopisów, nr 1825/II, przypis za J. Teodorowicz-Czerepińską, *Zespół zamkowo-parkowy w Dąbrówce Starzeńskiej woj. przemyskie*. Lublin 1986, mps w SOZ w Przemyślu, s. 32.

⁴⁴ M. Proksa, *Budownictwo...*, op.cit., s. 217-218.

⁴⁵ J. Teodorowicz-Czerepińska, op.cit., s. 23.

⁴⁶ M. Goszyła, M. Proksa, op.cit., s. 33-34.

krotnie zamek do zupełnej ruiny”⁴⁷. Autor dysponował zapewne niedostępnymi dziś źródłami dotyczącymi przebudowy rezydencji. Informacje o pożarze z 1704 r. są i dziś znane, natomiast nie zachowały się informacje o pożarze z 1783 r. Restauracja rezydencji w XIX w. przeprowadzona przez Wincentego Pola w stylu klasycystycznym pozbawiła obiekt cech stylowych gotycko-renesansowych, pozostawiając jedynie skrzydło północne i część zachodnią z masywem wieży mieszkalnej.



Rys. 29. Lesko – plan zamku wg R. Frazikowej

3. Zamki prywatne o niejasnych układach przestrzennych

Omówione tu zostaną założenia obronno-rezydencjonalne, których układów przestrzennych autorzy nie umieją opisać, również ze względu na brak studiów terenowych i słabe podstawy źródłowe.

⁴⁷ A. Fastnacht, *Dzieje Leska do 1772 roku*. Rzeszów 1988, s. 242, 244; M. Proksa, *Przywilej lokacyjny miasta Leska z 1477 roku*. Przemyśl 1993; Z. Hendel, *O zamku w Lesku*. Prace Komisji Historii Sztuki Ak. Um., t. I, z. 2.

Pierwsza wzmianka o murowanej siedzibie w **Bolestraszycach** pochodzi z 1639 r. z akt grodzkich przemyskich, a została powtórzona przez W. Łozińskiego⁴⁸. Wymieniono tam „okopany dwór” i „sklep”, a relikty sklepień mogą sugerować ich XVI-wieczną chronologię⁴⁹. Również inne źródła⁵⁰ mówią o istnieniu reprezentacyjnej siedziby, ale nie wnoszą nowych informacji na temat jej kształtu.

W **Drohojowie** koło Radymna w 1. poł. XVII w. Drohojowscy zbudowali zamek, z którego do dnia dzisiejszego zachowały się jedynie relikty zasypanych piwnic⁵¹, ale jeszcze w połowie ubiegłego stulecia były widoczne na powierzchni fragmenty murów⁵². Zamek od XVIII w. był już w stanie postępującej ruiny, a na przełomie XVIII i XIX w. na miejscu obronnej siedziby Drohojowskich założono park krajobrazowy. Z początkiem XX w. Kasprzyccy wzniesli tu murowany dom z kolistym ryzalitem.

Po warownej „dostatniej” rezydencji w **Felsztynie** nie pozostały żadne ślady⁵³. Wieża zamieniona na dzwonnice kościelną może być pozostałością zamku, ale sprawdzenie tej tezy wymaga przeprowadzenia studiów terenowych⁵⁴ (rys. 30.).



Rys. 30. Felsztyn wg T. Szydłowskiego. Ruiny baszty, w głębi kościół

⁴⁸ W. Łoziński, op.cit., t. II, s. 182.

⁴⁹ J. Teodorowicz-Czerepińska, *Zespół dworsko-parkowy w Bolestraszycach*. Dokumentacja naukowo-historyczna, Lublin 1976, mps w SOZ w Przemyślu, s. 8.

⁵⁰ J. Drohojowski, *Kronika Drohojowskich*. Kraków 1904, cz. 2, akt nr 960 z 1670 roku, nr 1086 z 1685 r., nr 1102 z 1688 r.

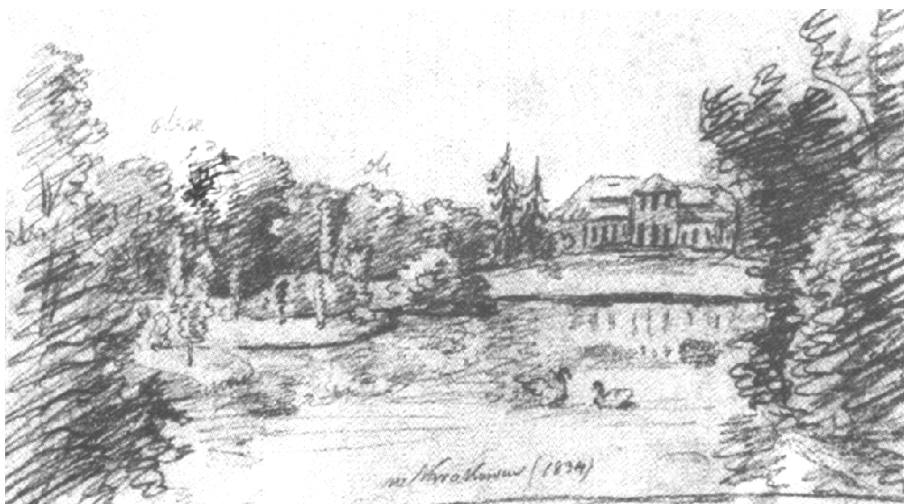
⁵¹ J. Piórecki, *Zabytkowe ogrody i parki województwa przemyskiego*. Rzeszów 1989, s. 58-59.

⁵² M. Gosztyła, M. Proksa, *Dwory województwa przemyskiego*. Przemyśl 1996, s. 33-34.

⁵³ T. Szydłowski, *Ruiny Polski*, Kraków 1919, s. 62.

⁵⁴ O. Maciuk, op.cit, s. 83.

Zamek w **Krakowcu** widział w czasie swojej podróży Ulryk Werdum⁵⁵, ale nie opisał jego wyglądu. SGKP⁵⁶ przypisuje budowę rezydencji Aleksandrowi Ostrogskiemu, podając rok 1590 za początek inwestycji. W XVIII wieku Ignacy Cetner zbudował tu wspaniałą rezydencję rozebraną około 1835 r.⁵⁷, w której murach mogły tkwić relikty zamku Ostrogskich. Rysunki K.W. Kielisińskiego (rys. 31.) i J. Richtera⁵⁸ pokazują dom na wyraźnie wyeksponowanym wzgórzu, otoczonym wodami stawu. Takie usytuowanie podkreśla obronne i ekspozycyjne walory rezydencji.



Rys. 31. Krakowiec – pałac. Widok od strony parku. Rysunek K.W. Kielisińskiego

Zamek w **Sierakoścach** zbudował w 1. ćwierci XVII w. Marcin Krasicki⁵⁹. Rozbudowali go w XVIII w. Lubomirscy. Dzisiejszy dwór był za czasów Krasickiego budynkiem bramnym z przelotową częścią centralną i dwiema przyległymi od wschodu i zachodu lokalnościami, mieszczący na piętrze pomieszczenia mieszkalne. W bryle zachowanego budynku rysuje się wyraźnie sklepiony kolebką trakt (rys. 32.).

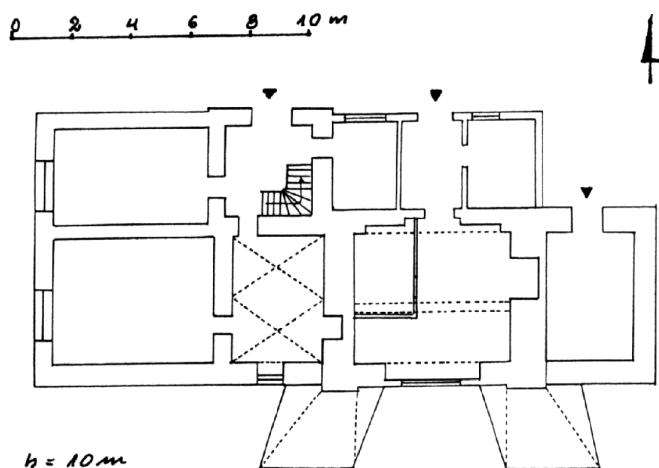
⁵⁵ K. Liske, op.cit., s. 567.

⁵⁶ *Słownik Geograficzny Królestwa Polskiego i innych krajów słowiańskich* (dalej SGKP). Wyd. T. Sulimirski, B. Chlebowski, W. Walewski, t. IV, s. 606.

⁵⁷ R. Aftanazy, *Materiały do dziejów rezydencji. Dawne województwo ruskie: ziemia przemyska i sanocka*. Warszawa 1991, t. VIII, s. 44-58.

⁵⁸ Ibidem, rys. 60-61.

⁵⁹ W. Łoziński, op.cit., t. I, s. 99, 113.



Rys. 32. Sierakońce – dwór. Plan sytuacyjny i rzut przyziemia wg I. Zajęc

Zamek w **Skolem** opisuje K. Ustianowicz⁶⁰, podając, że był warowny i przystosowany do „obrony całego królestwa przeciw Węgrom i Siedmiogrodzianom”. Pierwsza wzmianka o nim pochodzi z 1610 r.⁶¹ i pojawia się przy opisie walk z Diabłem Stadnickim. W wieku XIX zamek już nie istniał i został zapomniany. Za czasów świetności otoczono go murem kamiennym z otworami strzelniczymi i wieżą bramną, a wewnątrz obwodu znajdowały się drewniane budynki mieszkalne i gospodarcze.

Zamek w **Wojutyczach** zbudował Jan Tomasz Drohojowski przed 1605 r., ale już w 1610 r. został zniszczony w czasie walk Stadnickiego z Opalińskim⁶². Mimo częstego cytowania w literaturze⁶³ nie jest możliwe opisanie jego formy i układu przestrzennego.

W **Korczynie** koło Skola w okresie nowożytnym funkcjonowały trzy małe założenia obronno-rezydencjonalne, które można opisać, ale drewniany zamek wymieniają tylko P. Dąbkowski⁶⁴ i O. Maciuk⁶⁵.

„Zameczek” w **Dołgołuce** wymienia W. Łoziński⁶⁶, a ostatnio próby jego rekonstrukcji podjął się O. Maciuk⁶⁷ (rys. 33.). Rysuje on zamek na rzucie kwa-

⁶⁰ K. Ustianowicz, *Zemsta Górala*. Lwów 1879, s. 34.

⁶¹ F. Pappé, *Skole i Tucholszczyzna*. PNL, 1890, t. XVIII, s. 354.

⁶² J.T. Frazik, *Rezydencje...*, op.cit., s. 358.

⁶³ W. Łoziński, op.cit., t. I, s. 87-88; t. II, s. 108, 250-251, 253, 255, 298, 300-305, 325; J. Drohojowski, op.cit., t. I, s. 80; t. II, s. 97.

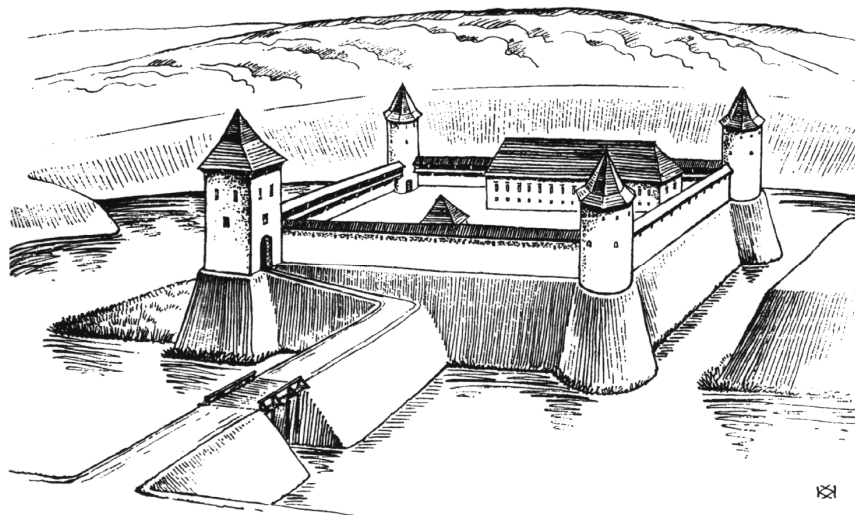
⁶⁴ P. Dąbkowski, op.cit., s. 12-37.

⁶⁵ O. Maciuk, op.cit., s. 70.

⁶⁶ W. Łoziński, op.cit., t. I, s. 79.

⁶⁷ O. Maciuk, op.cit., s. 71.

dratu, z dziedzińcem opasanym murem kurtynowym, oblany wodą, z cylindrycznymi basztami w narożach i czworoboczną wieżą bramną. Na dziedzińcu stał dwukondygnacyjny budynek mieszkalny, którego narys tkwi w tradycjach długiego domu gotyckiego. Wedle dzisiejszego stanu wiedzy rekonstrukcja ta pozbawiona jest wszelkich podstaw źródłowych.



Rys. 33. Dołgołuka – zamek. Próba rekonstrukcji wg O. Maciuka

Odrębny problem stanowi zamek w **Dubiecku** w ziemi sanockiej. Mimo przeprowadzonych w latach 60. ubiegłego stulecia badań architektonicznych uzupełnionych sondażowymi wykopami archeologicznymi, w dalszym ciągu nie jest znany pewny narys obiektu⁶⁸. Zamek wzniesli Stadniccy, być może Stanisław Mateusz, potem mieszkał tu jego syn Andrzej, który odsprzedał miejscowość Stanisławowi Krasickiemu. Mimo braku pełnych studiów terenowych zamek najczęściej rysuje się jako czworoboczne założenie, z dziedzińcem, ze skrzydłami mieszkalnymi południowym i północnym utworzonymi przez jednokondygnacyjne budynki. Postulat gruntownych badań terenowych wydaje się oczywisty.

⁶⁸ J.T. Frazik, *Ze studiów i badań nad zamkiem w Dubiecku*. Teki Komisji Urbanistyki i Architektury, t. 2-3, Kraków 1968-1969, s. 207-223, 150-177; tenże, *Kontrakty Sebastiana Czeszki na prace rzeźbiarsko-kamienniarzkie dla zamku w Dubiecku*; tamże, t. 5, Kraków 1971, s. 103-118; tenże, *Kafle zamku w Dubiecku*. Ochrona Zabytków, nr 4, 1970, s. 294-302.

4. Fundacje duchowieństwa

Powstałe w czasach nowożytnych siedziby w Straszewicach, Walawie i Wielunicach, wzniesione w centrach dużych włości należących do stołu biskupiego, były w rękach władcyków greckokatolickich⁶⁹. Nie posiadały one zapewne narysu basztowo-bastejowego, dlatego też nie będą tutaj szczegółowo opisane.

Najmniej informacji udało się zebrać autorom o rezydencji w **Straszewicach**. Informacja o śmierci biskupa przemyskiego Jerzego Winnickiego (22 września 1713 r.) i Atanazego Szeptyckiego (8 czerwca 1779 r.)⁷⁰ może sugerować istnienie tu biskupiej siedziby mieszkalnej o XVII-wiecznej genezie. Inwentarze z początku XIX w.⁷¹ wymieniają dwie siedziby: dom administratora (?) na folwarku, drewniany, w złym stanie, bez podwalin, podłóg, okien, o czterech lokalnościach i obszerny dwór biskupi z drewna jodłowego o dwutraktowym układzie przestrzennym, z kaplicą.

W Wielunicach znany jest tylko późny (1823 r.) opis mieszkania ekonoma z alkierzem, izbą, piekarnią, komorą i przelotową na osi sieni. Niejasna jest również obecność lamusa. Wieloznaczność i nieprecyzyjne używanie tego terminu, również dość powszechne określenie tzw. murowanych dworów renesansowych mianem lamusów (bądź skarbców) nie ułatwia rozstrzygnięcia⁷². Część z nich (lamusów) mogła być pozostałością dworów, które potem pełniły funkcje magazynowe; w Wielunicach lamus znajdował się wewnątrz założenia ogrodzonego płotem.

W Walawie rezydencja będąca miejscem letniego pobytu władcyki przemyskiego zbudowana z początkiem XVIII w. była broniona mokrą fosą⁷³. Na teren rozległego dziedzińca, wokół którego stały oficyny, stajnia, piwnica i budynek kuchenny, prowadziła brama poprzedzona mostem, zbudowana „w czworowęgief”. Na folwarku sąsiadującym z rezydencją stało mieszkanie ekonoma, piekarnia, karmnik, obory, stajnie, spichlerz i „rezydencja stara, nowego pobudowania potrzebująca”⁷⁴. Jej centralną część stanowiła sień, po lewej stronie znajdowały się dwa pokoje, „pokoik”, alkowa, garderoba i spiżarnia, po prawej „sala duża pomalowana”, pokój i kredens, a między pokojami ulokowano jeszcze kaplicę.

Dwie rezydencje w ziemi przemyskiej i sanockiej należą do biskupa łacińskiego. Rezydencja w **Brzozowie** odbudowana przez biskupa przemyskiego

⁶⁹ M. Proksa, *Studia...*, op.cit., s. 66-68.

⁷⁰ SGKP, XI, s. 390.

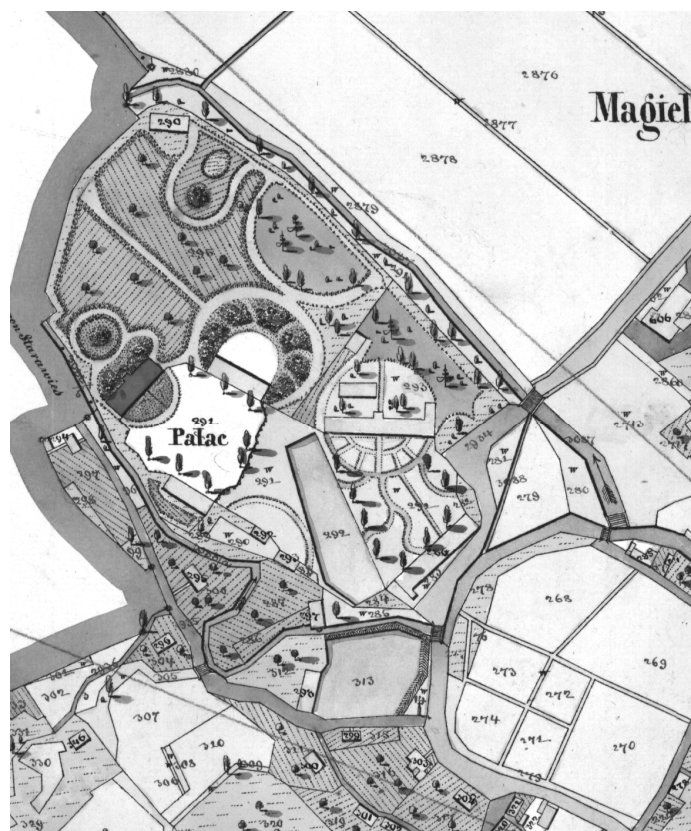
⁷¹ M. Proksa, *Studia...*, op.cit., s. 377-378.

⁷² L. Kajzer, *Studia nad świeckim budownictwem obronnym województwa łęczyckiego w XIII-XVII wieku*. Łódź 1980, s. 76.

⁷³ M. Proksa, *Studia...*, op.cit., s. 67.

⁷⁴ M. Gosztyła, M. Proksa, *Dwory...*, op.cit., s. 119.

Aleksandra Antoniego z Pleszowic Fredrę⁷⁵ była siedzibą obwarowaną, zaopatrzoną w dwa dziedzińce, ogród z pałacem pośrodku, oficynami oraz budynkami gospodarczymi (stajnie, wozownie, młyn, kuchnia, piekarnia); w obrębie założenia wykopano stawy rybne. Do rezydencji prowadziła drewniana, piętrowa brama kryta dachem gontowym, a za nią był pierwszy dziedziniec z budynkami gospodarczymi i domem ekonoma z sienią, alkierzem i dwoma izbami. Do drugiego dziedzińca – z pałacem biskupa – prowadziła brama z mieszkaniem na piętrze, a dziedziniec otoczono piekarnią, cukiernią, spiżarnią, drwalnią; znajdowała się tu również karczma i kaplica ze złotym i malowanym ołtarzem „snycerskiej roboty” (rys. 34.). Sam pałac zbudowano z modrzewiowego drewna⁷⁶, nakrywając gontowym „ordynaryjnym” dachem. Centralną część pałacu



Rys. 34. Brzozów – siedziba biskupów według mapy katastralnej z 1851 r. (ze zbiorów Archiwum Państwowego w Przemyślu)

⁷⁵ Z. Bielamowicz, *Osiemnastowieczne rezydencje biskupa przemyskiego Aleksandra Antoniego Fredry w Radymnie i Brzozowie*. Kronika Diecezji Przemyskiej, R. LXXI, 1985, z. 1 i 2, s. 16-25.

⁷⁶ A. Prochaska, *Z przeszłości Brzozowa*. PNL, R. XVI, 1888, s. 46.

stanowiła sień z dwoma oknami i dwoma drzwiami – po lewej i po prawej stronie. Po lewej stronie znajdowały się ułożone amfiladowo pokoje biskupa: izba stołowa, apartament i trzy izby, z których ostatnia była sypialnią. Po prawej stronie ulokowano izbę „marszałkowską” z dwoma przylegającymi do niej alkierzami. Na piętrze znajdowały się ułożone amfiladowo apartamenty biskupa: dwa pokoje, pokój sypialny z alkołą, garderoba i jeszcze jedna lokalność; nad izbą „marszałkowską” znajdował się „pokój biały” i izba sądowa. Budynek założony na rzucie prostokąta, może z wysuniętymi z lica alkierzami, był podpiwniczony. Niszczące założenie rozebrano z końcem XIX w., a ostatnim biskupem rezydującym w Brzozowie był Michał Korczyński (1834-1839)⁷⁷.

