



**CIVIL AND
ENVIRONMENTAL
ENGINEERING**

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA

BIAŁYSTOK UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

**BUDOWNICTWO
I INŻYNIERIA
ŚRODOWISKA**

Spis treści

Radosław DUDA

Współpraca betonu i stali w zespolonych elementach stalowo-betonowych
Concrete and steel work in combined steel concrete elements 153

Marta NAZARCZUK

Ewolucja systemów konstrukcji drewnianych budynków wielokondygnacyjnych
Evolution of systems of timber structures in multi-storey buildings 159

Agnieszka TRĘBICKA, Wojciech KRUSZYŃSKI

Zmienność w czasie charakterystycznych parametrów systemu dystrybucji wody i ich wpływ
na zmiany wieku wody
*Variability in time of the characteristic parameters of the water distribution system and their impact
on changes in the water age* 167

Victar TUR, Dimitry MARKOUSKI

Reliability level of reinforced concrete members designed according to belarussian national annexes
to structural Eurocodes 173

Malgorzata E. WYSOCKA

Zastosowanie GPR do ustalania zmian antropogenicznych w podłożu gruntowym
GPR using for location anthropogenic changes in substrate 181

WSPÓLPRACA BETONU I STALI W ZESPOLONYCH ELEMENTACH STALOWO-BETONOWYCH

Radosław DUDA*

Wydział budownictwa i inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Artykuł stanowi pracę poglądową dotyczącą współpracy zespolonych elementów stalowo-betonowych. Autor opracowania szczególną uwagę zwraca na rurowe elementy typu CFST. W opracowaniu zostały podane podstawowe zalety omawianych elementów konstrukcyjnych, zasady przykładania obciążeń oraz sposób obliczania nośności elementów rurowo-betonowych.

Słowa kluczowe: CFST, konstrukcje zespolone, naprężenia.

doi: 10.24427/bis-2018-vol9-no4-0001

1. Wprowadzenie

We współczesnym budownictwie, uzyskanie optymalnych właściwości konstrukcji otrzymuje się w wyniku łączenia różnych materiałów. W budownictwie przemysłowym i mostownictwie bardzo często wykorzystywane są zespolone konstrukcje typu beton-stal.

Artykuł przedstawia aktualny stan wiedzy dotyczący współpracy słupów zespolonych stalowo-betonowych złożonych z rury stalowej wypełnionej betonem (CFST – *Concrete Filled Steel Tube*). Rysunek 1 przedstawia typowe przekroje słupów zespolonych. W przeprowadzanych przez autora badaniach dokładniejszej analizie są poddane słupy o przekroju kołowym (Rys. 1e).

Pierwsze zastosowanie zespolonych rur stalowo-betonowych zaproponował Sewell w 1901 roku (Sandowicz, 1970). Przypadkowe przeciążenia słupów wykazały znacznie wyższą nośność w odniesieniu do przewidywanej, zakładającej prostą sumę nośności poszczególnych przekrojów. Wyjściowe metody obliczania zespolonych elementów stalowo-betonowych zostały opracowane na początku XX wieku. Prace badawcze Niemców Klöppela i Godera (1957) oraz Amerykanów Gardnera i Jacobsona (1967) znacząco przyczyniły się do rozwoju omawianej tematyki.

Zasady obliczania słupów typu CFST zostały zawarte w normie europejskiej PN-EN 1994-1-1:1992 *Eurokod 4. Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Zasady ogólne i reguły dla budynków* dotyczącej konstrukcji zespolonych. Od 1985 roku, co 3 lata, odbywają się, organizowane pod patronatem ASCCS (Association for International Cooperation and Research in Steel-Concrete Composite

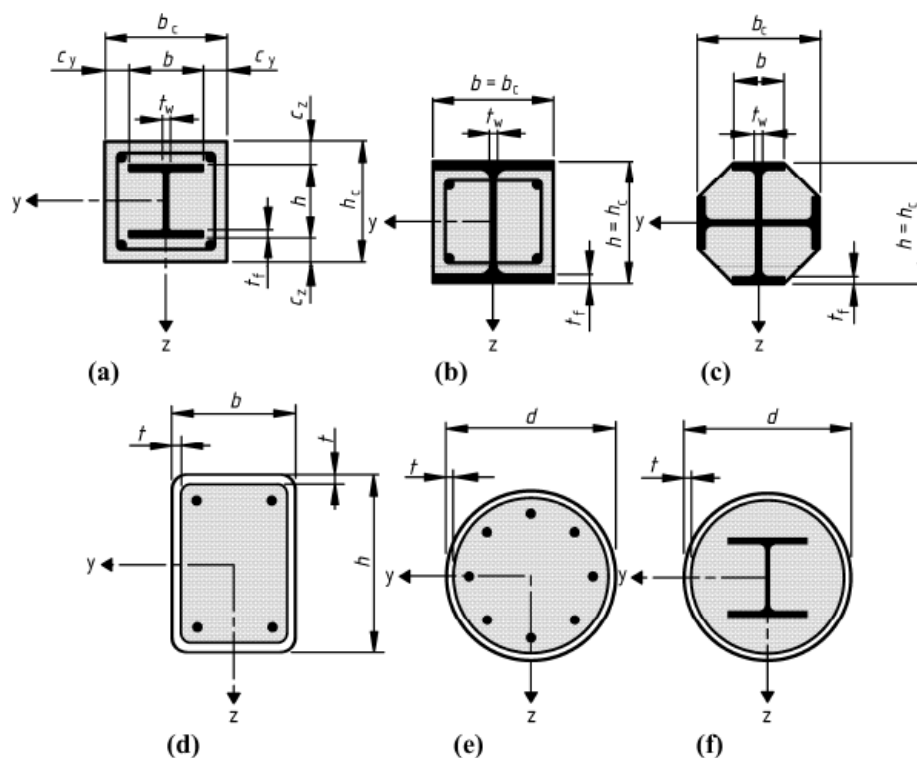
Structures), międzynarodowe konferencje poświęcone stalowo-betonowym konstrukcjom zespolonym. W Polsce raz na 4 lata mają miejsce konferencje naukowe dotyczące konstrukcji zespolonych, co świadczy o ciągłym rozwoju tej technologii. Obecnie największa liczba publikacji na temat CFST pochodzi z Japonii oraz Chin. W dużej mierze wynika to z ciągłości rurowych elementów stalowo betonowych, co jest istotną zaletą podczas pracy w warunkach obciążeń sejsmicznych. W 1967 roku została opublikowana pierwsza edycja norm AIJ (Architectural Institute of Japan), która opisuje trzy typy okrągłych przekrojów zespolonych:

- rura pokryta betonem,
- CFST – rura wypełniona betonem,
- rura pokryta i wypełniona betonem.

W Japonii działa stowarzyszenie ANUHT, zajmujące się propagowaniem konstrukcji wykonanych w technologii CFT. W latach 1998-2002 przeprowadzono kontrolę 175 budynków o wysokości do 60 m wykonanych w technologii CFST. Poniżej przedstawiono kilka wniosków otrzymanych na podstawie analizy zebranych danych (Szopa, 2007):

1. 65% budynków stanowiły sklepy i budynki biurowe. Zastosowanie CFST do tych budynków wskazuje na zalety tych elementów przy projektowaniu otwartych przestrzeni.
2. CFST rzadko wymaga stosowania ścian nośnych.
3. System CFST nie jest stosowany do stężonych budynków ramowych. Wynika to z jednakowej sztywności i wytrzymałości w kierunkach poprzecznym i podłużnym.
4. Powierzchnia stropu podpierana przez słupek CFST jest znacznie większa niż w przypadku zastosowania słupów żelbetowych czy stalowych. W ponad 40%

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: radek.avo@gmail.com



Rys. 1. Typowe przekroje poprzeczne słupów zespolonych (PN-EN 1994-1-1:1992).

przypadków powierzchnia stropu przypadająca na podpierający ją jeden słup CFST wynosi około 90 m².

5. W budynkach biurowych siatka słupów ma często wymiary 8×18 m, natomiast w centrach handlowych częściej siatka słupów ma wymiary zbliżone do kwadratu.

6. Najczęstsze zastosowanie znajdują kwadratowe i okrągłe przekroje poprzeczne o wymiarach 500/700 mm (w 80% przypadków), $D/t = 16-90$. Głównie używa się stali o wytrzymałości 325 MPa (85%), oraz betonu o wytrzymałości 36-42 MPa (65%).

Opierając się na doświadczeniach naukowców zebrano dużą wiedzę odnośnie projektowania i praktyki budowlanej. Niestety opracowania naukowe i teorie obliczeniowe nie znajdują odzwierciedlenia w praktyce. Z tego względu rozpoczęto zarówno badania doświadczalne, jak i teoretyczne analizy. Opisane metody projektowania z 2004 roku nie uwzględniają między innymi tak zwanego „efektu ograniczenia” rdzenia betonowego przez rurę stalową oraz bazują na projektowaniu wyłącznie w zakresie sprężystym.

Pomimo iż na świecie elementy CFST cieszą się coraz większą popularnością, w Polsce nie są jeszcze wystarczająco rozpowszechnione w budownictwie i jest niewiele publikacji dotyczących ich zastosowania.

2. Przegląd stanu wiedzy

Pierwsze zastosowania rur stalowych wypełnionych betonem miały na celu wyłącznie zabezpieczenie stali przed miejscową utratą stateczności oraz zapewnienie ochrony przed korozją. Nie dostrzegano korzyści wynikających z zespolonej współpracy obu materiałów. Najistotniejszą, z punktu widzenia pracy konstrukcji, zaletą jest duża nośność elementów CFST wynikająca z tak zwanego efektu ograniczenia (*confinement effect*) odkształceń poprzecznych betonu zamkniętego wewnątrz płaszcza stalowego. Przeprowadzone badania oraz realizacje konstrukcji z użyciem elementów typu CFST pozwoliły na opracowanie zalet, które opisano poniżej za wieloma publikacjami (Goode, 1994; Flaga i Szopa, 1997; Shams i Saadeghvaziri, 1997; Morino i Tsuda, 2004).

3. Główne zalety CFST

3.1. Współpraca betonu i stalowej rury

Poprzez efekt ograniczenia odkształceń beton wypełniający rurę ma wyższą wytrzymałość, natomiast stal jest zabezpieczona przed wyboczeniem, a co ważniejsze nawet po miejscowej utracie stateczności spadek wytrzymałości stali jest spowolniony dzięki współpracy z betonem. Również niszczenie betonu po uplastycznieniu nie jest bardzo szybkie ze względu na współpracę ze stalą. Warto zauważyć, iż zarówno skurcz, jak i pęcznienie betonu wypełniającego wnętrze rury stalowej są znacznie mniejsze niż w konstrukcjach żelbetowych.

3.2. Proporcje przekroju

Beton przenosi większą część obciążenia ściskającego, stal współpracuje z rdzeniem betonowym aż do momentu znacznego uplastycznienia ścianek. Warto zwrócić uwagę, iż transport i składowanie stali w postaci rur jest znacznie wygodniejsze niż przykładowo kształowników walcowanych z łącznikami. Pomimo iż w CFST ilość stali w stosunku do pola przekroju betonu jest dużo większa niż w konstrukcjach żelbetowych, to uzyskuje się mniejsze wymiary przekroju poprzecznego projektowanego elementu (Furtak, 1999).

3.3. Praca statyczno-wytrzymałościowa

Słupy CFST cechują się wysoką sztywnością przekroju, nośnością oraz odpornością na uderzenia mechaniczne. Posiadają wysoką absorpcję energii, a także dużą ciągliwość, co jest szczególnie istotne na terenach sejsmicznych i parasejsmicznych.

3.4. Konstruowanie

CFST charakteryzują się brakiem konieczności wykonania deskowań oraz zbrojenia. Pozwala to na redukcję siły roboczej oraz skrócenie czasu realizacji prac budowlanych.

3.5. Odporność ogniowa

Zastosowanie betonu do wypełnienia rury stalowej poprawia ognioodporność stali, co pozwala na ograniczenie zastosowania materiałów ognioodpornych. Jest to szczególnie istotne zagadnienie z uwagi na coraz bardziej restrykcyjne wymagania stawiane konstrukcjom w zakresie przeciwpożarowym.

3.6. Koszty

Zastosowanie konstrukcji CFST w znacznym stopniu obniża koszty inwestycji poprzez mniejsze zużycie materiałów, w porównaniu do konstrukcji stalowych czy żelbetowych.

3.7. Ekologia

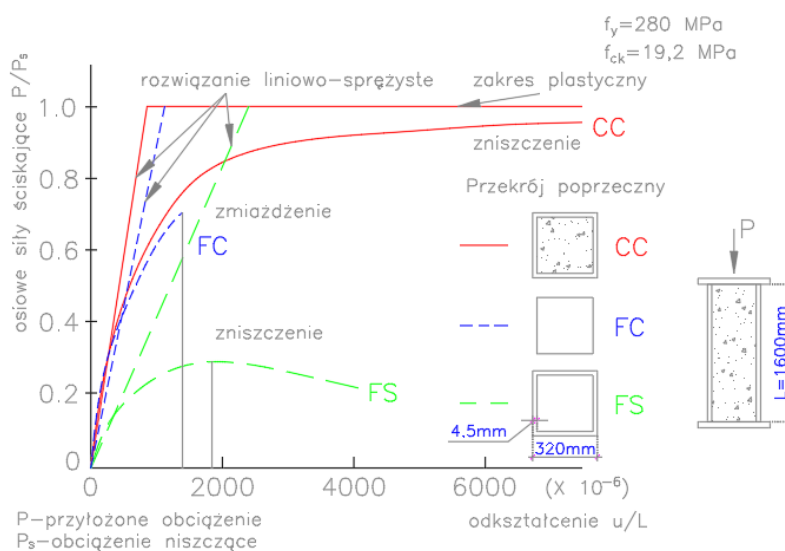
Brak konieczności stosowania deskowań, a także możliwość użycia kruszywa pochodzącego z recyklingu stanowi rozwiązanie bardziej ekologiczne w odniesieniu do tradycyjnych konstrukcji żelbetowych.

4. Współpraca stalowej rury i wypełniającego ją betonu

Elementy typu CFST znajdują zastosowanie jako ściskane lub mimośrodowo ściskane części konstrukcji – słupy, bądź pylony obiektów mostowych, czy też dźwigary mostów łukowych i kratowych. Poprzez ograniczenie odkształceń poprzecznych betonu płaszczem stalowym mamy do czynienia ze stanem trójosiowego ściskania betonu, co znacznie zwiększa jego nośność.

W początkowej fazie pracy elementów zespolonych nie dochodzi do pełnej współpracy obu materiałów, związane jest to z różnicą wartości normowych współczynników rozszerzalności poprzecznej betonu $\nu_c = 0,2$ oraz stali $\nu_a = 0,3$. Szybsza rozszerzalność poprzeczna stali od betonu może prowadzić do powstania szczeliny na styku stali i betonu. Dopiero rozwój mikro-spękań obciążonego betonu (wartość współczynnika Poissona betonu powyżej 0,3) gwarantuje stan trójosiowego naprężenia w betonie.

Dzięki współpracy betonu i stali wartość ściskającego obciążenia niszczącego słup typu CFST jest znacznie większa niż suma wartości obciążeń niszczących stal i beton o identycznym przekroju poprzecznym (efekt wyżej wymienionej współpracy występuje także w elementach żelbetowych). Zagadnienie to ilustruje rysunek 2, na którym (Hiroshi i in., 1998) przedstawiono zależność siła-odkształcenie dla trzech osiowo ściskanych słupów krępych o kwadratowym przekroju poprzecznym. Symbol CC oznacza słup wykonany z rury stalowej wypełnionej betonem, FC – słup betonowy, natomiast FS – rura stalowa. Wzrost mechanicznych właściwości konstrukcji CFST w stosunku do zsumowanych własności stali i betonu może



Rys. 2. Zależność obciążenie – odkształcenie dla słupów o kwadratowym przekroju poprzecznym (Hiroshi i in. 1998)

być opisany poprzez energię zniszczenia słupa zespolonego, w porównaniu do energii zniszczenia słupa stalowego czy betonowego. Wartość energii zniszczenia stanowi pole powierzchni zawarte pomiędzy wykresem funkcji $P/P_s = f(e_x)$, a osią odciętych i rzędną odpowiadającą momentowi zniszczenia każdego z tych słupów. Jeżeli powierzchnię tę oznaczymy jako E to iloraz energii zniszczenia tych słupów ma się do siebie tak jak:

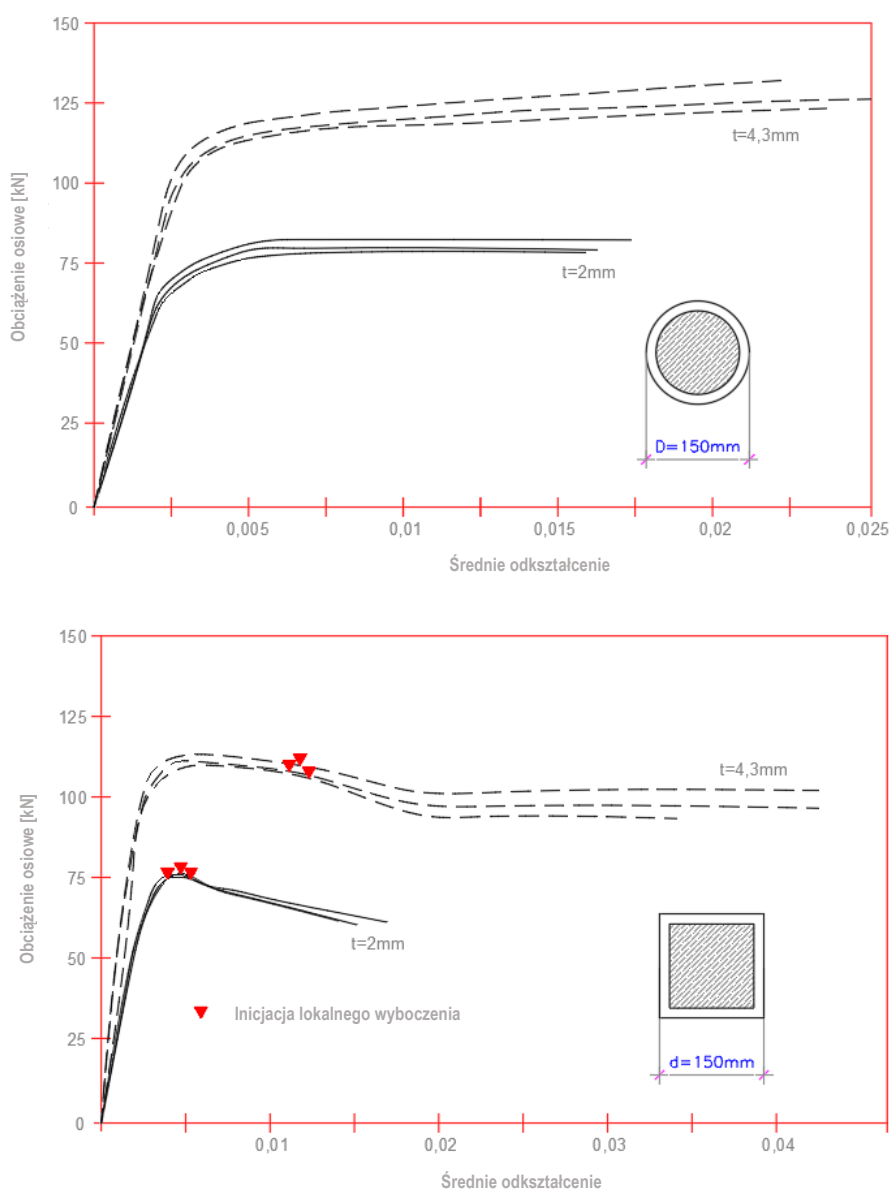
$$E_{FC} : E_{FS} : E_{CC} = 1,0 : 0,6 : 9,5 \quad (1)$$

Na podstawie analizy rysunku można zauważyć, że słupy te cechują się bardzo dużą odkształcalnością przy ściskaniu (ciągłość) oraz, że charakter pracy słupów jest zbliżony do sprężysto-plastycznej.

