



WIELOFRONTALNA ANALIZA PRZYCZYN PĘKANIA BETONÓW W MASYWNYCH KONSTRUKCJACH HYDROTECHNICZNYCH

DARIUSZ ŁYDŻBA, *dariusz.lydzba@pwr.edu.pl*

ADRIAN RÓŻAŃSKI

MACIEJ SOBÓTKA

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

Streszczenie: W artykule omówiono metodę wielofrontalnej oceny i analizy stanu betonów w masywnych betonowych konstrukcjach hydrotechnicznych. Termin „wielofrontalna” użyty został w analogii do wielofrontalnej metody odwracania macierzy rzadkich w zagadnieniach wielkich układów liniowych równań algebraicznych. Omówiono, w sposób skrótowy, metodykę oraz uzyskane główne wyniki dotyczące oceny stanu betonów analizowanego obiektu hydrotechnicznego. Podano możliwe – zidentyfikowane w obliczeniach numerycznych – przyczyny pojawiania się pęknięć w betonach elementów konstrukcyjnych badanego obiektu.

Słowa kluczowe: masywna konstrukcja betonowa, wyężenie betonów, badania nieniszczące, badania niszczące, badania dynamiczne, symulacje numeryczne.

1. Wstęp

Elementem charakterystycznym masywnych betonowych konstrukcji hydrotechnicznych, wyróżniającym je od innych obiektów budowlanych, są:

- ograniczony dostęp przestrzenny – dostęp do elementów konstrukcyjnych jest bardzo często tylko jednostronny, wiele elementów jest stale pod wodą;
- ograniczony dostęp czasowy – możliwe są najczęściej tylko krótkotrwałe odłączenia obiektu od eksploatacji, które w głównej mierze determinuje aktualny stan wody przepływającej lub piętrzonej przez obiekt,
- obciążenia hydromechaniczne determinujące pracę mechaniczną w zakresie statycznym oraz dynamicznym obiektu oraz stan wyężenia betonów jego konstrukcji.

Powyższe czynniki wskazują na konieczność realizacji w sposób zmodyfikowany procedury kompleksowej oceny i analizy stanu tego typu obiektów, w przypadku konieczności wykonania takich działań. Wymagają, ze względu na ograniczony czasowo oraz niejednokrotnie tylko jednorazowy, dostęp do elementów konstrukcyjnych obiektu pracy równoczesnej wielu zespołów badawczych. W niniejszym artykule taką procedurę oceny nazwano „wielofrontalną” w analogii do wielofrontalnej metody odwracania macierzy rzadkich w zagadnieniach wielkich liniowych układów algebraicznych.

Grupa badawcza pracowników Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej realizowała w latach 2010–2011 r. duży projekt badawczy dotyczący kompleksowej oceny betonów jednego z największych obiektów hydrotechnicznych w Polsce.

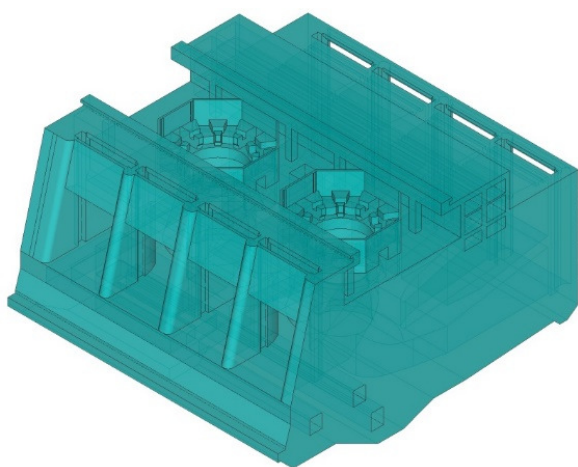
W Grupie badawczej prace realizowane były równocześnie – wielofrontalnie – przez 6 zespołów badawczych, tj. Zespół ds. identyfikacji i oceny aktualnego stanu spękań betonów konstrukcji, Zespół ds. badań nieniszczących betonów, Zespół ds. niszczących badań betonów, Zespół ds. badań dynamicznych oraz dwa zespoły ds. obliczeń numerycznych, tj. Zespół ds. analizy numerycznej procesu przepływu wody przez obiekt oraz Zespół ds. analizy numerycznej stanu wyężenia betonów elementów konstrukcyjnych obiektu. Autorzy niniejszego artykułu

tworzyli ten ostatni Zespół, dr hab. D. Łydzba był równocześnie koordynatorem prac całej Grupy badawczej Politechniki Wrocławskiej.

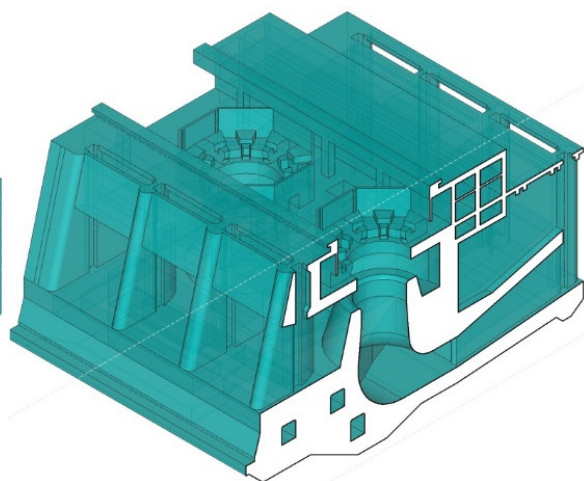
Wyniki zrealizowanych na przedmiotowym obiekcie prac przez Grupę Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego dokumentują raporty badawcze [1] i [2] Politechniki Wrocławskiej. W niniejszym artykule przywołano, jedynie w sposób wybiórczy, prezentowane w tych raportach wyniki uzyskane przez poszczególne Zespoły.

2. Opis obiektu

Przedmiotowy obiekt, dla którego dokonywano kompleksowej oceny jego stanu technicznego oraz przeprowadzono analizę przyczyn pękania betonów elementów jego konstrukcji jest jednym z elementów piętrzących stopnia wodnego na rzece Wiśle. Tworzą go trzy, zdylatowane między sobą, bloki. W każdym z bloków zainstalowane są dwa turbozespoły tworząc dwie sekcje zwane hydrozespołami (rys. 1). Część podziemną hydrozespołu stanowią następujące charakterystyczne elementy podstawowe, tj.: spirala wlotowa, rura ssąca oraz galerie łączące wszystkie hydrozespoły (rys. 2).



Rys. 1. Blok z dwoma hydrozespołami –
– widok aksonometryczny



Rys. 2. Blok z widocznymi elementami
podstawowymi hydrozespołu

3. Ocena stanu zarysowania betonów elementów konstrukcji

Program badawczy mający na celu zidentyfikowanie przyczyn pękania betonów rozpoczęto od oceny stanu zarysowania elementów rozważanej konstrukcji. Prace te realizował zespół pod kierunkiem prof. C. Madryasa. Stan zarysowań betonów konstrukcji oceniono na podstawie wizji lokalnych. Elementy podwodne konstrukcji udostępnione zostały do oceny po ich opróżnieniu z wody i osuszeniu. W efekcie, wykonano inwentaryzację rys oraz pomiary szerokości ich rozwarcia w charakterystycznych miejscach.

Wszystkie rysy stwierdzone w trakcie badań zestawiono w tabelach a ich lokalizację oraz morfologię udokumentowano w postaci graficznej. Wykonano również dokumentację fotograficzną rys. Pomiary szerokości rozwarcia rys wykonywano za pomocą mikroskopu Brinella oraz lupy pomiarowej Crackscope firmy Briel & Kjaer. Przykładowy opis wykonanej identyfikacji rys, w formie tabelarycznej, przedstawiono poniżej. Dokumentację fotograficzną, przykładową, jednej z rys przedstawia rysunek 3.



