



**EKSPERTYZA TECHNICZNA**  
**pn.: „Ustalenie przyczyn występowania wzmożonych**  
**wycieków w galerii kontrolno – zastrzykowej zbiornika**  
**wodnego Bukówka”**

Zamawiający: **Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej we Wrocławiu**  
**ul. Norwida 34, 50 - 950 Wrocław**  
Umowa: **nr T UW-3841.1.2017 z dnia 6 listopada 2017r.**  
Branża: **Hydrotechniczna**

<i>Autorzy opracowania</i>	<i>Imię i nazwisko</i>	<i>Nr uprawnień</i>	<i>Podpis i pieczęć</i>
<i>Opracował</i>	inż. Wiesław LECYK	750/Lb/71	
<i>Opracował</i>	inż. Krzysztof KANIA	600/1	
<i>Opracował</i>	mgr inż. Dariusz ŚMIERTKA	-	
<i>Opracował</i>	mgr inż. Paweł WĄTROBA	-	
<i>Opracował</i>	mgr inż. Paweł DORADA	-	
<i>Opracował</i>	mgr inż. Grzegorz ŚLEDZIŃSKI	-	
<i>Opracował</i>	mgr Andrzej WOŹNICKI	-	

## SPIS TREŚCI

1. PODSTAWY FORMALNO-PRAWNE .....	5
1.1. Podstawy formalne.....	5
1.2. Podstawy techniczne i prawne .....	5
1.3. Przedmiot, cel i zakres opracowania .....	7
2. OPIS KONSTRUKCJI .....	8
2.1. Położenie i charakterystyka obiektu .....	8
2.2. Parametry geometryczne obiektu .....	8
3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO GALERII KONTROLNO-ZASTRZYKOWEJ .....	14
3.1. Żelbetowa konstrukcja galerii kontrolno-zastrzykowej. ....	15
3.2. Izolacja przeciwwodna .....	34
4. ANALIZY, BADANIA I POMIARY .....	35
4.1. Analiza dokumentacji archiwalnej.....	35
4.1.1. Dokumentacja techniczna z okresu budowy .....	35
4.1.2. Analiza pracy zbiornika.....	39
4.2. Pomiary inwentaryzacyjne obiektu .....	42
4.3. Badania wizualne obiektu wraz z inwentaryzacją uszkodzeń .....	42
4.4. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną.....	43
4.5. Pomiar rozwarłości zarysowań.....	48
4.6. Analiza składu chemicznego oraz ocena fizyczna wycieków .....	49
4.6.1. Oznaczenie zawartości jonów siarczanowych .....	51
4.6.2. Oznaczenie zawartości jonów azotanowych.....	52
4.6.3. Oznaczenie zawartości jonów chlorkowych .....	52
4.6.4. Zestawienie wyników badań .....	53
4.6.5. Podsumowanie wyników i wnioski z badań chemicznych .....	54
4.7. Ocena agresywności wody względem betonu .....	56
5. ANALIZA STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWA.....	57
5.1. Analiza pracy konstrukcji na etapie jej wznoszenia - od oddziaływań termiczno-skurczowych .....	57
5.1.1. Wpływ wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych w konstrukcji wywołanych przez więzy zewnętrzne .....	58
5.2. Uproszczona analiza pracy konstrukcji w fazie eksploatacji .....	70
5.3. Wnioski z przeprowadzonej analizy obliczeniowej.....	71
6. WNIOSKI KOŃCOWE I ZALECENIA.....	73
6.1. Wnioski końcowe .....	73
6.2. Zalecenia eksploatacyjne i naprawcze .....	76
6.3. Szczegółowe zalecenia naprawcze .....	79

## WYKAZ RYSUNKÓW

<b>Nr rys.</b>	<b>Tytuł rysunku</b>	<b>Stan</b>	<b>Skala</b>
01	Inwentaryzacja stanu istniejącego	Istniejący	1:100, 1:500
02	Inwentaryzacja uszkodzeń	Istniejący	1:200

## ZAŁĄCZNIKI

- Zał. nr 1 Kserokopie uprawnień oraz przynależności do właściwej izby inżynierów budownictwa – Wiesław Lecyk
- Zał. nr 2 Kserokopie uprawnień oraz przynależności do właściwej izby inżynierów budownictwa – Krzysztof Kania
- Zał. nr 3 Rysunek archiwalny 4/A - „Przebudowa zbiornika Bukówka na rzece Bóbr. Tom: 1.5.2 Ekran z gliny II etap – aktualizacja” HYDROPROJEKT, 1981r

## 1. PODSTAWY FORMALNO-PRAWNE

### 1.1. Podstawy formalne

Niniejszą dokumentację sporządzono na zamówienie Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej we Wrocławiu z siedzibą przy ul. Norwida 34, 50 - 950 Wrocław na podstawie umowy nr TUW-3841.1.2017 z dnia 6 listopada 2017 r.

### 1.2. Podstawy techniczne i prawne

Techniczną i merytoryczną podstawę do sporządzenia Ekspertyzy Technicznej pn.: „Ustalenie przyczyn występowania wzmożonych wycieków w galerii kontrolno-zastrzykowej zbiornika wodnego Bukówka” stanowiły wykonane pomiary i badania inwentaryzacyjne, aktualne normy, rozporządzenia i literatura branżowa, których pozycje zestawiono poniżej.