5. Charakterystyka przekroju

Przeprowadzone przez naukowców badania dają zgodne wyniki dotyczące wpływu kształtu przekroju na nośność elementów CFST. Stalowe rury, które wypełnia się mieszanką betonową mają najczęściej przekrój poprzeczny kwadratowy (prostokątny) lub okrągły.

Wyłącznie przekrój okrągły pozwala na osiągnięcie jednorodnego trójosiowego stanu naprężenia w wypełniającym betonie, co skutkuje dużo wyższym efektem zwiększenia nośności niż w przypadku słupów o przekroju kwadratowym. Zauważalna jest też różnica w wykresach obciążenie-odkształcenie (Shams i Saadeghvaziri, 1997). Zastosowanie rur okrągłych determinuje idealnie sprężysto-plastyczne zachowanie elementu, natomiast w przypadku słupów kwadratowych krzywa obciążenie-odkształcenie może być typu uszkodzeniowego (rys. 3).



Rys. 3. Zależność między odkształceniem i siłą ściskającą dla osiowo obciążonych słupów CFST (Shams i Saadeghvaziri, 1997)

Ze względu na lepsze właściwości wytrzymałościowe w dalszej części omówiono wyłączenie elementy CFST o kołowym przekroju poprzecznym.

Charakterystyczną wielkością w rurowych elementach CFST jest współczynnik kształtu D/t , gdzie t to grubość ścianki rury, a D jest średnicą zewnętrzną, którego wartość określa proporcje stali i betonu w przekroju poprzecznym. Nośność elementów rurowo-betonowych rośnie wraz ze zmniejszeniem współczynnika, lecz wiąże się to z koniecznością zwiększenia grubości ścianki, co może prowadzić do braku ekonomicznego uzasadnienia.

Za Dawidowiczem (1992) można przytoczyć wartość $D/t > 39$ jako oznaczającą rury cienkościennie. Istotnym jest, że współczynnik kształtu nie wpływa na ciągłość konstrukcji CFST. Ekonomicznie jest zatem stosować rury CFST o możliwie najniższym współczynniku D/t . Kolejnym ważnym parametrem, wpływającym na nośność CFST, jest stosunek f_y/f_{ck} , gdzie f_y jest charakterystyczną granicą plastyczności stali, a f_{ck} jest wytrzymałością charakterystyczną betonu. Wzrost wartości tego współczynnika powoduje wzrost nośności elementu (Goode, 1994).

6. Zasady przyłożenia obciążenia

Sposób przyłożenia obciążeń można wykonać stosując zasadę de Saint-Venanta, w myśl której przy obciążaniu prętów przyrzutowych, jeżeli poddany analizie układ sił oddziałuje na niewielkim fragmencie powierzchni przekroju pręta o wymiarach $a \times a$, to w odległości wynoszącej $(1-1,5)a$ od miejsca przyłożenia, obciążenie to działa już na całą powierzchnię przekroju. Zasadność stosowania tej reguły została potwierdzona przez wszystkie przytoczone wcześniej badania dotyczące ściskanych słupów typu CFST. Oznacza to, że nie dalej niż w odległości $(1-1,5)D$ rura stalowa współdziała z betonem w przenoszeniu podłużnej siły ściskającej, bez względu na to, iż jest ona przykładana wyłącznie na fragmencie rdzenia betonowego. Przyłożenie obciążenia do całej powierzchni przekroju poprzecznego prowadzi do uniknięcia zwiększonej destrukcji betonu w strefie przyłożenia obciążenia.

Przeprowadzono badania analizujące wpływ sposobu obciążenia konstrukcji CFST na jej nośność. Siłę ściskającą przykładano tylko do rdzenia betonowego, bądź tylko do rury stalowej (Dawidowicz, 1992). Na podstawie wyników badań można stwierdzić, że przyłożenie obciążenia wyłącznie do rdzenia betonowego prowadziło do szybszej współpracy płaszcza stalowego w przenoszeniu obciążeń podłużnych.

7. Obliczanie nośności elementów rurowo-betonowych

Na nośność elementów rurowo-betonowych wpływa wiele czynników, jako podstawowe można wskazać:

- wymiary i kształt przekroju poprzecznego,
- smukłość elementu,
- mimośród obciążenia elementu.

W artykule przytoczono wyłącznie obciążenia słupów

krępych. W Polsce zagadnieniami związanymi z wpływem wybożenia słupów typu CFST na ich nośność zajmowali się między innymi Matyaszewski (1966) i Dawidowicz (1992). Proponowane przez różne grupy badaczy teorie obliczeniowe i procedury projektowe dotyczące zwiększonej nośności krępego, ściskanego osiowo słupa zespolonego typu CFST o okrągłym przekroju poprzecznym są podmiotem wielu badań.

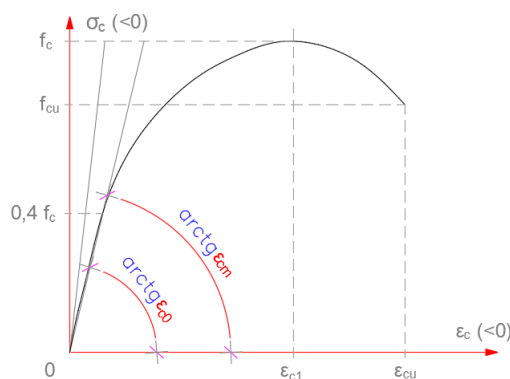
Po raz pierwszy górną i dolną granicę nośności tego typu elementów oszacowali Klöppel i Goder (1957). Dolna granica została powiązana z wybożeniem słupów, natomiast górna była zbyt konserwatywna dla krótkich słupów. Jak już wspomniano na wstępie, pierwszym sposobem obliczania nośności N_n słupów rurowo-betonowych było sumowanie nośności części betonowej oraz stalowej. Obliczane w ten sposób elementy nie oddają w pełni zdolności do przenoszenia obciążeń. W celu lepszego odzwierciedlenia nośności elementów CFST do formuły obliczeniowej wprowadzono współczynniki korekcyjne α i β :

$$N_n = \alpha \cdot f_{ck} A_c + \beta \cdot f_y \cdot A_a \quad (2)$$

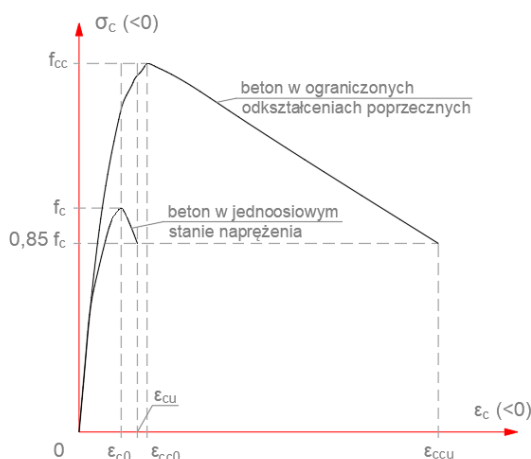
gdzie: A_c i A_a są odpowiednio polem powierzchni przekroju poprzecznego betonu i stali, a f_{ck} , f_y wytrzymałością charakterystyczną betonu i stali.

Wartości współczynników korekcyjnych określono na podstawie przeprowadzonych doświadczeń. W pracy (Storożenko i in., 1994) Storożenko podaje wartości tych współczynników w granicach: $\alpha = 1,2-5,0$; $\beta = 1,0-2,0$. W późniejszych opracowaniach zauważalna jest tendencja do zmniejszania wartości współczynnika β zmierzającego do 1,0 oraz wzrostu współczynnika α . Proponowane przez rosyjskich badaczy teoretyczne rozwiązanie nośności elementów rurowo-betonowych przedstawiono w opracowaniu (Szopa, 2007). Wzrost nośności słupów typu CFST w głównej mierze zależy od zmiany właściwości wytrzymałościowych betonu spowodowanych ograniczeniem jego poprzecznych odkształceń tak zwany *confinement effect*.

Na rysunku 4 pokazano wykres zależności naprężenie-odkształcenie przewidzianej do stosowania w nieliniowej analizie konstrukcji, natomiast rysunek 5 przedstawia zależność naprężenie-odkształcenie dla betonu o odkształceniach poprzecznych ograniczonych przy pomocy uzwojenia.



Rys. 4. Zależność naprężenia od odkształcenia dla betonu ściskanego (Małek, 2004)



Rys. 5. Zależność naprężenia od odkształcenia dla betonu ściskanego z ograniczonymi odkształceniami poprzecznymi (Małek, 2004)

8. Podsumowanie

Elementy typu CFST stanowią wartą uwagi i prężnie rozwijającą się dziedzinę nauki. Zastosowanie rur stalowych wypełnionych betonem jest uzasadnione ekonomicznie oraz pozwala na przeniesienie znacznych obciążeń ściskających. Należy zauważyć, że beton, pomimo ograniczenia wpływu oddziaływań środowiskowych, podlega skurczowi autogenicznemu co w czasie prowadzi do pogorszenia współpracy stal-beton. Autor opracowania prowadzi badania mające na celu zniwelowanie skurczu autogenicznego w elementach typu PCFST (*pre-stressing concrete filled steel tube*) poprzez zastosowanie betonu ekspansywnego oraz odpowiedni dobór kruszywa.

Literatura

- Dawidowicz P. (1992). Badania słupów z rur stalowych wypełnionych betonem ściskanych osiowo. *Inżynieria i Budownictwo*, 1-4/1992, 28-31.
- Flaga K., Szopa L. (1998). Słupy zespolone typu CFST jako alternatywa dla słupowych żelbetonowych filarów mostowych. W: Materiały Konferencji naukowo-technicznej „Mosty zespolone”, Kraków.
- Furtak K. (1999). *Mosty Zespolone*. PWN, Warszawa-Kraków.

- Gardner N., Jacobson E. (1967). Structural behavior of concrete filled steel tubes. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 64, Issue 7, 404-413.
- Goode C.D. (1994). Composite columns – state of the art. W: *IV International Conference ASCCS*, Koszyce, Słowacja.
- Hiroshi N., Shigeyuki M., Teruhiko Y., Akimitsu K. (1998). Trends in steel-concrete composite bridges in Japan. *SEI*, Vol. 8, No.1, 30-34.
- Klöppel K., Goder W. (1957). Traglasversuche mit ausbetonierten Stahlrohren und Aufstellung einer Bemessungsformel. *der Stahlbau*, Vol. 26, Nr 1. 1-10.
- Małek E. (2004). Metoda Nieliniowej Analizy Prętowych Elementów Stalowo-Żelbetonowych Obciążonych Statycznie. *Wydawnictwa Politechniki Częstochowskiej*, Monografie, nr 97.
- Matyszewski S. (1966). Cechy Wytrzymałościowe i Konstrukcyjne Stalowych Prętów Rurowych o Przekroju Kołowym Wypełnionych Betonem. Praca doktorska, *Politechnika Warszawska*.
- Morino S., Tsuda K. (2002). Design and construction of Concrete-Filled Steel Tube column system in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 4, No. 1, 51-73.
- Sandowicz M. (1970). Nośność i Odkształcalność Ściskanych Osiowo Słupów z Rur Siatkobetonowych Wypełnionych Betonem. Praca doktorska, *Politechnika Warszawska*.
- Shams M., Saadeghvaziri M. A. (1997). State of the art of concrete-filled tubular columns. *ACI Structural Journal*, Vol. 94, Issue 5, 558-571.
- Storożenko L. U., Efimienko W.U., Płachotnyj P.U. (1994). *Zginane Ruro-Betonowe Konstrukcje*. Kijów.
- Szopa L. (2007). Współpraca Betonu Ii Stali Na Różnych Poziomach Obciążenia w Osiowo Ściskanych Elementach Zespolonych Stalowo-Betonowych. Rozprawa doktorska, *Politechnika Krakowska*, Kraków.

CONCRETE AND STEEL WORK IN COMBINED STEEL CONCRETE ELEMENTS

Abstract: The article presents the current state of knowledge regarding the cooperation of steel-concrete composite columns composed of a concrete filled steel tube (CFST). The most important, from the point of view of work construction, is the high load-bearing capacity of CFST elements resulting from the so-called the confinement effect of lateral deformation of the concrete sealed inside the steel pipe. It should be noted that concrete, despite limiting the impact of environmental impacts, is subject to autogenous contraction, which in time leads to a deterioration of steel-concrete cooperation.

EWOLUCJA SYSTEMÓW KONSTRUKCJI DREWNIANYCH BUDYNKÓW WIELOKONDYGNACYJNYCH

Marta NAZARCZUK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy zaprezentowano ewolucję konstrukcji drewnianych budynków wielokondygnacyjnych na przestrzeni ostatnich kilkunastu lat. Opisano konstrukcje szkieletowe prefabrykowane, w tym modułowe, konstrukcje z drewna CLT oraz mieszane. Zamieszczono też przegląd nowych materiałów na bazie drewna oraz łączników

Słowa kluczowe: konstrukcje drewniane, konstrukcje szkieletowe prefabrykowane, budynki wielokondygnacyjne.
doi: 10.24427/bis-2018-vol9-no4-0002

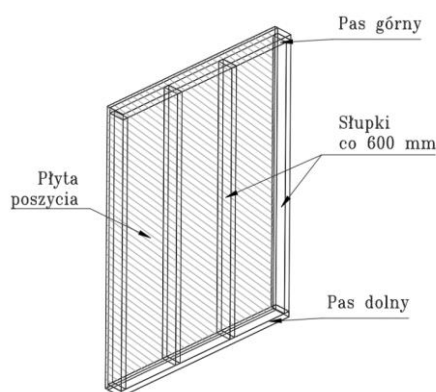
1. Wprowadzenie

Konstrukcje drewniane są jednym z najstarszych rodzajów budownictwa. Są wykonane z naturalnego materiału, który od zawsze był dostępny człowiekowi. W pewnym okresie zostały w dużej mierze porzucone na rzecz cegły, betonu zbrojonego i stali. Nadal w naszym kraju drewno w budynku najbardziej kojarzy się z więźbą czy dźwigarem dachowym, jednakże ten stan zaczyna się powoli zmieniać. Domy z tego surowca nikogo nie dziwią w krajach skandynawskich, USA czy Kanadzie, gdzie jest to znany i popularny rodzaj budownictwa. Polska natomiast jest teraz w miejscu, w którym świadomość w tej kwestii zaczyna się zmieniać. Coraz chętniej inwestorzy rozpatrują drewno jako główny materiał konstrukcyjny do budowy mieszkań, hoteli czy też innych rodzajów obiektów. Na pewno przyczynił się do tego postęp technologiczny w zakresie takiego budownictwa. Istnieją w Polsce firmy, które od lat sprzedają budynki drewniane do innych państw. Mamy więc w kraju doświadczenie na tym polu i zaczyna być to doceniane, głównie też dlatego, że taką konstrukcję najczęściej się prefabrykuje, co pozwala zaoszczędzić czas i koszty robocizny, która staje się coraz droższa. Celem artykułu jest przedstawienie zmian, jakie zaszły w konstrukcjach drewniane w ostatnich latach.

2. Tradycyjne budownictwo szkieletowe

Konstrukcja szkieletowa jest najbardziej popularnym systemem wśród budynków drewnianych. Głównymi jej elementami są ściany i stropy. Ściana składa się ze słupków konstrukcyjnych o rozstawie zazwyczaj 0,6 m

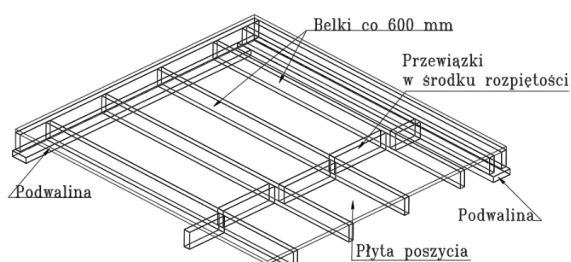
i pasów górnych i dolnych. Elementy te mogą być wykonane z drewna litego, KVH, klejonego czy też LVL. Są one poszyte zwykle jednostronnie płytą konstrukcyjną (rys. 1). Najpopularniejsza w tej roli jest płyta OSB ze względu na stosunek ceny do jakości, ale stosowane są również sklejki, płyty wiórowe, a nawet konstrukcyjne płyty gipsowe, co jest dość nowym zjawiskiem, możliwym dzięki rozwojowi technologicznemu. Od strony wewnętrznej ścianę pokrywa się przeważnie płytami gipsowo-kartonowymi, które spełniają rolę suchego tynku, ale przede wszystkim zabezpieczają konstrukcję przed niszczącym działaniem ognia. Przestrzenie pomiędzy słupkami wypełnia się szczelnie izolacją termiczną, zazwyczaj w postaci wełny mineralnej, która jest kolejnym elementem ważnym z punktu widzenia ochrony przeciwpożarowej. Dzięki jej współpracy z płytami gipsowymi stwarza się układ, którego odporność ogniowa może wynosić nawet REI 120.



Rys. 1. Ściana szkieletowa drewniana z poszyciem (źródło: Unihouse)

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: mnazarczuk@unihouse.pl

Strop natomiast składa się z belek konstrukcyjnych poszytych płytami poszycia (rys. 2). Legary mogą być w formie drewna litego, klejonego, czy też belek dwuteowych – te ostatnie cechują się dobrą wytrzymałością przy bardzo niskiej masie. Współpraca poszycia z konstrukcją sprawia, że ściany pracują jak tarcze, a stropy jak płyty, co jest bardzo ważne z punktu widzenia przenoszenia obciążeń poziomych.