Rys. 3. Zdjęcie rysy nr 11

Analiza porównawcza rozkładu rys wskazała na znaczną ich regularność. Rysy o największym zasięgu i lokalnie największej szerokości rozwarcia w hydrozespołe Hz4 mają analogiczny przebieg jak rysy główne w pozostałych hydrozespołach. Część rys ma wyraźnie charakter rys skurczowych. Oznacza to, że w sieci nieciągłości/zarysowań występujących w elementach konstrukcji wyróżnić można, ze względu na lokalizację oraz przebieg, dwie jakościowo różne rodziny spękań, tj. rodzina spękań losowych oraz rodzina spękań systemowych. Takie wyróżnienie topologii spękań jest możliwe dzięki geometrycznej powtarzalności struktury analizowanego obiektu, tj. obiekt składa się z 6, geometrycznie „jednakowych”, hydrozespołów. Wraz z powtarzalnością geometrii konstrukcji hydrozespołu występuje rodzina spękań, w których jest wyraźna powtarzalność geometrii sieci zarysowań oraz rodzina spękań, w której takiej korelacji (powtarzalności) nie obserwuje się.

Tabela 1. Identyfikacja oraz stan zarysowania betonów hydrozespołu Hz4

Hz. 4				
Nr rysy	Rozwarcie [mm]	Stan	Dokumentacja fotograficzna	Uwagi
1	0,1	brak przecieku	Folder – Hz4a	
4	0,1	brak przecieku		przechodzi w rysę w płycie dennej
5	0,05	śląd po rysie brak przecieku		
6	0,2	przeciek		przechodzi w rysę w płycie dennej
11	0,1	przeciek		
12	0,05	intensywny przeciek		przeciek na wysokości 0,5 m nad kratą

Zespół wyróżnił dwie rodziny nieciągłości, tj.:

- spękania losowe: lokalizacja tych spękań nie wykazuje żadnych cech powtarzalności wraz z przechodzeniem od hydrozespołu do hydrozespołu. Ponadto, nawet w obrębie jednego hydrozespołu, ich układ oraz przebieg mają charakter losowy. Innymi słowy brak w ich przebiegu jakichkolwiek kierunków uprzywilejowania – w tym sensie ich rozkład jest izotropowy. Świadczy to o ich prawdopodobnym charakterze skurczowym. Podobne skutki, tj. zarysowania losowe mogą również wywoływać określone zmiany temperatury, związane z cyklicznością zmian temperatury wody przepływającej przez elektrownię, przy współdziałaniu losowej natury wytrzymałości betonu na rozciąganie – istnienie istotnego zróżnicowania parametrów mechanicznych betonu wraz z ich lokalizacją wskazały wyniki nieniszczących oraz niszczących badań betonów wykonywane równolegle przez inne dwa zespoły badawcze,
- spękania systemowe: wraz z powtarzalnością geometrii konstrukcji hydrozespołu występuje powtarzalność geometrii sieci zarysowań, tj.: ich lokalizacja, przebieg, stan oraz rozwarcie wykazują periodyczność podobnie jak geometria hydrozespołów. Taki systemowy układ spękań występuje w rurach ssących. Ich przebieg ma charakter obwodowy.

4. Nieniszczące badania betonów konstrukcji

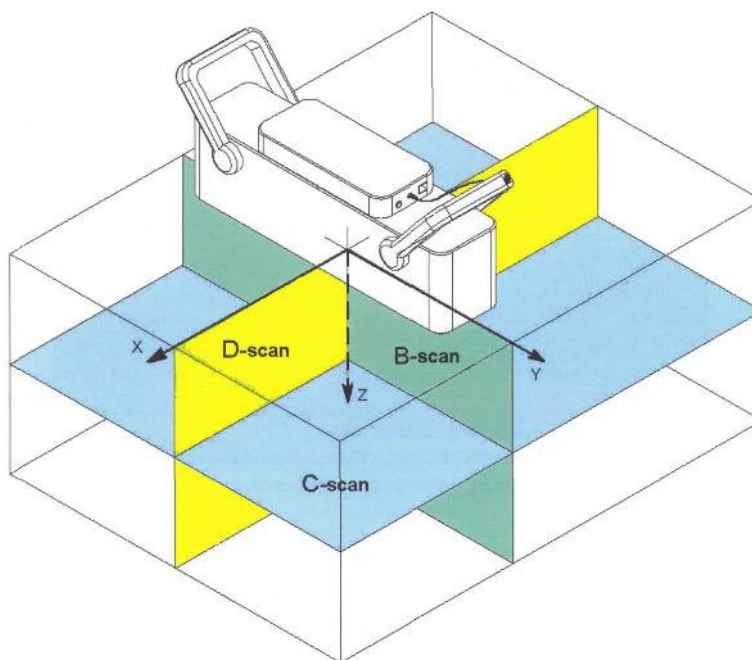
Ocenę stanu konstrukcji metodami nieniszczącymi rozpoczęto, w zasadzie, równocześnie z pracami zespołu oceniającego stan zarysowania elementów konstrukcji. Prace realizował zespół kierowany przez prof. J. Hołę. Badaniom nieniszczącym poddano betony konstrukcji wszystkich hydrozespołów. Łącznie badania przeprowadzono w 80 rejonach realizując je, każdorazowo, w dwóch wyróżnionych pasmach o szerokości około 500 mm i długości około 1800 mm. Łączna liczba punktów pomiarowych wyniosła około 3000. Badania realizowano z wykorzystaniem tomografu ultradźwiękowego. Zestaw ten tworzą: specjalna wielogłowicowa antena ultradźwiękowa oraz komputer wraz ze specjalistycznym oprogramowaniem umożliwiającym zapis graficzny obrazu (rys. 4). Antena posiada 40 niezależnych głowic z suchym punktem stykowym i służy do wzbudzania, odbierania i przetwarzania sygnałów ultradźwiękowych. Urządzenie umożliwia badanie elementów z betonu, przy ich jednostronnym dostępie, w celu określenia ich grubości, identyfikacji pęknięć, wtrąceń, pustek powietrznych oraz innych miejsc, które różnią się gęstością (sztywnością sprężystą) od otaczającego ich betonu. Tomograf umożliwia uzyskanie trzech wzajemnie prostopadłych zobrażeń badanego elementu (rys. 5). Przykładowy wynik pomiaru przedstawia rysunek 6.