Nowożytna rezydencja biskupów przemyskich w **Radymnie** została zbudowana (lub odnowiona) przez Antoniego Fredrę. Drewniany budynek pałacu na rzucie prostokąta, z pięcioma pokojami, sienią i czterema wysuniętymi z lica alkierzami w narożach, ulokowano na wzgórzu. Pałacowi o dwutraktowym układzie przestrzennym towarzyszyły budynki gospodarcze i mieszkania służby: oficyny, kuchnia, piekarnia, powozownia, piwnice, stajnia i kuźnia, a na rzece Radzie urządzono trzy sadzawki rybne z młynem wodnym⁷⁸. Całe założenie otaczały wały wzmocnione palami i darnią, z sześcioma basztami w narożach. Po zajęciu Radymna w 1772 r. obiekt przeznaczono na koszary, wkrótce popadł w ruinę i został rozebrany.

5. Zamki bastionowe

5.1. Zamki bastionowe królewskie

Król na terenie ziemi przemyskiej i sanockiej zbudował tylko jeden zamek bastionowy: w **Samborze**. W wieku XVI za czasów starosty Krzysztofa Odrowęża Szydłowskiego zbudowano potężny zamek, z którego do dnia dzisiejszego zachowały się jedynie reliktory wałów ziemnych, a miasto opasano murem. Miasto i zamek zniszczyli Tatarzy w 1626 i 1629 r., a jego odbudowa nadała mu zapewne narys bastionowy pokazany ostatnio przez O. Maciuka⁷⁹, a szczegółowo opisany w inwentarzu z 1686 r.⁸⁰.

Do rezydencji ulokowanej nad Dniestrem i opasanej fosą prowadził drewniany most, przez który wchodziło się do budynku bramnego zamykanego podwójnymi wrotami z furtkami. W bramie znajdowały się dwie ciemne komory, zapewne o funkcjach magazynowych, na piętrze dwie izby i sień. Na dziedzińcu przy bramie ulokowano kordegardę, a w licu kurtyny drugą murowaną bramę

⁷⁷ J. Dąb, *Kościelne dzieje Brzozowa*. Nasza Przeszłość, t. IX, 1959, s. 293.

⁷⁸ J. Burszta, *Zabudowa miasta Radymna w połowie XVIII w.* Rocznik Województwa Rzeszowskiego, 1958, R. I, z. 2, s. 27-48.

⁷⁹ O. Maciuk, op.cit., s. 78.

⁸⁰ A. Kuczera, op.cit., s. 122-134.

z gankiem, przekrytą kopułą. Obok kordegardy stały dwa budynki, a do jednego z nich, dwukondygnacyjnego, komunikacja odbywała się przez drewniane schody z ganku bramnego. Dom ten na piętrze mieścił sieni, dwie izby, alkierz i komorę, a przyziemie rozbudowano o wielką izbę. Drugi dom składał się z trzech izb, sieni, alkierza, a do niego przybudowano stajenkę. Na dziedzińcu stała drewniana kaplica na fundamencie kamiennym, z kopułą w kształcie latarni. Domem reprezentacyjnym był „pałac, gdzie królestwo ich mość stawa”. Nie będą tutaj szczegółowo opisane układy przestrzenne budynków wchodzących w skład założenia zamkowego (zostały podane w innym miejscu)⁸¹, tu jedynie zostaną wyliczone: lamus drewniany na podmurówce, mieszczący skarbiec, podpiwniczony budynek murowany o rozbudowanych funkcjach, „budynek stary”, prawdopodobnie jeszcze z czasów Szydłowskiego, a obok kolejny dom, budynki gospodarcze (stajnie, kuchnia, piekarnia) oraz rezydencja starosty o dwutraktowym układzie wewnątrz. Pod zamkiem ulokowano gospodarcze podzamcze z blichem, winiarnią, browarem, dwoma młynami, budynkiem arendarskim, skarbnicą i foluszem nad blichem.

Przed przystąpieniem do opisu prywatnych fundacji bastionowych w ziemi przemyskiej i sanockiej podjęta zostanie próba przedstawienia genezy tego typu układów. Zamki bastionowe pojawiły się na wschodnich terenach Rzeczypospolitej z końcem XVI w., stopniowo wypierając założenia basztowo-bastejowe. Kolistą lub czworoboczną basteję zastąpiono pięciokątnym bastionem eliminującym martwe pola obrony. Niskie bastiony z umieszczonymi w kazamatkach działami wypełniono ziemią, a na nasypie bastionu ulokowano jeszcze działobitnie mające za zadanie oczyszczanie przedpola. Geneza tych elementów obronnych nie została jeszcze w pełni wyjaśniona, ale wszyscy badacze architektury militaris zgadzają się, że powstała z przekształcenia bastei. Pierwsze formy bastionowe pojawiły się w XV w. w Italii (w 1422 r. w Castel Nuovo w Neapolu), ale wysunięta ostatnio teza L. Kajzera „... że właśnie w naszej części Europy, pod wpływem doświadczeń wojen husyckich i za sprawą ich weteranów – fachowych artylerzystów, doszło do niezależnego w pewnym stopniu zastosowania tego rodzaju dzieł obrony ogniowej”⁸² wydaje się bardzo prawdopodobna. W XVI wieku w Italii wykształciła się szkoła staro- i nowowłoska z wysokimi omurowanymi bastionami o płaskich lub prostych kątach, a teoretykami tych szkół byli inżynierowie: Martin, Tartaglia, San Midzele, Marchi, Castrioto, Theti, Lorini, Busca, Tensini i Sordi⁸³. Część historyków⁸⁴ przypisuje Turkom zastosowanie bastionów, podkreślając ich ogromną rolę w upowszechnieniu.

⁸¹ M. Proksa, *Studia...*, op.cit., s. 361-366.

⁸² L. Kajzer, S. Kołodziejski, J. Salm, *Leksykon zamków w Polsce*. Warszawa 2000, s. 56.

⁸³ J. Bogdanowski, *Fortyfikacje łańcuckie na tle małopolskiej sztuki obronnej*. Łańcut 1976, s. 108.

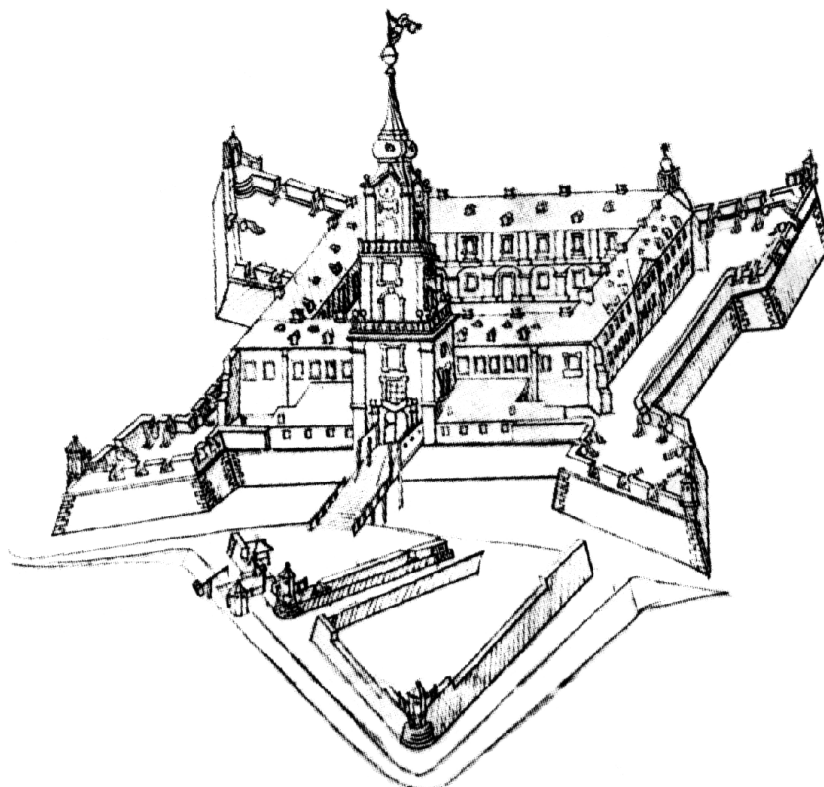
⁸⁴ H.W.M. Cabota, *Die Orient und sein Einfluss auf mittelalterlichen Wehrbauten des Abendlandes*. Madryt 1953.

nianiu tego systemu. W Europie północnej pojawił się system staro- i nowoholenderski, charakteryzujący się niskimi wałami, mokrymi fosami i wprowadzeniem podwalin dla broni ręcznej.

5.2. Prywatne zamki bastionowe

W tym punkcie omówione zostaną realizacje bastionowe w Rzeszowie, Laszkach Murowanych, Dukli, Łańcucie, Kormanicach i Sieniawie.

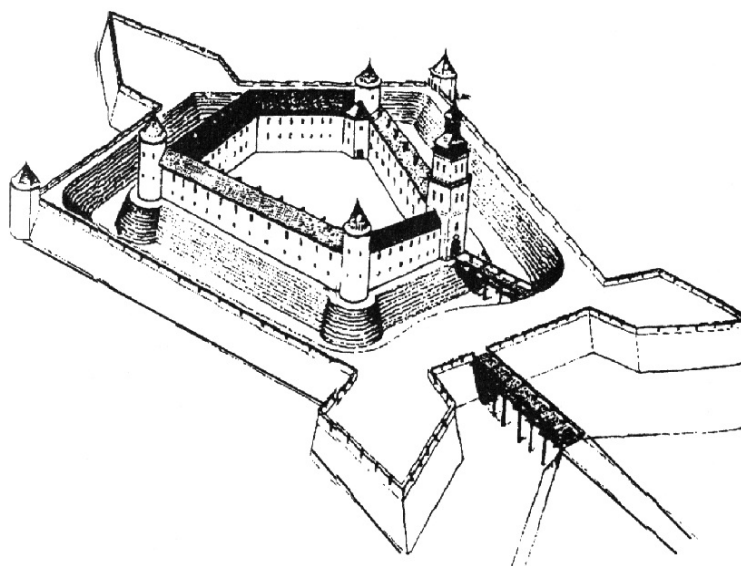
Wczesne fazy zamku w **Rzeszowie** opisano wcześniej, tu będzie mowa o działaniach Tylmana z Gameren za czasów Hieronima Augusta Lubomirskiego. Zbudował on wokół zamku fortyfikacje bastionowe, przy okazji niszcząc od północy część rezydencji. Powstał wtedy jednopiętrowy, czteroskrzydłowy zamek z wieżą bramną od zachodu, zaopatrzony w arkady w partii parteru od strony dziedzińca, a piętro podzielono pilastrami. Zlikwidowano również narożną



Rys. 35. Rzeszów – zamek bastionowy na podstawie rysunku z mapy topograficznej N. Wiedemana z 1762 r.

wieżę budowaną przez Ligezów. Kontynuacja prac z początku XVIII w., polegająca na przebudowie bramy wjazdowej i modyfikacji zewnętrznych elementów obronnych, prowadzona była przez inżynierów szwedzkich i Augusta II Mocnego. Brama została podwyższona do sześciu kondygnacji i zwieńczono ją smukłym hełmem z chorągiewką wiatrową ze złożoną postacią Archanioła na szczycie, a fortyfikacje od strony bramy wzmocniono rawelinem. Prace te ilustruje tryptyk K.H. Wiedemana⁸⁵ (rys. 35.). Jeszcze w połowie XVIII w. prowadzono na zamku prace, dzięki którym rawelin poprzedzono dwuramiennikiem z wałami i przedpiersiem ziemnym, a na przedstoku wprowadzono pole przeciwsztormowe, czostki i kobylice.

W Laszkach Murowanych fortyfikacje bastionowe rozpoczęli budować Mniszchowie, a kończyli je zapewne Oleśnicy. Założono je na pięcioboku, ale jedynie trzy narożniki figury zaopatrzone w bastiony typu puntone. Dwa kolejne wzmocniono niskimi wieżami ze stożkowatymi hełmami (rys. 36.). Założenie bastionowe otoczono drugą nitką mokrej fosy⁸⁶. Znany jest pomiar zamku z 1734 r. publikowany po raz pierwszy przez A. Czołowskiego w 1892 r.⁸⁷.



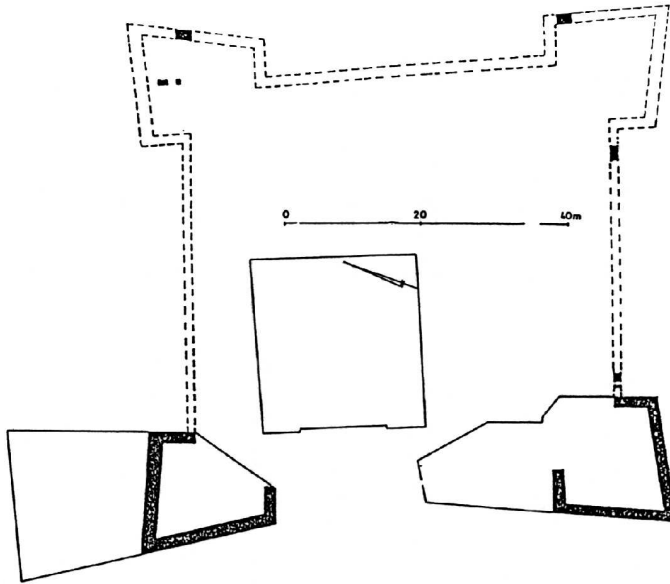
Rys. 36. Laszki – próba rekonstrukcji narysu bastionowego wg O. Maciuka

⁸⁵ K. Majewski, *Karol Henryk Wiedeman – architekt Jerzego Ignacego Lubomirskiego*. [W:] *Architektura rezydencjonalna i obronna województwa rzeszowskiego*, materiały z sesji naukowej, Łańcut 1972, s. 91.

⁸⁶ O. Maciuk, op.cit., s. 80.

⁸⁷ M. Proksa, *Zamek i folwark...*, op.cit., s. 155-164.

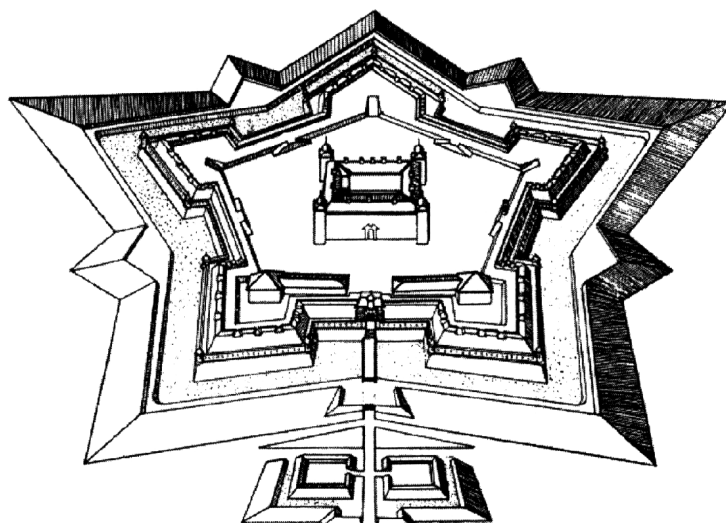
Badania architektoniczno-archeologiczne przeprowadzone w Dukli⁸⁸ pozwoliły ustalić etapy formatowania się założenia zamkowego (rys. 37.). Za czasów Zborowskich i Drohojowskich w końcu XVI w. wzniesiono murowany dwór. Jego zachowaną partię stanowi wschodnia część obecnego pałacu, z przelotową sienią w części zachodniej. Około połowy XVII w., jeszcze za czasów F. Mniszcha (†1661 r.) dobudowano do zachodniej ściany dworu budynek. Rozbudowany pałac otrzymał narys zbliżony do kwadratu (23,4 x 24,3 m). W tym czasie zbudowano system bastionowy, którego hipotetyczny narys został zrekonstruowany.



Rys. 37. Dukla – założenie bastionowe wg autora

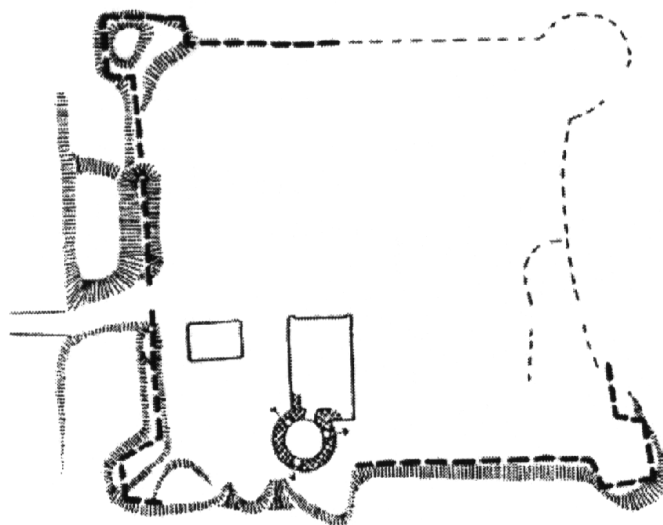
W Łańcucie w latach 1629-1641 Maciej Trapola na zlecenie Stanisława Lubomirskiego otoczył rezydencję pięciobocznym narysem bastionowym z głębokimi (suchymi(?)) fosami. Od zachodu wykonano nowe wejście, stare – południowe zostało zamurwane. Od 1667 roku Tylman z Gameren, zatrudniony po raz pierwszy jeszcze przez Sebastiana Jerzego Lubomirskiego, unowocześnił system obronny i zbudował most. Po pożarze w 1688 r. prace Tylmana ograniczyły się głównie do wystroju wewnątrz rezydencji, a elementy obronne zamieniono na tarasy widokowe (rys. 38.).

⁸⁸ Tenże, *Zamek bastionowy w Dukli w świetle badań architektoniczno-archeologicznych*. MSROA za lata 1980-1984, Rzeszów 1991, s. 203-206.



Rys. 38. Łańcut – rekonstrukcja fortyfikacji z lat ok. 1660-1760 wg J. Bogdanowskiego

Prawdopodobnie jeszcze Andrzej Maksymilian Fredro opasał basztowo-bastejowy zamek w **Kormanicach** ziemnymi fortyfikacjami bastionowymi, których relikty porośnięte drzewami można obserwować jeszcze do dzisiaj (rys. 39.).



Rys. 39. Kormanice – zamek. Ziemne fortyfikacje bastionowe wg J. Bogdanowskiego

Zapewne wtedy (1664-1680 r.) powstało bastionowe założenie w **Sieniawie**, którego fundatorem był Mikołaj Hieronim Sieniawski. Fortyfikacje⁸⁹ założono na rzucie krótkiego prostokąta z czterema bastionami w narożach. Bastiony północne (NW i NE) są mniejsze (szczupłość miejsca ograniczona przez Potok Dybkowski i mniejsza konieczność obrony tego odcinka kontrolowanego przez umocnienia miasta). W XVIII wieku obwarowania straciły swe funkcje, a między starą fosą i pałacem założono park krajobrazowy, wykorzystując przy tym dawny ogród kwaterowy.

6. Małe założenia bastionowe

W ziemi przemyskiej i sanockiej znajdują się dwa małe założenia rezydencjonalno-obronne o narysie bastionowym: Czarna i Płonna. Nie były one znane wcześniej, a do literatury wprowadził je M. Proksa⁹⁰, choć obiekt w **Płonnej** wymienia Katalog Zabytków Sztuki⁹¹, opierając się zapewne na analizie form terenu. Dwór w **Czarnej** otoczony umocnieniami ziemnymi stanowił typ siedziby „pallazzo in fortezza”, a opis, że „zamek czarniański jest circum circa wałem sypanym z ziemi otoczony o czterech rondlach, na którym wale parkany z drzewa jodłowego wokoło, pod dachem z gontów...” nie budzi wątpliwości interpretacyjnych. Siedzibę tę można datować na przełom XVI i XVII w. lub pierwsze dziesięciolecie wieku XVII i wiązać ją z działalnością inwestycyjną Kmitów lub, co bardziej prawdopodobne, z ich następcami – Stadnickimi.

Wątpliwości interpretacyjnych nie budzi również siedziba w **Płonnej**. O jej obronnej kiedyś funkcji świadczy „... po wale parkan z dylów...”, a informację o zniszczeniu („...znacznie miejscami od słoty i fali poodlatywała...”) można dość prawdopodobnie interpretować jako falę (wodę) pochodzącą z mokrej fosy otaczającej dwór. Do dnia dzisiejszego na kulminacji wzgórza otoczonego fortyfikacjami ziemnymi o narysie czworoboku zachowały się murowane relikty klasycystycznego dworu Cieszanowskich lub Truskolańskich zbudowanego na miejscu XVI-XVII-wiecznej siedziby Tarnowskich.