Rys. 2. Strop szkieletowy drewniany z poszyciem (źródło: Unihouse)

Konstrukcja szkieletowa jest lekka i pozwala na niewielkie zużycie drewna – tak naprawdę w całym budynku zbudowanym w tej technologii ten surowiec zajmuje około 25% przestrzeni. Najcięższymi elementami w tym przypadku są płyty gipsowe. Dzięki wykorzystaniu miejsca między słupkami i belkami otrzymuje się mniejsze przekroje przegród zewnętrznych niż w przypadku konstrukcji tradycyjnych. Ma to szczególne znaczenie w przypadku zastrzonych wymagań energetycznych, na przykład przy projektowaniu budynków pasywnych czy zeroenergetycznych. W początkach stosowania był to system, który budowano bezpośrednio w miejscu przeznaczenia. W USA nadal spotyka się domy robione w ten sposób. Ma to niestety swoje wady – drewno narażone jest na warunki atmosferyczne, co później skutkuje wieloma problemami. Dlatego dzisiaj konstrukcje takie się prefabrykuje – w formie paneli lub w formie modułów.

2.1. Budownictwo szkieletowe panelowe

Konstrukcja szkieletowa w dzisiejszych czasach powinna być poddawana prefabrykacji. Dzięki temu można zabezpieczyć ją przed szkodliwym wpływem warunków atmosferycznych – zbyt wilgotne drewno jest podatne na pleśń oraz gnicie, co grozi nawet katastrofą budowlaną, a w najmniej groźnym przypadku jest po prostu szkodliwe dla zdrowia. Poza tym prefabrykacja pozwala na uzyskanie wysokiej jakości. Najprostszą jej metodą jest budownictwo panelowe. Ściany i stropy produkuje się jako płyty, które potem montuje się na placu budowy i tworzy z nich budynek (rys. 3).



Rys. 3. Budowa budynku w technologii panelowej (Źródło: Unihouse)

Jest to możliwe dzięki technologii – używa się maszyn, które obrabiają drewno, a następnie urządzeń, które zbijają panele. Proces jest skomputeryzowany i odbywa się na bazie projektu warsztatowego „przetłumaczonego” na pliki CNC. Aby to było możliwe potrzebny jest sztab wyspecjalizowanych osób. Nie ma też miejsca na błędy, ponieważ wszystko odbywa się szybko, a ewentualne poprawki spowalniają proces produkcyjny.

2.2. Budownictwo modułowe

Najbardziej skomplikowaną formą konstrukcji szkieletowej jest budownictwo modułowe. Moduł jest tu rozumiany jako jednostka przestrzenna, składająca się z elementów panelowych ściennych i stropowych (rys. 4a). Następnie na placu budowy składany jest z nich cały budynek (rys. 4b).

Można to przyrównać do budowy z klocków. Proces ten jest szybki, do minimum ograniczona jest też ekspozycja na warunki atmosferyczne, ponieważ większość prac jest wykonywana w warunkach fabrycznych. W środku moduły są w pełni wykończone i nawet wyposażone w kuchnie i łazienki. Wszystkie instalacje są już ukryte w poszczególnych panelach. Na budowie zostaje jedynie wykończenie miejsc połączeń poszczególnych jednostek. W dużym stopniu poprawia to jakość końcową. Ten rodzaj budownictwa jest nowy,

więc opiera się w głównej mierze na know-how przedsiębiorstw zajmujących się tą technologią – wiedzy na ten temat na próżno szukać w książkach. Istnieje w tym zakresie duże pole do badań, w szczególności w zakresie przekazywania się obciążeń poziomych pomiędzy poszczególnymi modułami. Trzeba też mieć świadomość, że każdy moduł przed wbudowaniem jest samodzielną jednostką, która podlega wielu obciążeniom dynamicznym w trakcie podnoszenia, montażu, a także podczas transportu.

a)



b)



Rys. 4. Budynki drewniane modułowe (Źródło: Unihouse): a) w technologii szkieletu drewnianego, b) w trakcie budowy

3. Nowe materiały na bazie drewna i łączniki

Dzisiaj projektanci mają do wyboru nie tylko drewno lite czy KVH. Są dostępne bardziej wytrzymałe materiały, z których najczęściej używane jest drewno klejone, LVL, belki dwuteowe czy też CLT. Rozwinęła się też technologia łączników, które stanowią mały, aczkolwiek bardzo ważny element budynków drewnianych.

3.1. Nowe materiały

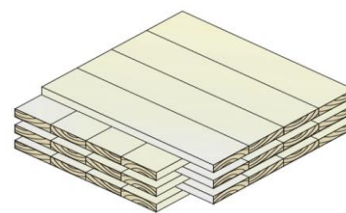
Bez rozwoju technologii materiałowych niemożliwy byłby rozwój budynków drewnianych. Drewno lite nadal jest

podstawą, ale można je wykorzystać do produkcji bardziej wytrzymałych elementów. Dzięki temu można było wyeliminować niektóre wady surowca podstawowego. Pierwszym materiałem jest drewno klejone. Powstaje ono z desek grubości kilku centymetrów sklejonych ze sobą równolegle. Właściwości wytrzymałościowe są takie jak drewna litego, jednakże można uzyskać elementy dłuższe o zdecydowanie większych przekrojach, a do tego bardziej smukłe. Daje to możliwość robienia stropów czy konstrukcji dachowych o rozpiętościach wcześniej osiągalnych tylko dla żelbetu czy stali. Można też wykonywać słupy przenoszące ciężar kilkunastu kondygnacji. Technologia wykonywania drewna klejonego pozwala też na wprowadzanie krzywizny przekroju, a także zmiany jego wysokości, w związku z czym jest to materiał atrakcyjny pod względem wizualnym, bo da się wprowadzać belki w kształcie łuków lub o przekroju trapezowym (rys. 5), co z kolei daje też oszczędności materiałowe – element jest najgrubszy w miejscu najbardziej wyłożonym.



Rys. 5. Przykładowa konstrukcja z drewna klejonego (Porteous i Kermani, 2007)

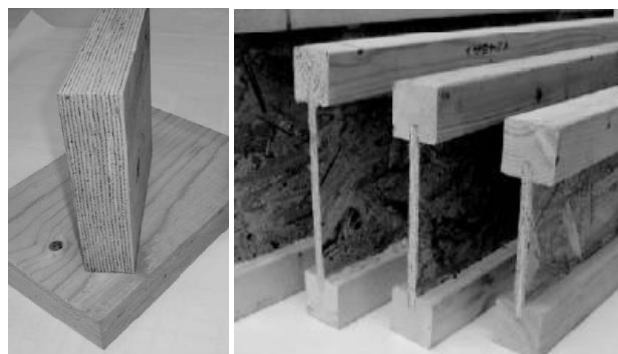
Podobne do drewna klejonego jest drewno CLT (*Cross Laminated Timber* – drewno klejone krzyżowo). Są to płyty z desek klejonych warstwowo, przy czym każda warstwa jest obrócona względem siebie pod kątem 90° (rys. 6). Panel zawsze składa się z nieparzystej liczby warstw. Dzięki temu otrzymuje się materiał zapewniający wielokierunkową pracę. Zwiększając grubość takiego elementu, otrzymujemy dodatkowo ścianę czy strop o dobrej nośności ogniowej – zwęgleniu ulegają wierzchnie warstwy, które należy wyrzucić z obliczeń nośności w sytuacji pożarowej.



Rys. 6. Płyta z drewna klejonego krzyżowo (FPInnovations, 2011)

Jeszcze bardziej wytrzymałym materiałem jest drewno LVL (*Laminated Veneer Lumber*). Powstaje w procesie warstwowego klejenia ze sobą fornirow drewnianych grubości kilku milimetrów (rys. 7). Dzięki temu można uzyskiwać bardzo smukłe przekroje o wytrzymałości około dwóch razy większej niż drewna litego. Duża zawartość kleju natomiast przekłada się na bardzo małe zmiany wymiarów przekroju ze względu a wahania wilgotności, co jest zauważalnym problemem w przypadku wielokondygnacyjnych budynków z drewna litego, gdzie przy jednocentowej zmianie wilgotności następuje około 0,25% zmiany wymiaru przekroju poprzecznego. W trakcie normalnego procesu budowlanego wahania zawartości wody w drewnie są na poziomie kilku procent, przy czym nie można założyć, że element po wbudowaniu wysycha do pewnego poziomu i zostaje już w tym stanie na zawsze – w przypadku belek czy słupków położonych blisko środowiska zewnętrznego, wilgotność względna ulega ciągłym zmianom, których efektem jest ciągła modyfikacja wymiarów tychże elementów. Stosowanie drewna LVL pomaga w eliminacji tego problemu.

Kolejnym materiałem zasługującym na uwagę są drewniane belki dwuteowe (rys. 7). Ich stopki wykonane są z drewna LVL lub litego, a środniki z twardej płyty pilśniowej lub z płyty OSB. Ich zaletą jest duża nośność w stosunku do masy. Świetnie sprawdzają się w stropach budynków prefabrykowanych, gdzie na etapie produkcji występuje potrzeba przeprowadzania w belkach instalacji sanitarnych. Przy rurach kanalizacyjnych potrzebne są otwory średnicy około 10 cm, niejednokrotnie też w pojedynczej belce trzeba zrobić kilka takich przejść. Jest to dość bezpieczne w przypadku belek z cienkim środnikiem, oczywiście przy zachowaniu odpowiednich zasad – nie mogą one się znajdować w strefach przypodporowych, do tego w przypadku otworów większych niż zalecane przez producenta, należy przeprowadzić specjalną analizę obliczeniową ETA-06/0238. Elementy dwuteowe świetnie sprawdzają się też w przegrodach zewnętrznych, ponieważ powierzchnia ich przekrojów jest mniejsza niż przekrojów prostokątnych, w związku z czym można uzyskać lepsze wartości współczynnika przenikania ciepła przy tej samej grubości przegrody.

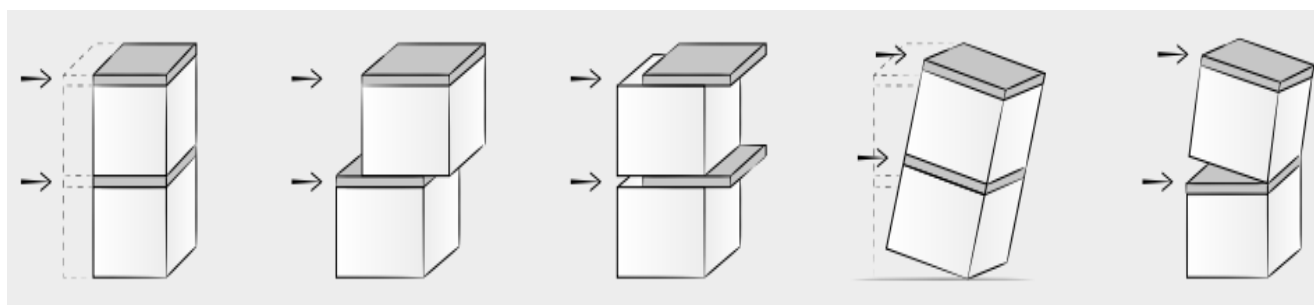


Rys. 7. Element z drewna LVL i belki drewniane dwuteowe (Porteous i Kermiani, 2007)

3.2. Łączniki

Bardzo ważnym elementem budynków drewnianych są łączniki. Mimo że stanowią one niewielką część całego obiektu, często są krytycznymi elementami, szczególnie w przypadku konstrukcji wielkowymiarowych. Przy budynkach szkieletowych występuje dużo połączeń – najpierw trzeba zbić ze sobą elementy konstrukcyjne każdego panelu, co robi się za pomocą gwoździ lub wkrętów, a następnie zamocować do nich poszycie zszywkami, gwoździami lub wkrętami. Analiza obliczeniowa jest tutaj bardzo ważna, ponieważ łączniki poszycia są odpowiedzialne za współpracę płyt z belkami lub słupkami i to one tak naprawdę zapewniają prawidłową pracę paneli przy obciążeniach poziomych. Następnie panele należy połączyć ze sobą, a w przypadku konstrukcji modułowej dodatkowo zespolić ze sobą poszczególne jednostki przestrzenne. Dla obiektu występuje kilka możliwych mechanizmów zniszczenia z uwagi na nieodpowiedni dobór łączników: przesunięcie całego budynku w poziomie fundamentów, przesunięcie się poszczególnych pięter między sobą, przesunięcie się stropów względem ścian, podrywanie całego budynku oraz podrywanie poszczególnych pięter (rys. 8).

Wszystkie te mechanizmy są spowodowane przez działanie obciążeń poziomych, które z racji niewielkiej masy budynku drewnianego powinny być rozpatrywane z należytą uwagą. Przy połączeniu z fundamentem ważny jest rodzaj budynku – jeżeli obiekt nie jest w pełni



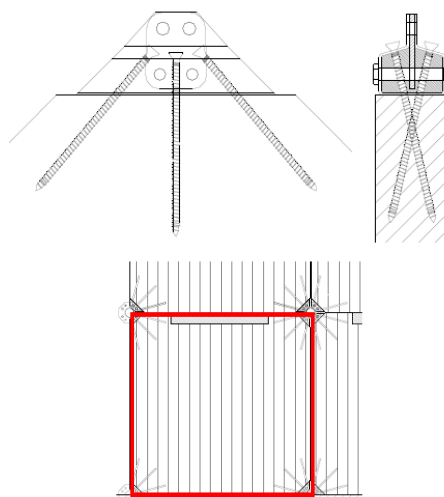
Rys. 8. Możliwe mechanizmy zniszczenia budynku drewnianego (Źródło: Rothoblaas)

sprefabrykowany, najprościej połączyć podwaliny z żelbetem za pomocą kotew. Tam, gdzie nie ma bezpośredniego dostępu do podwaliny, stosuje się specjalne kątowniki mocowane do części drewnianej gwoździami lub wkrętami, a do żelbetowej kotwami (rys. 9). Połączenie między piętrami realizowane jest w ten sam sposób, przy czym zamiast kotew używa się wkrętów. Obliczenia tego rodzaju łączników wykonywane są według normy PN-EN 1995-1-1:2010. *Eurokod 5. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1-1: Postanowienia ogólne. Reguły ogólne i reguły dotyczące budynków* w połączeniu z zaleceniami producentów, którzy niejednokrotnie posiadają aprobaty techniczne na swoje produkty, gdzie znajdują się procedury obliczeniowe i niezbędne dane wytrzymałościowe. Ważne jest uwzględnienie sił podrywających, które przy wielokondygnacyjnych budynkach osiągają duże wartości. Podstawowymi łącznikami w tym zakresie są wkręty, jednak przy dużych obciążeniach nie są one wystarczające. Ciekawym rozwiązaniem są tak zwane *tie down rods*. Są to stalowe pręty idące przez całą wysokość budynku i kotwione do fundamentu, spinając ze sobą poszczególne elementy i zapobiegając podrywaniu (rys. 9).



Rys. 9. Kątownik do łączenia z fundamentem (Źródło: Rothoblaas) oraz *tie down rod* (Źródło: Simpson Strong-Tie)

Najwięcej nowości w kwestii połączeń pojawia się przy konstrukcjach z CLT, głównie z uwagi na fakt, że są one używane do budowy obiektów wysokich, przy stropach o dużych rozpiętościach. Są to na przykład łączniki typu X-Rad, które są wykonane ze stalowej obudowy, kryjącej w środku element z twardego drewna, przez który przechodzą wkręty gwintowane na całej długości (rys. 10). Można dzięki temu połączyć ze sobą na raz do czterech elementów, do tego wkręty pracują na rozciąganie, a nie jak zazwyczaj na ścinanie.



Rys. 10. Łączniki typu X-Rad (Polastri i Angeli, 2014)

4. Budynki z drewna CLT

Największą dynamiką rozwoju obecnie cechuje się budownictwo z drewna CLT. Płyty z tego materiału cechują się zdecydowanie większą wytrzymałością niż panele szkieletowe, dlatego chętnie są używane do budowy wyższych budynków. W tej chwili mamy postępującą urbanizację – coraz więcej ludzi przeprowadza się do miast (Kuttler, 2001), jednakże w tym samym czasie brakuje miejsca pod nowe inwestycje. Jest to powodem rosnącej popularności budynków wysokich. Biorąc pod uwagę również kwestie ekologiczne, CLT staje się przez te dwa czynniki coraz bardziej popularne. Jednym z przykładów takich budynków są akademiki Moholt 50/50 wybudowane w Trondheim w Norwegii przez firmę Veidekke (rys. 11). Jest to kompleks 5 budynków, z których każdy ma po 9 kondygnacji, z czego parterowa jest zrobiona z żelbetu, a reszta z drewna klejonego krzyżowo.



Rys. 11. Akademiki Moholt 50/50 (źródło: Veidekke)

Niestety obowiązująca norma PN-EN 1995-1-1:2010 do projektowania konstrukcji drewnianych nie mówi nic o tym rodzaju budownictwa. Chcąc projektować takie budynki, trzeba opierać się na wytycznych producentów lub dostępnej literaturze (FPInnovations, 2011), która

opiera się na badaniach. Przykładem takich testów może być projekt SOFIE, gdzie badano wytrzymałość na obciążenia sejsmiczne 7-kondygnacyjnego budynku w skali naturalnej (rys. 12), wykonanego z drewna klejonego krzyżowo (Ceccotti i in., 2013).



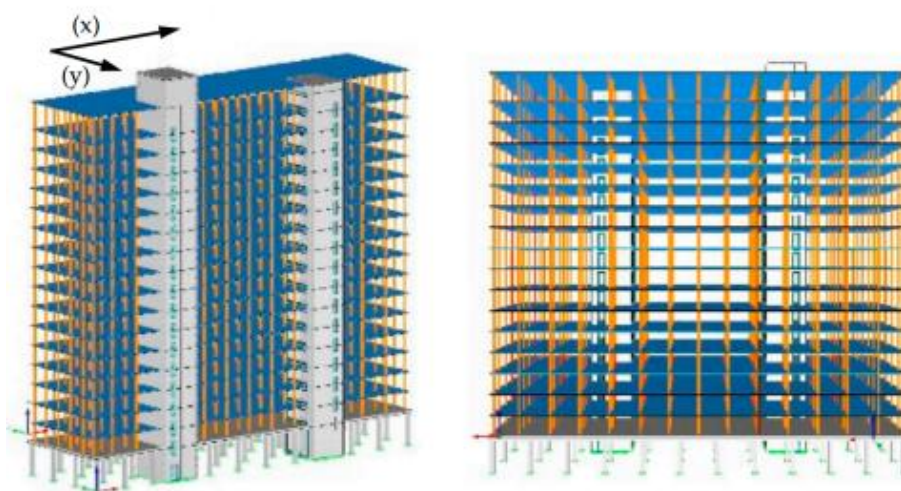
Rys. 12. Budynek testowy, projekt SOFIE (FPInnovations, 2011)

Z punktu widzenia projektanta konstrukcji, CLT jest bardzo atrakcyjne – model obliczeniowy składa się z płyt, więc implementacja rozwiązań do programów obliczeniowych jest stosunkowo prosta, tym bardziej że dostępne są biblioteki różnych producentów tego rodzaju drewna. W przypadku konstrukcji szkieletowej wykonanie przydatnego modelu jest bardzo trudne, ponieważ panel składa się z wielu współpracujących ze sobą elementów i bez dokładnych badań ciężko jest założyć właściwe wartości wyjściowe modelu. Jednakże z ekonomicznego punktu widzenia CLT nie jest idealnym rozwiązaniem – cena jest widocznie wyższa w porównaniu do konstrukcji szkieletowej, więc w tym momencie to drewno zarezerwowane jest dla wyższych budynków, gdzie dużą rolę grają kwestie ekologiczne lub konieczny

jest szybki montaż, ponieważ w dalszym ciągu koszt budowy takich budowli jest większy niż obiektów wybudowanych w technologiach tradycyjnych. Często też inwestorzy decydują się na ten rodzaj konstrukcji ze względów estetycznych. Duże, odsłonięte powierzchnie naturalnego drewna tworzą ciepłe, przyjazne wnętrza. Nie jest to jednak często możliwe – musimy pamiętać o kwestiach akustycznych oraz pożarowych. Zazwyczaj i tak panele muszą być zakryte, ponieważ aby uzyskać wymagane parametry akustyczne stropów, często jego górna część jest pokrywana warstwą betonu, a dolna sufitem podwieszanym. Ściany z kolei zakrywa się wełną mineralną, która tłumi dźwięki i pokrywa się je płytami gipsowymi, aby uniemożliwić rozprzestrzenianie ognia przez drewno. Oczywiście możliwe jest częściowe pominięcie tych zabiegów, lecz wymaga to specjalnych badań, przede wszystkim w zakresie przeciwpożarowym. Beton na powierzchni paneli stropowych pełni też inną ważną rolę – zwiększa masę budynku. Obiekty z drewna są bardzo lekkie, więc przy wyższych budowlach ich zachowanie dynamiczne jest niezadowalające. Beton jest wtedy najlepszym rozwiązaniem, bo poprawia zarazem właściwości akustyczne stropu.