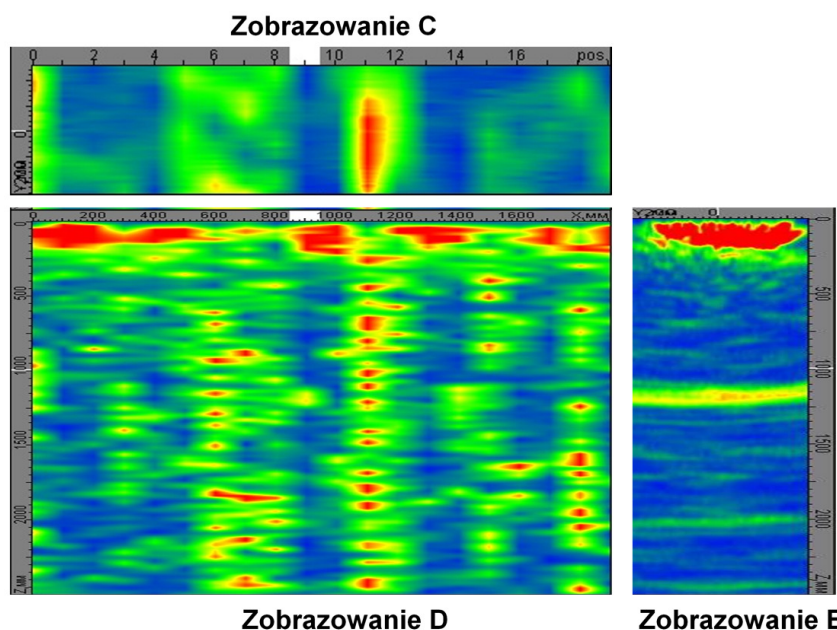
Rys. 4. Widok tomografu ultradźwiękowego

W konsekwencji zrealizowanego programu badawczego metodami nieniszczącymi zespół sformułował następujące wnioski:

- w 55 z 80 rejonów badawczych brak jest istotnych zastrzeżeń do jakości betonu,
- w 25 z 80 rejonów badawczych występują strefy betonu o słabym zagęszczeniu oraz strefy z dużymi wtrąceniami – jak wskazały pobrane później odwierty rdzeniowe były to duże ziarna kruszywa o średnicy znacznie przekraczającej 70 mm,
- widoczne obwodowe pęknięcia w rurach ssących mają dużą głębokość i są prawdopodobnie wskrośne.



Rys. 5. Prostopadłe zobrazowania elementu konstrukcyjnego uzyskiwane w badaniu tomografem ultradźwiękowym



Rys. 6. Przykładowe zobrazowania uzyskane w badaniu tomografem – kolory odpowiadają różnym poziomom dyspersji ultradźwiękowej. Skala poziomu dyspersji ultradźwiękowej w prawym górnym rogu

5. Niszczące badania betonów konstrukcji oraz stali zbrojeniowej

Badania niszczące betonów prowadził zespół kierowany przez dr A. Kmitę. Celem tych badań było laboratoryjna weryfikacja cech wytrzymałościowych i fizycznych betonu, z którego wykonana jest konstrukcja obiektu oraz określenie cech wytrzymałościowych stali zbrojeniowej użytej do zbrojenia betonu w przedmiotowym obiekcie. Wykonano łącznie 54 szt. Odwiertów rdzeniowych. Miejsca poborów prób konsultowano z zespołem badań nieniszczących oraz z zespołem badań dynamicznych. W konsekwencji, pięć odwiertów pobrano z konstrukcji spirali (z Hz4 i Hz6), szesnaście odwiertów z rury ssącej (z Hz4, Hz5 i Hz6), pozostałe odwierty uzyskano z galerii komunikacyjnej i z klatek schodowych. Jeden odwiert wykonano w posadzce (w rurze ssącej Hz5). Trzy odwierty wykonano przez rysę. Głębokość odwiertów wynosiła od 30 do 90 cm. Odwierty rdzeniowe „głębokie” (> 45 cm) pobrano w celu dodatkowego sprawdzenia parametrów wytrzymałościowych na grubości analizowanej konstrukcji. Pobrano również 4 odcinki prętów zbrojeniowych o długościach po ~ 45 cm (łącznie 195 cm). Z pobranych odwiertów rdzeniowych w Laboratorium Badawczym Wydziału Budownictwa Lądowego i Wodnego Politechniki Wrocławskiej wykonano – zgodnie z procedurami – próbki badawcze, które następnie poddano badaniom, pomiarom i analizom określając: wytrzymałość betonu na ściskanie, moduł odkształcalności podłużnej betonu, skład betonu konstrukcyjnego (analiza chemiczna), nasiąkliwość betonu konstrukcyjnego, zasięg karbonatyzacji betonu, petrograficzną analizę składu kruszywa. Wszystkie badania i oznaczenia wykonano zgodnie z obowiązującymi wytycznymi [3]–[5].

W wyniku przeprowadzonych badań stwierdzono [1]:

- klasę betonu zastosowanego w przebadanej konstrukcji hydrozespołów można
- bezpiecznie określić jako C25/30 – większość betonów uzyskuje większą wytrzymałość,
- średnia wytrzymałość na ściskanie ze wszystkich hydrozespołów wynosi $f_{cm} = 32,8$ MPa,
- średni moduł sprężystości podłużnej betonu ze wszystkich hydrozespołów wynosi $E_{cm} = 33,4$ GPa

Wykonane odwierty przez rysy wskazały, że mają one prawdopodobnie charakter rys wskrośnych – przebiegały na całej głębokości odwiertów (ok. 30–40 cm). W jednym przypadku rysa była o stałej rozwartości na całej długości odwiertu – $w = 0,1$ mm podczas gdy w drugim przypadku – rozszerzała się do dołu do góry (od $w = 0,15$ do $0,25$ mm). Rysa w pomieszczeniu przepompowni rozszerzała się w głąb ściany – przy licu ściany miała rozwartość ok. $w = 0,20$ – $0,25$ mm, na końcu odwiertu $w > 1,0$ mm.

Stwierdzono również, że ze względu na uziarnienie, do wykonania konstrukcji żelbetowej obiektu zastosowano dwa rodzaje mieszanki betonowej. Pierwsza to beton normalny o $d_{g., max} \leq 32$ mm i druga to beton hydrotechniczny o $d_{g., max} \leq 100$ mm, gdzie $d_{g., max}$ – maksymalny wymiar ziarna kruszywa.

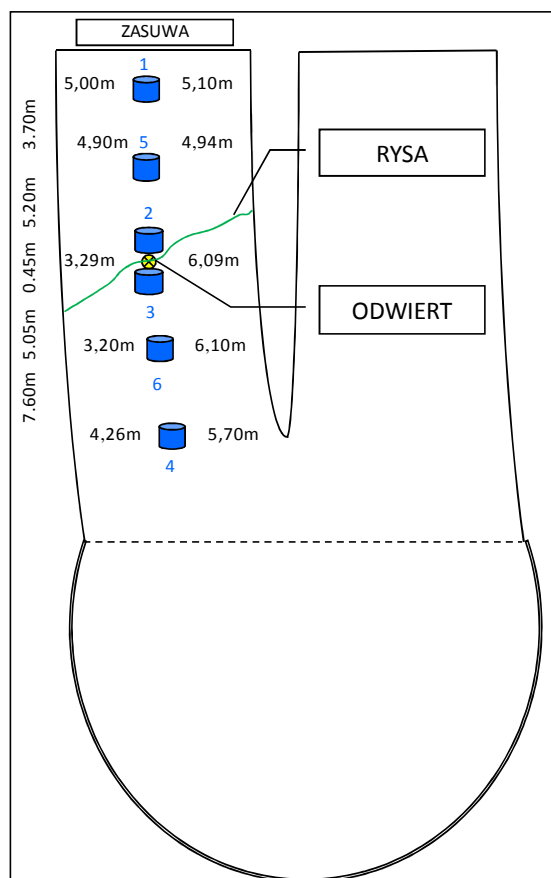
6. Badania dynamiczne hydrozespołów

Ostatnim programem równoczesnych badań realizowanych na obiekcie były badania dynamiczne. Prace te realizował zespół kierowany przez dr hab. Z. Wójcickiego. Zakres badań dynamicznych, początkowo, zdefiniowano jako:

- pomiary wstępne ze szczególnym uwzględnieniem okolic turbin i galerii w miejscach przeciekania,
- pomiary dynamiczne i ich analiza w zakresie określenia oddziaływań dynamicznych sześciu turbin na konstrukcję betonową elektrowni,
- pomiar i analiza skutków wymuszeń generowanych przez turbiny w wytypowanych wcześniej miejscach przeciekania wody w galeriach.