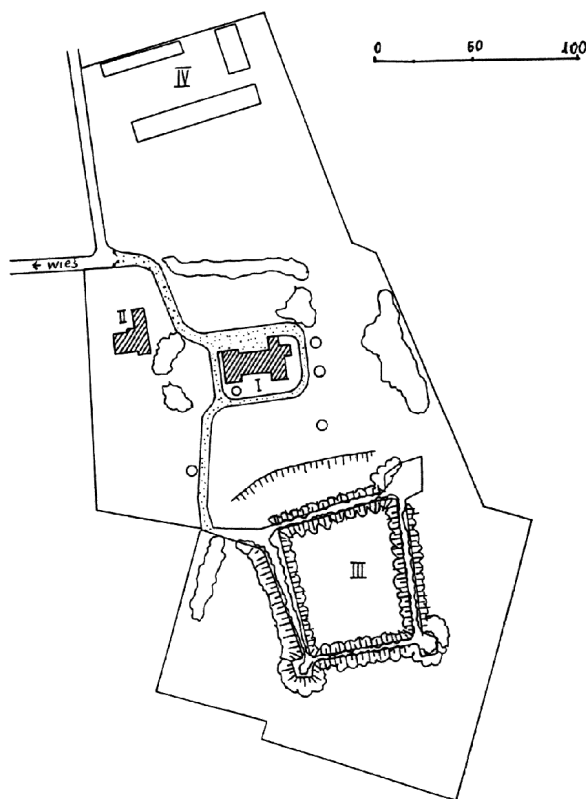
Podobne założenia znane są również z ziemi przemyskiej. Wymienić tu należy rezydencje typu „palazzo in fortezza” w Maćkowicach, Tuligłowach, Żurawicy i Żurawiczkach. O siedzibie w **Maćkowicach k/Przemysła** jest niewiele informacji. We wsi będącej własnością króla, a puszczonej w posesję, zbudowano obronny obiekt z czworobocznym narysem ziemnych umocnień bastionowych, których relikty są jeszcze dziś widoczne (rys. 40.). Mimo że istnienia

⁸⁹ K. Kuśnierz, *Sieniawa. Założenie rezydencjonalne Sieniawskich. Rozwój przestrzenny w XVII oraz XVIII wieku*. Rzeszów 1984.

⁹⁰ M. Proksa, *Czarna i Płonna – dwa zapomniane dwory obronne z okolic Leska*. PZH, R. X, 1994, s. 123-139.

⁹¹ *Katalog Zabytków Sztuki* (dalej KZS). Seria Nowa, t. 1, Warszawa 1982, s. 10-11.

siedziby nie potwierdzają źródła, zachowane fragmenty obwarowań bezspornie świadczą o jej istnieniu. Porównując ją do innych podobnych realizacji, można określić jej powstanie na wiek XVII, a inwestycję przypisać Ludwikowi Poniatowskiemu⁹² bądź Janowi Augustowi Morsztynowi⁹³.



Rys. 40. Maćkowice – zespół pałacowy z ziemnymi obwałowaniami bastionowymi wg I. Zajęc

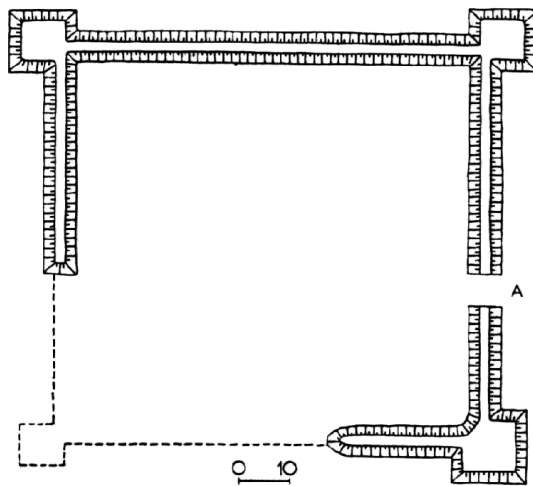
Czworoboczną fortalicję ziemną z niewielkimi kwadratowymi bastionami (zachowały się tylko trzy) w **Tuliłowach** zinwentaryzował J.T. Frazik⁹⁴, a została wydatowana na 2. ćwierć XVII w. (rys. 41.). Sugestia, że wewnątrz obwałowań stał dwór, jest bardzo prawdopodobna, a mógł go zbudować Marcin Krasiński, właściciel wsi⁹⁵.

⁹² Porównaj przypis 40., s. 102.

⁹³ *Rejestr poborowy ziemi przemyskiej z 1651 roku*. Wyd. Z. Budzyński i K. Przyboś, Rzeszów 1997, s. 76.

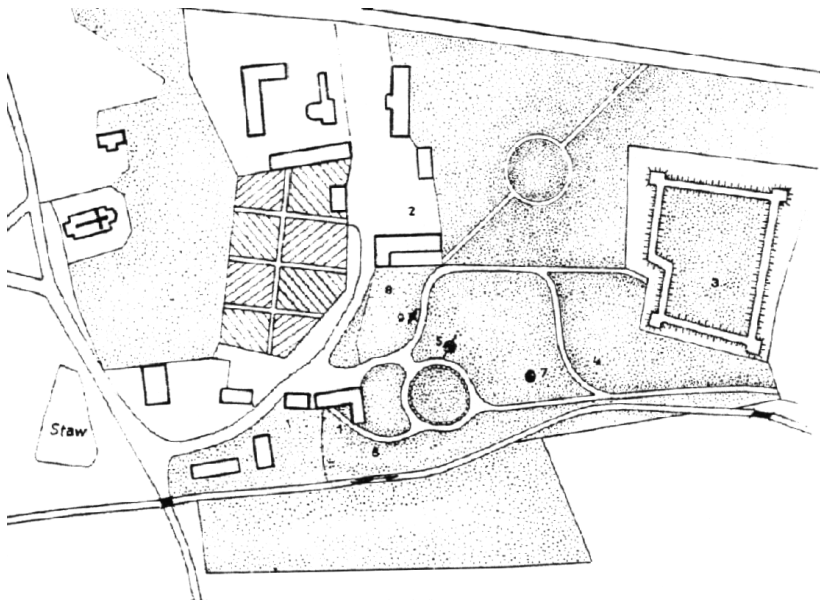
⁹⁴ J.T. Frazik, *Niektóre...*, op.cit., s. 73.

⁹⁵ *Rejestr... z 1628 roku*, op.cit., s. 47.



Rys. 41. Tuligłowy – ziemne założenie bastionowe wg J.T. Frazika

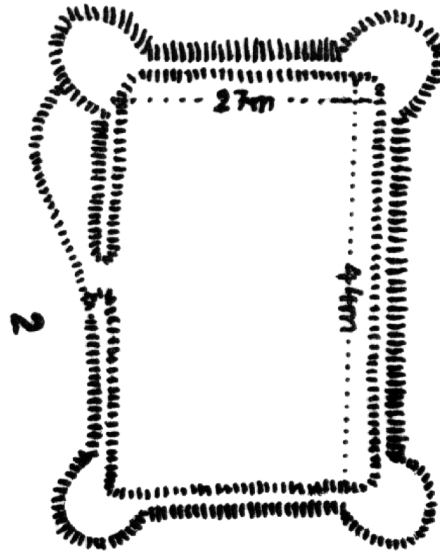
Dwór w **Żurawicy** usytuowano we wschodniej części wsi na wyraźnym wzniesieniu o walorach obronnych, wzmocnionych jeszcze czworobocznym systemem fortyfikacji ziemnych, lokując go wewnątrz tych fortyfikacji (rys. 42.). Siedzibę powstałą zapewne jeszcze w XVI w., później należąca do Lubo-



Rys. 42. Żurawica – założenie bastionowe. Przerys z mapy katastralnej z 1852 r. wg J. Pióreckiego

mirskich, Stadnickich i Korniaktów, kilkakrotnie wymienia W. Łoziński⁹⁶. Brak studiów terenowych uniemożliwia wysuwanie ostatecznych wniosków.

Żurawiczki w XVII w. należały do trzech właścicieli⁹⁷, m.in. Klenieckich. W połowie XVII w.⁹⁸ przebywał tu komornik ziemski lwowski – Jakub Dembowski i Aleksander Kleniecki herbu Przerowa. Obiekt wymienia F. Kotuła⁹⁹, podając równocześnie jego plan. Do dnia dzisiejszego zachowały się wały ziemne na rzucie czworoboku, o wymiarach 27 x 44 m i wysokości 3 m, wzmocnione w narożach ziemnymi bastionami o szerokości podstawy 8 m¹⁰⁰ (rys. 43.).



Rys. 43. Żurawiczki – ziemne założenie bastionowe wg G. Leńczyka

Wiedza dotycząca nowożytnych założeń rezydencjonalno-obronnych może być rozszerzana zarówno przez intensyfikację badań terenowych, jak i szersze udostępnianie ich wyników, a także poprzez gabinetowe studia archiwalne.

⁹⁶ W. Łoziński, op.cit., t. I, s. 28, 57, 210, 214; t. II, s. 194, 200, 202, 326-329, 337-339.

⁹⁷ *Rejestr... z 1628 roku*, op.cit., s. 174.

⁹⁸ *Rejestr... z 1628 roku*, op.cit., s. 132.

⁹⁹ F. Kotuła, *Warownie chłopskie w XVIII wieku w Ziemi Przemyskiej i Sanockiej*. Studia i materiały do historii wojskowości, t. VIII, cz. I, 1966, s. 119-123.

¹⁰⁰ G. Leńczyk, *Katalog grodzisk i zamczysk z terenu Małopolski*. Oprac. S. Kołodziejski, Kraków 1983, s. 36, 118.

EARLY MODERN TOWER-AND-HALF-BASTION AND BASTIONED CASTLES IN THE PRZEMYŚL AND SANOK DISTRICTS**S u m m a r y**

Tower-and-half-bastion castles were built by a variety of investors – the monarch, ecclesiasts, and the rich nobility. Drohobycz, Przemyśl, and Stryj Castles were royal foundations; while the properties at Straszewice, Walawa, and Wielunice belonged to the Easternrite clergy. Latin-rite bishops built the residences at Brzozów and Radymno; all that is left of these wooden structures are picturesque heaps of rubble, although in the 19th century they were still being used by the bishops for residential purposes. Private tower-and-half-bastion residences were raised either on new sites (e.g. at Dobromil, Kormanice, Laszki Murowane, Rybotycze, and Węgierka) or on extant earlier stone or brickwork foundations (Dąbrówka Starzeńska, Jarosław, Krasiczyn, Lesko, and Rzeszów).

Bastioned castles were built in the Region of Przemyśl and Sanok by the monarch (at Sambor) or by the magnates (at Dukla, Kormanice, Laszki Murowane, Łañcut, Rzeszów, and Sienawa).

This article discusses the above-listed residences, presenting their origins and an analysis of their spatial programmes. Bastioned castles first appeared in the eastern parts of Poland-Lithuania in the late 16th century, gradually replacing tower-and-half-bastion structures. The introduction of bastions is attributed to the Turks, who made a paramount contribution to the dissemination of this system.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w kwietniu 2008 r.

Bartosz SAŁACIŃSKI
Vyacheslav PISAREV
Politechnika Rzeszowska

PORÓWNANIE KOMPUTEROWO SYMULOWANEGO I RZECZYWISTEGO TRYBU PRACY CIENKOWARSTWOWEGO BETONOWEGO AKUMULATORA CIEPŁA

Przeanalizowano możliwość wykorzystania stworzonego przez autorów programu obliczeniowego „Akumulator” do przeprowadzenia symulacji pracy cienkowarstwowego betonowego akumulatora ciepła. Wyniki analizy zestawiono z literaturowymi wartościami uzyskanymi na drodze doświadczalnej.

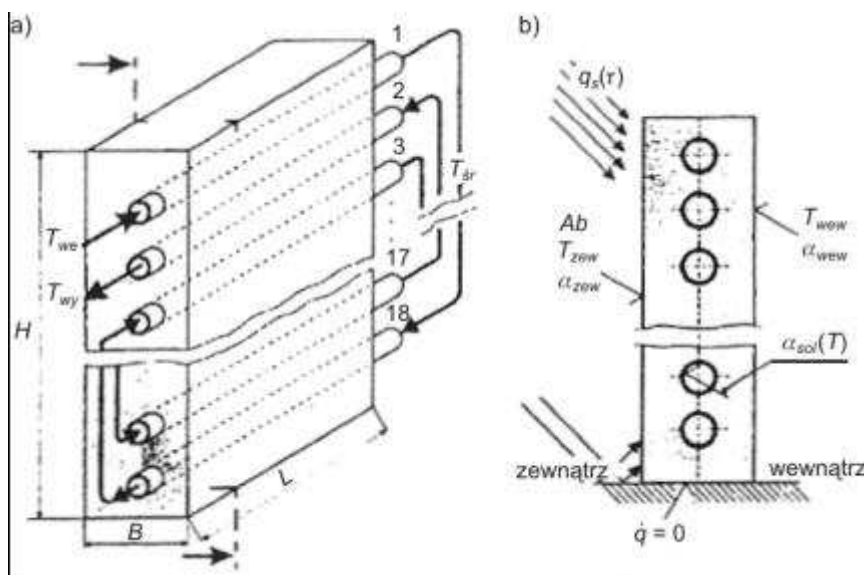
1. Wstęp

Komputerowe symulowanie procesów rzeczywistych jest w różnych dziedzinach praktyk inżynierskich często stosowanym zabiegiem. Odpowiednio przeprowadzona symulacja pozwala często otrzymywać wyniki analizy szybciej niż odbywałoby się to na drodze doświadczalnej, umożliwiając przy tym jednocześnie rozpatrywanie wielu rozmaitych przypadków danego zagadnienia, niekiedy niemożliwych do uwzględnienia na pojedynczym, rzeczywistym stanowisku badawczym. Autorzy posłużyli się opracowanym przez siebie programem „Akumulator” do symulowania trybu pracy cienkowarstwowego, betonowego akumulatora ciepła, co stanowi podstawę do opracowania teoretycznych, technicznych i praktycznych zasad wykorzystania energii niskotemperaturowej w technologicznych procesach ogrzewania, przygotowania CWU oraz wentylacji i klimatyzacji drogą udoskonalania instalacji wykorzystujących współpracę wspomnianych elementów akumulacyjnych z pompami ciepła. Prowadzone przez autorów analizy mają na celu m.in. wyznaczenie optymalnych trybów pracy akumulatorów w zależności np. od pory roku, temperatury czynnika chłodzącego, kąta odchylenia płaszczyzny elementu od kierunku południowego. W konsekwencji umożliwi to również określenie konkretnych wymiarów akumulatorów i odpowiadającego im potencjału magazynowania ciepła, który może zostać wykorzystany do częściowego pokrycia zapotrzebowania energetycznego wymienionych instalacji sanitarnych.

2. Weryfikacja wyników symulacji programu

2.1. Opis doświadczenia literaturowego

Poprawność działania programu sprawdzano przez porównanie wyników wykonanej w nim symulacji z symulacjami otrzymanymi na drodze doświadczalnej w Niemczech [1]. Artykuł „Numerische Untersuchung des thermischen Verhaltens einer Speicherwand als Wärmequelle für eine Wärmepumpe” autorstwa W. Heidemanna i E. Hahnego zawiera opis rzeczywistego badania efektywności współpracy pompy ciepła z betonowym akumulatorem energii. Celem doświadczenia było m.in. określenie, jak sprawdzi się w tej roli betonowa ściana ($\rho_{bet} = 2300 \text{ kg/m}^3$, $\lambda_{bet} = 2,1 \text{ W/m}\cdot\text{K}$, $c_{p_bet} = 1 \text{ kJ/kg}\cdot\text{K}$), tzw. garażu energetycznego o wymiarach $H = 2,5 \text{ m}$, $L = 6 \text{ m}$, $B = 0,1 \text{ m}$. Autorzy skoncentrowali się na wyznaczeniu bilansu magazynowanego w elemencie ciepła, przy założeniu że pobierana przez pompę ciepła moc jest stała i wynosi 1,05 kW. Na rysunku 1. przedstawiono model omawianego akumulatora [1].



Rys. 1. Model akumulatora uwzględniany w doświadczeniu w Niemczech

Opracowano na podstawie pracy [1].

Jak widać na rys. 1., we wnętrzu elementu umieszczone zostały przewody. Przekrój instalacji rurowej jest uformowany spiralnie. W ten sposób przepływ w sąsiednich przewodach odbywa się zawsze w przeciwnym kierunku. Rurki były wykonane z sieciowanego polietylenu ($\rho = 920 \text{ kg/m}^3$, $\lambda = 0,348 \text{ W/m}\cdot\text{K}$, $c_p = 2,3 \text{ kJ/kg}\cdot\text{K}$) o przekroju zewnętrznym równym 25 mm, grubości ścianki

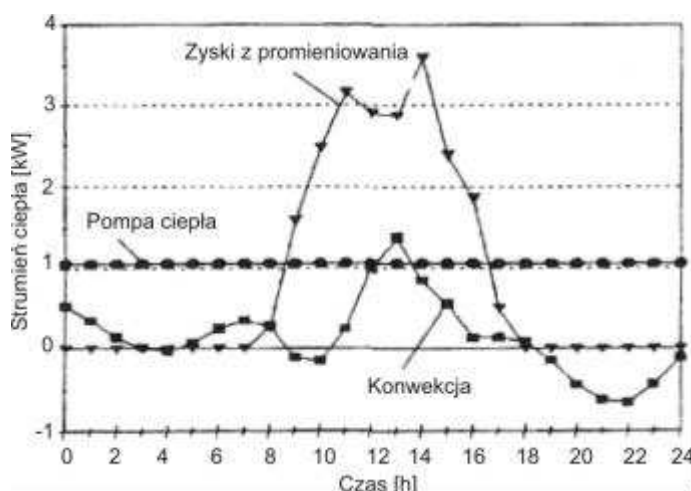
2,3 mm i całkowitej długości 108 m. Czynnikiem ochładzającym był w przypadku doświadczenia wodny 35% roztwór glikolu, przy stałej prędkości przepływu wynoszącej $v_{cz} = 0,425$ m/s. Temperatura solanki na wejściu do absorbera bryłowego wynosiła T_{we} i była mniejsza od wartości na wyjściu: $T_{wy} > T_{we}$. Z uwagi na charakter akumulatora współczynniki wnikania ciepła po obydwu jego stronach zostały przyjęte przez autorów na różnym poziomie, odpowiednio [1]: $\alpha_{zew} = 20$ W/m²·K (na styku ściany ze środowiskiem zewnętrznym), $\alpha_{wew} = 10$ W/m²·K (na styku ściany z powietrzem wewnątrz garażu). Szczegółowy opis wyników doświadczenia w artykule dotyczył zarówno całego okresu badań (wynoszącego 26 tygodni), jak również pojedynczego dnia obliczeniowego, którym był 5 listopada. W tabeli 1. podane zostały wartości nasłonecznienia i temperatury (wg Niemieckiego Urzędu Prognoz dla regionu Wurzburg [1]) dla poszczególnych godzin rozpatrywanej doby obliczeniowej.

Tabela 1. Rozkład temperatur otoczenia, promieniowania bezpośredniego i rozproszonego w dniu 5 listopada (wg Niemieckiego Urzędu Prognoz dla regionu Wurzburg [1])

Godzina	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
T_{zew} [°C]	8,3	6,1	4,1	3,6	3	4,4	11,6	16,3	15,3	12,8	9,3	6,3	5,9
Promieniowanie bezpośrednie $q_{sB}(\tau)$ [W/m ²]	0	0	0	0	10	184	239	271	86	0	0	0	0
Promieniowanie rozproszone $q_{sR}(\tau)$ [W/m ²]	0	0	0	0	9	62	95	101	49	0	0	0	0
$q_{sB}(\tau) + q_{sR}(\tau) = q_s(\tau)$ [W/m ²]	0	0	0	0	19	246	334	372	135	0	0	0	0

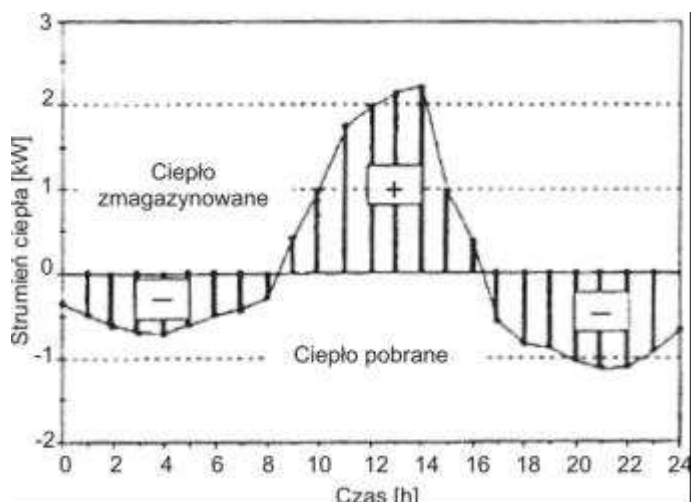
Na rysunku 2. [1] przedstawiony został bilans energii absorbera betonowego dla analizowanego doświadczenia dnia listopada wraz z wartościami, które odpowiadają ciepłu z niego pobieranemu, wynoszącemu 1,05 kW, kierowanemu do parownika pompy ciepła [1].