5. Budynki o konstrukcji mieszanej

Przy budynkach wysokich zasadne staje się mieszanie różnych rodzajów konstrukcji drewnianych. Najczęściej najprawdopodobniej używa się systemu słupowo-płytowego, gdzie rolę stropów pełnią panele z drewna CLT, a słupy wykonane są z drewna klejonego. Obciążenia poziome przejmuje żelbetowy trzon. Takie rozwiązanie przy dużych budynkach jest tańsze niż układ z pełnymi ścianami konstrukcyjnymi, ponieważ na słupy zużywa się mniej drewna. Do tego można stworzyć duże, nieograniczone przestrzenie, a elewacje mogą być wykonane z eleganckiego szkła. Przykładem takiego budynku może być 18-piętrowy Brock Commons w Vancouver w Kanadzie, którego model konstrukcji pokazano na rysunku 13.



Rys. 13. Model konstrukcji 18-piętrowego budynku Brock Commons (Connolly i in., 2018)

Nietypowym rozwiązaniem budynku o konstrukcji mieszanej jest 14-kondygnacyjny Treet w Bergen w Norwegii. Konstrukcję nośną stanowi kratownica z drewna klejonego pokryta panelami szklanymi. Obciążenie wiatrem poprzez panele elewacyjne przekazywane jest na kratownicę, która stanowi główny układ nośny. Na piątym i dziesiątym piętrze ulokowane jest stężenie kratowe oraz żelbetowy strop usztywniający (Bjertnæs i Malo, 2014), który jednocześnie stanowi platformę dla kolejnego elementu tego budynku – modułów w technologii szkieletu drewnianego. Są one ustawiane w następujący sposób: na żelbetowej części są ustawione 4 moduły, następnie na piątym poziomie usztywniającym moduły są zamocowane do kratownicy i nie obciążają jednostek dolnych (Abrahamsen i Malo, 2014). Na kolejnej żelbetowej części jest to zrobione w identyczny sposób. Dzięki temu moduły przenoszą jedynie swój ciężar. W środku budynku znajduje się trzon z drewna CLT, jednakże nie przenosi on żadnych obciążeń poziomych. Na rysunku 14 pokazano widok konstrukcji i widok 3D tego obiektu.

6. Podsumowanie

Konstrukcje drewniane są w trakcie dynamicznego rozwoju. Dzieje się tak głównie dlatego, że materiał ten jest stworzony do prefabrykacji, a także dlatego, że coraz ważniejsze w procesie budowlanym stają się kwestie ekologiczne, a drewno bez wątpienia wpisuje się w ten obraz poprzez swoją naturalność. Popyt na ten rodzaj budownictwa sprawia, że firmy działające w tym obszarze coraz częściej inwestują w nowe rozwiązania, aby zapewnić sobie przewagę rynkową. Dzięki temu możliwe stały się rozwiązania przytoczone w powyższym artykule. Rosnąca potrzeba budowy coraz wyższych obiektów z pewnością przyspieszy ten rozwój i zapewne

w przyszłości możemy spodziewać się coraz śmielszych realizacji. Ważne jest, aby uświadomić sobie, jaką drogę przeszło budownictwo drewniane, aby możliwe było zmieniienie nastawienia inwestorów w naszym kraju do tego rodzaju konstrukcji. Jeśli tak się stanie, będzie to korzystne dla nas wszystkich – wokół powstaną obiekty bardziej ekologiczne i naturalne.

Prawdopodobnie przyszłością tego budownictwa są konstrukcje hybrydowe, mądrze wykorzystujące współpracę drewna z elementami stalowymi czy betonowymi. Pozwala to na większą swobodę projektowania i wyważenie pewnych cech konstrukcji drewnianej – na przykład jej lekkości. Możemy się też spodziewać rozwoju w sektorze materiałowym, który w przeszłości, dając nam drewno klejone, LVL czy CLT, przesunął już nie raz granice myślenia projektantów i inwestorów.

Literatura

- Abrahamsen R. B., Malo K. A. (2014). Structural design and assembly of "Treet" – a 14-storey timber residential building in Norway. W: *World Conference on Timber Engineering*, Quebec.
- Bjertnæs M. A., Malo K. A. (2014). Wind-induced motions of "Treet" – a 14-storey timber residential building in Norway. W: *World Conference on Timber Engineering*, Quebec.
- Ceccotti A., Sandhaas C., Okabe M., Yasumura M., Minowa C., Kawai N. (2013). SOFIE project – 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 42, Issue 13, 2003-2021.
- Connolly T., Loss C., Iqbal A., Tannert T. (2018). Feasibility study of mass-timber cores for the UBC tall wood building. *Buildings*, Vol. 8, 98-114.



Rys. 14. Widok konstrukcji i widok 3D budynku Treet w Bergen (Abrahamsen i Malo, 2014)

- ETA-06/0238. STEICOjoist i STEICOWall.
FPInnovations (2011). CLT Handbook – Canadian Edition.
FPInnovations, Quebec.
- Kuttler W. (2001). Urban climate and global climate change.
W: Climate of the 21st Century: Changes and risks.
Scientific facts, Hamburg, *Wissenschaftliche Auswertungen*,
344-350.
- Polastri A., Angeli A. (2014). An innovative connection system
for CLT structures: experimental-numerical analysis.
W: *World Conference on timber Engineering*, Quebec.
- Porteous J., Kermani A. (2007). Structural Timber Design
to Eurocode 5. *Blackwell Publishing*, Oxford.

EVOLUTION OF SYSTEMS OF TIMBER STRUCTURES IN MULTI-STOREY BUILDINGS

Abstract: In the article the evolution of timber structures in multi-storey buildings in recent years is presented. Prefabricated timber frame structures, also modular, CLT structures and mixed structures are described. Furthermore, the overview of new timber-based materials and fixings is involved.

ZMIENNOŚĆ W CZASIE CHARAKTERYSTYCZNYCH PARAMETRÓW SYSTEMU DYSTRYBUCJI WODY I ICH WPŁYW NA ZMIANY WIEKU WODY

Agnieszka TRĘBICKA*, Wojciech KRUSZYŃSKI

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Wzrost wymagań, dotyczących jakości i czasu realizacji w zakresie opracowań projektowych wymaga wprowadzenia do obliczeń techniki komputerowej. W pracy przedstawia się procesy oparte na odwzorowywaniu i udoskonalaniu konkretnych stanów zachowawczych systemu dystrybucji wody (SDW), przy wykorzystywaniu matematycznego modelowania uwzględniającego najnowsze dostępne techniki komputerowe. Stosuje się też rozwiązania mające na celu integrację pomiarów sieci wodociągowych z GIS. Przedmiotem zastosowania jest sieć wodociągowa Łap, miasta w województwie podlaskim w powiecie białostockim. W pracy posłużono się programem Epanet. Zakres opracowania obejmował analizę modelu sieci pod kątem podstawowych parametrów jakościowych, jakie powinna spełniać sieć, takich jak: prędkości przepływu, ciśnienie, straty jednostkowe oraz wiek wody.

Słowa kluczowe: model matematyczny, sieć wodociągowa, zaopatrzenie w wodę, dynamiczny model, komputerowe modelowanie.

doi: 10.24427/bis-2018-vol9-no4-0003

1. Wprowadzenie

Badania dotyczące pracy podsystemu dystrybucji wody to przede wszystkim wnikliwa analiza eksploatacji poszczególnych elementów wchodzących w jego skład, co wymaga ciągłych odkryć i analiz, gdyż dotychczas w pełni nie został rozwiązany problem jego zmienności w czasie. Projektowanie, budowa i eksploatacja należą do głównych elementów procesu technicznego w odniesieniu do wodociągów. Ten ostatni element gwarantuje standard świadczonych usług wodociagowych. Eksploatacja ma wpływ na racjonalne i efektywne gospodarowanie urządzeniami, budynkami, sieciami oraz instalacjami wodociagowymi. Systemy zaopatrzenia w wodę zaliczane są do infrastruktury krytycznej, gdyż w stanach normalnych, nadzwyczajnych i sytuacjach kryzysowych odgrywają kluczową rolę w temacie zapewnienia bezpieczeństwa obywateli.

Wykorzystywanie modelowania komputerowego w przedsiębiorstwach wodociagowych jest już powszechnie standardem. Wdrażanie aplikacji pozwala na organicznie kosztów eksploatacyjnych systemów wodno-kanalizacyjnych, zwiększenie efektywności zarządzania przedsiębiorstwem oraz wspomaganie procesu inwestycyjnego. Posiadanie informacji o pracy systemu wodociagowego jest podstawą do poprawnego funkcjonowania przedsiębiorstwa. Dlatego też, celowe wydaje się posługiwanie hydraulicznym modelem sieci wodociagowej jako narzędzia wspomagającego proces

eksploatacji systemu zaopatrzenia w wodę.

Modelowanie systemów, polega na najbardziej wiarygodnym odtworzeniu rzeczywistych warunków pracy, z uwzględnieniem zmienności rozmiarów wody oraz jej dystrybucji. Wprowadzenie większej ilości danych pozwala na odtworzenie warunków pracy sieci wodociagowej dla zdarzeń losowych, to jest poboru wody do celów przeciwpożarowych, awarii, a także ich wpływ na innych odbiorców sieci wodociagowej. Hydrauliczny model sieci wodociagowej, daje ogromne możliwości w podejmowaniu uzasadnionych decyzji odnośnie modernizacji, eksploatacji oraz rozbudowy systemu zaopatrzenia w wodę, ale przede wszystkim wspomaganie komputerowe jest gwarancją sprawnego funkcjonowania modelu (Abe i Peter, 2010; Boulos i in., 2009).

Zakres rozważań prowadzonych w ramach uzyskania jak najbardziej dynamicznego charakteru pracy SDW jest skromny, a proces dochodzenia do wyników końcowych zbyt uproszczony. Podejmowane dotychczas prace dotyczą w zdecydowanej większości zagadnień związanych z oceną funkcjonowania na etapie projektowania podsystemów dystrybucji wody (SDW) (Machón, 2007). W ramach zagadnień badawczych prezentowane są wyniki analizy danych statystycznych dotyczących uszkodzeń (analiza rodzajów i przyczyn) i zaobserwowane w warunkach ustalonych, a więc ograniczone do odpowiednio wybranych wartości poboru wody.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: a.trebicka@pb.edu.pl

2. Analiza systemu dystrybucji wody miasta Łapy przy użyciu programu EPANET

Symulacje komputerowe przeprowadzono przy pomocy programu EPANET (Rossman, 2000) ogólnie dostępnego w środowiskach branżowych. Na tle innych wyróżnia się przestarzałym interfejsem, który nie ma rozbudowanych narzędzi do obsługi, ale ta prostota oraz darmowa licencja pozwalająca na korzystanie z programu na dowolnym stanowisku komputerowym jest atutem, który zdecydował o wyborze do przeprowadzenia badania. Do odwzorowania układu sieci przewodów z dokładnymi średnicami, długościami i rzędnymi wykorzystano mapy cyfrowe (ZWiK w Łapach, 2009).

W procesie tworzenia wykorzystano wyniki badań terenowych udostępnione przez Zakład Wodociągów i Kanalizacji w Łapach, które umożliwiły dostosowanie wartości i ich parametrów do warunków rzeczywistych. Podstawową częścią tych badań były pomiary ciśnienia. Uzyskane dane pozwoliły na kalibrację wykonanych modeli (Siwoń, 2005; Rafi i in., 2009).

W artykule zwraca się szczególną uwagę na wariant dotyczący zmian wieku wody i przeprowadza analizę symulacyjną mającą na celu regulację ciśnienia i przepływów wody.

3. Charakterystyka zaopatrzenia w wodę miasta Łapy

Aktualnie zapotrzebowanie miasta Łapy na wodę do picia, pozostałe cele socjalno-bytowe oraz gospodarcze, pokrywane jest z trzech ujęć wody zlokalizowanych

w różnych częściach analizowanego obszaru. Ujęcia wód głębinowych znajdują się w:

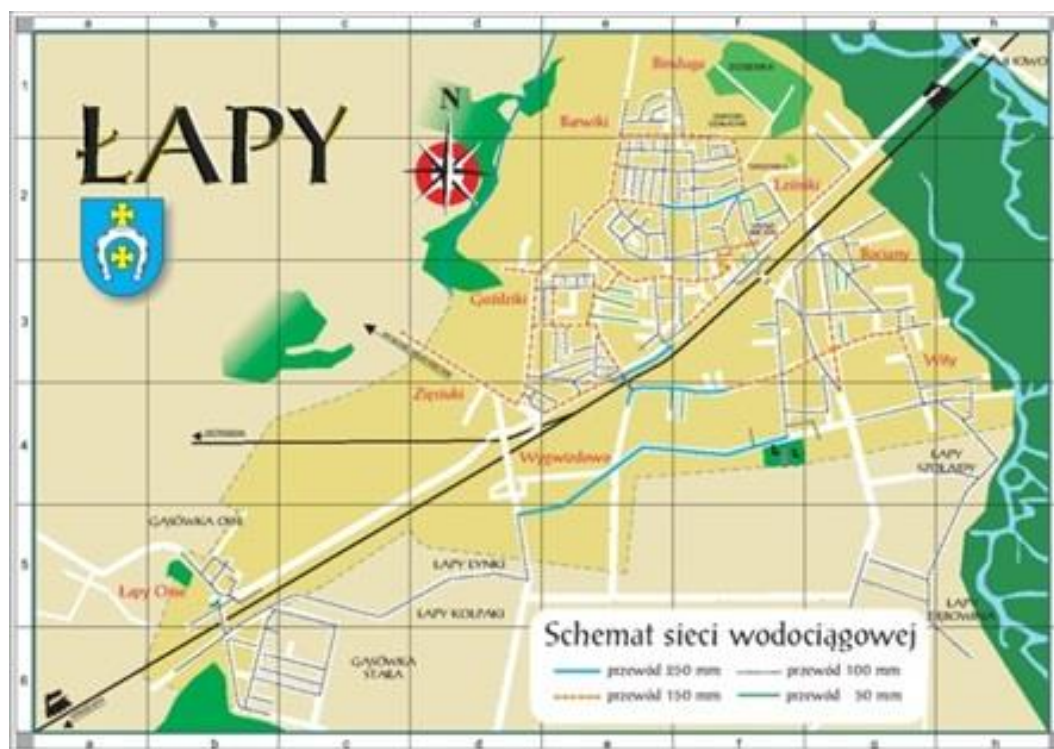
1. Stacja wodociągowa przy ul. Spółdzielczej, (produkcja 525 m³/d, ciśnienie 3,8 bar).
2. Stacja wodociągowa przy ul. Płonkowskiej, (produkcja 173 m³/d, ciśnienie 3,8 bar).
3. Stacja wodociągowa przy ul. Długiej (produkcja 667 m³/d, ciśnienie 3,8 bar).

Łączna długość sieci przewodów w gminie to 23 km. Liczba mieszkańców wynosi 16 167.

Zakład Wodociągów i Kanalizacji w Łapach został powołany Uchwałą Nr XVI/81/91 Rady Miejskiej w Łapach z dnia 28 czerwca 1991 roku w sprawie powołania zakładu budżetowego.

Zakład prowadzi swoją działalność w zakresie wydobywania wód podziemnych, uzdatniania poprzez odżelazianie i odmanganianie, filtrowanie oraz dostawę wody do odbiorców indywidualnych i zbiorowych. Podstawowym źródłem zaopatrzenia miasta Łapy w wodę jest ujęcie Nr 1 zlokalizowane przy ulicy Spółdzielczej. Ujęcie te pracuje w oparciu o cztery studnie głębinowe przy ulicy:

1. Spółdzielczej – wykonana w 1965 roku, jako zastępcza w stosunku do zlikwidowanej studni Nr 1 wykonanej w 1956 roku, głębokości 47 m.
2. Sikorskiego – wykonana w 1959 roku, poddana rekonstrukcji w 1967 roku, głębokości 46,2 m.
3. Śliskiej – wykonana w 1958 roku i zrekonstruowana w 1974 roku, głębokość 46,3 m.
4. Armii Krajowej – wykonana w 1990 roku jako zastępcza w stosunku do zlikwidowanej studni 3 głębokości 45,5 m.



Rys. 1. Obszar działania ZWiK Łapy

4. Model zmiany wieku wody w rurach i problemy eksploatacyjne SDW miasta Łapy

System dystrybucji wody w Łapach zaprojektowany został na dużo większe zapotrzebowanie niż obecnie. Powodem zmniejszającego zużycia jest przede wszystkim upadek lokalnego przemysłu, ujemny przyrost naturalny oraz zubożenie ludności. Wskutek tego, obecna sieć wodociągowa jest przewymiarowana. Prędkości przepływu wody w większości odcinków sieci są niższe od zalecanej o 0,5 m/s, a nawet dochodzi do zjawiska stagnacji wody. W obawie przed wtórnym zanieczyszczeniem wody, zarządca zmuszony jest do podejmowania działań prewencyjnych – płukania sieci oraz opracowywania strategii poprawy jakości wody przez przebudowę sieci.

Zakład Wodociągów i Kanalizacji za najważniejszy obecnie problem uważa przebudowę ujęć wody. Rozpatruje przełączenie zaopatrzenia sieci z trzech dotychczasowych, na jedno ujęcie poprzez wyłączenie zbędnych i uruchomienie jednego zlokalizowanego na osiedlu Wity. Na potrzeby tej modernizacji poczynił kroki w postaci zakupu nieruchomości pod budowę i wykonał projekt.