W związku z wykryciem rys obwodowych w rurach ssących rozszerzono pierwotny program badawczy kładąc główny akcent na określenie charakteru spękania rur ssących, tj. czy

mają one charakter wskrośny, czy nie oraz czy „pracują dynamicznie”. Pomiary rozszerzono więc o zlokalizowane, w obrębie rys obwodowych, badanie dynamiczne. W tym celu zainstalowano poprzecznie do rysy na dnie lewej części rury ssącej, patrząc w kierunku przepływu wody, 6 akcelometrów sejsmicznych mierzących drgania w kierunku pionowym. Rozmieszczenie czujników przedstawiono na rys. 7.



Rys. 7. Rozmieszczenie akcelometrów w rurze ssącej

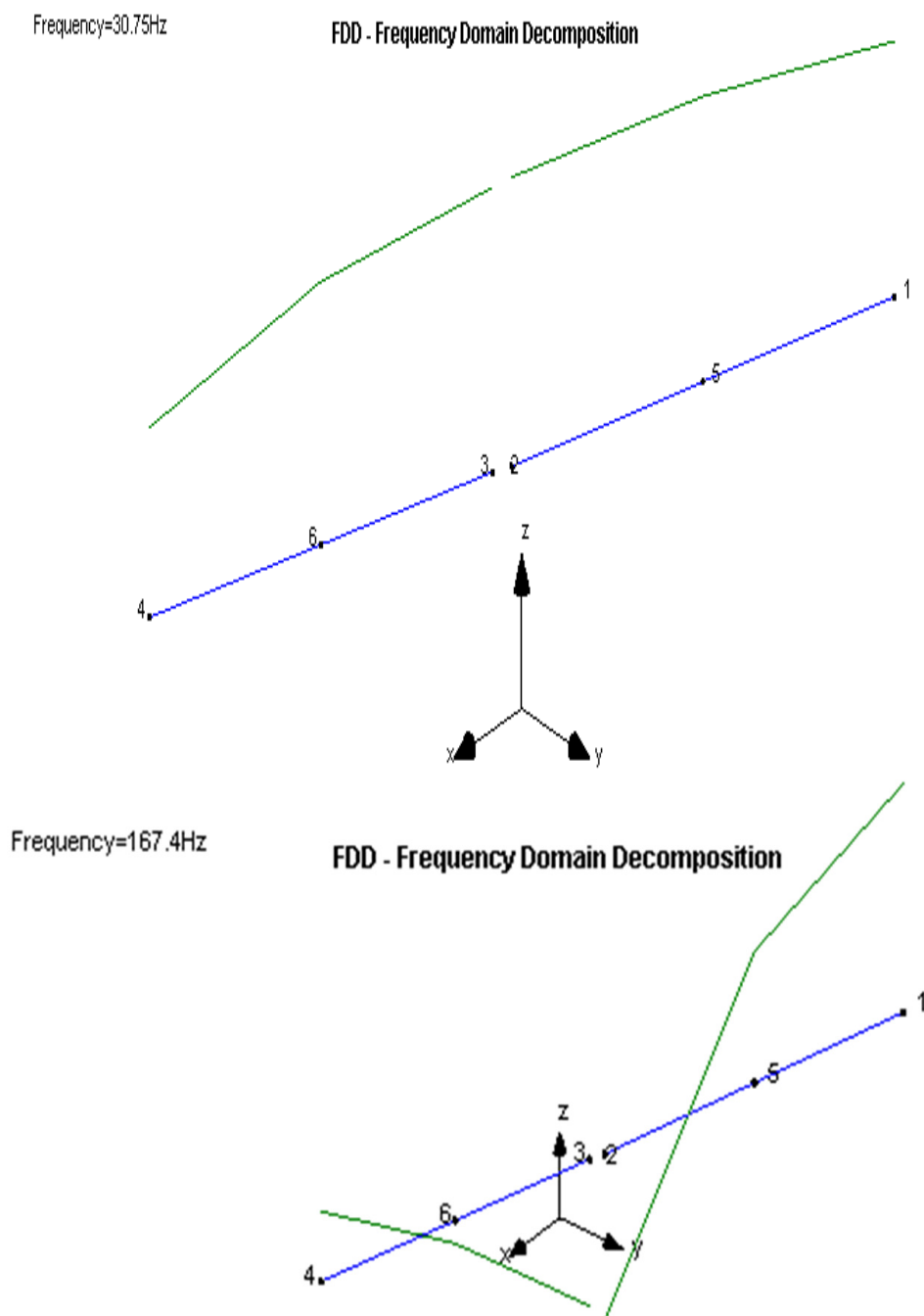
W pomiarach wykorzystano system PULSE firmy Brüel & Kjær do pomiarów dynamicznych wielkich konstrukcji inżynierskich. Jest to 34 kanałowy system, przeznaczony do wszechstronnych pomiarów i analiz dynamicznych wielkich konstrukcji inżynierskich (rys. 8).



Rys. 8. 34 kanałowy system systemu PULSE 3560 firmy Brüel & Kjær do pomiaru i analizy drgań

Oprogramowanie zapewnia rejestrację mierzonych sygnałów równoległe z pomiarem lub tylko w formie nagrania do dalszej obróbki, ponadto wszelkie rodzaje analiz z zakresu pomiarów i monitorowania drgań oraz analizy modalnej. Na szczególną uwagę zasługują możliwości pakietu analizy modalnej, obejmujące wszystkie metody analizy operacyjnej, tzw. Operacyjna Analiza Modalna (OMA). Pakiet OMA wyposażono w najnowsze osiągnięcia w tej dziedzinie, w tym automatyczne wyszukiwanie i wskazywanie postaci drgań własnych oraz również samoczynną eliminację zakłóceń od sygnałów harmoniczných.

Zrealizowane badanie charakterystyki dynamicznej płyty dennej, w sąsiedztwie spękania, pozwoliło zidentyfikować 5 częstotliwości własnych, tj.: $f_1 = 15,29$ Hz, $f_2 = 23,13$ Hz, $f_3 = 30,75$ Hz, $f_4 = 51,00$ Hz oraz $f_5 = 167,4$ Hz oraz odpowiadające im formy własne (rys. 9).



Rys. 9. Trzecia oraz piąta forma własna w dnie rury ssącej

Rysunek 9 ilustruje kształt formy drgań: 3. oraz 5. formę własną. W przypadku formy nr 5 konieczne jest, w celu jej poprawnej aproksymacji, wykorzystanie dwóch funkcji: oddzielnie dla odcinka 4-6-3 i dla odcinka 2-5-6. W formie tej pojawia się wyraźne załamanie wykresu w miejscu występowania rysy obwodowej – punkty 2 i 3 po obu stronach rysy (ciągłość przemieszczeń, nieciągłość kątów obrotu). Świadczy to o tym, że przy częstotliwości własnej $f_5 = 167,4$ Hz, w miejscu występowania rysy istnieje połączenie przegubowe w dynamicznym modelu konstrukcji opisanym tą formą własną. Występująca rysa obwodowa „pracuje dynamicznie” i jest ona wskrośna. Podobny wniosek uzyskano po przebadaniu, pobranego w miejscu występowania rysy, rdzenia – zarysowanie występowało na całej długości rdzenia.