Doświadczenie wykazało, że do pokrycia założonego przez autorów dziennego zużycia energii, w ilości 1,64 kWh/m² powierzchni absorbera, z akumulatora pobrano i skierowano bezpośrednio do przepływającej w rurach solanki około 56% (0,92 kWh/m² = 13,8 kWh) energii netto ze środowiska. Pozostałych 44% (0,72 kWh/m² = 10,8 kWh) początkowo zmagazynowano, a następnie w godzinach nocnych pobrano i skierowano do pompy ciepła. Na rysunku 3. przedstawiony został dobowy bilans energetyczny rozpatrywanego akumulatora [1].



Rys. 2. Rozkład pochłoniętych strumieni ciepła w absorberze bryłowym o powierzchni bocznej $F = 15 \text{ m}^2$ (5 listopada)

Opracowano na podstawie pracy [1].



Rys. 3. Rozkład ciepła w analizowanym doświadczalnie elemencie betonowym w zależności od pory dnia (5 listopada)

Opracowano na podstawie pracy [1].

2.2. Symulacja doświadczenia w programie „Akumulator”

Wykorzystując dane literaturowe (p. 2.1), autorzy niniejszego referatu przeprowadzili programem „Akumulator” symulację analogiczną do opisanego doświadczenia. Dalej wymienione zostaną wartości niepodane przez autorów

w materiale literaturowym, które należało dodatkowo wyznaczyć na podstawie pracy [1].

Współczynniki absorpcji promieniowania słonecznego Ab (wyniki zestawiono w tab. 2.). Obliczono je na podstawie wartości zawartych w tab. 1. i na rys. 2., posługując się następującym wzorem:

$$Ab = \frac{\Sigma E_p}{\Sigma E \cdot F} \quad (1)$$

gdzie: ΣE_p – suma energii pochłoniętej przez akumulator [W] (rys. 2.), ΣE – suma energii padającej na akumulator [W/m^2] (tab. 1.), F – powierzchnia boczna akumulatora [m^2].

Tabela 2. Współczynniki absorpcji promieniowania akumulatora (na podstawie tab. 1. i rys. 2.)

Czas [h]	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00
ΣE [W/m^2] (tab. 1.)	19	246	334	372	135
ΣE_p [kW] (rys. 2.)	0,28	2,5	2,9	3,5	1,9
Ab – wzór (1)	0,98	0,68	0,58	0,62	0,94

Średnia temperatura czynnika ochładzającego (solanki) w akumulatorze. Została ona określona na podstawie danych dostępnych w pracy [1], dotyczących obiegu pompy ciepła, z którą współpracuje akumulator. Dane te przedstawiają się następująco:

- $p_2 = 890$ kPa – końcowe ciśnienie sprężania czynnika chłodniczego R134a [1],
- stosunek ciśnienia czynnika chłodniczego po sprężaniu i przed nim wynosi $p_2/p_1 = 4$ [1] $\rightarrow p_1 = 222,5$ kPa.

Posługując się wykresem właściwości czynnika chłodniczego R134a, określono temperaturę odparowania czynnika odpowiadającą ciśnieniu p_1 – $T_{odp} = -7^\circ\text{C}$ [2]:

- temperatura odparowania jest o 8°C niższa od temperatury solanki na wejściu do parownika [1] $\rightarrow T_{odp} = T_{cz_we} = -7 + 8 = 1^\circ\text{C}$,
- pomiędzy wyjściem a wejściem do parownika solanka ochładza się o stałą wartość temperatury wynoszącą 2°C [1] \rightarrow temperatura solanki na wyjściu z parownika $T_{cz_wy} = 1 - 2 = -1^\circ\text{C}$,
- oddana w parowniku energia musi zostać odzyskana w akumulatorze \rightarrow średnia temperatura solanki w akumulatorze $T_{sr_cz} = -1 + 1 = 0^\circ\text{C}$.

Właściwości fizyczne solanki (35% roztworu glikolu) przyjęte do obliczeń: temperatura średnia $T_{sr_cz} = 0$, gęstość $\rho_{cz} = 1055$ kg/m^3 , ciepło właściwe $c_{p_cz} = 3,525$ $\text{kJ/kg}\cdot\text{K}$, współczynnik przewodzenia ciepła $\lambda_{cz} = 0,424$ $\text{W/m}\cdot\text{K}$, lepkość

dynamiczna $\mu_{cz} = 0,005148 \text{ kg/m}\cdot\text{s}$, współczynnik rozszerzalności cieplnej $\beta = 0,00366 \text{ 1/K}$.

Całkowity czas analizowanego procesu τ ograniczono w symulacji do zakresu od godz. 8.00 do 18.00 ($\tau = 10 \text{ h}$). Średnią początkową temperaturę akumulatora przyjęto na poziomie $T_p = 3,1^\circ\text{C}$, natomiast jako średnią temperaturę zewnętrzną w czasie trwania procesu przyjęto średnią wartość dla rozpatrywanego przedziału czasowego z tab. 1. – $T_{sr_zew} = 10^\circ\text{C}$. Z braku danych literaturowych w pracy [1] na tym samym poziomie przyjęto również średnią temperaturę wewnętrzną w garażu – $T_{sr_weew} = 10^\circ\text{C}$. Ilość zakumulowanej w betonie energii wyznaczono na podstawie rozkładu temperatur w elemencie. Wyniki symulacji przedstawiono w tab. 3. oraz na rys. 4., 5. Dalej zamieszczono wielkości i wzory, którymi autorzy posłużyli się do określania poszczególnych wartości w tab. 3.:

$\tau = 10 \text{ h}$ – czas trwania analizowanego procesu,

$$F = L \cdot H \quad (2)$$

gdzie F – powierzchnia boczna akumulatora [m^2],

$$F = 6 \cdot 2,5 = 15 \text{ m}^2,$$

$$V = F \cdot L \cdot H \quad (3)$$

gdzie V – kubatura akumulatora [m^3],

$$V = 6 \cdot 2,5 \cdot 0,1 = 1,5 \text{ m}^3,$$

$$Q_s = \dot{q}_s(\tau) \cdot F \cdot Ab \quad (4)$$

gdzie: Q_s – ilość promieniowania pochłoniętego [kW], $\dot{q}_s(\tau)$ – wartość natężenia promieniowania słonecznego [W/m^2], Ab – współczynnik absorpcji promieniowania dla danej godziny (tab. 2.), F – powierzchnia boczna akumulatora [m^2],

$Q_{cz} = 1,05 \text{ kW}$ – ilość ciepła pobierana przez solankę [kW],

$$q = \frac{c_{p_akum} \cdot \rho_{akum} \cdot (T_{sr_pocz} - T_{sr}(\tau))}{\Delta\tau} \quad (5)$$

gdzie: q – jednostkowa ilość energii odbierana/zmagazynowana w akumulatorze w stosunku do stanu początkowego [kW/m^3], $T_{sr}(\tau)$ – średnia temperatura akumulatora w danym czasie [$^\circ\text{C}$], $\Delta\tau$ – przyrost czasu [s],

$$Q = q \cdot V \quad (6)$$

gdzie Q – ilość energii odbierana/zmagazynowana w akumulatorze [kW],

$$Q_{zb} = Q_s + Q \quad (7)$$

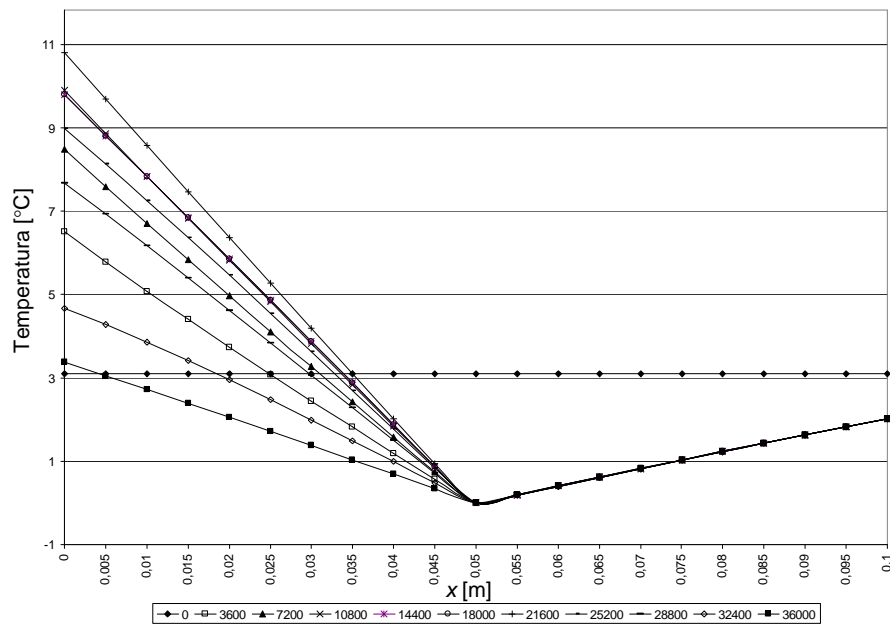
gdzie Q_{zb} – ilość energii zgmagazynowanej brutto [kW],

$$Q_{zn} = Q_{zb} - Q_{cz} \quad (8)$$

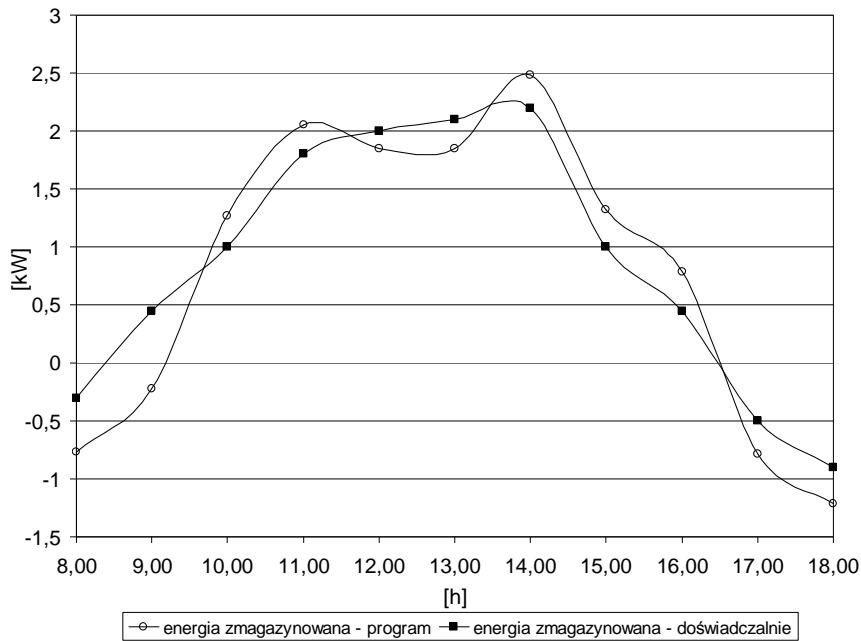
gdzie Q_{zn} – ilość energii zgmagazynowanej netto [kW].

Tabela 3. Wartości określone na podstawie jednowymiarowego rozkładu temperatur w betonie obliczonego przez program „Akumulator”

Czas [h]	8.00	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Promieniowanie całkowite $q_s(\tau)$ [W/m ²]	19	133	246	290	334	353	372	254	135	68	0
Q_s [kW] – wzór (4)	0,28	1,70	2,50	3,10	2,90	2,90	3,50	2,40	1,90	0,40	0,00
Q_{cz} [kW]	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
$\tau \cdot Q_{cz}$ [kWh]	10,5										
q [kW/m ³] – wzór (5)	0	-0,58	-0,12	0	0	0	0,02	-0,02	-0,04	-0,09	-0,11
Q [kW] – wzór (6)	0,00	-0,87	-0,18	0,00	0,00	0,00	0,03	-0,03	-0,06	-0,14	-0,17
Q_{zb} [kW] – wzór (7)	0,280	0,830	2,320	3,100	2,900	2,900	3,530	2,370	1,840	0,265	-0,165
Q_{zn} [kW] – wzór (8)	-0,770	-0,220	1,270	2,050	1,850	1,850	2,480	1,320	0,790	-0,785	-1,215



Rys. 4. Jednowymiarowy rozkład temperatur analizowanego akumulatora w czasie τ [s]



Rys. 5. Porównanie wielkości energii zakumulowanej w akumulatorze, podanej w artykule [1] i obliczonej programem

Porównując wykresy (rys. 5.), zauważa się, że odstępstwa pomiędzy wynikami uzyskanymi za pomocą programu a wartościami doświadczalnymi są niewielkie. Są one spowodowane m.in. różnymi sposobami określania wartości zmagazynowanej energii netto. Autorzy niniejszego referatu posłużyli się w tym celu wzorami (6)-(8). Jak wynika z rys. 2. i 3., przyjęty tok obliczeniowy, pomimo że wydaje się być racjonalny, nie znajduje zastosowania w przypadku wartości otrzymanych doświadczalnie. Wielkości energii dla poszczególnych godzin rozpatrywanego w symulacji okresu pracy akumulatora na rys. 3. nie są bowiem różnicą energii przez niego pochłoniętej i mocy oddawanej do parowca pompy ciepła, widocznych na rys. 2.

3. Wnioski

Zarówno badania przeprowadzone w warunkach rzeczywistych, jak i symulacja komputerowa pracy cienkowarstwowego elementu betonowego potwierdziły zasadność wykorzystywania go jako akumulatora energii. Konsekwencją obliczeń przeprowadzonych zarówno na drodze doświadczalnej, jak i teoretycznej jest możliwość określenia, jakiego rzędu ilość ciepła można pozyskać w procesie ochładzania rozpatrywanych elementów w warunkach rzeczywistych. Wyniki symulacji programu „Akumulator” są zbieżne z literaturowymi danymi doświadczalnymi i dobrze opisują przeprowadzone w rzeczywistości

badania. Mimo niewielkich różnic świadczy to o możliwości wykorzystywania programu do analizowania omawianej problematyki i prowadzenia dalszych badań pod tym kątem.

Literatura

1. Heidemann W., Hahne E.: *Numerische Untersuchung des thermischen Verhaltens einer Speicherwand als Wärmequelle für eine Wärmepumpe*. The 9th International Conference of Air Conditioning. District heating. Szklarska Poręba, 04-08.06.1998 – mat. konf., PZiTS, nr 756, Wrocław 1998
2. Skovrup M.J., Jakobsen A., Andersen S.E.: *CoolPack*. Department of Technical Engineering Technical University of Denmark, 2000

COMPARISON OF A COMPUTER SIMULATED AND REAL WORK CYCLE OF A THIN CONCRETE ACCUMULATOR OF ENERGY

Summary

The paper describes usage possibilities of the own created calculation program “Accumulator” in carrying out simulations of a work cycle of a thin concrete accumulator of energy. Results of the analysis were compared with analogical values obtained in an experimental way.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w maju 2008 r.

Bartosz SAŁACIŃSKI
Vyacheslav PISAREV
Politechnika Rzeszowska

PROGRAM DO OKREŚLANIA CHARAKTERYSTYK CIEPLNYCH CIENKOWARSTWOWYCH KONSTRUKCJI BETONOWYCH

Artykuł zawiera skrócony opis stworzonego przez autorów programu „Akumulator”, służącego do obliczania rozkładu temperatur w betonowych, cienkowarstwowych akumulatorach ciepła, bazującego na metodzie różnic skończonych.

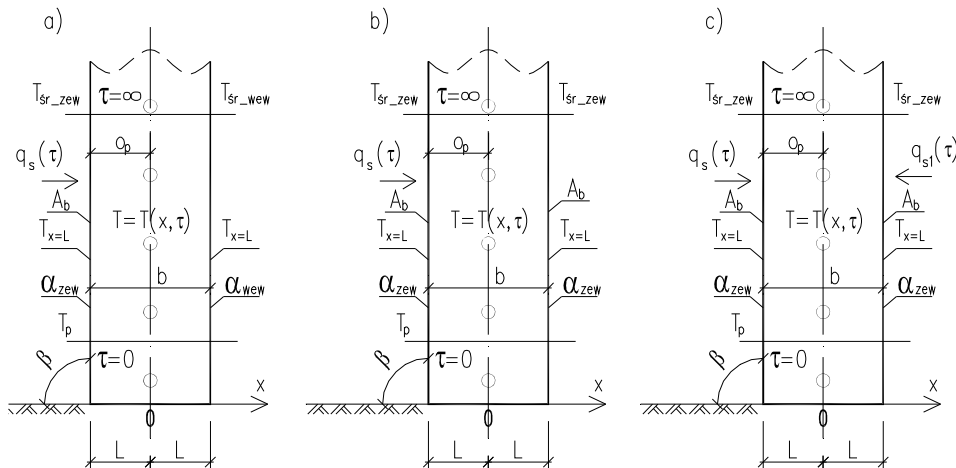
1. Wstęp

Badanie celowości wykorzystania indywidualnych cienkowarstwowych konstrukcji betonowych lub betonowych elementów budowlanych jako akumulatorów ciepła niskotemperaturowego [1-4] współpracujących z pompami ciepła zaowocowało powstaniem programu obliczeniowego o roboczej nazwie „Akumulator”. Aplikację stworzono przede wszystkim z konieczności posiadania prostego, aczkolwiek skutecznego i efektywnego narzędzia kalkulacyjnego, pozwalającego na określanie charakterystyk cieplnych cienkowarstwowych elementów betonowych. W tym zakresie „Akumulator” może być alternatywą dla profesjonalnych, lecz jednocześnie drogich i niekiedy trudno dostępnych programów obliczeniowych, takich jak chociażby „Adina T”, co kwalifikuje go do wykorzystania na poziomie pracowni projektowych (narzędzie wspomagające projektowanie) bądź wyższych uczelni technicznych (narzędzie badawcze).

2. Charakterystyka cienkowarstwowych, betonowych akumulatorów ciepła

Ideą układu wykorzystującego element betonowy jako akumulator naturalnej energii (pochodzącej z promieniowania słonecznego i ciepła zgromadzonego w powietrzu) jest umieszczenie w jego wnętrzu przewodów, przez które przepływa czynnik ochładzający. W obiegu znajduje się również pompa ciepła, dzięki której akumulowana w betonie energia niskotemperaturowa zmienia się na możliwe do wykorzystania ciepło wysokotemperaturowe. Celem prowadzonych przez autorów badań jest opracowanie teoretycznych, technicznych i praktycznych zasad wykorzystania ciepła niskotemperaturowego w technologicz-

nych procesach ogrzewania, przygotowania CWU oraz wentylacji i klimatyzacji drogą udoskonalania instalacji wykorzystujących współpracę betonowych akumulatorów ciepła z pompami ciepła. Teoretyczne rozważania nad możliwościami pozyskiwania energii z rozpatrywanych elementów muszą uwzględniać jak najwięcej możliwych do określenia parametrów, z jakimi można się zetknąć w warunkach rzeczywistych. Z punktu widzenia rozwiązywania zagadnień niustalonego przewodzenia mają one bowiem kluczowy wpływ na dokładność wykonanych przez autorów obliczeń. Przed ich wyznaczeniem należy zatem sklasyfikować możliwe do wystąpienia modele akumulatorów spotykanych w praktyce. Zostały one przedstawione na rys. 1.



Rys. 1. Modele cienkowarstwowych akumulatorów betonowych przy połączonych warunkach brzegowych II i III rodzaju: a) akumulator o charakterze jednostronnym, b) akumulator o charakterze dwustronnym poddawany oddziaływaniu promieniowania z jednej strony, c) akumulator o charakterze dwustronnym poddawany oddziaływaniu promieniowania z dwóch stron; T_{sr_zew} – średnia temperatura zewnętrzna, T_{sr_wew} – średnia temperatura wewnętrzna, Ab – absorpcyjność, $q_s(\tau)$, $q_{s1}(\tau)$ – strumienie ciepła, o_p – odległość przewodów od krawędzi akumulatora, α_{zew} – współczynnik wnikania ciepła po stronie zewnętrznej, α_{wew} – współczynnik wnikania ciepła po stronie wewnętrznej, T_p – temperatura początkowa elementu, β – kąt nachylenia płaszczyzny akumulatora względem podłoża, b – szerokość elementu, $T_{x=L}$ – temperatura krawędzi elementu

Pierwszy z przedstawionych przypadków (rys. 1a) to wykorzystywana jako akumulator przegroda budowlana, pełniąca jednocześnie funkcje konstrukcyjne, czyli np. ściana dowolnego obiektu. Przestrzenie po obydwu stronach przegrody (zewnętrzna i wewnętrzna) mogą się charakteryzować podczas cyklu pracy układu indywidualnymi parametrami temperaturowymi (T_{sr_zew} , T_{sr_wew}) i współczynnikami wnikania ciepła (α_{zew} , α_{wew}). Uwzględniając w obliczeniach element tego typu, należy brać pod uwagę, że w praktyce będzie on poddawany oddziaływaniu promieniowania słonecznego tylko z jednej strony – zewnętrznej, dlate-

go akumulatory tego typu będą dalej określane mianem jednostronnych. Do grupy tej zaliczyć można również tarasy, podjazdy garażowe itp.