Świeża woda wpływa do sieci ze zbiorników lub źródła. Wiek wody w rurach jest parametrem określającym świeżość wody. Program EPANET uwzględnia czas, w jakim woda przebywa w danym odcinku od momentu wpłynięcia z ujęcia i wymieszania ze znajdującą się już wodą w sieci. EPANET jest programem, który umożliwia modelowanie zmiany w wieku wody w całym systemie dystrybucji.

Przeprowadzona analiza SDW i wykonane badania, przedstawione w pracy wykazały obszary, gdzie stojąca woda starzeje się nie mając ujścia i nie ustępując miejsca świeżej. Stagnacja wody szczególnie ma miejsce w północno-zachodniej części Łap Osse (rys. 2). Przy analizie trwającej 240 godzin (10 dni), woda w tym

rejonie ma wiek ponad 8 dni, co ma wpływ na jej jakość. Jest to potencjalne miejsce pojawienia się wtórnego skażenia. Wodę w tym rejonie należy częściej monitorować pod względem fizykochemicznym i bakteriologicznym oraz regularnie płukać rurociągi.

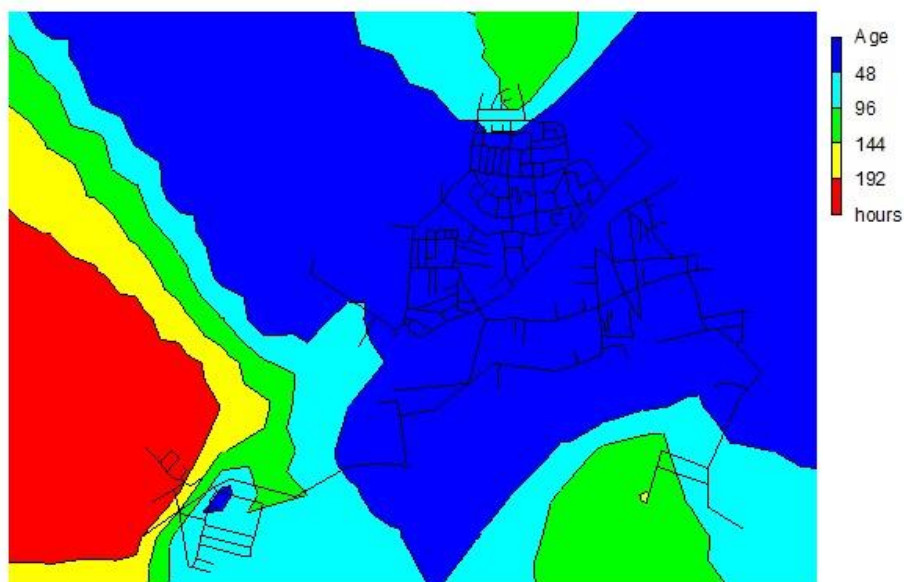
Pozostałe obszary, gdzie zaobserwowano pogorszenie jakości wody to północna dzielnica Łap – Binduga i Łapy Szolajdy, gdzie wiek wody może przekraczać 6 dni. Zaobserwowana sytuacja wynika z odległości od ujęć. Wymienione obszary są najbardziej oddalone od ujęć i naturalnie transportowana woda dociera tu najpóźniej.

Na rysunku 3 wyznaczono linię określającą wiek wody w poszczególnych rurach. Różnice w wysokości pomiędzy poszczególnymi punktami wskazują stopień zróżnicowania świeżości wody w sieci.

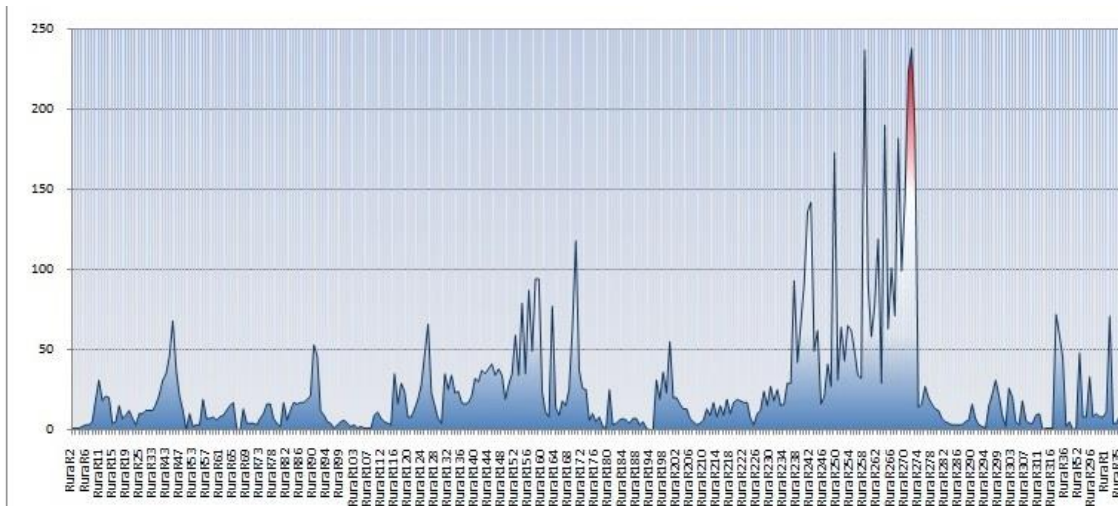
Analizowane zagadnienie oddaje z dużą precyzją, wykres przebiegu czasowego dla wybranych połączeń (rys. 4). W przypadku połączenia R30 wiek wody stabilizuje się już po 40 godzinach, natomiast dla odcinka R264 do końca trwania analizy nie osiągnął wartości stabilnej.

Ważnym parametrem w modelu, przy analizie jakości wody ze względu na wiek, jest czas trwania symulacji. Rysunek 5 wskazuje, że kończąc analizę po czasie 150-160 h, można by odczytać wyniki, opisując wodę w połączeniu R169, jako świeższą od tej płynącej w rurze R152, natomiast dłużej trwająca analiza rozpoczyna przejście linii na korzyść odcinka R169. Podobnie we wcześniejszym przykładzie z powodu czasu trwania analizy odcinek R264 nie osiągnął maksymalnej wartości przebiegu charakterystyki.

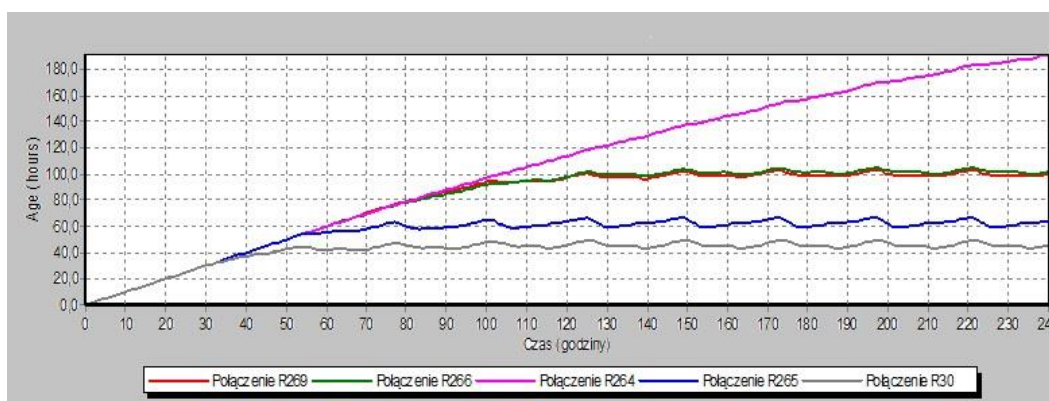
Program EPANET pozwala szybko odnaleźć anomalie panujące w rozpatrywanej sieci. Rysunek 6 ewidentnie wskazuje odcinki: R258 i R272, w których panuje zastój wody. Analizując sytuację, polegającą na wstawieniu w nich zaworów zwrotnych, nie otrzymano poprawy sytuacji, stąd pojawia się wniosek, iż należałoby ze strony zarządcy rozważyć możliwości odłączenia badanych odcinków z użytkowania.



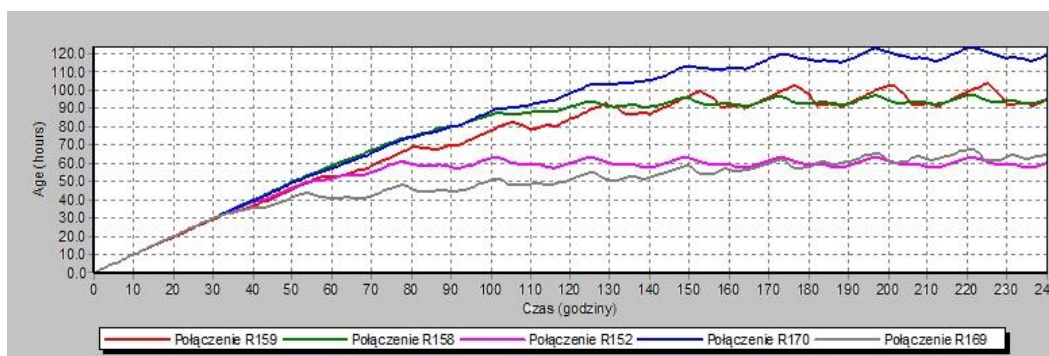
Rys. 2. Wiek wody SDW Łapy w czasie podczas symulacji trwającej 240 h



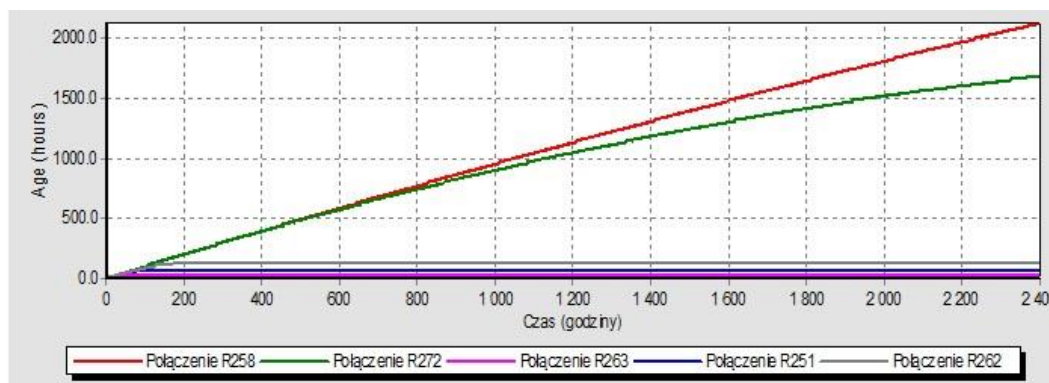
Rys. 3. Wiek wody w sieci po 10 dniach pracy



Rys. 4. Przebieg czasowy dla wybranych połączeń



Rys. 5. Przebieg czasowy dla wybranych połączeń ze względu na analizowaną lokalizację



Rys.6. Obserwacja parametru: wiek wody, trwająca 100 dni

Analizując sieć miejską w Łapach zaobserwowano pogorszenie jakości wody spowodowaną przewymiarowaniem sieci (Darsono i Labadie, 2007). Szczególnie w dzielnicy Łapy Osse, gdzie do odbiorców dociera nieświeża woda. Analiza sytuacji pokazuje również zaletę programu EPANET, jako narzędzia do obserwacji świeżości wody. Generalnie do czasu pojawienia się na rynku programów do obliczeń hydraulicznych raport świeżości wody nie byłby możliwy bez czasochłonnych badań w terenie. Model komputerowy natychmiast dostarcza te wyniki. Ogranicza go jedynie moc obliczeniowa maszyny i ilość danych wprowadzonych wstępnie do obliczeń (Trębicka, 2017).

5. Podsumowanie i wnioski

Przedstawiona symulacja komputerowa ujawniła istniejące braki w zarządzaniu systemem dystrybucji wody sieci wodociągowej miasta Łapy i pozwoliła poprzez odwzorowanie czasowego przebiegu poboru wody na znacznie głębszą informację dotyczącą pracy całego systemu, jak i możliwość usprawnienia jego funkcjonowania. Stała się pomocnym narzędziem umożliwiającym rozwinięcie metody wnioskowania o zmienności w czasie charakterystycznych parametrów podsystemu dystrybucji wody. Z niezwykłą precyzją oddaje ich wpływ na zmiany wieku wody oraz umożliwia czerpanie informacji o zachowaniu się poszczególnych obiektów rzeczywistych, na podstawie obserwacji opracowanego modelu systemu dystrybucji wody symulującego ich zachowanie.

Przeprowadzona analiza dwóch bardzo ważnych problemów, jakim były: prędkość przepływu wody oraz analiza wieku wody w rurach wymagały dogłębnej analizy. Wynikało to głównie z faktu sprawdzania poprawności funkcjonowania, przy ustalonych chwilowych wartościach parametrów, bez uprzedniego uwzględnienia zdarzeń zaistniałych wcześniej. Zatem przyjęte w metodzie klasycznej warunki działania systemu dystrybucji wody mogły w praktyce nigdy nie zaistnieć – rzeczywiste zachowania się poszczególnych elementów przyjętego układu mogły okazać się odmienne od przyjętych do obliczeń.

Sieć w mieście Łapy kwalifikuje się do modernizacji. Dzięki narzędziu jakim jest EPANET można w prosty i tani sposób odnaleźć problematyczne parametry sieci i rozważyć koncepcje rozwiązań inżynierskich.

W oparciu o wyniki obliczeń symulacyjnych, dokonano przede wszystkim opracowania warunków pracy, przy różnych stanach zachowawczych. Odwzorowano warunki działania SDW przy losowo zdarzających się awariach i przeanalizowano ich wpływ na parametry poboru wody przez odbiorców (Studziński, 2014). Pojawiająca się zmienność parametrów pracy pompowni, zmienność poboru wody przez miasto, wymagały już od dłuższego czasu stworzenia i zastosowania badawczego narzędzia umożliwiającego odwzorowanie dynamicznego charakteru pracy, gdyż stosowana do tej pory metoda klasyczna nie zapewniała

takich możliwości i w bardzo pobieżny sposób przedstawiała parametry obrazujące warunki funkcjonowania SDW.

Przedstawiona metoda symulacji komputerowej posiada walory poznawcze oraz użytkarckie i jako technika komputerowa, także i w tym miejscu będzie miała swoje zastosowanie, wskazując na niezbędne uwarunkowanie prac remontowych za pomocą matematycznych obliczeń. Analiza wyników wykazała konieczność zoptymalizowania sieci poprzez modernizację.

Literatura

- Abe N., Peter B.C. (2010). EPANET Calibrator – An Integrated Computational Tool To Calibrate Hydraulic Models. *Integrating Water Systems Boxall & Maksimovic* (eds).
- Boulos P.F., K.E. Lansey, B.W. Kamey (2009). *Comprehensive Water Distribution Systems Analysis Handbook for Engineers and Planners. MWH Soft*, Pasadena.
- Darsono S., Labadie J.W. (2007). Neural-optimal control algorithm for real-time regulation of in-line storage in combined sewer systems. *Environmental Modelling & Software*, Vol. 22, 1349-1361.
- Rafi F.M., Zaidi A.K., Levis A.H. (2009). Optimization of actions in activation timed influence nets. *Informatica*, Vol. 33, 285-296.
- Machón I., López H., Rodríguez-Iglesias J., Marañón E., Vázquez I. (2007). Simulation of a coke wastewater nitrification process using a feed-forward neuronal net. *Environmental Modelling & Software*, Vol. 22, 1382-1387.
- Rossman L.A.. (2000). EPANET 2 Users Manual EPA. *United States Environmental Protection Agency*, Cincinnati.
- Siwoń Z. (2005). Symulacje modeli przepływów w systemach dystrybucji wody – problemy kalibracji i weryfikacji modeli: GIS modelowanie i monitoring w zarządzaniu systemami wodociągowymi i kanalizacjami. W: *Materiały konferencyjne, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego Politechniki Warszawskiej*, Saur Neptun Gdańsk, Warszawa, 158.
- Studziński J. (2014). Some algorithms supporting the water network management by use of simulation of network hydraulic model. W: *Industrial Simulation Conference ISC 2014*, 11-13.06.2014, Hoegskolan, EUROSIS 2014, 33-37.
- Trębicka A. (2017). Modelowanie systemu dystrybucji wody na przykładzie miasta Łapy. *Inżynieria Ekologiczna*, Vol. 18, nr 6, 105-109.
- ZWiK w Łapach (2009). *Mapy cyfrowe, Łapy*.

VARIABILITY IN TIME OF THE CHARACTERISTIC PARAMETERS OF THE WATER DISTRIBUTION SYSTEM AND THEIR IMPACT ON CHANGES IN THE WATER AGE

Abstract: The increase of requirements concerning quality and time of realization in the scope of design studies require the introduction of computer technology in calculations. The work presents processes based on mapping and refinement of specific conservative states of the water distribution system (SDW), using mathematical modelling taking into account the latest available computer techniques. There are also solutions to integrate measurements of water supply networks with GIS. The subject of application is the Łapy water supply network. The EPANET program was used in the work. The scope of the study

included the network model analysed for the basic quality parameters that should be met by the network, such as: flow rates, pressure, unit losses, water age and working conditions during simulated network failures broken down into scenarios.

Badania zostały zrealizowane w ramach pracy numer S/WBIIŚ/2/2014 i sfinansowane ze środków na naukę MNiSW.

RELIABILITY LEVEL OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS DESIGNED ACCORDING TO BELARUSSIAN NATIONAL ANNEXES TO STRUCTURAL EUROCODES

Victar TUR^{a*}, Dimitry MARKOUSKI^b

^a Faculty of Civil and Environmental Engineering, Wiejska 45A, 15-351 Białystok, Poland

^b Research and Production Enterprise «Modostr», Minsk, Belarus

Abstracts: The article presents the results of reliability analysis of reinforced concrete structures designed and built in accordance with design codes that are valid in Belarus. It is noted that such structures have different reliability levels as well as failure probabilities. Approaches to assessment actions on structures, which stated in European and Belarusian codes were analysed. It is shown that in most cases codes, which are used for designing of the existing structures do not meet the modern requirements for safety of structures. Additionally the results of reliability-based calibration of partial factors using in precast concrete members design are presented. The calibration resulted in the reduced value of partial factors for permanent loads on precast elements

Key words: reliability, limit state, partial factor, load, probabilistic model, calibration.

doi: 10.24427/bis-2018-vol9-no4-0004

1. Introduction

According to the actual concept of structural reliability stated in the international standard ISO 2394 structures and structural elements should be designed basing on the standardized target reliability parameters that are expressed in terms of permissible probability of failure P_f or in terms of reliability indices β . Therefore, the comparison of all the standards based on the numerical values of β seems to be the most objective.

The rules for estimating the characteristic values of all the basic variables together with the system of partial factors (also called safety factors) and actions combination factors create the safety margin for structures. Ideally, it should correspond to the target reliability levels stated in structural codes.