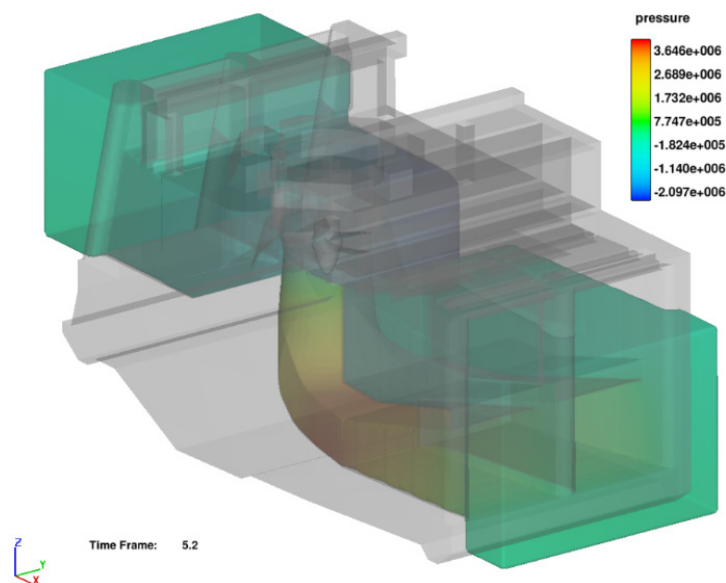
Badania charakterystyk dynamicznych płyt dennych, w pobliżu zarysowań obwodowych, zostały zrealizowane we wszystkich hydrozespołach analizowanego obiektu. W konsekwencji wykonanej analizy OMA stwierdzono, że wszystkie te rysy obwodowe wykazują charakter wskrośny – występuje na nich nieciągłość kąta obrotu, tj. pracują jako swoisty przegub w zakresie pracy dynamicznej.

7. Identyfikacja numeryczna przyczyn powstawania pęknięć betonów w konstrukcji hydrozespołów

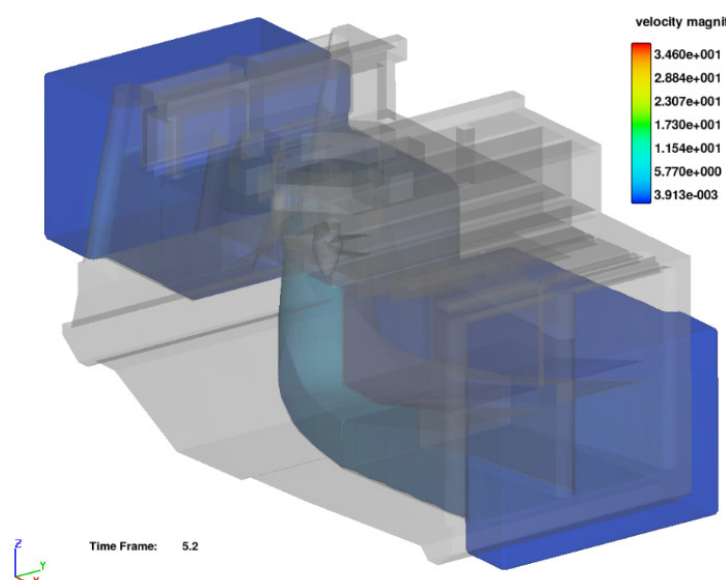
Przeprowadzone badania: na obiekcie oraz w laboratorium miały na celu, poza oceną aktualnego stanu konstrukcji, pozyskanie danych wejściowych koniecznych do zrealizowania sekwencji symulacji numerycznych konstrukcji obiektu. Obliczenia te, w konsekwencji, miały zidentyfikować możliwe przyczyny powstawania pęknięć w betonach analizowanego obiektu hydrotechnicznego. Ten etap prac, tj. ostateczne wyniki symulacji numerycznych, przedstawiono w niniejszym punkcie. Pełne wyniki tych analiz udokumentowano w raporcie [2] z tego etapu.

Obliczenia numeryczne prowadziły dwa zespoły badawcze. Zespół kierowany przez dr hab. S. Kosteckiego realizował obliczenia numeryczne przepływu wody przez hydrozespół. Analizowane były dwa możliwe „scenariusze” procesu przepływu, tj.: przepływu bez obrotu turbiny – przypadek awarii oraz obliczenia z obrotem turbiny – przypadek normalnej pracy elektrowni. W obydwu przypadkach symulacje numeryczne procesów ograniczono do początkowych 60 s procesu. Ten interwał czasowy wystarczał do ustalenia się parametrów ruchu strumienia przepływowego. Symulacje przepływu przez turbozespół wykonane zostały dla jednej rury ssącej (połowy bloku elektrowni). Przyjęto, że zjawiska rozkładu ciśnienia i prędkości w drugiej rurze ssącej będą przebiegały bardzo podobnie. Obliczenia wykonano w programie Flow3D. Prowadzono je na stacji roboczej o wysokich parametrach obliczeniowych. Czas obliczeń jednego przypadku przepływu wyniósł około 30 dni ciągłej pracy komputera, tj. 2 sekundy procesu przepływu – 1 doba obliczeń komputera. Przykładowe wyniki uzyskane przez zespół dr hab. S. Kosteckiego przedstawiono na rysunkach 10 oraz 11.

Wyniki obliczeń numerycznych przepływu wykorzystane zostały następnie przez następny zespół badawczy, autorów niniejszego artykułu, do symulacji numerycznych wytyżeń betonów konstrukcji hydrozespołu. Uzyskane wartości pola ciśnienia wody z obliczeń przepływu zostały zastosowane, jako warunki brzegowe przyłożone do wewnętrznych powierzchni elementów konstrukcyjnych hydrozespołu.



Rys. 10. Rozkład ciśnienia w wodzie – rzut aksonometryczny dla przypadku przepływu przy normalnej pracy turbiny (5,2 s od rozpoczęcia procesu)



Rys. 11. Rozkład pola prędkości w wodzie – rzut aksonometryczny dla przypadku przepływu przy normalnej pracy turbiny (5,2 s od rozpoczęcia procesu)

Obliczenia prowadzono w programie FlexPDE (Flexible Partial Differential Equation Solver). Przy tworzeniu modelu obliczeniowego pojedynczego bloku elektrowni przyjęto następujące założenia:

- beton bloku elektrowni jest materiałem makroskopowo jednorodnym i izotropowym,
- odwracalne deformacje betonu opisuje liniowe prawo sprężystości Hooke'a,
- nieodwracalne deformacje betonu są związane z procesem stabilnego rozwoju mikrodefektów w betonie lub procesem niestabilnego rozwoju spękania w betonie,
- deformacje niesprężyste/krucho pękanie betonu występuje wtedy, gdy stan naprężenia w betonie osiągnie pewną krytyczną wartość opisaną przez odpowiednią funkcję plastyczności – w analizie wykorzystano kryterium Pietruszczaka [6],
- deformacje betonu na skutek zmian temperatury opisuje teoria naprężeń cieplnych,

- wpływ przepływającej wody na stan naprężenia betonów odbywa się przez pole ciśnienia wody przyłożone do powierzchni kontaktu betonu i wody,
- oddziaływanie konstrukcji bloku z otaczającym ośrodkiem gruntowym modeluje się przez uwzględnienie w zagadnieniu brzegowym istnienia obszaru zajmowanego przez otaczający ośrodek gruntowy,
- ośrodek gruntowy traktuje się jako makroskopowo jednorodny i izotropowy,
- deformacje ośrodka gruntowego przyjmuje się jako sprężyste,
- dylatacje bloku uwzględnia się w postaci jednostronnych warunków przemieszczeniowych.