Drugim z możliwych przypadków jest wykorzystywanie jako akumulatora wolno stojącego elementu betonowego, którym może być np. mur, dekoracyjna konstrukcja betonowa itp. Charakterystyczne dla tego typu elementów jest, że parametry temperaturowe i współczynniki wnikania ciepła po obydwu stronach przegrody mają te same wartości. Z tego względu będą one określane mianem dwustronnych. Z racji swojego charakteru mogą być poddawane oddziaływaniu promieniowania słonecznego tylko z jednej (rys. 1b) bądź jednocześnie z dwóch stron (rys. 1c), przy czym w drugim z przypadków wartości strumienia ciepła $q_s(\tau)$ i $q_{s1}(\tau)$ (rys. 1c) nie są sobie równe. Omawiana sytuacja zależy od pory roku i jest konsekwencją ruchu obrotowego Ziemi wokół Słońca.

Parametrami branyymi pod uwagę podczas symulacji procesu pracy akumulatora w programie są, w zależności od jego charakteru (oznaczenia na rys. 1.): współrzędne geograficzne elementu, kąty odchylenia płaszczyzn od poziomu (β) i kierunku południowego, zmienne w czasie natężenie promieniowania słonecznego $q_s(\tau)$ i $q_{s1}(\tau)$, współczynnik wnikania ciepła ze środowiska zewnętrznego do akumulatora α_{zew} , współczynnik wnikania ciepła ze środowiska wewnętrznego do akumulatora α_{wew} , współczynnik absorpcyjności promieniowania słonecznego przez akumulator A_b (stały w czasie) lub $A_b(\tau)$ (zmienny w czasie), grubość b , gęstość ρ , ciepło właściwe c_p , współczynnik przewodzenia ciepła λ , odległość umieszczonych wewnątrz elementu przewodów od krawędzi akumulatora o_p . Złożoność zagadnienia wyznaczania ilości energii możliwej do pozyskania z omawianych elementów wynika również z konieczności uwzględnienia w prowadzonych obliczeniach, że rozkład temperatur w ich wnętrzu będzie opisany równaniem przewodzenia ciepła Fouriera, przy połączonych warunkach brzegowych II i III rodzaju. Sytuacja taka będzie miała miejsce zarówno podczas ochładzania, jak i ładowania (zatrzymania obiegu chłodzącego) akumulatora. Zastosowane w programie metody obliczeniowe uwzględniają wszystkie wymienione dotychczas aspekty.

3. Rozwiązywanie jednowymiarowego równania przewodnictwa ciepła przy oddzielnie założonych warunkach brzegowych II i III rodzaju oraz połączonych warunkach brzegowych II i III rodzaju

Chcąc określić wewnętrzny rozkład temperatur cienkowarstwowego, betonowego akumulatora ciepła na drodze teoretycznej, co jest niezbędne do oszacowania rzędu wielkości energii, która się w nim znalazła, należy poszukiwać rozwiązania równania różniczkowego Fouriera. Jego jednowymiarowa postać wraz z warunkami brzegowymi dla przedstawionych na rys. 1. modeli wygląda następująco:

$$\frac{\partial T}{\partial \tau} = d_{CM} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad \text{dla } \tau \geq 0, \quad L \geq x \geq 0 \quad (1)$$

gdzie: d_{CM} – dyfuzyjność cieplna materiału [m^2/s], T – temperatura [$^{\circ}\text{C}$], τ – czas [s], x – odległość [m], L – połowa szerokości elementu [m].

Warunki brzegowe:

a) akumulator o charakterze jednostronnym (rys. 1a):

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = \alpha_{zew} (T_{sr_zew} - T_{x=L}) + \dot{q}_s(\tau) \quad \text{dla } \tau \geq 0 \quad (2)$$

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = -\alpha_{wew} (T_{sr_wew} - T_{x=L}) \quad \text{dla } \tau \geq 0 \quad (3)$$

b) akumulator o charakterze dwustronnym poddawany oddziaływaniu promieniowania z jednej strony (rys. 1b):

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = \alpha_{zew} (T_{sr_zew} - T_{x=L}) + \dot{q}_s(\tau) \quad \text{dla } \tau \geq 0 \quad (4)$$

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = -\alpha_{zew} (T_{sr_zew} - T_{x=L}) \quad \text{dla } \tau \geq 0 \quad (5)$$

c) akumulator o charakterze dwustronnym poddawany oddziaływaniu promieniowania z dwóch stron (rys. 2c):

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = \alpha_{zew} (T_{sr_zew} - T_{x=L}) + \dot{q}_s(\tau) \quad \text{dla } \tau \geq 0 \quad (6)$$

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial x} = -\alpha_{zew} (T_{sr_zew} - T_{x=L}) + q_{s1}(\tau) \quad \text{dla } \tau \geq 0 \quad (7)$$

gdzie: λ – współczynnik przewodzenia ciepła materiału [$\text{W}/\text{m}\cdot\text{K}$], α_{zew} , α_{wew} – współczynniki wnikania ciepła z otoczenia do materiału [$\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$], $T_{x=L}$ – temperatura na krawędzi elementu [$^{\circ}\text{C}$], $\dot{q}_s(\tau)$, $q_{s1}(\tau)$ – zmienne w czasie natężenie promieniowania słonecznego [W/m^2]. Minusy przed współczynnikami wnikania ciepła w równaniach (3), (5), (7) oznaczają, że przepływ ciepła następuje w kierunku przeciwnym do osi x (rys. 1.).

Warunek brzegowy wspólny dla wszystkich przypadków:

$$\frac{\partial T}{\partial x} = 0 \quad \text{dla } x = 0, \quad \tau \geq 0 \quad (8)$$

Warunek początkowy wspólny dla wszystkich przypadków:

$$T(x, \tau) = T_p \text{ dla } \tau = 0, \quad L \geq x \geq 0 \quad (9)$$

gdzie T_p – temperatura początkowa elementu [$^{\circ}\text{C}$].

Z uwagi na złożoność matematyczną rozwiązania równania Fouriera przy połączonych warunkach II i III rodzaju do określenia rozkładu temperatur w omawianym elemencie można wykorzystać metody numeryczne: Metodę Elementów Skończonych (MES) lub Metodę Różnic Skończonych (MRS), co jest często stosowane w praktyce [5-7]. Zaletą wymienionych metod jest głównie możliwość otrzymania rozwiązania interesującego nas problemu natury inżynierskiej bez wdawania się w skomplikowane działania analizy matematycznej. Dodatkowo metody numeryczne pozwalają przy odpowiednio dobranych parametrach i założeniach uzyskiwać wyniki nieodbiegające od wartości uzyskanych na drodze analitycznej. Do rozwiązania równania (1) i towarzyszących mu warunków brzegowych w programie „Akumulator” wykorzystano Metodę Różnic Skończonych, której główne założenia opisane są w fachowej literaturze [6, 7].

4. Metoda wyznaczania wartości chwilowego całkowitego natężenia promieniowania słonecznego

Z uwagi na fakt, że energia oddziałująca na akumulator powierzchniowy pochodzi z ciepła zawartego w powietrzu (wnikanie na drodze konwekcji) oraz promieniowania słonecznego (absorpcja), w program wprowadzony został algorytm pozwalający określać natężenie całkowitego (bezpośredniego, rozproszonego i odbitego) promieniowania słonecznego $q_s(\tau)$ (i $q_{s1}(\tau)$) oddziałującego na akumulator (w zależności od jego charakteru i wybranego wariantu z jednej lub dwóch stron) w każdej chwili rozważanego przedziału czasowego pracy układu. Wielkość nasłonecznienia jest obliczana na podstawie położenia geograficznego elementu (szerokość ϕ , długość L), kątów odchylenia danej płaszczyzny od podłoża i kierunku południowego (β i γ) oraz zakładanej wartości promieniowania trafiającego na powierzchnię Ziemi na danym terenie I_z . Metodę udało się opracować m.in. dzięki zsumowaniu propozycji zawartych w fachowej literaturze [8-12].

5. Elementy programu „Akumulator”

Aplikacja posiada wygląd i funkcje standardowego pliku MS Excel. Istotą wykorzystania tego środowiska w programie była łatwość konstruowania dla uwzględnianych w obliczeniach elementów tzw. siatki punktów dyskretnych. Zabieg ten stanowi jeden z fundamentów Metody Różnic Skończonych [6, 7].

Integralnymi elementami programu napisanymi w języku Visual Basic są tzw. makra. Zawierają one odpowiednie kody, umożliwiające m.in. zautomatyzowanie i przyspieszenie poszczególnych kroków obliczeniowych. „Akumulator” zawiera makra wspomagające np.: wybór współrzędnych geograficznych miejsca funkcjonowania akumulatora, rozdzielenie wartości całkowitego promieniowania słonecznego oddziałującego na akumulator na poszczególne miesiące i godziny, określenie współczynnika absorpcyjności promieniowania elementu, zapisywanie otrzymanych wyników, określenie właściwości fizycznych czynnika ochładzającego, określanie współczynnika wnikania ciepła do czynnika ochładzającego, wyznaczenie ilości przewodów w akumulatorze, określenie okresu ochładzania elementu, porównywanie wyników obliczeń otrzymanych na drodze numerycznej z analogicznymi odpowiednikami uzyskanymi metodą analityczną. Dzięki wprowadzeniu do programu wzorów opisujących rozwiązanie równania Fouriera przy założonych warunkach brzegowych II oraz III rodzaju metodą analizy matematycznej [6], ostatnia z wymienionych funkcji pozwala na weryfikację poprawności algorytmów obliczeniowych aplikacji wykorzystujących MRS.

6. Sprawdzenie poprawności działania programu

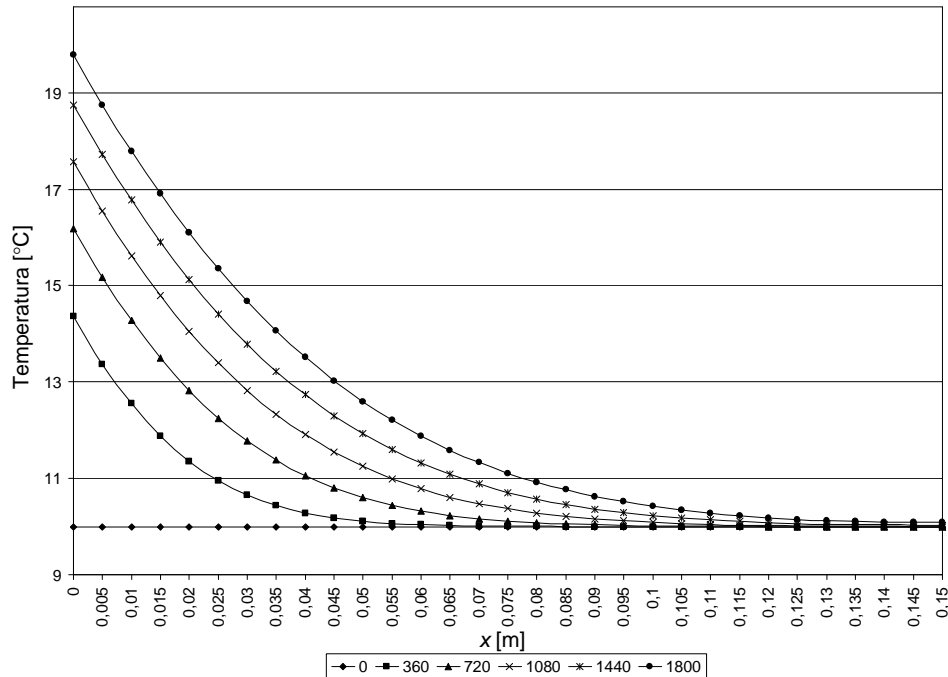
W celu zweryfikowania poprawności działania programu posłużono się nim do rozwiązania zadań z dziedziny nieustalonego przewodnictwa ciepła. Zostały one zaczerpnięte zarówno z fachowej literatury [6], jak i określone przez autorów. Treść zadań została dobrana tak, aby możliwe było porównanie wartości otrzymanych na drodze obliczeń numerycznych i analitycznych. W przypadku akumulatorów o charakterze dwustronnym równania analityczne umożliwiają bowiem określanie rozkładu temperatur jedynie dla przypadków, w których po obydwu stronach elementu panują takie same warunki temperaturowe bądź na ciało oddziałują równe co do wartości źródła ciepła q . Dalej przedstawiono treść jednego z zadań wraz z rozwiązaniami otrzymanymi w programie.

Przednia płaszczyzna muru betonowego o grubości $b = 0,15$ m została poddana działaniu promieniowania słonecznego o natężeniu całkowitym $q_s = 500$ W/m². Należało obliczyć temperaturę brzegów, środka oraz średnią temperaturę akumulatora po czasie $\tau = 1800$ s. Określono również ilość energii, którą pobrał akumulator w czasie τ . Początkowa temperatura muru $T_p = 10^\circ\text{C}$. Do obliczeń przyjęte zostały następujące właściwości fizyczne betonu: $\rho = 2300$ kg/m³, $\lambda = 2,1$ W/m·K, $c_p = 1$ kJ/kg·K, współczynnik absorpcji promieniowania $Ab = 0,9$.

Obliczenia numeryczne wykonywane były przy założeniu, że odstęp punktów dyskretnej siatki $\Delta x = 0,005$ m, a krok czasowy pomiaru $\Delta \tau = 1$ s. Przypadek dotyczy warunków brzegowych II rodzaju, akumulator ma charakter dwustronny, lecz jest poddawany działaniu promieniowania tylko na jednej płaszczyźnie. W programie otrzymano następujące wyniki:

- numeryczne: $T(L, \tau) = 19,78^\circ\text{C}$ – temperatura czołowej powierzchni płyty, $T(0, \tau) = 10,08^\circ\text{C}$ – temperatura powierzchni tylnej, $T_{sr}(\tau) = 12,44^\circ\text{C}$ – średnia temperatura akumulatora po 1800 s,
- analityczne: $T(L, \tau) = 19,80^\circ\text{C}$, $T(0, \tau) = 10,07^\circ\text{C}$, $T_{sr}(\tau) = 12,43^\circ\text{C}$.

Na rysunku 2. i 3. przedstawiono graficzną interpretację otrzymanych w programie wyników.

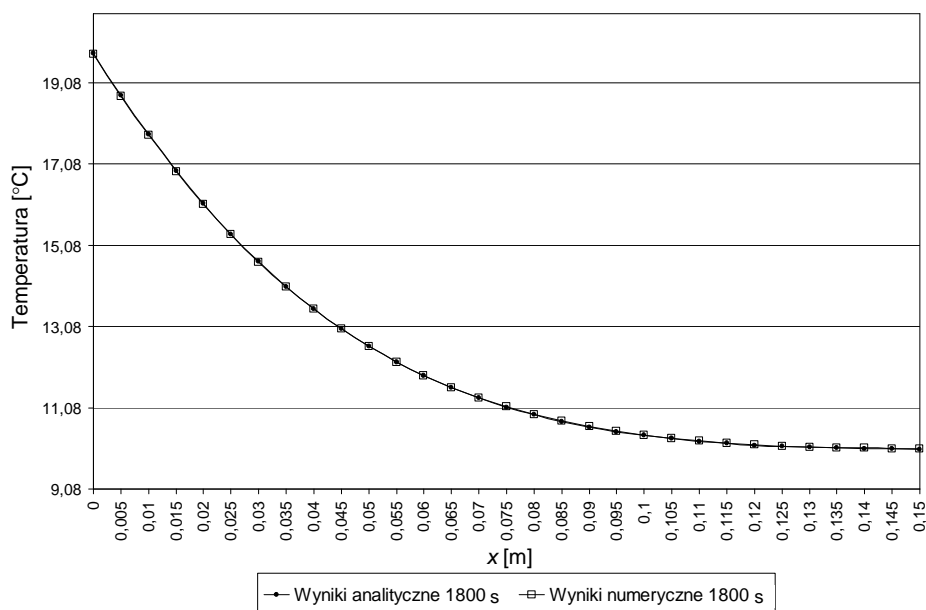


Rys. 2. Graficzny rozkład temperatur w elemencie z zadania, przeprowadzony co 360 s

Ilość energii pobranej przez akumulator można wyznaczyć z następującego wzoru:

$$q = \frac{\rho \cdot c_p \cdot (T_{sr}(\tau) - T_p)}{\tau} = \frac{2300 \cdot 1 \cdot (12,44 - 10)}{1800} = 3,12 \text{ kW/m}^3 \quad (10)$$

Jak widać na rys. 3. krzywe reprezentujące wyniki numeryczne pokrywają się z krzywymi charakteryzującymi wartości uzyskane na drodze analitycznej, co świadczy o poprawności algorytmów obliczeniowych wykorzystywanych w programie.



Rys. 3. Porównanie wyników obliczeń zadania metodą numeryczną i analityczną dla $\tau = 1800$ s

Biorąc pod uwagę zestawienie wyników obliczeń stanowiących rozwiązanie przedstawionego zadania oraz zadań pozostałych (nieuwzględnionych w niniejszym materiale), można stwierdzić, że dokładność kalkulacji wykonywanych programem „Akumulator” jest bardzo wysoka. Należy pamiętać, że zależy ona od kluczowych dla wykorzystywanej Metody Różnic Skończonych parametrów kroku czasowego $\Delta\tau$ oraz odstepu między tzw. punktami dyskretnymi (węzłami) Δx , wprowadzanymi każdorazowo przez użytkownika. Opierając się na uzyskanych wynikach, można założyć, że skoro metoda rozwiązania równania Fouriera na drodze numerycznej okazała się być poprawna dla warunków II i III rodzaju, to może ona również służyć do prawidłowego wyznaczenia jednowymiarowego rozkładu temperatur przy połączonych warunkach brzegowych II i III rodzaju, co rozszerza możliwości programu „Akumulator” i tym samym pozwala na rozwiązywanie kluczowych, z punktu widzenia zainteresowań autorów, aspektów poruszanej problematyki pozyskiwania energii niskotemperaturowej z betonowych akumulatorów ciepła.

7. Podsumowanie

Program „Akumulator” jest wielofunkcyjnym narzędziem obliczeniowym, pozwalającym użytkownikowi m.in. na:

- określanie wartości całkowitego promieniowania słonecznego oddziałującego na płaszczyzny usytuowane pod różnymi kątami (kolektory

- słoneczne, powierzchniowe akumulatory ciepła niskotemperaturowego) w poszczególnych godzinach kolejnych dób roku,
- weryfikację poprawności uzyskanych wartości nasłonecznienia z wartościami normatywnymi,
 - uwzględnienie stałej lub zmiennej w czasie absorpcyjności promieniowania przez rozpatrywany odbiornik,
 - określanie jednowymiarowego rozkładu temperatur w różnego rodzaju elementach (np. przegrodach budowlanych) poprzez rozwiązywanie równania przewodnictwa ciepła Fouriera metodą różnic skończonych, przy założonych warunkach brzegowych II i III rodzaju bądź połączonych warunkach II i III rodzaju, przy jednoczesnej możliwości określenia liczby stron, na które oddziałuje stały lub zmienny w czasie strumień ciepła q ,
 - porównanie wartości uzyskanych na drodze numerycznej z ich odpowiednikami obliczonymi analitycznie,
 - graficzną interpretację i zapis otrzymanych wyników,
 - kontynuowanie przerwanych obliczeń od nieustalonego stanu temperaturowego.

Autorzy dołożyli wszelkich starań, aby maksymalnie uprościć korzystanie z aplikacji, jak również uniemożliwić użytkownikowi pomyłkę przy wprowadzaniu rozmaitych danych.

Jak wspomniano na początku, program powstał docelowo do określania ilości energii niskotemperaturowej możliwej do pozyskania z betonowych akumulatorów powierzchniowych poprzez ich wewnętrzne ochładzanie przy jedno- lub obustronnych połączonych warunkach brzegowych II i III rodzaju. W niniejszym referacie nie poruszono szczegółowo tematyki związanej z tym procesem. Stanowi on niejako wprowadzający materiał wyjściowy dla pozostałych ujętych w programie zagadnień z rozpatrywanej dziedziny. Szczegółowy opis elementów ich dotyczących stał się przedmiotem odrębnego referatu, w którym poruszana jest już tylko wspomniana tematyka.

Literatura

1. Sałaciński B., Pisarev V.: *Analiza usytuowania betonowych akumulatorów powierzchniowych z uwzględnieniem natężenia promieniowania słonecznego*. Mat. konf. XIX Ogólnopolskiej Konferencji Inżynierii Chemicznej i Procesowej, t. II: „Środowisko, energia, biosystemy, bezpieczeństwo, materiały”, Rzeszów 2007
2. Sałaciński B., Pisarev V.: *Metoda wyznaczania rozkładu promieniowania słonecznego oddziaływującego na betonowe akumulatory ciepła*. Mat. konf. XIX Ogólnopolskiej Konferencji Inżynierii Chemicznej i Procesowej, t. II: „Środowisko, energia, biosystemy, bezpieczeństwo, materiały”, Rzeszów 2007
3. Sałaciński B., Pisarev V.: *Betonowe akumulatory energii niskotemperaturowej w systemach zaopatrzenia w ciepłą wodę użytkową*. Zeszyty Naukowe Politechniki

- Rzeszowskiej, nr 241, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007
4. Sałaciński B., Pisarev V.: *Ocena możliwości wykorzystania betonowych akumulatorów energii niskotemperaturowej w układach z pompami ciepła*. Zeszyty Naukowe Politechniki Rzeszowskiej, nr 241, Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, Rzeszów 2007
 5. Nagórski Z.: *Modelowanie przewodzenia ciepła za pomocą arkusza kalkulacyjnego*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2001
 6. Taler J., Duda P.: *Rozwiązywanie prostych i odwrotnych zagadnień przewodzenia ciepła*. WNT, Warszawa 2003
 7. Nieszporek T., Piotrowski A.: *Języki programowania DELPHI – t. 1*. Wydawn. Politechniki Częstochowskiej, Częstochowa 2004
 8. <http://solardat.uoregon.edu/SolarRadiationBasics.html>
 9. http://www.ely.pg.gda.pl/~zkusto/Energia_odnawialna/Wyklady/
 10. Szymański W.: *Energia słoneczna*. Wykłady niepublikowane, Politechnika Rzeszowska
 11. Pluta Z.: *Podstawy teoretyczne fototermicznej konwersji energii słonecznej*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2000
 12. <http://www.me.umn.edu/courses/me4131/LabManual/AppDSolarRadiation.pdf>

CALCULATION PROGRAM FOR DETERMINATION OF TEMPERATURE CHARACTERISTICS IN THIN CONCRETE CONSTRUCTIONS

S u m m a r y

The paper contains a short description of the program “Accumulator” which is authors own creation. It can be used to determine one dimensional temperature field in objects such as thin, concrete accumulators of low temperature energy. Calculation modules of the program used to solve Fourier’s heat conduction equation are based on finite differences method (FDM).