There are a number of publications devoted to reliability level assessment for different countries (Faber and Sørensen, 2002; Sýkora and Holický, 2011; etc.). The mentioned publications aimed to assess existing reliability level and to calibrate some partial factors within the bound of Eurocodes, considering its unified rules and approaches to assess loads and combine them.

Performing the same study, namely to assess the reliability level of structures designed in accordance with Eurocodes is needed for the national conditions. It will assess the level of reliability of new and existing structures.

The standardized approaches for assessing actions on structures have an essential influence on reliability level. The comparative in-depth analysis of all the mentioned standards regulating the rules for assessing loads from the position of the reliability theory has not been carried out till this moment.

Moreover, there is a lack of data on reliability levels of structures designed and erected by former USSR Codes, as well by modern Belarusian and Ukrainian Structural Codes. The main challenge of such study consists in creating the base for comparing different standards. It should be point that the considered standards comprise completely different rules for deriving design combinations of loads on structures.

The aim of the present paper is to estimate the level of design reliability of structures (provided by using a system of partial factors and combination factors for loads and resistance of structures) in persistent design situations, according to the design codes that have been valid in the Republic of Belarus for the last decade. The following problems must to be consider for this purpose:

- to formulate the state functions for structural elements that allow considering different ratios of permanent, live, and snow loads;
- to develop the probabilistic models of basic variables contained in the state functions;

* Corresponding author, e-mail: profturvic@gmail.com

- to estimate the reliability level of structures, designed in accordance with different standards. At that, different systems of safety factors and combination factors as well as the difference in combination rules for loads should be taken into account;
- to perform reliability-based calibration of the partial factor for self weight of precast structural elements.

2. Analysis of the Codes provisions for actions assessing

The comparative analysis of the codes regulating the rules for assessing loads while designing the reinforced concrete structures is carried out in this article.

- Three groups of standards are valid in the Republic of Belarus at present. These are:
- Eurocodes TCP-EN 1990 – TCP-EN 1991 (*hereinafter referred to as Eurocodes*);
 - Belarusian National Annex to TCP-EN 1992-1-1;
 - Design code SNiP 2.01.07-85 “Loads and actions”.

It should be pointed that there are inconsistencies in the classification of actions, in values of partial factors for actions, in combination rules for actions (effects of actions) for *Ultimate* as well as *Serviceability Limit State* design of structures.

For comparison, the Design Code DBN B.1.2-2-2006 «Loads and actions» is also analyzed in the article. This document mainly repeats the concept and content of SNiP, but also contains some approaches similar to those used in EN 1991.

The Eurocodes and SNiP 2.01.07-85 are of different generations of standards, and the requirements to safety level for SNiP are already out of date. They are both based on Limit State Design principles. A system of partial factors and combination factors makes it possible to present limit state functions in a semi-probabilistic form. However, there are certain differences both in the rules for deriving design combinations of loads on structures, and in numerical values of partial safety factors γ and combination factors ψ .

The Design Code DBN B.1.2-2-2006 «Loads and

actions» mainly repeats the concept of SNiP 2.01.07-85, but for evaluation of the characteristic values of snow and wind loads an approach similar to the one used in TCP EN 1990 and TCP EN 1991-1-3 is applied.

The rules for deriving design combinations of loads on structures in persistent design situations presented in Table 1. The combination of the permanent, live (imposed), and snow loads is considered.

Besides the differences shown in Table 1 it should be stipulated that coefficients γ and ψ have disparate treatment and mathematical concept within the bounds of corresponding standards. As well, there are distinctions in loads classification and in method of setting characteristic values of loads and actions. These aspects listed in Table 2.

One can see in Table 2 that there is a significant difference between the approaches to setting characteristic values of loads. The partial factor for permanent loads γ_G in Eurocodes has a greater value, but it should be use together with combination coefficient ξ that is not specified in the other two groups of standards. Another important difference comes from the fact that within the bounds of SNiP the factor γ_G has a physical meaning of overload factor, and its value is assigned using this consideration.

A striking difference in approaches to setting characteristic values for snow loads should be noted: in EN 1991-1-3 the characteristic value is the value which on average is exceeded once in 50 year. An analogous approach accepted in Design Code DBN B1.2-2:2006. Meanwhile, within the bounds of SNiP 2.01.07-85, the characteristic value of a snow load is the mean value of 1-year maximums.

Wind loads not considered in this paper because the approaches to setting characteristic values of wind load are similar to the ones just described.

According to SNiP 2.01.07-85 and DBN B1.2-2:2006, in contrast to Eurocodes, variable live loads divided into full and reduced values. The ratio of full and reduced values in Table 2 estimated using the characteristic values of live loads on floor slabs in residential buildings (given in SNiP and DBN).

Table 1. The rules for deriving design combinations of loads on structures in persistent design situations.

Standard	Design value of load effect on a structure or a structural element
TCP-EN 1990:2002	$\max \begin{cases} \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_{0,Q} \cdot Q_k + \gamma_S \cdot \psi_{0,S} \cdot S_k \\ \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_S \cdot \psi_{0,S} \cdot S_k \\ \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_{0,Q} \cdot Q_k + \gamma_S \cdot S_k \end{cases}$
SNiP 2.01.07-85	$\max \left\{ \left(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_{Q, reduced} \cdot Q_k^{(reduced)} + \gamma_S \cdot \psi_S \cdot S_k \right) \cdot \gamma_n \right. \\ \left. \left(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_{Q, full} \cdot Q_k^{(full)} + \gamma_S \cdot \psi_S \cdot S_k \right) \cdot \gamma_n \right.$
DBN B.1.2-2-2006	$\max \left\{ \left(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_{Q, reduced} \cdot Q_k^{(reduced)} + \gamma_S \cdot \psi_S \cdot S_k \right) \cdot \gamma_n \right. \\ \left. \left(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_{Q, full} \cdot Q_k^{(full)} + \gamma_S \cdot \psi_S \cdot S_k \right) \cdot \gamma_n \right.$

Explanation: detailed symbol definitions may be found in Table 2.

Table 2. The comparison of approaches to setting characteristic values of loads in the structural codes.

	Eurocodes	SNiP 2.01.07-1985	DBN B.1.2-2-2006
<i>Permanent load</i>			
Characteristic value	$G_k = E[G]$	$G_k = E[G]$	$G_k = E[G]$
Partial safety factor	$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.1$	$\gamma_G = 1.1$
Combination factor	$\xi = 0.85$	–	–
<i>Snow load</i>			
Characteristic value	$S_k = E[S_{\max}]$ for $T = 50$ years	$S_k = E[S_{\max}]$ for $T = 1$ year	$S_k = E[S_{\max}]$ for $T = 50$ years
Partial safety factor	$\gamma_S = 1.5$	$\gamma_S = 1.4$ when $(G_k + Q_k) / S_k \geq 0.8$ $\gamma_S = 1.6$ when $(G_k + Q_k) / S_k < 0.8$	$\gamma_S = 1.0$
Combination factor	$\psi_{0,S} = 0.6$	$\psi_S = 0.9$	$\psi_S = 0.9$
<i>Variable (live) load</i>			
Characteristic value	Q_k	$Q_k^{(\text{full})} = Q_k$ $Q_k^{(\text{reduced})} = 0.2Q_k$	$Q_k^{(\text{full})} = Q_k$ $Q_k^{(\text{reduced})} = 0.23Q_k$
Partial safety factor	$\gamma_Q = 1.5$	$\gamma_Q = 1.3$	$\gamma_Q = 1.3$
Combination factor	$\psi_{0,Q} = 0.7$	$\psi_{Q,\text{full}} = 0.9$ $\psi_{Q,\text{reduced}} = 0.95$	$\psi_{Q,\text{full}} = 0.9$ $\psi_{Q,\text{reduced}} = 0.95$
Reliability coefficient depending on importance of a structure	–	$\gamma_n = 0.95$	$\gamma_n = 0.95$

Explanation: 1) operator $E[\dots]$ means the mathematical expectation of a parameter; 2) subscript k (e.g. in Q_k) means the characteristic value; 3) return period T is a statistical measurement based on historic data denoting the average recurrence interval over an extended period of time for an event.

3. Reliability models

In the fundamental case the state function (or the failure function) of a structure comprises two groups of *basic variables*, namely R (related to resistance of the structure), and L (related to the loads on the structure). A state function can be formulated as:

$$g(R, L) = R - L \quad (1)$$

The probability of failure of the structure may be assessed through

$$P_f = \text{Probability}[g(R, L) \leq 0] = \text{Probability}[R - L \leq 0] \quad (2)$$

The reliability index β is a conventional measure of reliability. It related with probability of failure through the following equation

$$P_f = \Phi[-\beta] \quad (3)$$

where $\Phi[\dots]$ is the cumulative distribution function of the standardized Normal distribution. The relation between β and P_f given in Table 3.

The reliability index β was introduced as the complete solution of the problem with two normally distributed basic variables, which is having as well the simple geometrical interpretation. Nowadays it is still widely used in different reliability problems as the numerical values of β are more convenient to operate with than very small numbers of failure probabilities.

Table 3. Relation between β and P_f .

P_f	β
10^{-1}	1.28
10^{-2}	2.32
10^{-3}	3.09
10^{-4}	3.72
10^{-5}	4.27
10^{-6}	4.75
10^{-7}	5.20

For estimating reliability level of structural elements, which is provided by the system of partial factors and combination factors, the following procedure is applied. It is based on the First Order Reliability Method (FORM) as well as the method of quickest descent (which are both used for analysis of probabilistic state functions of structures and for estimation of the values of reliability indices). The Ferry Borges – Castanheta model (Ferry Borges and Castanheta, 1971) and Turkstra's rule (Turkstra and Madsen, 1980) are used for probabilistic modelling of actions and combinations of actions. This approach provide for transformation random processes of loading into appropriate random variables, for which probabilistic models should be determined.

The value of target reliability index for structures is accepted as $\beta = 4.7$ for the reference period $T = 1$ year in accordance with TCP-EN 1990. Normal distribution is adopted for modelling permanent loads, Gumbel distribution – for modelling variable loads, Normal distribution – for load effect uncertainties, LogNormal distribution – for modelling resistance of structural

elements.

The probabilistic state function $g(\mathbf{X})$ which characterizes safety margin of a structural element (*Ultimate Limit State*) includes basic variables describing loads as well as resistance:

$$g(\mathbf{X}) = z \cdot R - \Theta \cdot [(1 - \eta) \cdot G + \eta \cdot ((1 - k_s)Q + k_s \cdot S)] \quad (4)$$

where: $\mathbf{X} = \{R, \Theta, G, Q, S\}$ is a vector of basic variables; z is a cumulative design parameter, e.g. cross-sectional area, reinforcement area; k_s is factor between 0 and 1, giving the relative importance of snow load among two variable loads (*live load – snow load*); $\eta = (Q_k + S_k)/(G_k + Q_k + S_k)$ is factor between 0 and 1, giving the relative importance of permanent load among other loads (*permanent load – variable loads*).

In the general case the process of making probabilistic model comprises two steps: the selection of the appropriate distribution law for the considered random variable or random process, and the setting of the parameters of this distribution.

The probabilistic models of basic variables \mathbf{X} included in state function (4) are described in Table 4. They characterize resistance of structural elements R , permanent loads G , variable live Q and snow S loads, as well as basic variable Θ , which makes it possible to take into account uncertainty in load effect model.

While developing the probabilistic models the contradictions of standards Eurocodes, SNiP, and DBN in loads classification as well as in mathematical treatment of a characteristic value are taken into consideration.

The proposed probabilistic models for variable loads correspond to the return period $T = 1$ year.

The probabilistic models of *live load* (see Table 4) are developed basing on the investigation of statistical parameters of loads on structures in residential buildings

presented in JCSS Probabilistic Model Code.

The probabilistic models of *snow load* are based on the own results of the current statistical investigation of long-term data collected from 48 weather stations which are spread proportionally on the territory of Belarus. Moreover, the zoning of the territory by characteristic values of snow load according to the Belarusian National Annex to EN 1991-1-3 and SNiP 2.01.07 also taken into account. While considering the Design Code DBN B.1.2-2-2006 we accepted that the same approach as in Eurocodes is applied for defining a characteristic value of snow load. Therefore the probabilistic models are described here identical to those corresponding to Eurocodes.

The probabilistic model of the *resistance of structural elements* R is developed for flexural reinforced concrete members basing on the experimental and theoretical investigation (Markouski, 2009).

The following assumptions were adopted:

- resistance of the element is calculated according to Belarussian National Annex to Eurocode 2. This means that all the coefficients related to the resistance as well as partial factors for concrete and steel strength are taken from NA TCP- EN 1992-1-1:2004;
- loads and actions on the element are set in accordance with the concerned standard (Eurocodes, SNiP, or DBN) with appropriate partial factors and combination rules;
- the element is supposed to be part of a structure or a building located in Belarus. This condition is relevant for assessment of snow loading only; it is caused by the fact that we have comprehensive statistical data on snow loads available only for the territory of Belarus.

Table 4. Proposed probabilistic models of basic variables.

Basic variable	Characteristic value	Distrib.	μ	σ	V
Permanent load (G)	G_k	Normal	G_k	$0.1G_k$	0.1
Live load (Q) (for residential building)					
Eurocodes ($Q_k = 1.5\text{kN/m}^2$)	Q_k		$0.2Q_k$	$0.19Q_k$	0.95
SNiP 2.01.07-1985 ($Q_k^{(full)} = 1.5\text{kN/m}^2$) ($Q_k^{(reduced)} = 0.3\text{kN/m}^2$)	$Q_k^{(full)} = Q_k$ $Q_k^{(reduced)} = 0.2Q_k$	Gumbel	$0.2Q_k$	$0.19Q_k$	0.95
DBN B.1.2-2-2006 ($Q_k^{(full)} = 1.5\text{kN/m}^2$) ($Q_k^{(reduced)} = 0.35\text{kN/m}^2$)	$Q_k^{(full)} = Q_k$ $Q_k^{(reduced)} = 0.23Q_k$		$0.2Q_k$	$0.19Q_k$	0.95
Snow load (S)					
Eurocodes	S_k	Gumbel	$0.38S_k$	$0.21S_k$	0.55
SNiP 2.01.07-85			$0.58S_k$	$0.32S_k$	0.55
DBN B.1.2-2-2006			$0.38S_k$	$0.21S_k$	0.55
Resistance (R)	R_d (design value)	LogNormal	$1.4R_d$	$0.15R_d$	0.11
Model uncertainty (Θ) for load effect	Θ_k	Normal	Θ_k	$0.05\Theta_k$	0.05

4. Reliability levels comparison

Figure 1 shows the reliability index β as a function of load parameters η and k_s , which define the ratio of permanent, variable live and snow loads.

The reliability index $\beta_t = 4.7$ is stated as a target value in TCP-EN 1990-2011 for RC2 reliability class of structures and for the reference period $T = 1$ year.

The compiled reliability diagrams make it possible to conclude that provided the proposed probabilistic models of basic variables (Table 4) are valid the system of partial safety factors and combination factors stated in Eurocodes gives the required level of reliability of designed structures in most of the design situations. However, in some cases reliability of structures in persistent design situations does not meet

the requirements of RC2 reliability class; and the actual average reliability level corresponds to the minimum recommended level. At the same time the rules for assessing loads on structures in accordance with SNiP 2.01.07-85 *do not meet* modern reliability and safety of structures requirements. It means that the probability of failure for the latter can 10-100 times exceed the maximum permissible values (!).

In respect of the Design Code DBN B.1.2-2:2006 it is evident that there will be no significant increase in reliability of structures if the characteristic values for snow and wind loads are defined basing on 50-years return periods but using an old approach (those stated in SNiP 2.01.07) to deriving design combinations of loads.

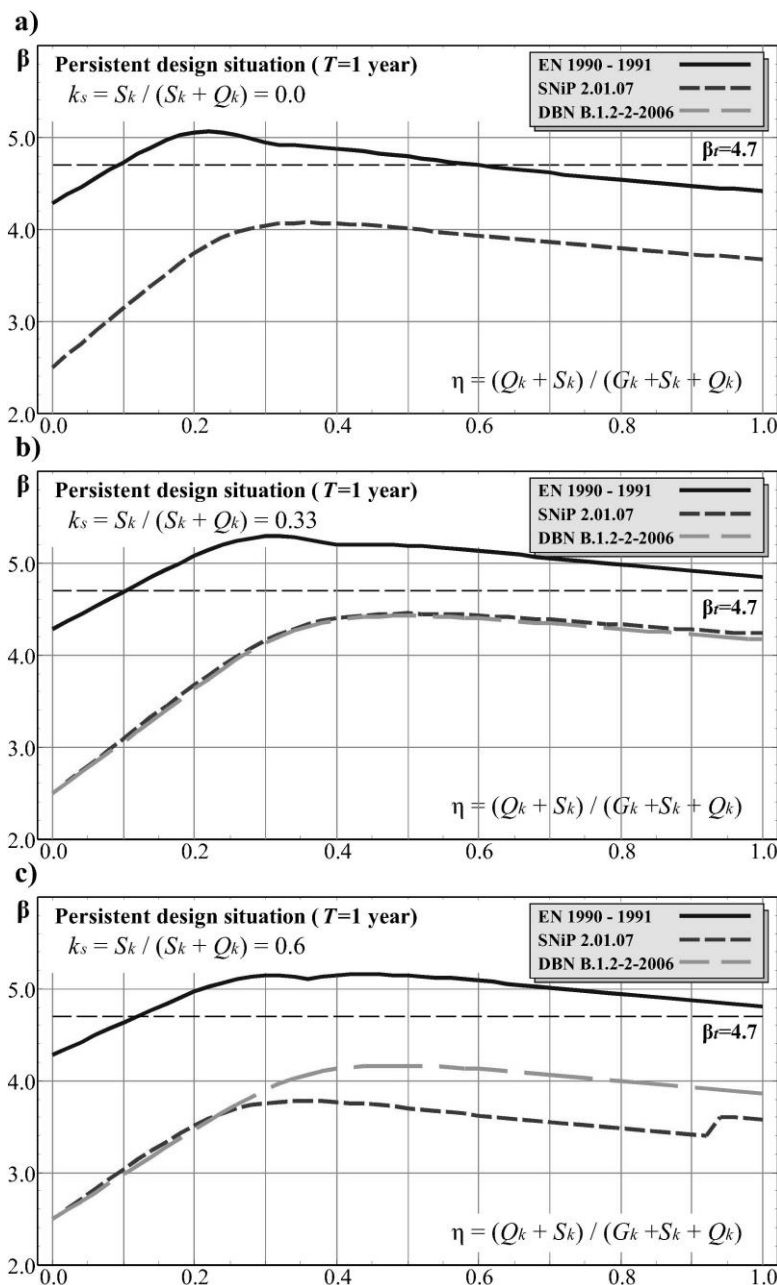


Figure 1. Reliability index β for structural elements as a function of load parameter η with: a) $k_s = 0.0$; b) $k_s = 0.33$; c) $k_s = 0.6$.