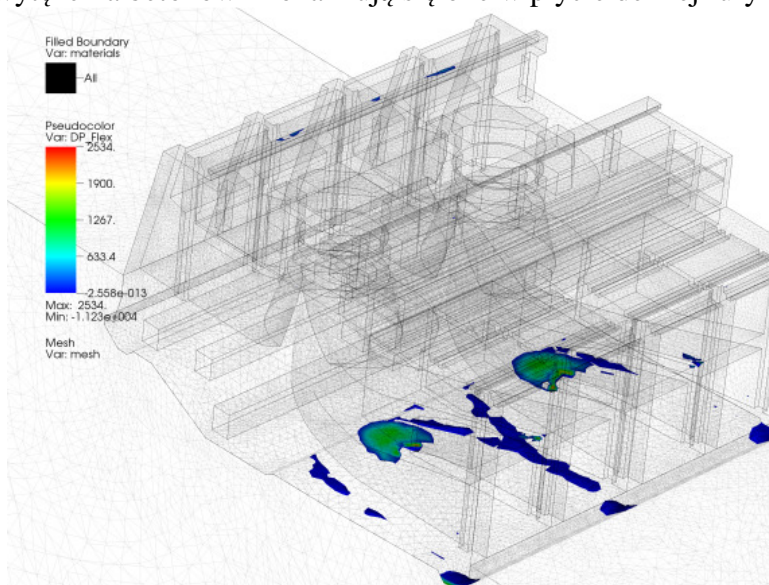
W analizie rozważono dwa typy historii obciążenia, tj. historie obciążeń mechanicznych oraz historię obciążeń niemechanicznych. Wśród historii obciążeń mechanicznych rozważono następujące przypadki, tj.:

- blok elektrowni z dwoma hydrozespołami zamkniętymi dla przepływu,
- blok elektrowni z dwoma hydrozespołami otwartymi dla przepływu – z uwzględnieniem obciążeń szybkozmiennych powstałych zaraz po uruchomieniu hydrozespołu po jego wcześniejszym odstawieniu,
- blok elektrowni z awarią turbiny w jednym hydrozespołe.

Jako obciążenia niemechaniczne rozważone zostały obciążenia wolnozmiennie wynikające jedynie z rocznych zmian temperatury przepływającej przez elektrownię wody. Obciążenia niemechaniczne szybkozmiennie, tj. dzienne zmiany temperatury wody, nie były bezpośrednio analizowane, ze względu na brak możliwości pozyskania odpowiednich – satysfakcjonujących danych.

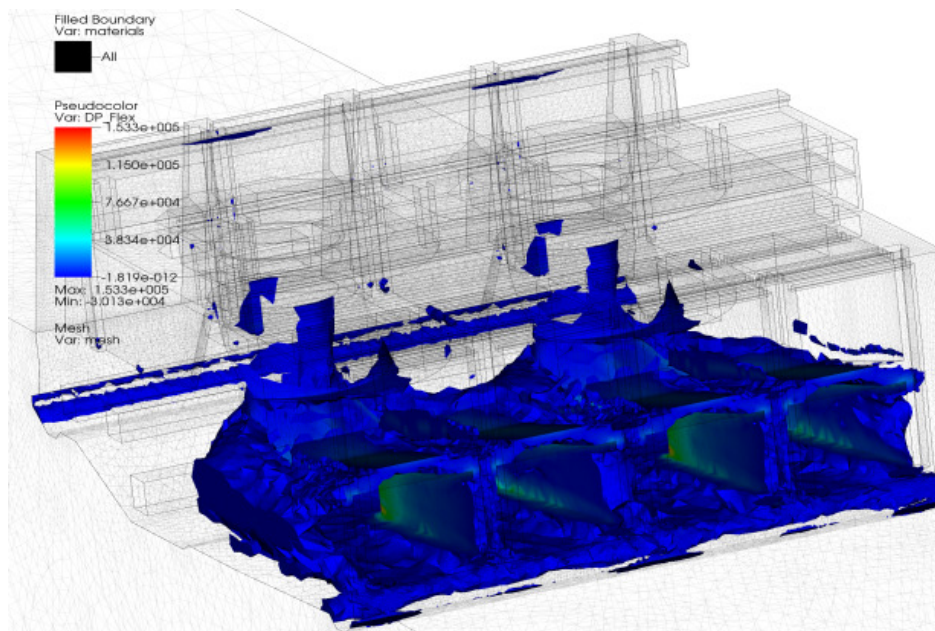
W obliczeniach uwzględniono poziom wody górnej WG (57,3 m npm) oraz dwa możliwe ekstremalne przypadki poziomu wody dolnej, tj.: poziom maksymalny WD (48,5 m npm) indukujący maksymalne siły lepkie oraz poziom minimalny WD (43,3 m npm). Maksymalny poziom wody dolnej jest niekorzystny przy dodatnich, w stosunku do wartości średniej, zmianach temperatury wody natomiast minimalny poziom wody dolnej jest bardziej niekorzystny we wszystkich pozostałych przypadkach prezentowanych w tym rozdziale.

Wybrane wyniki obliczeń, w postaci wytyżeń betonów konstrukcji hydrozespołu, przedstawiają rysunki 12–14. Są to obliczenia od wymuszeń mechanicznych. Analiza tych wyników jasno wskazuje, że hydrozespół „lubi” ciągłą pracę (rys. 14). Odstawienie hydrozespołu, brak przepływu wody i pracy turbiny, skutkuje pojawieniem się niewielkich obszarów o wzmożonej intensywności wytyżenia betonów – lokalizują się one w płycie dennej rury ssącej (rys. 12).

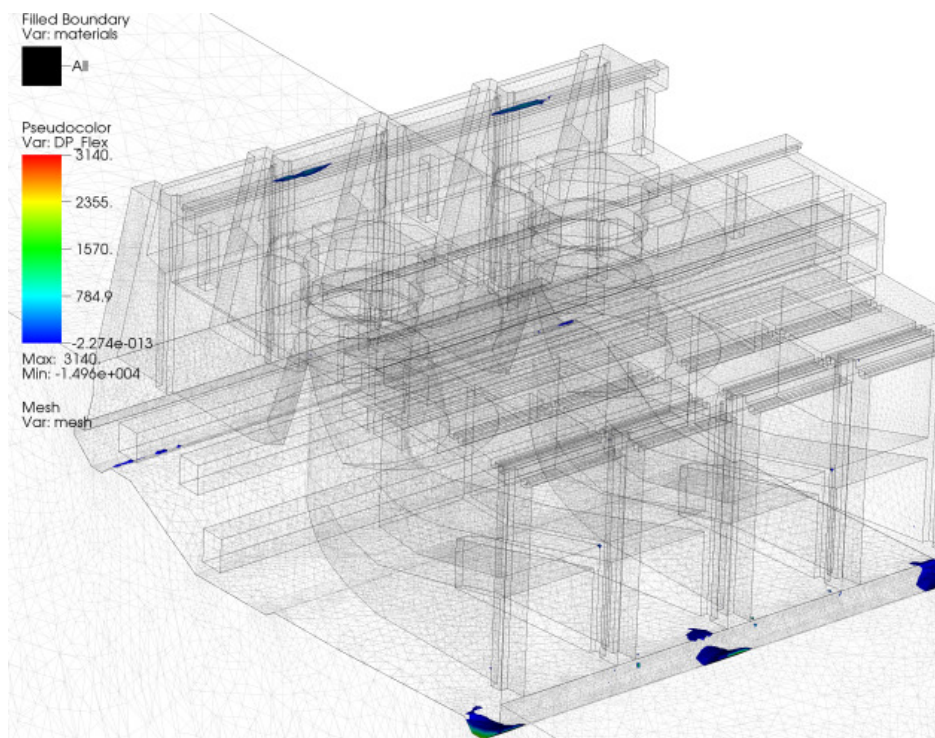


Rys. 12. Miejsca przekroczenia wytrzymałości elementów konstrukcji bloku elektrowni z dwoma hydrozespołami zamkniętymi dla przepływu wody; widok od strony WD

Nieodpowiednie uruchomienie hydrozespołu po odstawieniu, np. awaria aparatu kierowniczego, może skutkować degradacją betonów konstrukcji. Przeprowadzone symulacje numeryczne, odpowiadające temu przypadkowi, wskazują na zintensyfikowanie wyężenia betonów we wszystkich elementach konstrukcyjnych rur ssących (rys. 13).