Złożono w Oficynie Wydawniczej w maju 2008 r.

Bogdan STANKIEWICZ
Politechnika Rzeszowska

ANALIZA ZACHOWANIA SIĘ STALOWEGO SŁUPA WIELOGAŁĘZIOWEGO METODĄ ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH

W artykule przedstawiono analizę zachowania się stalowego słupa pod obciążeniem powodującym ściskanie i zginanie jego trzonu. Tradycyjne metody obliczania takich słupów nie dają wystarczająco wiarygodnych rezultatów, dlatego wykonano analizę komputerową z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Analizę przeprowadzono w zakresie nieliniowym, uwzględniając zastępczą imperfekcję kształtu trzonu słupa. Model utworzono, wykorzystując program komputerowy ADINA. Najważniejsze wyniki obliczeń przedstawiono na wykresach ukazujących zależności obciążeń i przemieszczeń oraz na wykresach powierzchniowych (mapach) naprężeń.

1. Wstęp

Stalowe pojedyncze słupy są obliczane zgodnie z postanowieniami polskiej normy [1], z uwzględnieniem nośności przekrojów i wyboczenia giętnego analizowanego metodą klasyczną, polegającą na określeniu długości wyboczeniowej i redukcyjnego współczynnika wyboczeniowego. Współczynnik ten zależy od kształtu przekroju poprzecznego, smukłości pręta i gatunku stali.

Słupy wielogałęziowe są obliczane zgodnie z ogólnymi, podanymi wcześniej zasadami, z uwzględnieniem podatności powiązania gałęzi. Zgodnie z tą procedurą obliczeniową nie musi się uwzględniać drugorzędowego zginania gałęzi słupa na odcinku pomiędzy przewiązkami. To uproszczenie nie budzi kontrowersji w odniesieniu do ściskanych osiowo słupów wielogałęziowych o gałęziach połączonych przewiązkami. Nośność takich słupów poddanych ścisnaniu i zginaniu może w niektórych sytuacjach zależeć od zginania na odcinku pomiędzy przewiązkami. Tak więc w tych warunkach należałoby uwzględniać w obliczeniach również zginanie gałęzi słupa między przewiązkami.

Eurokod 3 [2] zezwala na stosowanie tradycyjnych metod obliczania słupów pojedynczych, jednak w przypadku słupów złożonych zaleca obliczanie sił w pasach i sprawdzanie ich stateczności. Siły w pasach można obliczać w sposób przybliżony, wykorzystując podane formuły na obliczanie zastępczego mo-

mentu bezwładności przekroju elementu złożonego i na sztywność postaciową słupa złożonego.

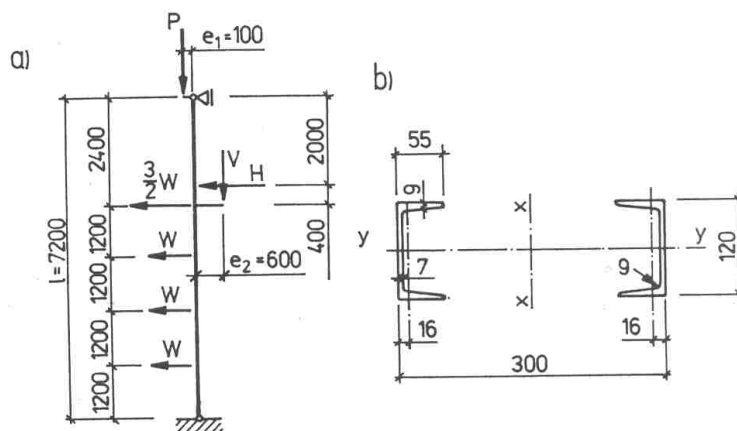
Nowością jest rozpatrywanie imperfekcyjnego modelu słupa ze wstępną zastępczą imperfekcją geometryczną. W przypadku słupa podpartego przegubowo na końcach imperfekcja ma kształt łuku o maksymalnej strzałce wygięcia $L/500$, gdzie L jest długością słupa. Jest to wartość zastępcza, ujmująca imperfekcje geometryczne i strukturalne. Przyjmując taki model teoretyczny, musi się rozwiązać problem ściskania mimośrodowego w ujęciu teorii II rzędu.

Tak więc przyjęcie zaleceń normy [2] i wykorzystanie możliwości modelowania komputerowego, jakie daje metoda elementów skończonych, pozwala na znacznie dokładniejsze obliczenia słupów złożonych niż przy użyciu metod tradycyjnych.

2. Model komputerowy

Model komputerowy opracowano, wykorzystując program ADINA (Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA R & D Inc., USA, www.adina.com). Głównym autorem programu jest K.J. Bathe z Massachusetts Institut of Technology [3]. Program ADINA umożliwia uwzględnienie nieliniowości materiałowych i geometrycznych oraz modelowanie stref kontaktowych wraz z wpływem tarcia. Spełnia więc wszystkie wymagania użytkownika, by z jego pomocą modelować i analizować stalowe słupy wielogałęziowe, łącznie ze stopami fundamentowymi.

Aby zaprezentować sposób modelowania komputerowego słupa wielogałęziowego, wzięto pod uwagę słup analizowany w pracy [4], pokazany na rys. 1.



Rys. 1. Schemat statyczny i przekrój analizowanego słupa

Między przykładem z pracy [4] a modelem występują niewielkie różnice, gdyż obciążenia poziome przyłożono w modelu wyłącznie w poziomach przewiązek. Ich przyłożenie pomiędzy przewiązkami spowodowałoby bardzo duże zginania drugorzędne.

Trzon słupa składa się z dwóch ceowników 120 ze stali S235, połączonych przewiązkami o rozstawie osiowym 630 mm (570 mm w przykładzie z pracy [4]). Wysokość skrajnych przewiązek wynosi 250 mm, pośrednich 150 mm, grubość 10 mm. Obciążenia są następujące: $P = 67,5$ kN, $V = 44,4$ kN, $H = 3,74$ kN, $W = 1,68$ kN. Maksymalny moment zginający na długości pręta wynosi według pracy [4]: $M_{\max} = 26,487$ kNm.

Model zbudowano, wykorzystując elementy skończone 4-węzłowe typu powłokowego [3]. Słup został podparty w osi tak, by zachować schemat statyczny pokazany na rys. 1. By to było możliwe, końce słupa zamknięto grubymi blachami poprzecznymi.

Słup jest wykonany ze stali S235. Przyjęto model materiału nieliniowy, sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem, o charakterystykach odpowiadających charakterystykom stali S235, zgodnie z normą [2]:

- granica plastyczności: $f_y = 23,5$ kN/cm²,
- wytrzymałość na rozciąganie: $f_u = 36,0$ kN/cm²,
- moduł sprężystości podłużnej: $E = 21000$ kN/cm²,
- wydłużenie przy zniszczeniu: $\varepsilon = 15\%$,
- moduł na odcinku wzmocnienia: $E_T = 83$ kN/cm².

Obliczenia prowadzono w dwóch etapach:

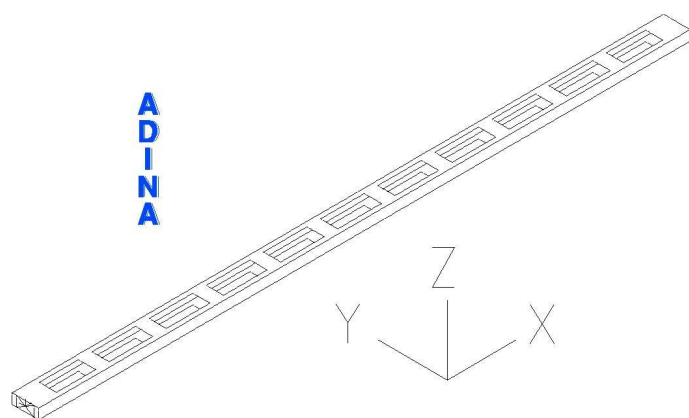
etap I: liniowa analiza wyboczeniowa,

etap II: analiza nieliniowa modelu o zmodyfikowanej geometrii prowadzona w ten sposób, by uzyskać kształt będący wynikiem analizy wyboczeniowej (etap I).

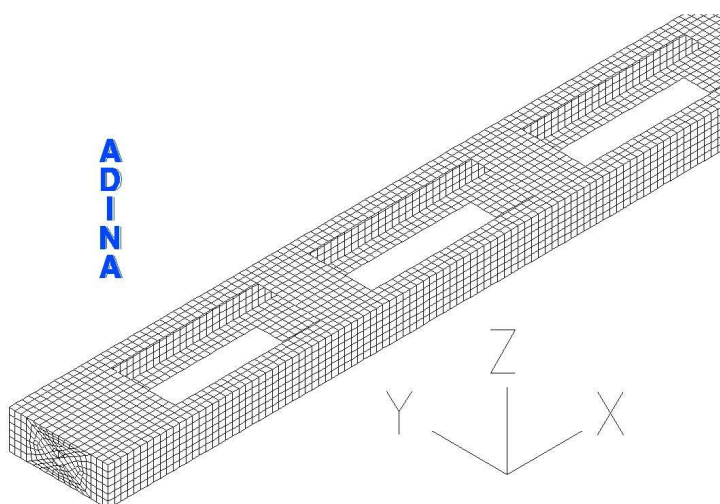
Charakterystyka modelu

- 11 280 elementów powłokowych 4-węzłowych,
- liczba węzłów 11 968,
- liczba równań 61 400,
- czas trwania obliczeń etapu I (komputer klasy PC, procesor 2.4 GHz, 1.5 GB RAM): od ok. 110 do ok. 140 s,
- czas trwania obliczeń etapu II (komputer jak wcześniej): od ok. 240 do ok. 400 s.

Na rysunku 2. pokazano cały model, na rys. 3. powiększony fragment modelu.



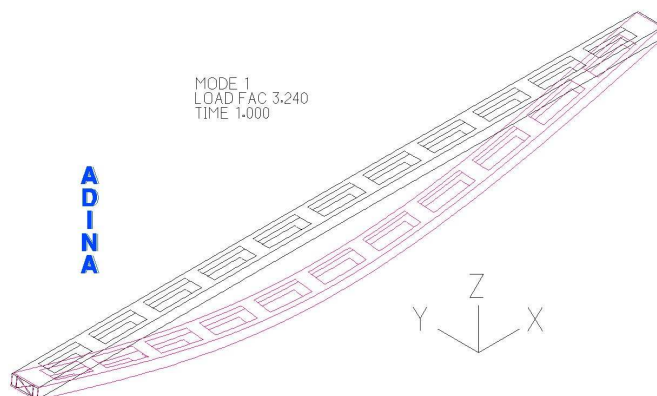
Rys. 2. Widok modelu



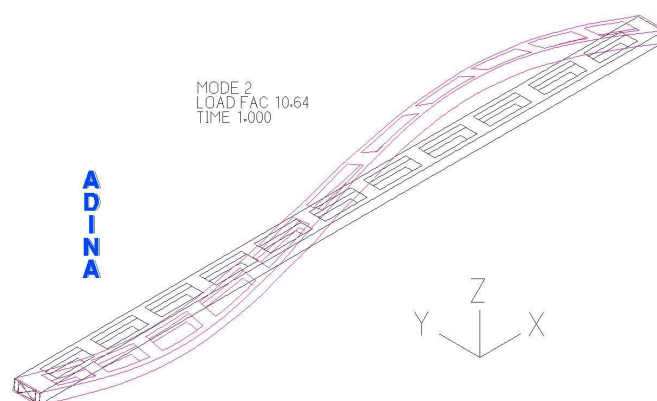
Rys. 3. Powiększony fragment modelu: widoczna siatka elementów skończonych

3. Wyniki obliczeń

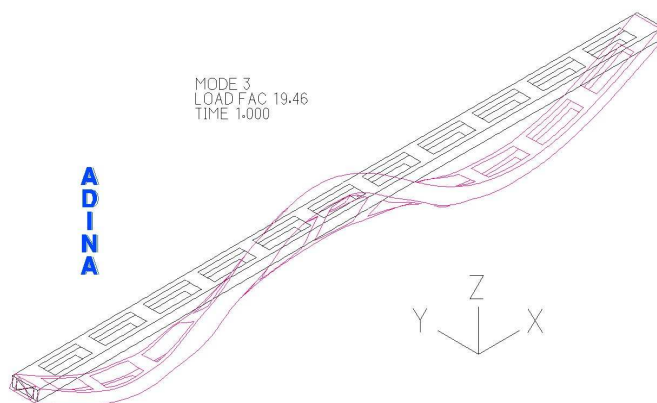
Na rysunkach 4-7 przedstawiono uzyskane w etapie I 4 pierwsze postacie wyboczenia. Sprężyste mnożniki obciążenia zestawiono w tab. 1.



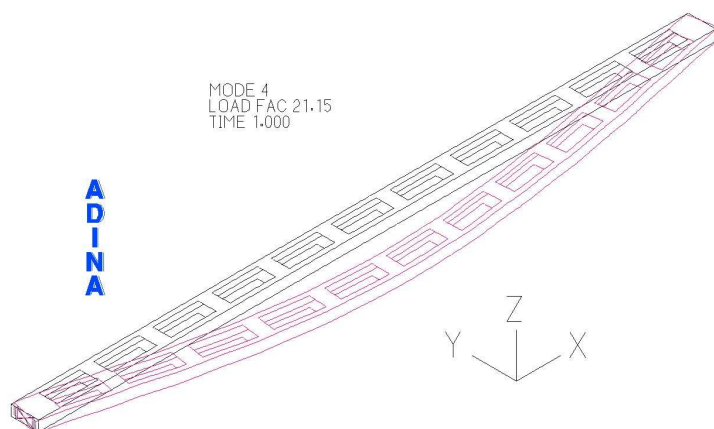
Rys. 4. Pierwsza postać wyboczenia sprężystego



Rys. 5. Druga postać wyboczenia sprężystego



Rys. 6. Trzecia postać wyboczenia sprężystego



Rys. 7. Czwarta postać wyboczenia sprężystego

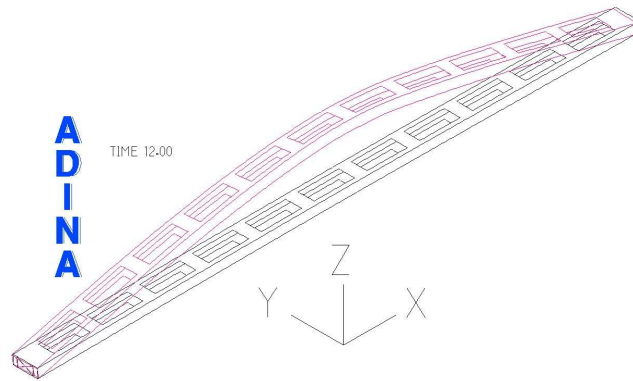
Postać 1. wyboczenia sprężystego (rys. 4.) to wyboczenie w płaszczyźnie YZ , postaci 2. i 3. (rys. 5. i 6.) to wyboczenie giętno-skrętne, postać 4. (rys. 7.) to wyboczenie w płaszczyźnie XY .

Tabela 1. Mnożniki obciążeń

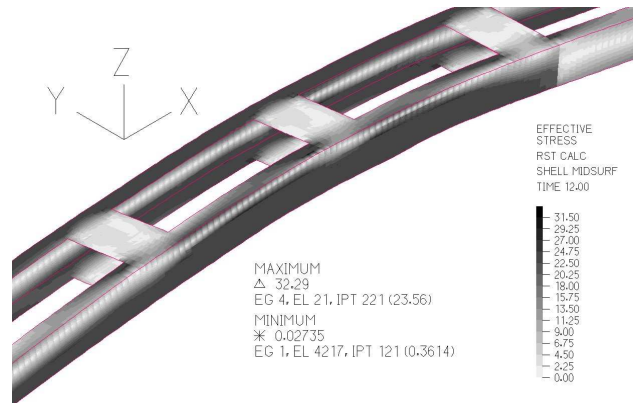
Postać wyboczenia	Mnożnik obciążenia
1	3,24
2	10,6
3	19,4
4	21,1

Jako najniekorzystniejszy kształt do obliczeń w etapie II przyjęto kształt zgodny z pierwszą postacią wyboczenia.

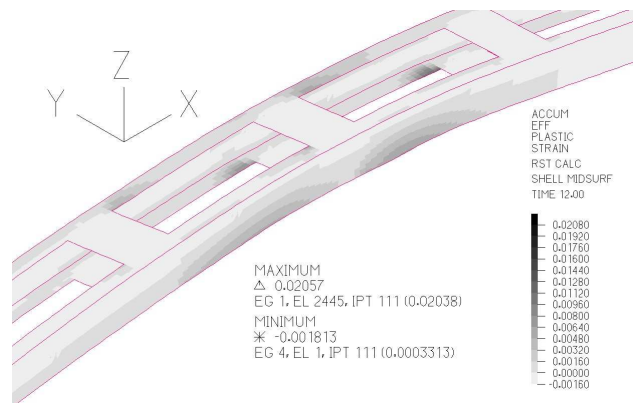
Rysunek 8. pokazuje „zniszczony” słup, rys. 9. – wykres powierzchniowy naprężeń zastępczych w środkowej części słupa, rys. 10. – wykres powierzchniowy odkształceń również w środkowej części słupa.



Rys. 8. Kształt słupa początkowy i w momencie zniszczenia

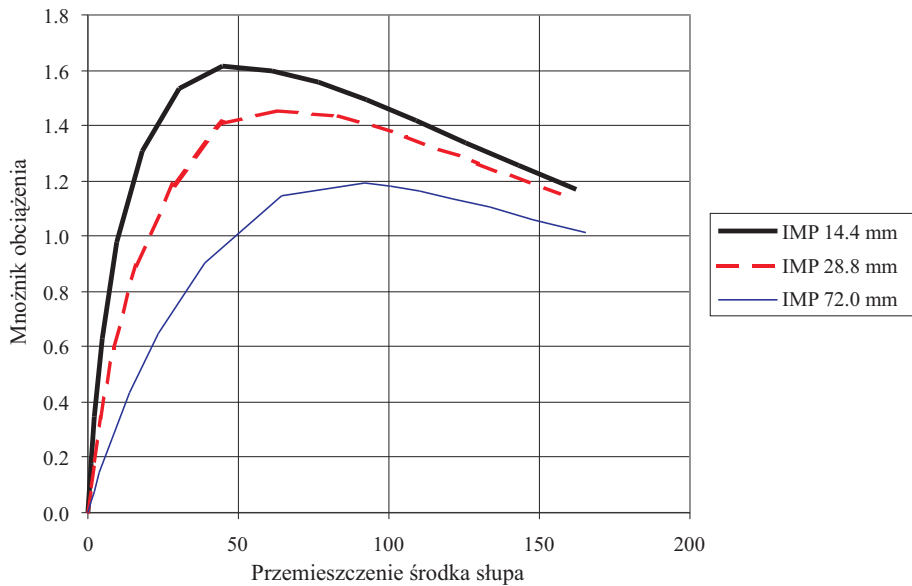


Rys. 9. Wykres powierzchniowy (mapa) naprężeń zastępczych na fragmencie modelu

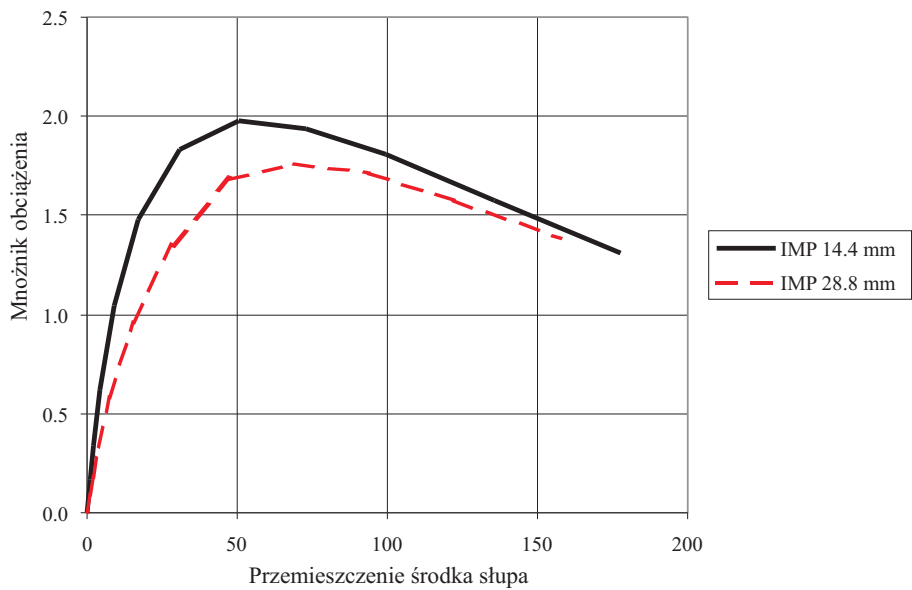


Rys. 10. Wykres powierzchniowy (mapa) odkształceń na fragmencie modelu

Na rysunku 11. przedstawiono wykresy przemieszczenia środka słupa w kierunku osi Z i mnożnika obciążenia, odpowiadających imperfekcjom 14.4 mm (L/500), 28.8 mm (L/250) i 72.0 mm (L/100).