5. Reliability-based calibration of partial factor for precast RC-elements

In this section we describe the results of calibration of partial factor for self-weight. Within this analysis we consider a precast reinforced concrete structural element. Such elements characterized as heavy elements for which the self-weight could be of considerable proportion among other loads.

According to TCP-EN 1990 the design combinations of actions on a structural element in *persistent or transient design situations* may be expressed in general format as:

$$L_d = \max \left\{ \begin{aligned} &\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \\ &\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \end{aligned} \right. \quad (5)$$

where, the less favorable of the two expressions is to be chosen.

In case of only one permanent and one variable load acting, e.g. self-weight plus live load, the design combinations should be:

$$L_d = \max \left\{ \begin{aligned} &\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \psi_{0,Q} \cdot Q_k \\ &\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \end{aligned} \right. \quad (6)$$

In general case the following values of partial factors and combination factors are recommended in NA to TCP-EN 1990, as given in Table 5.

The probabilistic state function $g(\mathbf{X})$ of the structural element (*Ultimate Limit State*) can be expressed as:

$$g(\mathbf{X}) = z \cdot R - \Theta E \cdot [\chi \cdot G + (1 - \chi) Q] \quad (7)$$

where: z is a cumulative design parameter, e.g. cross-sectional area, reinforcement area; $\chi = G_k / (G_k + Q_k)$ is a factor between 0 and 1, giving the relative importance

of permanent load among other loads (*permanent load – variable loads*).

The probabilistic models of basic variables are given in Table 6. The models for the resistance R and live load Q are the same as described in the previous sections.

It is known that precast concrete plants should have conformity assessment for product geometry and strength of materials organized. It means that products with geometrical parameters being out of tolerances should be rejected. That is why self-weight of precast elements cannot exceed considerably its nominal values. Thus the difference between cast-in-situ and precast elements in terms of reliability theory may be expressed in changing probabilistic model for self-weight. In our case we assume that the coefficient of variation of self-weight for precast elements should not exceed 0.05. The model for permanent load G in Table 4 takes into account this assumption.

It is possible to estimate reliability level of precast structural elements by applying the approaches and methods as stated in the previous sections.

Figure 2 shows the reliability index β as a function of load parameter χ .

The reliability index $\beta_t = 3.8$ is stated as a target value in TCP-EN 1990 for the RC2 reliability class of structures and for the reference period $T = 50$ years.

One can see from the Figure 2 that there is certain excessive reliability in the area where contribution of permanent loads is significant ($\chi \leq 0.6$). It means that we may reduce the value of γ_G in such an extent that the reliability level for the considered area will not be lower than the required target level β_t .

The new reduced value of $\gamma_G = 1.15$ was determined for those elements corresponding to the area on the plot with significant self-weight loads ($\chi \leq 0.6$). The new reliability diagram is shown on Figure 3.

Table 5. The values for γ , ψ_0 , and ξ according to EN 1990.

Load type	Partial factor	Combination factor
Permanent – self weight G	$\gamma_G = 1.35$	$\xi = 0.85$
Variable – live load Q	$\gamma_Q = 1.5$	$\psi_{0,Q} = 0.7$

Table 6. Proposed probabilistic models of basic variables for precast elements

Basic variable	Characteristic value	Distrib.	μ	σ	V
Permanent load (G)					
- for any element	G_k	Normal	G_k	$0.10G_k$	0.05
- for precast element		Normal	G_k	$0.05G_k$	0.05
Live load (Q)					
(for residential building, reference period $T = 50$ yrs)	Q_k	Gumbel	$0.6Q_k$	$0.20Q_k$	0.33
Resistance (R)	R_d (design value)	LogNormal	$1.4R_d$	$0.15R_d$	0.11
Model uncertainty (Θ) for load effect	Θ_k	Normal	Θ_k	$0.05\Theta_k$	0.05

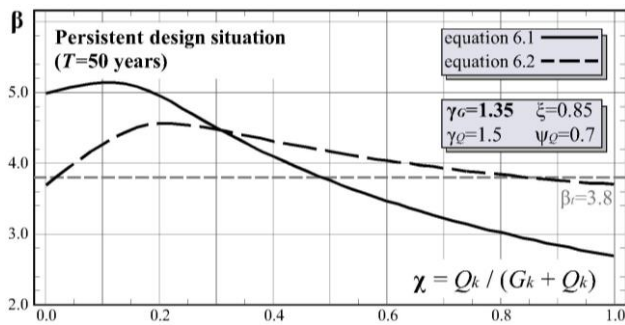


Figure 2. Reliability index β for structural elements as a function of load parameter χ for the reference period $T = 50$ years and $\gamma_G = 1.35$

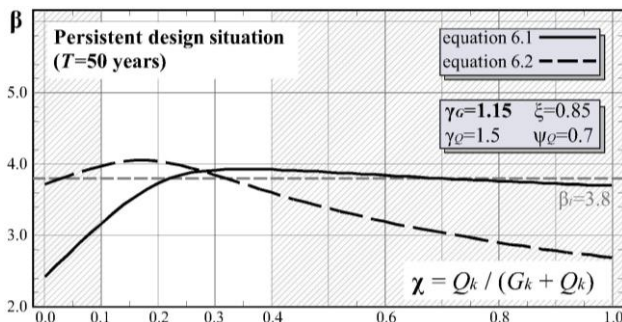


Figure 3. Reliability index β for structural elements as a function of load parameter χ for the reference period $T = 50$ years and $\gamma_G = 1.15$.

The Belarusian National Annex to TCP-EN 1990 allows using the reduced value of partial factor $\gamma_G = 1.15$ if the following conditions are provided:

- the certified quality control is organized at the plant;
- the coefficient of variation of self-weight of the structural element is not higher than 0.05;
- the ratio of the variable loads to the total load on the element including self-weight should be in the range:

$$0.1 \leq \frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}} \leq 0.4 \quad (8)$$

It can be seen that assuming the mentioned conditions the value of the partial factor γ_G for self-weight loads can be reduced significantly. These results are expected to provide a great economical effect for precast concrete industry.

6. Conclusion

Probabilistic methods of reliability analysis of structural elements were used to compare these standards by a criterion of reliability index that is provided by the appropriate design rules for loads assessment. Probabilistic models of loads have been developed subject to the nature of these loads and to their expected duration.

Additionally the results of reliability-based calibration of partial are presented. The calibration resulted in the reducing the value of the partial factor for self-weight in case of the precast elements design from $\gamma_G = 1.35$ to $\gamma_G = 1.15$.

Literature

- DBN B1.2-2:2006. Loads and actions. Structural code. *Ministry of construction of the Ukraine*, Kyiv, 2006 (in Russian).
- ISO 2394:1998. General principles on reliability for structures: – Genève. *International Organization for Standardization*.
- Faber M.H., Sørensen J.D. (2002). Reliability Based Code Calibration. Workshop on Reliability Based Code Calibration. Press Release, *Swiss Federal Institute of Technology*, Zurich.
- Ferry Borges J., Castanheta M. (1971). Structural Safety. 2 edition. *Laboratório Nac. De Eng. Civil*, Lisbon.
- Markouski D.M. (2009). Calibration of Safety Parameters For Reinforced Concrete Structures Based On The Target Reliability Indices (PhD thesis). *Brest State Technical University*, Brest (in Russian).
- NA-EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization*, Brussels.
- SNiP 2.01.07–85. Loads and actions. *Gosstroy*, Moscow USSR, 1986 (in Russian).
- Sýkora M., Holický M. (2011). Comparison of load combination models for probabilistic calibrations. In: Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, K. Nishijima (Ed.); *Proc. of the 11th International Conference ICASP'11*.– Taylor & Francis Group, London, 977-985.
- TCP EN 1990-2011 (EN 1990:2002, IDT). Eurocode – Basis of structural design. *Ministry of architecture and construction of Belarus*, Minsk (in Russian).
- TCP EN 1991-1-3-2009 (EN 1991-1-3:2003, IDT). Eurocode 1. Actions on structures – Part 1-3: General actions – Snow loads. *Ministry of architecture and construction of Belarus*, Minsk (in Russian).
- Turkstra C.J., Madsen H.O. (1980). Load combinations in codified structural design. *J. Struct. Div. ASCE.*, Vol. 106, 2527-2543.

ZASTOSOWANIE GPR DO USTALANIA ZMIAN ANTROPOGENICZNYCH W PODŁOŻU GRUNTOWYM

Małgorzata E. WYSOCKA*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45E, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki badań wykonanych za pomocą georadaru, których celem było lokalizowanie zmian antropogenicznych występujących w podłożu. Badania polegały na wykonaniu badań terenowych za pomocą anten o częstotliwości 500 MHz i 900 MHz, a następnie na obróbce cyfrowej i interpretacji echogramów. W metodzie GPR niezbędnym czynnikiem zarejestrowania użytecznego sygnału (informacji) jest kontrast względem stałej dielektrycznej pomiędzy ośrodkiem, a poszukiwanym obiektem. Przeprowadzone badania i analizy wykazały, że odpowiednie dobranie anteny i ustawień aparatury badawczej jest jednym z najważniejszych zadań przy zastosowaniu georadaru, a co za tym idzie niezbędna jest wiedza i praktyka osoby dokonującej pomiarów i analizy.

Słowa kluczowe: georadar, metoda GPR, badania terenowe.

doi: 10.24427/bis-2018-vol9-no4-0005

1. Wprowadzenie

W związku z rosnącą obecnie koniunkturą w budownictwie narasta zagęszczenie infrastruktury podziemnej i choć mapy do celów projektowych są aktualizowane, nadal niestety zdarzają się i mogą się zdarzyć nieprzewidziane sytuacje polegające na uszkodzeniu istniejącej nieudokumentowanej lub udokumentowanej nieprawidłowo instalacji podziemnej. Sytuacja ta dotyczy szczególnie obszarów intensywnie zurbanizowanych. Jedną z nowoczesnych metod uniknięcia tego rodzaju problemów jest zastosowanie metody georadarowej, która pomaga w szczegółowej lokalizacji obiektów antropogenicznych znajdujących się w podłożu gruntowym (rury, kable, pozostałości obiektów kubaturowych itp.). Istotną zaletą georadaru jest wykonanie pomiarów ciągłych w sposób bezinwazyjny w stosunkowo krótkim czasie.

Georadar zalicza się do grupy radiofalowych metod geofizycznych, wykorzystujących fale elektromagnetyczne o częstotliwościach od 10 MHz do kilku GHz. Pomiar odbywają się za pomocą dwóch anten: nadawczej i odbiorczej, które są połączone z jednostką centralną (Karczewski i in., 2011). Antena nadawcza wysyła fale elektromagnetyczne wzbudzone przez nadajnik, natomiast antena odbiorcza rejestruje fale odbite od warstw charakteryzujących się różnymi właściwościami elektrycznymi. Fala elektromagnetyczna przechodząc przez kolejne materiały o różnych wartościach przenikalności elektrycznej ulega takim zjawiskom jak: odbicie, załamanie, interferencja, dyfrakcja, rezonans czy tłumienie. Wnikliwa analiza tych zmian umożliwia

rozpoznanie podłoża (Rucka i Lachowicz, 2014). Powierzchnia między dwoma ośrodkami o bardziej zróżnicowanych względnych przenikalnościach elektrycznych powoduje silniejsze odbicie fali. Powierzchnia ta, tym silniej odbija fale elektromagnetyczne, im bardziej zróżnicowane są ich względne przenikalności elektryczne (Karczewski i in., 2011). Badania eksperymentalne pozwoliły na przybliżone określenie wielkości stałej dielektrycznej dla różnych materiałów, która może się wahać w granicach od 1 do 88, przykładowo: grunt gliniasty 4-15, grunt gliniasto-piaszczysty 4-20, grunt piaszczysty 4-30, woda 78-88, lód 3-8, powietrze 1, beton 3-9 (Sudyka i Kraszewski, 2009; Karczewski i in., 2011). Największe kontrasty występują między ośrodkami takimi jak: powietrze – ośrodek geologiczny stały, powietrze – woda, metal – ośrodek geologiczny stały, metal – woda, plastik (PCV) – ośrodek geologiczny, woda (Ortyl, 2006; Rajchel, 2017).

Względna przenikalność elektryczna (stała dielektryczna) ϵ_r jest bezwymiarową wielkością określającą krotność przenikalności elektrycznej danego ośrodka ϵ w stosunku do przenikalności elektrycznej próżni ϵ_0 .

$$\epsilon_r = \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \quad (1)$$

Dzięki zróżnicowanej przenikalności elektrycznej różnych materiałów metoda GPR umożliwia pokazanie między innymi nieciągłości w podłożu gruntowym, spowodowanych zmianami antropogenicznymi.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.wysocka@pb.edu.pl

Na propagację fali elektromagnetycznej, a zatem na zasięg głębokościowy badania elektrycznie niejednorodnego podłoża gruntowego, największy wpływ ma stopniowe tłumienie fali elektromagnetycznej w ośrodku gruntowym. Tłumienie α jest wprost proporcjonalne do przewodności elektrycznej właściwej σ :

$$\alpha = 1690 \frac{\sigma}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (2)$$

Metoda GPR ma największy zasięg w suchym piasku, zaś dużo mniejszy w gruntach gliniastych (tab. 1). Tłumienie wzrasta wraz z wilgotnością gruntu. Przykładowo, współczynnik tłumienia gliny wynosi $300 \text{ dB} \cdot \text{m}^{-1}$, a suchego piasku – $0,1 \text{ dB} \cdot \text{m}^{-1}$ (Karczewski i in., 2011).

Pomiary georadarowe należy przeprowadzać w taki sposób, aby uzyskać jak najbardziej dokładne informacje dotyczące badanego ośrodka i jednocześnie maksymalnie wyeliminować ewentualnie powstające błędy (Pasternak, 2015). Maksymalny zasięg głębokościowy oraz rozdzielczość metody georadarowej w głównej mierze zależą od przewidywanych warunków gruntowych i przyjętej do badań anteny o określonej częstotliwości. Maksymalny zasięg metody GPR uzależniany jest zwykle od przewidywanej głębokości, do której konieczne jest rozpoznanie podłoża gruntowego (Nawrocki i Piasek, 2006; Karczewski i in., 2011). Wykorzystywanie anten o wyższych częstotliwości skutkuje zmniejszeniem zasięgu propagacji fali elektromagnetycznej w gruncie i jednoczesnym zwiększeniem dokładności pomiarów. Równolegle, przy niższych częstotliwościach impuls penetruje głębiej, jednak widoczne są jedynie większe obiekty i wyraźniejsze granice utworów. Na uzyskiwane echogramy duży wpływ ma także szybkość przesuwania sprzętu po podłożu, którą dobiera się w zależności od parametrów pomiaru. Nieodpowiednia prędkość lub jej nagłe zmiany szczególnie niekorzystnie oddziałują na pomiary prędkości fal elektromagnetycznych w ośrodku, zakłócają bowiem kąty nachylenia odbijanych refleksów. Zaburzenia odczytów mogą też wynikać z nieodpowiedniego przylegania anten do powierzchni terenu. Oznacza to, że na wielkość strat sygnału rozchodzącego się w głąb badanego podłoża ma wpływ wiele czynników (Konopko i Wysocka, 2018).

Celem pracy jest pokazanie na przykładzie badań własnych możliwości zastosowań metody GPR do

wykrywania anomalii antropogenicznych występujących poniżej powierzchni terenu. W artykule przedstawiono badania georadarowe, które zostały przeprowadzone w celu ustalenia dokładnej lokalizacji zlikwidowanej studni, kolektora ciepłowniczego oraz prętów zbrojeniowych w betonie.

2. Metodyka badawcza

Badania georadarowe przedstawione w niniejszym opracowaniu zostały przeprowadzone z wykorzystaniem sprzętu lotewskiej firmy o nazwie ZOND-12-e, w skład którego wchodzi jednostka centralna podłączona do komputera, anteny o częstotliwości 300, 500 i 900 MHz a także kable oraz kółko pomiarowe.

Przed przystąpieniem do pomiarów przy każdym badaniu wytyczone zostały obszary, w obrębie których przewidywana była lokalizacja szukanych obiektów. Podłoże oczyszczone zostało z elementów mogących zaburzyć obraz na echogramie. Badania zostały wykonane przez dwie osoby. Zadaniem operatora było przejście georadarem po danym profilu z zachowaniem stałej prędkości oraz dbanie o prawidłowe przyleganie sprzętu do podłoża, co jest istotne w celu wyeliminowania niepotrzebnych błędów pomiarowych. Jednocześnie druga osoba, sterująca pomiarem odbierała odpowiednie parametry pomiarowe oraz wstępnie interpretowała dane uzyskane w czasie badania, które były wyświetlane na ekranie laptopa w trakcie wykonywania pomiarów. Otrzymane wyniki były zapisywane na dysku twardym, co umożliwiło późniejszą obróbkę danych.

Pierwszym obiektem zainteresowania była nieczynna studnia, która została zlikwidowana przez użytkownika poprzez zasypanie. Celem badania GPR było jej dokładne zlokalizowanie. Z wizji lokalnej i materiałów archiwalnych wiadome było w jakiej części działki studnia była zlokalizowana jednak dokładna lokalizacja była nieznana, i że była to studnia kopana mająca około 7 kręgów, oraz że została zlikwidowana poprzez zasypanie gruzem, glazami i gruntem. Po zlikwidowaniu otworu studziennego teren działki został wyłożony płytami betonowymi i aktualnie jest placem manewrowym na terenie tartaku. W związku z planowanymi zmianami przeznaczenia placu (rozbudowa tartaku) zaszła konieczność odnalezienia studni. Badania georadarowe zaplanowane zostały tak,

Tabela 1. Względna przenikalność i przewodność elektryczna w zależności od ośrodka (Lamparski, 2004; Karczewski i in., 2011)

Ośrodek	ϵ_r [-]	σ [$\text{S} \cdot \text{m}^{-1}$]
Powietrze	1	0
Asfalt	2,5 – 3,5	b.d.
Beton	3 – 9	b.d.
Woda	81	$10^{-4} - 3 \cdot 10^{-2}$
Lód	3,2	$10^{-4} - 10^{-2}$
Torf	50 – 78	b.d.
Piasek	suchy 3 – 5	nawodniony 20 – 30
		suchy $10^{-7} - 10^{-3}$
		nawodniony $10^{-4} - 10^{-2}$
Gлина	25 – 36	$1,1 \cdot 10^{-4} - 2,1 \cdot 10^{-2}$
Ил	14 – 36	$2,7 \cdot 10^{-4} - 5 \cdot 10^{-2}$

że w jednym kierunku zostały wykonane profile radarowe długości 20 m, a w kierunku prostopadłym o długości 10 m (kolejne przejścia georadaru wykonano przesuwając się co 0,5 m). Po wstępnej ocenie założono zastosowanie anteny o częstotliwości 500 MHz (Konopko i Wysocka, 2017).

Kolejne badanie wykonano w celu detekcji zbrojenia w płycie betonowej. Badanie polegało na kilkakrotnym przejściu wzdłuż jednego profilu stosując różne ustawienia aparatury badawczej. Zdecydowano o wykorzystaniu anteny o częstotliwości 900 MHz, co dało zwiększenie rozdzielczości i zmniejszenie zasięgu głębokości (Konopko i Wysocka, 2017).