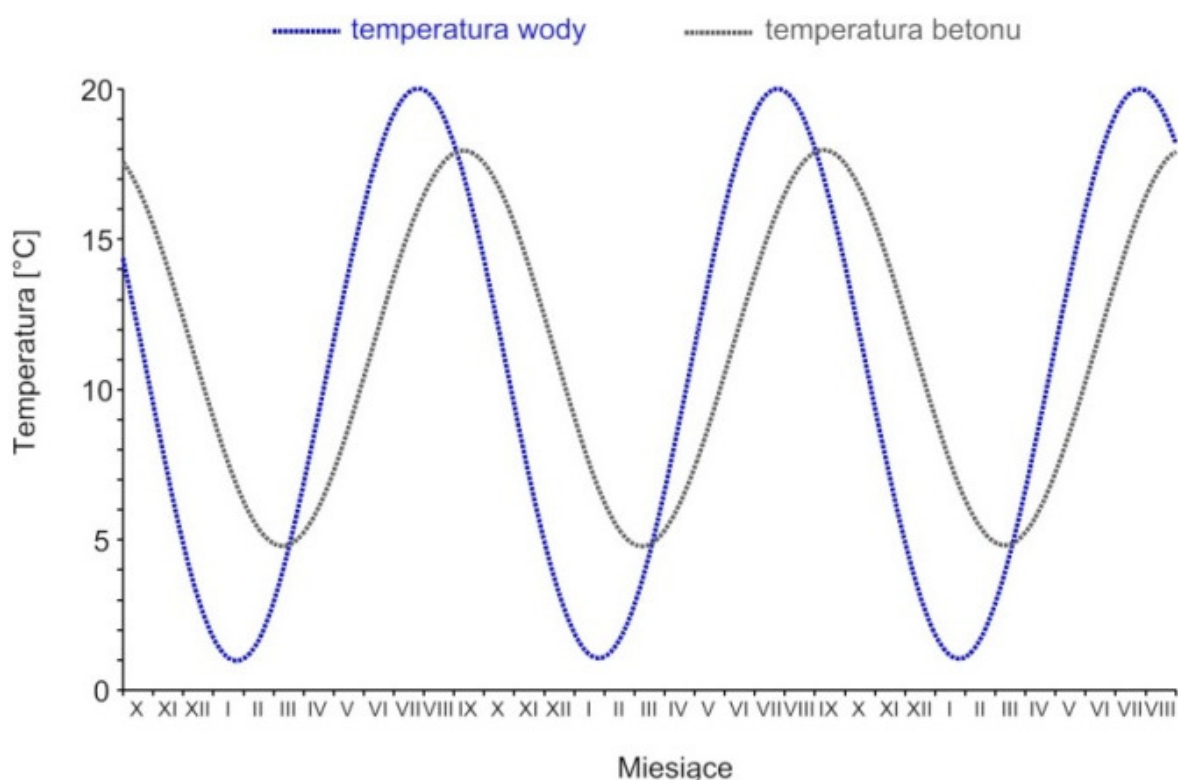


Rys. 13. Miejsca przekroczenia wytrzymałości elementów konstrukcji bloku elektrowni z dwoma hydrozespołami otwartymi dla przepływu wody; $t = 5.2$ s – od otwarcia hydrozespołów po ich odstawieniu; widok od strony WD



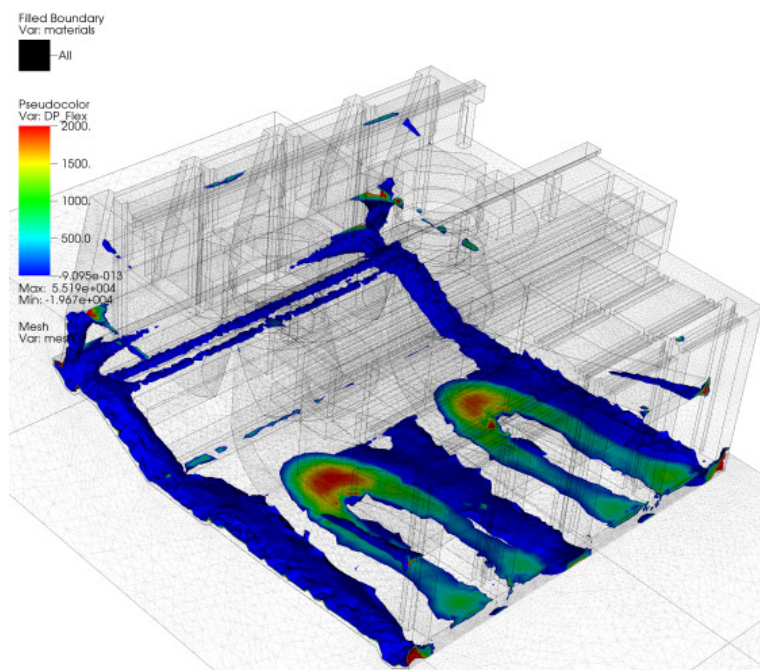
Rys. 14. Miejsca przekroczenia wytrzymałości elementów konstrukcji bloku elektrowni z dwoma hydrozespołami otwartymi dla przepływu wody; $t = 60$ s – od otwarcia hydrozespołów po ich odstawieniu; widok od strony WD

Podstawowym i jedynym uwzględnionym w obliczeniach wymuszeniem niemechanicznym oddziaływującym na konstrukcję elektrowni jest roczna zmienność temperatury wody oraz betonu. Przebiegi rocznych zmian temperatury przyjęte zostały na podstawie danych udostępnionych przez właściciela obiektu. Przebiegi tych zmian do celów obliczeniowych zostały idealizowane funkcją cyklometryczną. Na podstawie wskazań czujnika temperatury wody przyjęto, że temperatura wody oscyluje wokół wartości średniej 10.5°C z amplitudą 9.5°C . Temperatura wody osiąga minimum w drugiej połowie stycznia i maksimum w drugiej połowie lipca. Przebieg temperatury betonu idealizowano na podstawie wykresu według czujnika umieszczonego w betonowej ścianie galerii obiektu. Średnia temperatura betonu, równa w przybliżeniu 11.4°C jest zbliżona do średniej temperatury wody. Temperatura w betonie charakteryzuje się mniejszą amplitudą, wynoszącą 6.6°C . Przebieg zmian temperatury betonu jest przesunięty w fazie względem zmian temperatury wody o około 1.5 miesiąca. Na rysunku 15 przedstawione zostały aproksymowane (idealizowane) funkcje temperatury w czasie odpowiednio dla wody i betonu.