Rys. 11. Wykresy przemieszczeń środka słupa w zależności od przyłożonego obciążenia



Rys. 12. Wykresy przemieszczeń środka słupa w zależności od obciążenia w postaci siły osiowej i stałego momentu zginającego

Dodatkowo wykonano obliczenia nośności rozpatrywanego słupa przy obciążeniu stałą siłą osiową o wartości równej maksymalnej sile osiowej (przykład z pracy [4]): $P + V = 67,5 \text{ kN} + 44,4 \text{ kN} = 111,9 \text{ kN}$ i stałym momentem o wartości równej momentowi maksymalnemu $M_{\max} = 26,487 \text{ kNm}$.

Na rysunku 12. przedstawiono wykresy przemieszczenia środka słupa w kierunku osi Z i mnożnika obciążenia, odpowiadających imperfekcjom 14,4 mm ($L/500$) i 28,8 mm ($L/250$).

4. Wnioski i podsumowanie

W artykule przedstawiono komputerową analizę nośności stalowego dwugałęziowego słupa z przewiązkami według zaleceń nowej normy projektowania konstrukcji stalowych [2]. Wyniki obliczeń pozwalają na określenie nośności słupa przy różnych granicznych wartościach imperfekcji kształtu, określenie wartości naprężeń i odkształceń, identyfikację obszarów uplastycznionych.

Analiza tego typu powinna być prowadzona w następujących przypadkach:

- przy ocenie nośności elementów o skomplikowanej geometrii i nietypowym obciążeniu, w sytuacji gdy dokładność obliczeń tradycyjnymi metodami budzi wątpliwości,
- gdy istnieje potrzeba uzyskania możliwie dokładnej informacji o nośności pręta wielogałęziowego i jego elementów składowych potrzebnych do oceny dokładności tradycyjnych metod obliczania.

Literatura

1. PN-90/B-03200: *Konstrukcje stalowe – Obliczenia statyczne i projektowanie*
2. EN 1993-1-1, Eurokod 3: *Projektowanie konstrukcji stalowych – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*, PKN 2006
3. Bathe K.J.: *Finite element procedures*. Englewood Cliffs, Prentice Hall, N.J. 1996
4. Augustyn J., Bródka J., Łaguna J.: *Obliczanie prętów ściskanych i zginanych według PN-90/B-03200*. Inżynieria i Budownictwo, nr 3, 1991

ANALYSIS OF STEEL COLUMNS USING FINITE ELEMENT METHOD

Summary

Computer analysis of a uniform built-up column with battenings is presented. Due to applied loading the column is in compression and in bending. Traditional methods of calculations of such columns are not reliable, that's why computer nonlinear FEM analysis was carried out, considering the shape of the column with initial imperfections. The computer model of the column was developed using ADINA finite element method computer program. Main results on force-displacement charts and on band plots are presented.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w grudniu 2008 r.

Jacek ZYGMUNT
Politechnika Rzeszowska

BADANIA WŁAŚCIWOŚCI BETONU Z ZASTOSOWANIEM AKTYWOWANEGO MECHANICZNIE (FIZYKOMECHANICZNIE) KRZEMIONKOWEGO POPIOŁU LOTNEGO

W artykule przedstawiono wyniki badań wytrzymałości betonu na ściskanie, z zastosowaniem aktywowanego mechanicznie krzemionkowego popiołu lotnego. Aktywowanie popiołu polegało na rozbiciu części ziaren, głównie ziaren większych oraz ziaren zawierających wewnątrz pustki powietrzne. Efektem było uzyskanie wyższej aktywności popiołu lotnego i modyfikacja mikrostruktury stwardniałego zaczynu. Badania przeprowadzono po 7, 28, 56 oraz 84 dniach dojrzewania. Wykonano mieszanki betonowe o zmiennym udziale popiołu lotnego w spoiwie (popiół wprowadzono po stronie spoiwa), jak również o zmiennej proporcji wody do spoiwa. Mieszanki betonowe wykonano z popiołem lotnym bazowym oraz aktywowanym. Określono wytrzymałość betonu na ściskanie oraz przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie (uzyskany na skutek zamiany popiołu bazowego na zmodyfikowany, odniesiony do wytrzymałości betonu z popiołem nieaktywowanym oraz odniesiony do wytrzymałości betonu bez udziału popiołu). Stwierdzono, że w wyniku aktywowania popiołu nastąpił wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie widoczny już po 28 dniach wiązania. Relatywny przyrost wytrzymałości betonu (w stosunku do wytrzymałości betonu z popiołem odniesienia, jak i betonu bez popiołu) ulegał zwiększeniu wraz z wiekiem betonu.

1. Wstęp

Krzemionkowe popioły lotne są produktem spalania pyłu węglowego z węgla kamiennego, powstającym na skalę przemysłową w paleniskach elektrowni i elektrociepłowni. Popioły składają się z kulistych, zeszkliwionych ziaren o zróżnicowanej wielkości, zawierającej się w przedziale od około 1 do 100 μm [1]. Wychwytywane są ze strumienia gazów spalinowych za pomocą elektrofiltrów.

Krzemionkowe popioły lotne znajdują zastosowanie w budownictwie, m.in. w technologii betonu, gdzie wykorzystywane są jako pucolanowy dodatek mineralny do produkcji cementów powszechnego użytku [2], jak również do wytwarzania mieszanek betonowych (np. betony zwykłe, wysokowartościowe, samozagęszczalne). W normie na popiół lotny do betonu [3] zostały określone wymagania dotyczące właściwości i kontroli produkcji krzemionkowego popiołu lot-

nego, stosowanego jako dodatku typu II do betonu [4]. Udział popiołów w cementach może osiągać 35% (cement portlandzki popiołowy CEM II/B-V [2]), natomiast w betonach zwykłych maksymalnie 33% masy cementu [1, 4].

Popioły lotne stanowią wartościowy zamiennik (klinkieru portlandzkiego w cemencie, cementu w mieszance betonowej), również pod względem ekonomicznym. Produkcja klinkieru portlandzkiego jest kosztowna z uwagi na jej energochłonność, jak również limity emisji spalin, głównie CO₂. Wykorzystanie popiołów lotnych jest jednocześnie sposobem na ich odzysk (popioły stanowią produkt uboczny procesów przemysłowego wytwarzania energii).

Badania naukowe dotyczące popiołów lotnych są ukierunkowane głównie na:

- możliwość wykorzystania popiołów powstałych z zastosowaniem metod spalania innych niż tradycyjne (spalanie fluidalne, spalanie z udziałem różnych metod odsiarczania spalin),
- możliwość wykorzystania popiołów powstałych ze spalania materiałów innych niż węgiel kamienny (spalanie węgla brunatnego, współspalanie z węglem kamiennym materiałów niewymienionych w normie na popiół do betonu [3] lub wymienionych, lecz przy udziale przekraczającym dopuszczalny [3]),
- poprawę właściwości krzemionkowych popiołów lotnych (tzw. aktywowanie) dzięki obróbce mechanicznej (mielenie), fizycznej (separacja wybranych frakcji – np. badania K. Rajczyk [5], Z. Giergicznego i M. Gawlickiego [6], P. Chindaprasirta i pozostałych [7]) lub wprowadzeniu dodatkowych związków (pyły krzemionkowe, domieszki chemiczne – np. badania Z. Giergicznego [8]).

2. Badania własne

2.1. Przedmiot badań

Przedmiotem badań autora było ustalenie wpływu aktywowanego mechanicznie krzemionkowego popiołu lotnego na wybrane właściwości betonu.

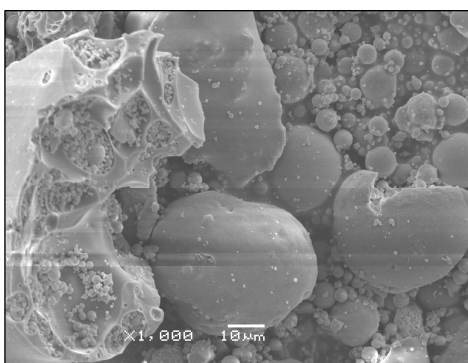
W. Kurdowski w pracy [9] przedstawił proces hydratacji popiołów lotnych. Przebieg twardnienia rozpoczyna się od rozpuszczania się tych materiałów i przechodzenia do roztworu początkowo jonów sodu i potasu, a następnie glinu i krzemionki. Te ostatnie reagują z jonami wapniowymi, tworząc fazę C-S-H, która wydziela się zarówno w porach zaczynu, jak i na powierzchni ziaren popiołu. Czynnikiem determinującym szybkość całego procesu jest przechodzenie krzemionki i glinu do roztworu. Z kolei rozpuszczalność krzemionki i glinu jest funkcją powierzchni właściwej ziaren popiołu.

Istota aktywowania zastosowanego do badań popiołu lotnego polegała na mechanicznym rozdrobieniu części ziaren popiołu. Rozdrobieniu uległy głównie ziarna większe oraz ziarna zawierające wewnątrz pustki powietrzne. Na

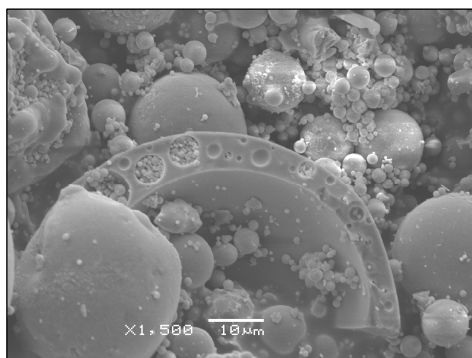
uwagę zasługuje fakt, że instalacja modyfikująca w ten sposób popiół lotny została zbudowana i funkcjonuje na skalę przemysłową (rys. 1.). Zdolność produkcyjna instalacji wynosi 200-300 ton na dobę [10]. Na zdjęciach z mikroskopu skaningowego (rys. 2-4) przedstawiono rozdrobnione ziarna popiołu. Rozdrobnieniu uległy ziarna różnej wielkości. W pustkach częściowo rozdrobnionych większych ziaren popiołu widoczne były liczne drobniejsze ziarna popiołu. W. Kurdowski w pracy [9] podał, że małe ziarna popiołu ulegają przereagowaniu w całości, natomiast w przypadku ziaren większych proces hydratacji sięga do głębokości kilku mikrometrów, co wynika z większej zawartości aktywnej fazy szklistej w mniejszych ziarnach popiołu. Lepsze właściwości pucolanowe ziaren drobniejszych potwierdzili również Z. Giergiczny i M. Gawlicki [6].



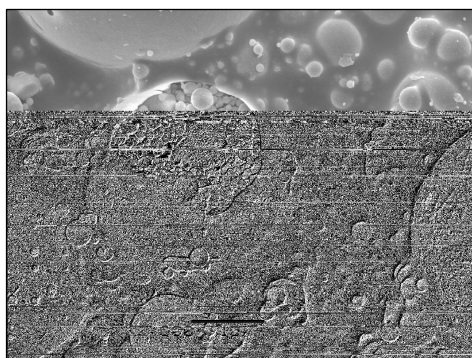
Rys. 1. Węzeł z instalacją do mechanicznego aktywowania popiołu lotnego na terenie elektrociepłowni Jaworzno III



Rys. 2. Aktywowane mechanicznie ziarno popiołu o wielkości ok. 100 μm; w komorach liczne ziarna o wielkości ok. 1 μm, w tle widoczne dwa kolejne, mniejsze, rozbite ziarna



Rys. 3. Aktywowane mechanicznie sferyczne ziarno popiołu o wielkości ok. 70 μm i grubości ścianki ok. 10 μm ; w komorach widoczne mniejsze ziarna o wielkości ok. 1 μm



Rys. 4. Zniszczone sferyczne ziarno popiołu o wielkości ok. 30 μm i grubości ścianki poniżej 1 μm ; w komorze widoczne mniejsze ziarna o wielkości ok. 1 μm

Zmodyfikowanie mechaniczne popiołu wywołało:

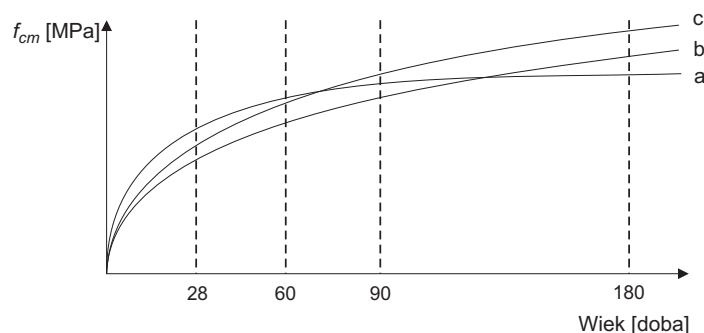
- zwiększenie powierzchni właściwej popiołu przez rozbicie ziaren, jak również rozbicie zwartych skupisk ziaren,
- otworenie przestrzeni zamkniętych wewnątrz banieczkowatych ziaren popiołu, zawierających kolejne, mniejsze ziarna popiołu,
- mikropęknięcia na powierzchni ziaren popiołu.

Wprowadzone zmiany miały na celu zwiększenie aktywności pucolanowej popiołu oraz poprawienie struktury stwardniałego zaczynu (w zakresie zmniejszenia zawartości ziaren popiołu zawierających pustki).

Przedmiotem szerszych badań autora było ustalenie wpływu aktywowania popiołu na właściwości betonu związane z dodatkami pucolanowymi. W artykule przedstawiono część badań autora dotyczącą wytrzymałości betonu na ściskanie.

Zastąpienie części cementu popiołem lotnym powoduje zmianę rozwoju wytrzymałości spoiwa, charakterystyczną dla dodatków pucolanowych. Z kolei w wyniku zastąpienia popiołu odniesienia popiołem aktywowanym oczekiwano wzrostu wytrzymałości betonu w dłuższym okresie, począwszy od wytrzymałości 28-dniowej. Skróceniu powinien ulegać wiek betonu, po którym osiągnięta zostałaby wytrzymałość betonu bez dodatku popiołu. Takie spoiwo powinno

w średnim terminie (28, 60 dni) osiągnąć wytrzymałość zbliżoną do wytrzymałości betonu na cemencie portlandzkim CEM I, a w dłuższym terminie (60, 90 dni) ją przewyższyć (rys. 5.).



Rys. 5. Wpływ aktywowanego popiołu lotnego na rozwój wytrzymałości betonu na ściskanie (na podstawie właściwości spoiw cementowych oraz cementowo-popiołowych omówionych m.in. w pracach [1, 9] oraz badań J. Olesia [10]). Beton na spoiwie: a – cementowym, b – cementowym z popiołem odniesienia, c – cementowym z popiołem lotnym aktywowanym

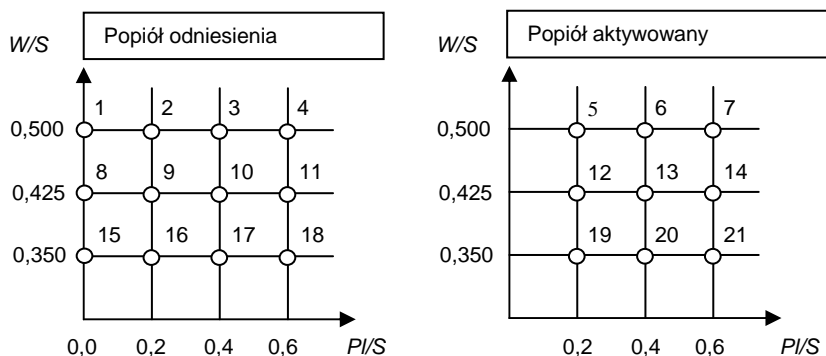
2.2. Zakres badań i użyte materiały

Zaprojektowano mieszanki betonowe o zmiennym udziale popiołu lotnego w spoiwie (popiół wprowadzono po stronie spoiwa). Przyjęto proporcje popiołu lotnego do cementu: $Pl/C = 0,0; 0,2; 0,4; 0,6$, którym odpowiadały udziały popiołu w składzie spoiwa odpowiednio: $Pl/S = 0,0; 16,7; 28,6; 37,5\%$ (spoiwo S uwzględniono jako łączną masę cementu C oraz popiołu lotnego Pl).

Przyjęto również zmienną proporcję wody do spoiwa: $W/S = 0,500; 0,425; 0,350$ (odnosząc się do wartości współczynnika k dla popiołu lotnego w [4], wartość proporcji $W/S = W/(C + kPl)$ obliczono z uwzględnieniem wartości $k = 1,0$ – popiół lotny potraktowano jako równoważny zamiennik cementu). W celu uzyskania mieszanek betonowych o $W/S = 0,425$ oraz $0,350$ część wody zarobowej w mieszankach bazowych ($W/S = 0,500$) zastąpiono superplastyfikatorem.

Mieszanki betonowe wykonano z popiołem odniesienia oraz aktywowanym. Przygotowano łącznie 21 mieszanek betonowych, zgodnie z planem przedstawionym na rys. 6.

Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie przeprowadzono po 7, 28, 56 oraz 84 dniach twardnienia. Wartości wytrzymałości określono na podstawie średnich z 5 pojedynczych wyników. Badania przeprowadzono na próbkach sześciennych o boku 10 cm.



Rys. 6. Plan badań

W wyniku przeprowadzonych badań ustalono:

- wytrzymałość betonu na ściskanie (rys. 9-11),
- wytrzymałość względną betonu z popiołem (bazowym oraz aktywowanym) w odniesieniu do wytrzymałości betonu bez popiołu (tab. 3.),
- efektywność aktywowania popiołu (przyrost wytrzymałości betonu z popiołem aktywowanym do wytrzymałości betonu zawierającego popiół odniesienia) (rys. 12.).

Badania przeprowadzono również na zaprawach normowych, zgodnych z normą na popiół do betonu [3] (zaprawa porównawcza na spoiwie cementowym oraz zaprawa, w których 25% cementu zastąpiono popiołem lotnym).

Oznaczono:

- wytrzymałość zapraw na ściskanie,
- wartość wskaźnika aktywności pucolanowej popiołu odniesienia oraz popiołu aktywowanego (rys. 7.),
- efektywność aktywowania popiołu (przyrost wytrzymałości zaprawy z popiołem aktywowanym do wytrzymałości zaprawy zawierającej popiół odniesienia) (rys. 8.).

Materiały użyte do badań:

- piasek naturalny zwykły 0-2 mm,
- grys bazaltowy 2-16 mm,
- cement CEM I 42,5R o wytrzymałości na ściskanie 58,4 MPa, powierzchni właściwej wg Blaine'a 3475 cm²/g, zawartości C₃A 10,1%, zawartości Na₂O_{eq} 0,79%,
- krzemionkowy popiół lotny o właściwościach przedstawionych w tab. 1.,
- superplastyfikator FM 786, na bazie eterów polikarboksyłowych.

Tabela 1. Właściwości popiołu lotnego (wartości średnie na podstawie badań kontrolnych producenta)

Właściwość	Popiół odniesienia		Popiół aktywowany	
	Wskaźnik aktywności pucolanowej k_{28}, k_{90}	81,2	96,7	85,7
Gęstość właściwa [g/cm^3]	2118		2232	
Powierzchnia właściwa wg Blaine'a [cm^2/g]	-		3160	
Miałkość [%]	31,0		20,1	
Straty prażenia [%]	2,25			
Zawartość SiO_2 reaktywnego [%]	26,9			
Zawartość $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ [%]	82,2			

2.3. Skład mieszanek betonowych

Skład mieszanki betonowej wzorcowej (nr 1) ustalono metodą trzech równań. Skład pozostałych mieszanek stanowiła modyfikacja składu mieszanki wzorcowej (nr 1), zgodnie z planem badań (rys. 6.). Skład mieszanek przedstawiono w tab. 2.