Trzecie badanie dotyczyło określenia dokładnej lokalizacji kolektora ciepłowniczego przebiegającego w rejonie boiska sportowego. W tym celu wykorzystano dwie anteny o częstotliwości 900MHz i 500 MHz. Przeprowadzono 8 pomiarów: po 4 dla każdej anteny wykorzystując różne ustawienia aparatury. Każde z badań było przeprowadzone na tej samej trasie o długości 6 metrów w kierunku prostopadłym do przebiegającej rury ciepłowniczej.

3. Wyniki badań

Po wykonaniu pomiarów w terenie uzyskane bezpośrednio z badań metodą georadarową echogramy, poddano obróbce cyfrowej w programie dedykowanym dla wykorzystanego sprzętu. Obróbka polegała na zastosowaniu odpowiednich filtrów oraz wzmocnień, co pozwoliło na wygenerowanie echogramów pozbawionych wszystkich niechcianych zakłóceń. Podkreśla się, że bez odpowiedniej obróbki

surowe echogramy nie zawsze są czytelne, w związku z czym rola interpretatora jest niezwykle ważna w całym procesie badań georadarowych.

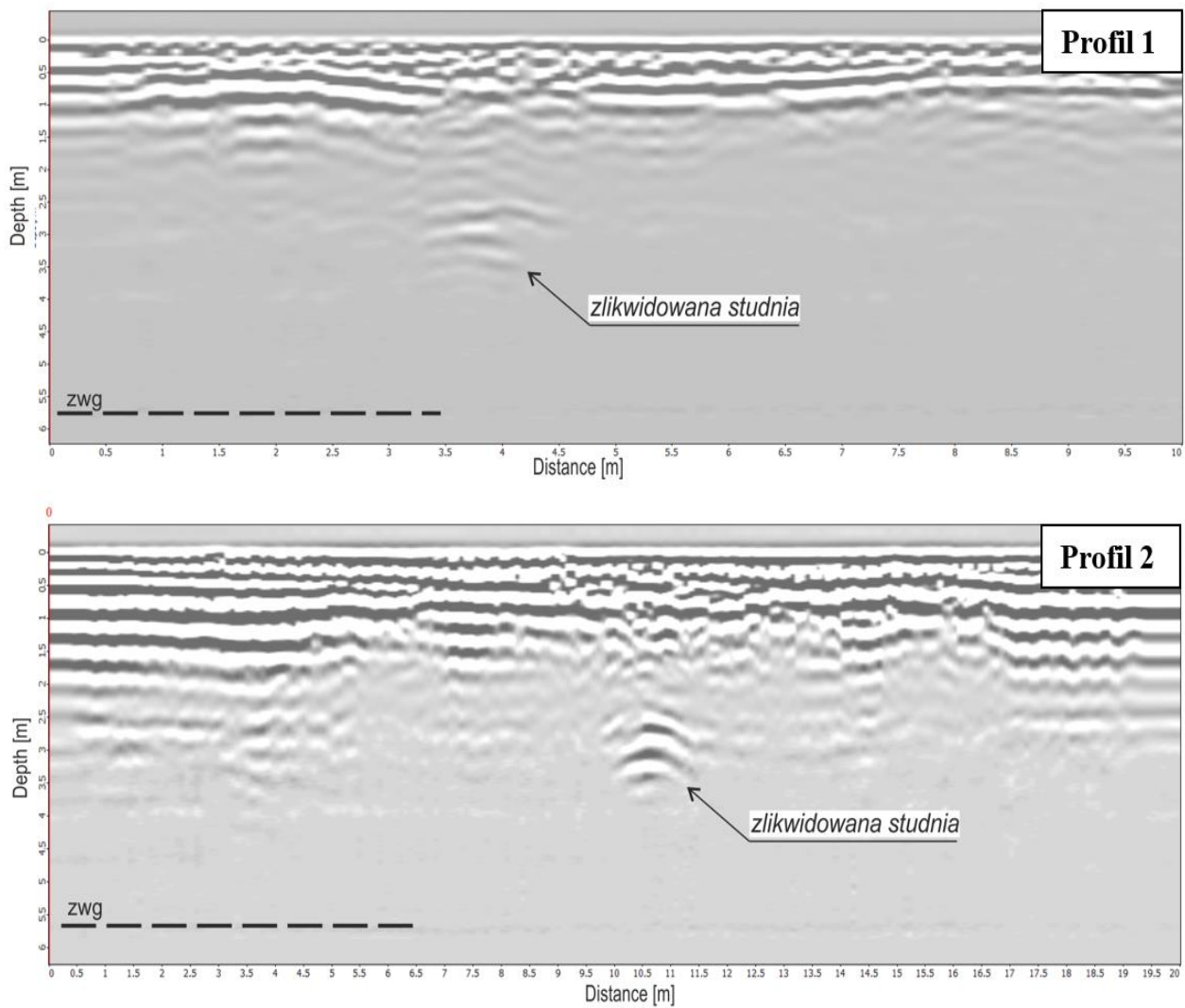
Zlokalizowanie studni w obrębie wyznaczonego terenu odniosło rezultat pozytywny. Z uzyskanych wielu profili georadarowych wybrano dwa, które nadawały się do dalszej obróbki i interpretacji. Oznaczono je jako profil numer 1 i prostopadły do niego profil numer 2. Studnię zlokalizowano na przecięciu tych profili (rys. 1). Uzyskane obrazy w postaci echogramów przedstawiono na rysunku 2.

Dla określenia lokalizacji rury ciepłowniczej wykorzystano dwie anteny o różnych częstotliwościach: 500 MHz i 900 MHz, które dały rezultaty w postaci echogramów przedstawionych na rysunku 4.

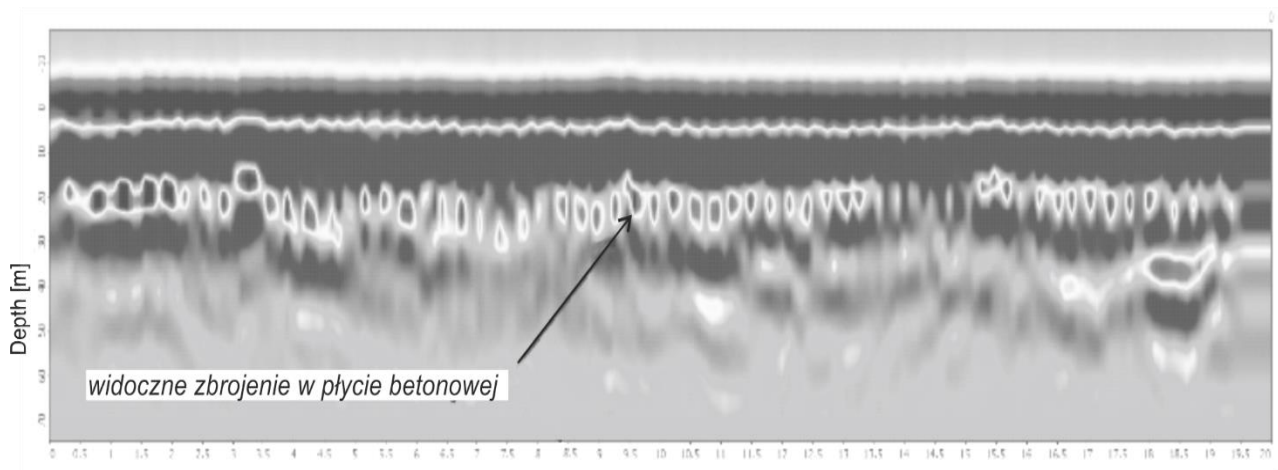
Przeprowadzone badania i analizy wykazały, że odpowiednie dobranie anteny i ustawień jest jednym z najważniejszych zadań w metodzie georadarowej. Pomiarzy anteną 500 MHz przy detekcji zbrojenia, nie dały zadowalających efektów, a zastosowanie anteny 900 MHz dopiero po kolejnym dobraniu ustawień doprowadziło do powstania echogramów z widocznym szukanym zbrojeniem w płycie betonowej. Natomiast przy lokalizacji kolektora antena 500 MHz okazała się lepszym wyborem. Na podstawie rysunku 4 można stwierdzić obecność rury na głębokości około 1,1 – 1,15 m poniżej powierzchni terenu i na około 2,75 metrze trasy przejazdu georadaru. W podłożu zarejestrowano także dwa obiekty położone nieco płycej – na głębokości około 0,5 m. Może to być przewód elektryczny, mniejsza rura lub odbicia powstałe od przeszkód w postaci kamieni lub korzeni drzew.



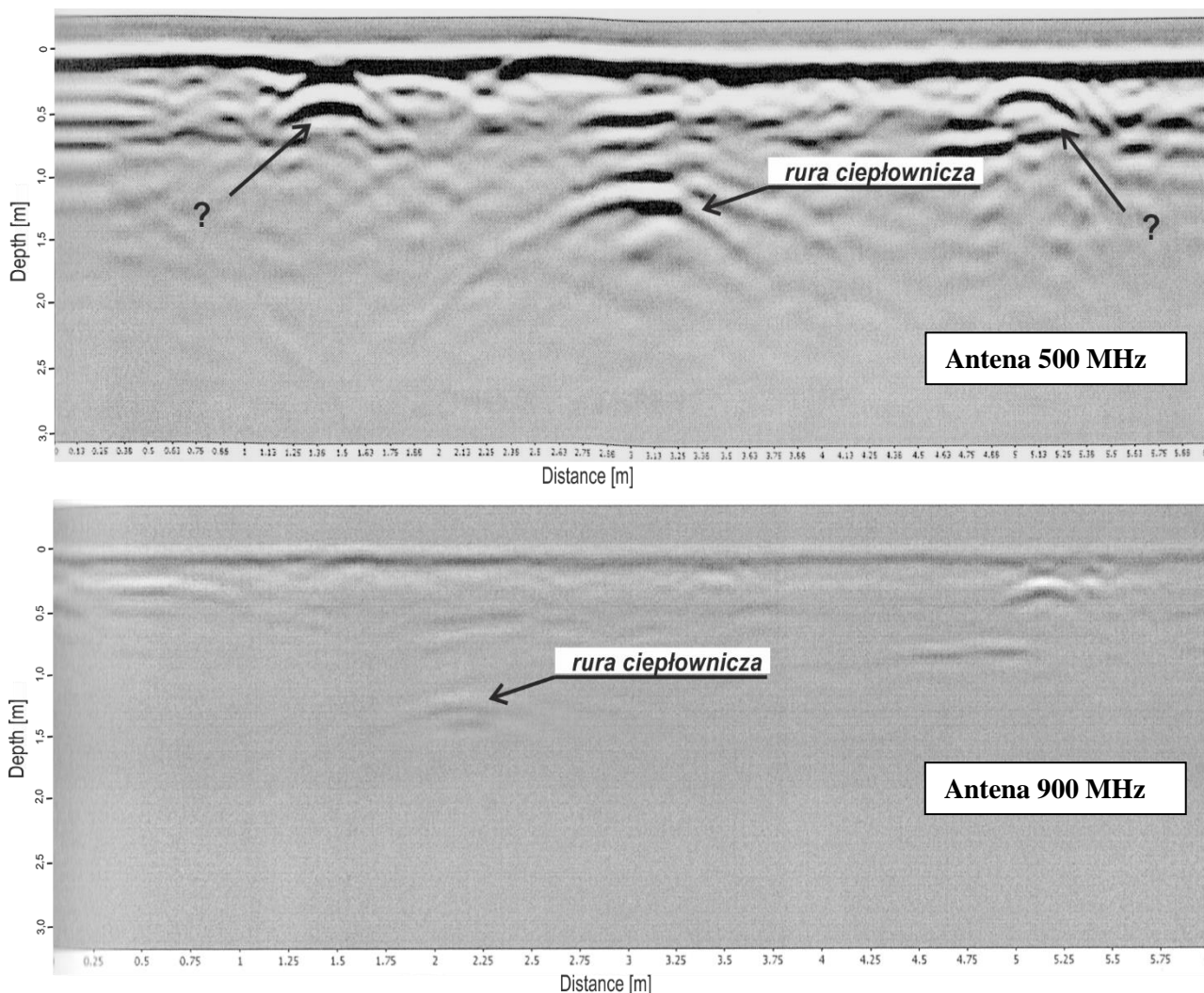
Rys. 1. Mapa poglądowa z lokalizacją przeprowadzonych badań georadarowych (lokalizacja zlikwidowanej studni)



Rys. 2. Echogramy obrazujące lokalizację zlikwidowanej studni (antena 500 MHz)



Rys. 3. Echogram obrazujący lokalizację prętów zbrojeniowych w płycie betonowej (antena 900 MHz)



Rys. 4. Echogramy obrazujące lokalizację rury ciepłowniczej

4. Podsumowanie

Przedstawione w pracy wyniki badań pokazują, że metoda GPR pozwala w szybki i bezinwazyjny sposób zlokalizować obiekty pochodzenia antropogenicznego w podłożu. Duże znaczenie w badaniu ma rodzaj, wielkość i przewidywane położenie analizowanego obiektu. Niezbędna jest wiedza i praktyka osoby dokonującej analizy. Bardzo ważnym elementem jest dobór odpowiedniej anteny, a następnie wnikliwa analiza i interpretacja wyników. Metoda daje dobre efekty w prostych warunkach występujących w podłożu, w przypadku skomplikowanej budowy podłoża i dużym zagęszczeniu infrastruktury podziemnej interpretacja wyników może być utrudniona.

Literatura

- Karczewski J., Ortyl Ł., Pasternak M. (2011). Zarys Metody Georadarowej. *Wydawnictwo AGH*, wyd. 2, Kraków.
- Konopko M., Wysocka M. E. (2017). Przykład oceny antropogenicznych zmian podłoża gruntowego metodą georadarową. *Inżynieria i Budownictwo*, 3/2017, 164-165.
- Konopko M., Wysocka M. E. (2018). Ocena organicznego podłoża gruntowego za pomocą metody GPR. *Przegląd Komunikacyjny*, R. 73, nr 2, 22-27.
- Lamparski P. (2004). Formy i Osady Czwartorzędowe w Świetle Badań Georadarowych. *Prace geograficzne Nr 194. IGI PAN*, Warszawa.
- Nawrocki W., Piasek Z. (2006). Metody Falowe Lokalizacji Infrastruktury i Obiektów Podziemnych: Teorie, Badania Symulowane i Eksperymentalne. *Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej*, Kraków.
- Ortyl Ł. (2006). Badanie Przydatności Metody Georadarowej w Geodezyjnej Inwentaryzacji Struktur i Obiektów Podpowierzchniowych. *Rozprawa doktorska. Akademia Górniczo-Hutnicza*, Kraków.
- Rajchel B. (2017). Ocena zastosowania georadaru do wykrywania podziemnych instalacji budowlanych w warunkach zimowych. *Przegląd Geologiczny*, vol. 65, nr 10/2, 790-795
- Pasternak M. (red.) (2015). *Radarowa Penetracja Gruntu GPR. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności*, Warszawa.
- Rucka M., Lachowicz J. (2014). Zastosowanie metody georadarowej w badaniach konstrukcji podłogi posadowionej na gruncie. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 5/2014, 452-458.
- Sudyka J., Kraszewski C. (2009). Sprawozdanie z realizacji pracy pt.: „Ocena geotechniczna podłoża gruntowego techniką radarową z szczególnym uwzględnieniem stanu

hydrologicznego podłoża gruntowego”. *Sprawozdanie częściowe dla GDDKiA: etap I – zadania 1-6, Warszawa.*

GPR USING FOR LOCATION ANTHROPOGENIC CHANGES IN SUBSTRATE

Abstract: The paper presents the results of research using georadar. The paper aim was to locate anthropogenic changes occurring in the substrate. The tests consisted of field tests carried out using 500 MHz and 900 MHz antennas, followed by digital processing and interpretation of echograms. In the GPR method, the necessary factor in registering a useful signal (information) is the contrast to the dielectric constant between the center and the object being sought. Conducted research and analysis showed that the appropriate selection of antenna and settings is one of the most important tasks when using a GPR. The knowledge and practice of the person making measurements and analysis are necessary.

Abstracts Vol. 9 No. 4

Radosław DUDA

Concrete and steel work in combined steel concrete elements

The article presents the current state of knowledge regarding the cooperation of steel-concrete composite columns composed of a concrete filled steel tube (CFST). The most important, from the point of view of work construction, is the high load-bearing capacity of CFST elements resulting from the so-called the confinement effect of lateral deformation of the concrete sealed inside the steel pipe. It should be noted that concrete, despite limiting the impact of environmental impacts, is subject to autogenous contraction, which in time leads to a deterioration of steel-concrete cooperation.

Marta NAZARCZUK

Evolution of systems of timber structures in multi-storey buildings

In the article the evolution of timber structures in multi-storey buildings in recent years is presented. Prefabricated timber frame structures, also modular, CLT structures and mixed structures are described. Furthermore, the overview of new timber-based materials and fixings is involved.

Agnieszka TRĘBICKA, Wojciech KRUSZYŃSKI

Variability in time of the characteristic parameters of the water distribution system and their impact on changes in the water age

The increase of requirements concerning quality and time of realization in the scope of design studies require the introduction of computer technology in calculations. The work presents processes based on mapping and refinement of specific conservative states of the water distribution system (SDW), using mathematical modelling taking into account the latest available computer techniques. There are also solutions to integrate measurements of water supply networks with GIS. The subject of application is the Łapy water supply network. The EPANET program was used in the work. The scope of the study included the network model analysed for the basic quality parameters that should be met by the network, such as: flow rates, pressure, unit losses, water age and working conditions during simulated network failures broken down into scenarios.

Victar TUR, Dimitry MARKOUSKI

Reliability level of reinforced concrete members designed according to Belarusian national annexes to structural Eurocodes

The article presents the results of reliability analysis of reinforced concrete structures designed and built in accordance with design codes that are valid in Belarus. It is noted that such structures have different reliability levels as well as failure probabilities. Approaches to assessment actions on structures, which stated in European and Belarusian codes were analysed. It is shown that in most cases codes, which are used for designing of the existing structures do not meet the modern requirements for safety of structures. Additionally the results of reliability-based calibration of partial factors using in precast concrete members design are presented. The calibration resulted in the reduced value of partial factors for permanent loads on precast elements.

Małgorzata E. WYSOCKA

GPR using for location anthropogenic changes in substrate

The paper presents the results of research using georadar. The paper aim was to locate anthropogenic changes occurring in the substrate. The tests consisted of field tests carried out using 500 MHz and 900 MHz antennas, followed by digital processing and interpretation of echograms. In the GPR method, the necessary factor in registering a useful signal (information) is the contrast to the dielectric constant between the center and the object being sought. Conducted research and analysis showed that the appropriate selection of antenna and settings is one of the most important tasks when using a GPR. The knowledge and practice of the person making measurements and analysis are necessary.