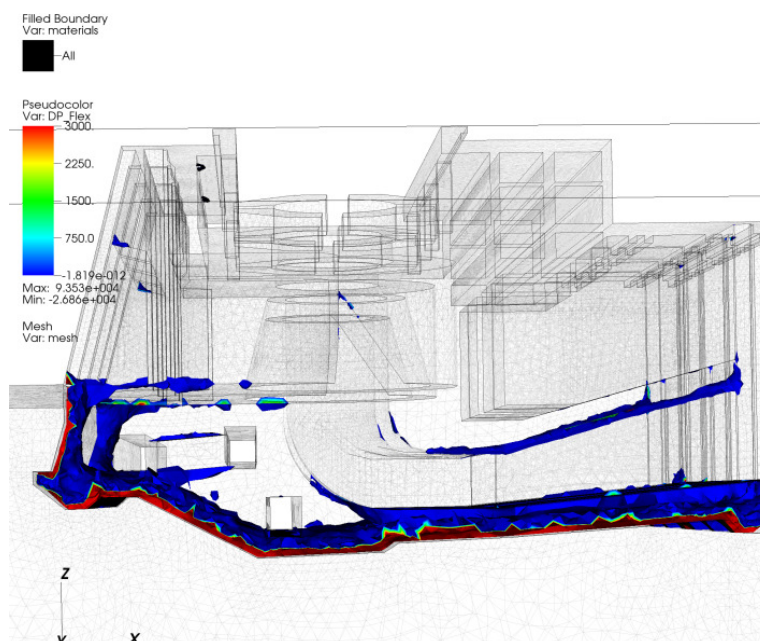


Rys. 15. Idealizowany przebieg rocznych zmian temperatury wody oraz betonu

Stany wyężenia betonów konstrukcji stowarzyszone zostały, przy analizie wyników, z wartościami zmian temperatury przepływającej wody. Wybrane wyniki przedstawiono na rysunkach 16 i 17. Uzyskane wyniki ewidentnie dokumentują możliwą destrukcyjną rolę cyklicznych rocznych zmian temperatury przepływającej przez hydrozespół wody. Obszary zwiększonych wyężen betonów lokalizują się głównie w części dennej hydrozespołu (rys. 17), występują jednak również w sąsiedztwie podziemnych galerii komunikacyjnych obiektu.



Rys. 16. Miejsca przekroczenia wytrzymałości dla bloku elektrowni z dwoma hydrozespołami otwartymi dla przepływu wody ($\Delta T = -5^\circ\text{C}$); widok aksonometryczny



Rys. 17. Miejsca przekroczenia wytrzymałości dla bloku elektrowni z dwoma hydrozespołami otwartymi dla przepływu wody ($\Delta T = -5^\circ\text{C}$); widok z boku

8. Podsumowanie

Wykonane badania: na obiekcie oraz laboratoryjne jak również przeprowadzone analizy numeryczne pozwoliły, w konsekwencji, zidentyfikować możliwe przyczyny pękania betonów w rozważanej masywnej konstrukcji hydrotechnicznej. Przy normalnej, ciągłej pracy hydrozespołu, obciążenia mechaniczne nie indukują nadmiernego wyężenia w betonach konstrukcji. Przy odstawieniu hydrozespołu, brak przepływu wody, pojawiają się niewielkie

obszary o zwiększonym wyężeniu betonów konstrukcji – lokalizują się one w płycie dennej rury ssącej hydrozespołu. Błędne uruchamianie hydrozespołu po wcześniejszym jego odstawieniu, możliwa awaria aparatu kierowniczego, indukuje bardzo duże strefy w betonach o niedopuszczalnym dla nich poziomie wyężenia – strefy te lokalizują się, w zasadzie, we wszystkich elementach konstrukcyjnych rury ssącej.

Obciążenia niemechaniczne – cykliczne roczne zmiany temperatury przepływającej przez hydrozespół wody – indukują w elementach konstrukcji znaczne obszary o niedozwolonej intensywności wyężenia betonów. Obszary te zlokalizowane są w rurach ssących jak i w galeriach i mogą indukować zarysowania wskrośne – towarzyszą one „maksymalnej” ujemnej zmianie temperatury. W tym sensie, okresowi jesienno-zimowej pracy hydrozespołu towarzyszą niekorzystne wyężenia betonów w jego konstrukcji.

Zrealizowany program badawczy zweryfikował również aktualny stan betonów tej konstrukcji. Parametry mechaniczne, tj.: wytrzymałość oraz moduł sprężystości podłużnej, spełniają wymogi projektowe stawiane tym betonom. Parametry te są nawet „lepsze” niż zakładano w projekcie – w tym sensie spełniają warunki, aby uznać je jako bardzo dobre. Podobny wniosek uzyskano dla parametrów filtracyjnych tych betonów, tj. ich wodoszczelność, wyznaczona w badaniach laboratoryjnych wskazuje, że są to betony klasy W10, tzn. betony o bardzo dobrej wodoszczelności – bardzo rzadko obecnie stosowane w konstrukcjach hydrotechnicznych wykonywanych w Polsce. Ponadto, zrealizowane badania laboratoryjne cech strukturalnych tych betonów jednoznacznie potwierdziły znikomy stopień ich destrukcji strukturalnej – również pod tym względem betony potwierdzają swój bardzo dobry stan.

Badania dynamiczne głównych spękań obwodowych rur ssących wskazały na ich dynamiczny charakter zachowania – zlokalizowaną nieciągłość pola przemieszczenia lub prędkości. Badania te, w pierwszym etapie, prowadzono dla hydrozespołu „suchego”, tj. bez przepływającej przez hydrozespół wody. Wykonane następnie w listopadzie 2011 r. badania podwodne spękań obwodowych rur ssących, w czasie pracy hydrozespołu, jednoznacznie wskazały, że poziom/intensywność pracy dynamicznej tych spękań jest wyraźnie mniejsza niż przy braku przepływu wody przez hydrozespół – potwierdzają to również wyniki symulacji numerycznych pracy konstrukcji od wymuszeń mechanicznych. Najmniejszy poziom wyężeń betonów konstrukcji jest stowarzyszony z normalną pracą hydrozespołu, tj. przy przepływającej przez hydrozespół wodzie – stan „normalnej pracy” konstrukcja „lubi” a równocześnie stan odstawienia hydrozespołu jest stanem niewskazany, indukuje on niekorzystne stany wyężeń betonów konstrukcji obiektu.

Literatura

1. Praca zbiorowa. Kompleksowa analiza przyczyn powstawania pęknięć w betonach i określenie wytycznych dla poprawy ich kondycji: Etap I, Instytut Geotechniki i Hydrotechniki PWr, raport serii SPR, Wrocław 2010.
2. Praca zbiorowa. Kompleksowa analiza przyczyn powstawania pęknięć w betonach i określenie wytycznych dla poprawy ich kondycji: Etap II, Instytut Geotechniki i Hydrotechniki PWr, raport serii SPR, Wrocław 2011.
3. PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach budowlanych.
4. PN-EN 12390-3:2002. Badania betonu. Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania.
5. PN-EN 12504-1:2009. Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
6. Pietruszczak S., Jiang J., Mirza F.A., An elastoplastic constitutive model for concrete, *Int. J. Solids&Structures* 24(7), 705–722, 1988

MULTIFRONTAL ANALYSIS OF THE CAUSES OF CRACKING IN MASSIVE CONCRETE HYDRAULIC STRUCTURE

Abstract: The article discusses the multifrontal method of evaluation and analysis of concrete state in massive concrete hydraulic structures. The term "multifrontal" is used in analogy to the multifrontal method of sparse matrix inversion in issues of large systems of linear algebraic equations. It is presented, very briefly, the methodology proposed and the main results obtained concerning concrete state of the analyzed concrete hydraulic structure. Are possible – identified in the numerical calculations – the cause of the occurrence of cracks in the concrete structural elements of the object. The possible causes of cracking in massive concrete structure was identified based on a sequence of numerical simulation.

Keywords: massive concrete structure, state of concrete strength, non-destructive tests, destructive tests, dynamic investigation, numerical simulation.