Tabela 2. Skład mieszanek betonowych

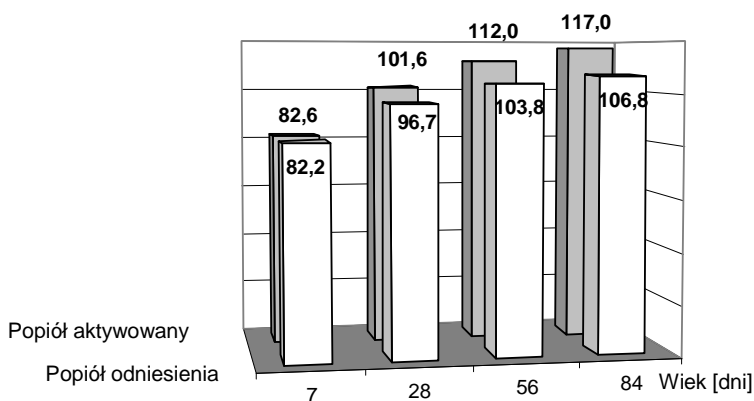
Nr miesz.	W/S	Spoiwo			Kruszywo		Woda W [dm^3]	Super-plastyf. Sup [%]	Obj. miesz. V_{miesz} [dm^3]	Obj. zapr. V_{zapr} [dm^3/m^3]	Obj. zacz. V_{zacz} [dm^3/m^3]	Konsyst. miesz.		
		cement C [kg]	popiół lotny Pl [kg]	P/C	spoiwo łącznie S [kg]	drobne P [kg]						grube G [kg]	Vebe [s]	Opad [cm]
1	0,500	360,0	0,0	0,0	360,0	540,0	1450,0	180,0	0,0	1000	509	296	4	4
2, 5		300,0	60,0	0,2					0,0	1007	513	302	3 ; 3	4 ; 4
3, 6		257,1	102,9	0,4					0,0	1013	516	306	- ; -	6 ; 7
4, 7		225,0	135,0	0,6					0,0	1017	518	309	- ; -	8 ; 9
8	0,425	360,0	0,0	0,0	360,0	540,0	1450,0	153,0	0,5	974	497	278	7	-
9, 12		300,0	60,0	0,2					0,5	982	501	284	5 ; 5	2 ; 2
10, 13		257,1	102,9	0,4					0,5	988	503	288	4 ; 4	4 ; 4
11, 14		225,0	135,0	0,6					0,5	992	505	290	3 ; 3	5 ; 6
15	0,350	360,0	0,0	0,0	360,0	540,0	1450,0	126,0	1,0	948	483	259	10	-
16, 19		300,0	60,0	0,2					1,0	956	487	265	7 ; 4	- ; 5
17, 20		257,1	102,9	0,4					1,0	962	491	269	4 ; -	4 ; 8
18, 21		225,0	135,0	0,6					0,9	966	493	272	3 ; -	5 ; 10

Otrzymane mieszanki betonowe charakteryzowały się dobrą urabialnością, były dobrze zagęszczalne za pomocą stolika wibracyjnego do badania konsystencji metodą Vebe. Uzyskano konsystencje na granicy plastycznej i półciekłej, sporadycznie odpowiadające konsystencji plastycznej bądź półciekłej, w zależności od zrealizowanej receptury.

2.4. Wyniki badań

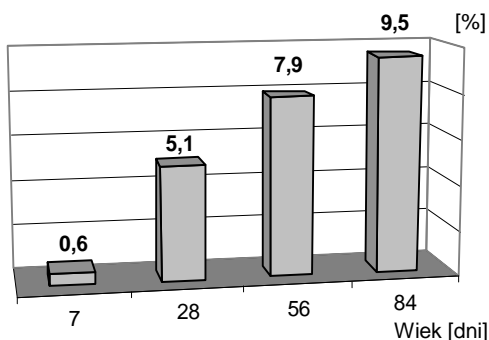
Zaprawy cementowe

Ustalono wartość wskaźnika aktywności pucolanowej popiołu odniesienia oraz popiołu aktywowanego (rys. 7.). Wartość wskaźnika pucolanowego popiołów zwiększała się z czasem twardnienia, przy czym w przypadku zaprawy z popiołem aktywowanym dynamika wzrostu wartości wskaźnika była większa.



Rys. 7. Wartość wskaźnika aktywności pucolanowej popiołów w czasie

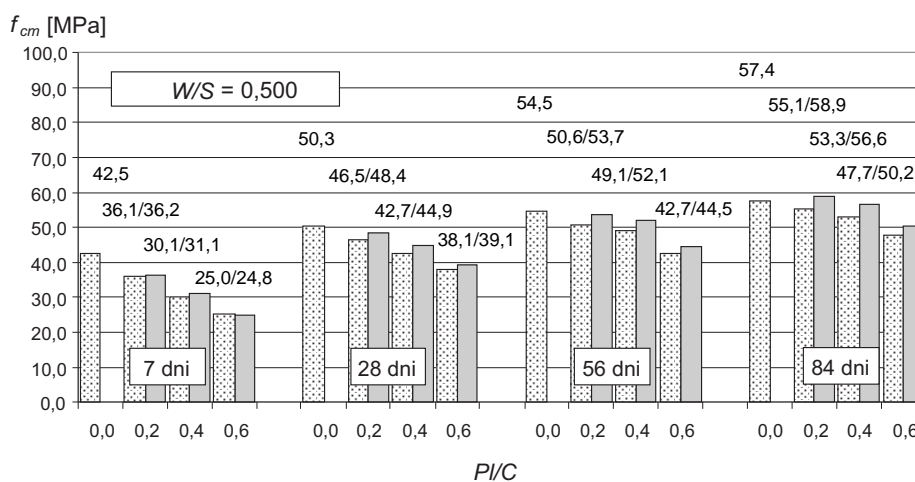
Efektywność aktywowania popiołu (przyrost wytrzymałości zaprawy z popiołem aktywowanym do wytrzymałości zaprawy zawierającej popiół odniesienia) wzrastała z czasem, osiągając wartość 9,5% po upływie 84 dni (rys. 8.). Z kolei efektywność aktywowania popiołu odniesiona do wytrzymałości zaprawy cementowej wyniosła 10,2% po 84 dniach twardnienia (widoczna na rys. 7. jako różnica wartości wskaźnika aktywności pucolanowej popiołów po 84 dniach twardnienia).



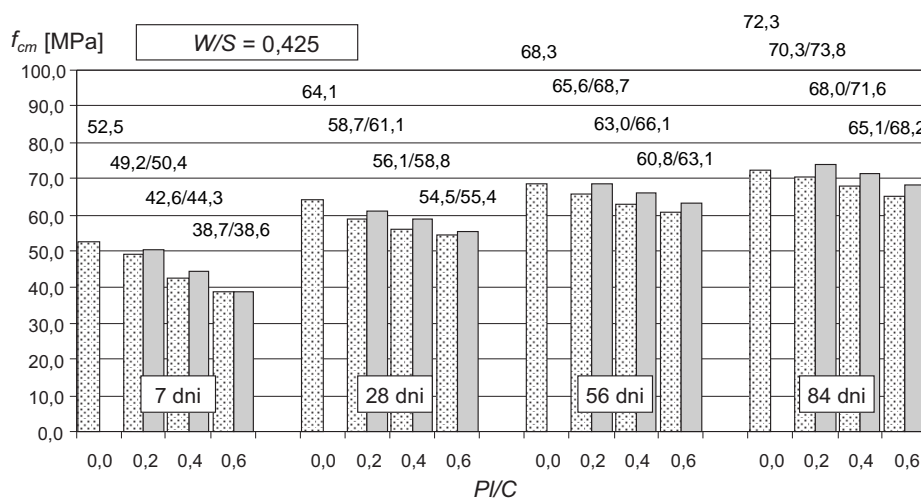
Rys. 8. Efektywność aktywowania popiołu pod względem wytrzymałości na ściskanie zapraw normowych w czasie

Beton

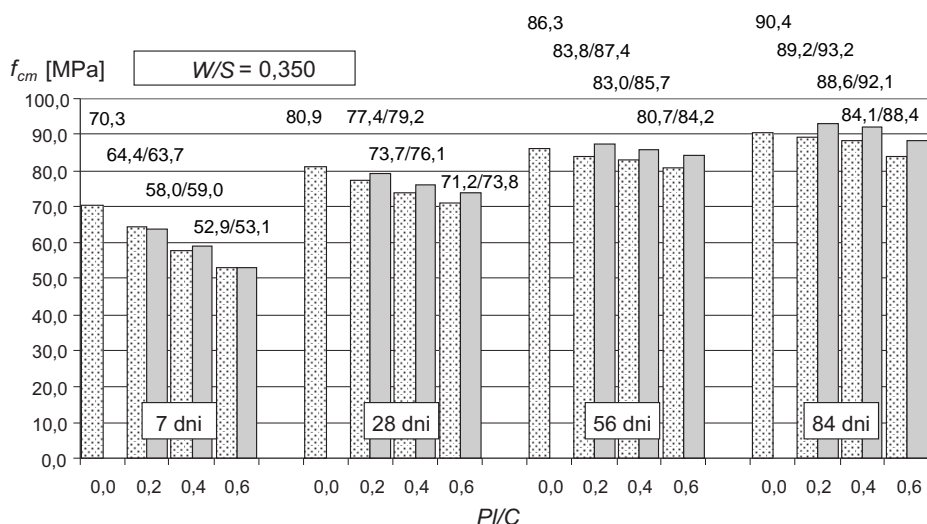
Wytrzymałość betonu na ściskanie przedstawiono na rys. 9-11.



Rys. 9. Wytrzymałość betonu na ściskanie w czasie dla serii o W/S = 0,500, przy zmiennym udziale popiołu w spoiwie (ciemniejszy kolor dotyczy betonu z popiołem aktywowanym)



Rys. 10. Wytrzymałość betonu na ściskanie w czasie dla serii o W/S = 0,425, przy zmiennym udziale popiołu w spoiwie (ciemniejszy kolor dotyczy betonu z popiołem aktywowanym)



Rys. 11. Wytrzymałość betonu na ściskanie w czasie dla serii o $W/S = 0,350$, przy zmiennym udziale popiołu w spoiwie (ciemniejszy kolor dotyczy betonu z popiołem aktywowanym)

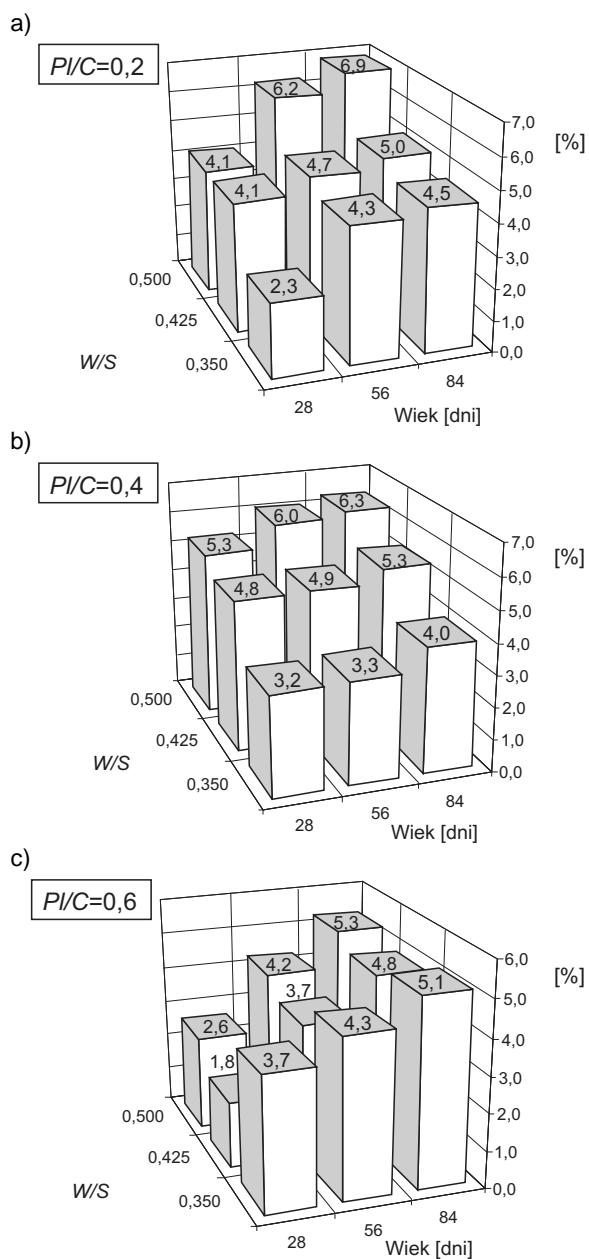
Stosunek [%] wytrzymałości betonu z popiołem do wytrzymałości betonu bez popiołu przedstawiono w tab. 3. Z analizy tych wartości wynika, że zastąpienie popiołu odniesienia popiołem aktywowanym spowodowało wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie średnio o 3,1% (po 28 dniach), 4,2% (po 56 dniach) oraz 4,9% (po 84 dniach), w odniesieniu do wytrzymałości betonu bez popiołu.

Tabela 3. Stosunek [%] wytrzymałości betonu z popiołem do wytrzymałości betonu bez popiołu

P/C	W/S	Popiół odniesienia				Popiół aktywowany			
		wiek betonu [dni]				wiek betonu [dni]			
		7	28	56	84	7	28	56	84
0,2	0,500	85,0	92,5	92,9	95,9	85,2	96,2	98,7	102,5
	0,425	93,8	91,6	96,0	97,3	96,1	95,4	100,5	102,1
	0,350	91,7	95,7	97,1	98,7	90,7	97,9	101,3	103,2
0,4	0,500	70,9	84,8	90,2	92,8	73,3	89,3	95,7	98,6
	0,425	81,1	87,5	92,2	94,0	84,4	91,7	96,7	99,0
	0,350	82,5	91,1	96,1	98,0	83,9	94,0	99,3	101,9
0,6	0,500	58,9	75,7	78,3	83,1	58,5	77,6	81,7	87,5
	0,425	73,8	85,0	89,1	90,0	73,6	86,5	92,4	94,4
	0,350	75,3	88,0	93,5	93,0	75,5	91,2	97,6	97,8

Efektywność aktywowania popiołu (przyrost wytrzymałości betonu z popiołem aktywowanym do wytrzymałości betonu zawierającego popiół odniesienia)

wzrastała z czasem, chociaż w mniejszym stopniu niż w przypadku zapraw (rys. 12.).



Rys. 12. Efektywność aktywowania popiołu pod względem wytrzymałości betonu na ściskanie, przy udziale popiołu: a) $P/I/C = 0,2$, b) $P/I/C = 0,4$, c) $P/I/C = 0,6$

Z analizy przedstawionych wartości (rys. 12.) wynika, że zastąpienie popiołu odniesienia popiołem aktywowanym spowodowało wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie, średnio o 3,5% (po 28 dniach), 4,6% (po 56 dniach) oraz 5,2% (po 84 dniach), w odniesieniu do wytrzymałości betonu z popiołem nieaktywowanym (efektywność aktywowania popiołu). Na podstawie analizy wyników stwierdzono jednocześnie, że zastąpienie popiołu odniesienia popiołem aktywowanym spowodowało statystycznie istotną różnicę pomiędzy średnimi wartościami wytrzymałości betonu na ściskanie (na podstawie *testu t* do różnicy pomiędzy dwoma średnimi, stosowanego do poszczególnych receptur betonu).

Stwierdzono również, że w przypadku mniejszego udziału popiołu lotnego w spoiwie ($PI/C = 0,2; 0,4$) efektywność aktywowania popiołu wzrastała wraz z proporcją W/S . Można domniemywać, że w przypadku betonu słabszego niż wykonany w badaniach ($W/S < 0,5$) nastąpiłby dalszy wzrost efektywności aktywowania popiołu.

Nie stwierdzono natomiast korelacji efektywności aktywowania popiołu z udziałem popiołu w spoiwie ($PI/C = 0,2; 0,4; 0,6$).

3. Podsumowanie

W pracy dokonano analizy wpływu aktywowanego mechanicznie krzemionkowego popiołu lotnego na wytrzymałość na ściskanie betonu oraz zaprawę normowej. Aktywowanie popiołu polegało na rozbiciu części ziaren, głównie ziaren większych oraz zawierających wewnątrz pustki powietrzne. W wyniku modyfikacji zwiększeniu uległa powierzchnia właściwa popiołu, nastąpiło otwarczenie przestrzeni w ziarnach zawierających liczne, mniejsze ziarna popiołu, na powierzchni ziaren popiołu zostały wywołane mikropęknięcia.

W efekcie zmodyfikowania popiołu nastąpiło zwiększenie jego aktywności pucolanowej. W wyniku zastąpienia popiołu odniesienia popiołem aktywowanym stwierdzono, że:

- nastąpił wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie po 28, 56 oraz 84 dniach twardnienia, niezależnie od udziału popiołu w spoiwie ($PI/C = 0,2; 0,4; 0,6$), jak również serii betonu ($W/S = 0,500; 0,425; 0,350$),
- przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie (w odniesieniu do wytrzymałości betonu bez popiołu) wyniósł średnio 3,1% (po 28 dniach twardnienia), 4,2% (po 56 dniach) oraz 4,9% (po 84 dniach),
- efektywność aktywowania popiołu (przyrost wytrzymałości betonu na ściskanie z popiołem aktywowanym do wytrzymałości betonu zawierającego popiół odniesienia) wzrastała z czasem, osiągając wartość średnio 3,5% (po 28 dniach twardnienia), 4,6% (po 56 dniach) oraz 5,2% (po 84 dniach).

Uzyskane wyniki dotyczą badań przeprowadzonych na betonach o stosunkowo dużej wytrzymałości (wytrzymałość betonu na ściskanie bez dodatku po-

popiołu po 28 dniach twardnienia wynosiła 50,3; 64,1 oraz 80,9 MPa, w zależności od serii betonu). Z analizy wyników można przypuszczać, że w przypadku betonu słabszego niż wykonany w badaniach (dla $W/S < 0,5$) nastąpiłby dalszy wzrost efektywności aktywowania popiołu.

W przypadku zapraw normowych efektywność aktywowania popiołu również wzrastała z czasem, osiągając wartość 5,1% (po 28 dniach twardnienia), 7,9% (po 56 dniach) oraz 9,5% (po 84 dniach).

Producenci cementu oraz wytwórcy betonu bardzo chętnie sięgają po krzemionkowy popiół lotny nie tylko z powodu jego właściwości, lecz również z przyczyn ekonomicznych. Popyt na popioły lotne jest duży i pozostanie na takim poziomie w przyszłości. Uzasadnione są poszukiwania rozwiązań materiałowych skutkujących poprawą właściwości popiołu. Omówiony sposób aktywowania popiołu jest przykładem rozwiązania dającego możliwość wykorzystania 100% powstających przy spalaniu popiołów.

Literatura

1. Neville A.M.: *Właściwości betonu*. Kraków 2000
2. PN-EN 197-1:2002. *Cement. Część 1: Skład, wymagania i kryteria zgodności dotyczące cementów powszechnego użytku*
3. PN-EN 450-1:2006. *Popiół lotny do betonu. Część 1: Definicje, specyfikacje i kryteria zgodności*
4. PN-EN 206-1:2003. *Beton. Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*
5. Rajczyk K.: *Mikropopioły jako nowy aktywny dodatek mineralny*. Mat. konf. VI Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Popioły z energetyki”, Liceń Stary, 13-15 października 1999, s. 217-228
6. Giergiczny Z., Gawlicki M.: *Popiół lotny jako aktywny składnik cementów i dodatek mineralny do betonu*. Mat. konf. „Dni betonu. Tradycja i nowoczesność”, Wisła, 11-13 października 2004, s. 276-293
7. Chindaprasirt P., Jaturapitakkul C., Sinsiri T.: *Effect of fly ash fineness on compressive strength and pore size of blended cement paste*. Cem. & Concr. Composites, no 27, 2005, pp. 425-428
8. Giergiczny Z.: *Rola popiołów lotnych wapniowych i krzemionkowych w kształtowaniu właściwości współczesnych spoiw budowlanych i tworzyw cementowych*. Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków 2006
9. Kurdowski W.: *Chemia cementu*. PWN, Warszawa 1991
10. Oleś J.: *Aktywowany popiół lotny „Megapar A”. Zastosowanie materiału uzyskiwanego w instalacji przemysłowej i jego wpływ na parametry użytkowe betonów*. Mat. konf. XI Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Popioły z energetyki”, Zakopane, 13-16 października 2004

**PROPERTIES OF CONCRETE WITH MECHANICALLY
(PHYSIC-MECHANICALLY) ACTIVATED SILICEOUS FLY ASH****S u m m a r y**

In this article the results of compression strength of concrete investigations are presented. To make concretes, mechanically activated siliceous fly ash as additive was used. The activation of fly ash was characterized by breaking part of grains, mainly bigger grains and air emptiness containing grains. The result was that the activity of fly ash increased and the microstructure of hardened paste was improved.

The tests were carried out after 7, 28, 56 and 84 days of curing of concrete. The concrete mixes were made with different fly ash/cement ratio (fly ash was used as part of binder) and different water/binder ratio. The concrete mixes were made with base fly ash and activated fly ash. The compression strength of concrete and the increment of compression strength of concrete (as a result of usage activated fly ash instead of base fly ash, compared to the compression strength of concrete with base fly ash and compared to the compression strength of concrete without fly ash) was determined.

As a result of the activation of base fly ash, the increment of compression strength of concrete was found already after 28 days of curing of concrete. The increment of compression strength of concrete (compared to the compression strength of concrete with base fly ash and the compression strength of concrete without fly ash), was increased during curing of concrete.

Złożono w Oficynie Wydawniczej w czerwcu 2008 r.