- [1] PN-EN 12504-2:2002 Badania betonu w konstrukcjach -- Część 2: Badanie nieniszczące -- Oznaczanie liczby odbicia
- [2] PN-EN 206:2014-04 Beton -- Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [3] PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [4] PN-82/B-02000 Obciążenia budowli Zasady ustalania wartości
- [5] PN-82/B-02001 Obciążenia budowli Obciążenia stałe
- [6] PN-82/B-02003 Obciążenia budowli Obciążenia zmienne technologiczne Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe
- [7] PN-86/B-02015 Obciążenia budowli Obciążenia zmienne środowiskowe Obciążenie temperaturą
- [8] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone -- Obliczenia statyczne i projektowanie
- [9] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2 -- Projektowanie konstrukcji z betonu -- Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [10] PN-EN 1992-3 „Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz.3 Silosy i zbiorniki na ciecze
- [11] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. 2017 r., poz. 1332 z późniejszymi zmianami).

[12] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. 2007 nr 86 poz. 579).

[13] Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz.U.2017, poz. 1566)

W przedmiotowym opracowaniu wykorzystano również dokumentację archiwalną udostępnioną przez RZGW we Wrocławiu.

[I] „Przebudowa zbiornika Bukówka na rzece Bóbr. Tom: 15.1.1. Odwodnienie galerii” HYDROPROJEKT, 1979r.

[II] „Przebudowa zbiornika Bukówka na rzece Bóbr. Tom: Galeria II etap – aktualizacja – opis techniczny” HYDROPROJEKT, 1981r

[III] „Przebudowa zbiornika Bukówka na rzece Bóbr. Tom: 1.5.2 Ekran z gliny II etap – aktualizacja” HYDROPROJEKT, 1981r.

[IV] „Wykonanie ocen stanu technicznego i bezpieczeństwa obiektów hydrotechnicznych będących własnością Skarbu Państwa i administrowanych przez Regionalne Zarządy Gospodarki Wodnej - jednostki podległe Prezesowi Krajowego Zarządu Gospodarki Wodnej” wykonywane przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowy Instytut Badawczy, Okresowe oceny stanu technicznego – Zbiornik Bukówka z lat 2013-2016.

[V] „Instrukcja gospodarowania wodą dla zbiornika wodnego Bukówka pow. Kamiennogórski woj. Dolnośląskie” opracowana przez Integrated Engineering Sp. z o.o., wrzesień 2007r.

### 1.3. Przedmiot, cel i zakres opracowania

**Przedmiotem** niniejszego opracowania jest wykonanie Ekspertyzy Technicznej w ramach zadania pn.: „Ustalenie przyczyn występowania wzmożonych wycieków w galerii kontrolno-zastrzykowej zbiornika wodnego Bukówka”.

Usytuowanie obiektu na mapie pokazano na rysunku 1.1.



Rys. 1.1 Lokalizacja zbiornika wodnego Bukówka

**Celem** opracowania jest Ekspertyza Techniczna galerii kontrolno-zastrzykowej zbiornika wodnego Bukówka wraz z podaniem możliwych przyczyn wzmożonych wycieków oraz określenie zaleceń i sposobu ich usunięcia.

**Zakres** niniejszego opracowania obejmuje wykonanie:

- a) oględzin obiektu i jego otoczenia,
- b) pomiarów geometrycznych weryfikujących konstrukcji galerii w dostępnych miejscach,
- c) pomiarów inwentaryzacyjnych,
- d) analizy dokumentacji archiwalnej,
- e) analizy statyczno-wytrzymałościowej,
- f) pomiarów i badań materiałowych,
- g) sprawdzenia i oceny stanu technicznego elementów obiektu wraz z podaniem sposobu naprawy stwierdzonych uszkodzeń.

## 2. OPIS KONSTRUKCJI

### 2.1. Położenie i charakterystyka obiektu

Zbiornik Bukówka usytuowany jest na rzece Bóbr. Został wybudowany w latach 1978 – 1989. Zapora czołowa zlokalizowana jest w km 271,540.

Ziemią zaporę czołową wzniesiono na starej betonowej zaporce zamykającej suchy zbiornik przeciwpowodziowy. Na jej ścianie odwodnej usytuowano pionowy rdzeń z gliny mający na celu uszczelnienie korpusu. W tym samym celu w górnej części nowego korpusu zastosowano ekrany żelbetowe łączące się z pionowym rdzeniem szczelnym oczepem przykrywający porowaty i spękany korpus starej zapory.

Zapora czołowa wyposażona jest w galerię kontrolno-zastrzykową biegnącą wzdłuż całej zapory. Jej schemat statyczny stanowi szereg ram żelbetowych o ściętym narożu od strony wody górnej. Galeria posadowiona jest bezpośrednio na skale po uprzednim splantowaniu wyłomu skalnego warstwą zamykającą z betonu konstrukcyjnego. Tworzywo galerii, warstwy kontaktowej i nadbudowy stropu skały podłoża stanowi beton słabo zbrojony hydrotechniczny. Wymiary wewnętrzne otworu galerii są jednakowe dla wszystkich sekcji. Szerokość w świetle mierzona u dołu jest równa 3,00m, natomiast szerokość stropu ze względu na obustronne fazowania wynosi 1,50m. Wysokość galerii kontrolnej w świetle wynosi 3,36m. Galeria została podzielona na 19 sekcji, każda o różnej długości, co jest dokładnie pokazane w części rysunkowej.

Zbiornik zaliczany jest do II klasy ważności. Powierzchnia zlewni w przekroju wynosi 58,5 km<sup>2</sup>. Pojemność zbiornika przy NPP = 12,92 mln m<sup>3</sup>, a przy MaxPP = 16,79 mln m<sup>3</sup>.

### 2.2. Parametry geometryczne obiektu

Na podstawie pomiarów inwentaryzacyjnych oraz dostępnych materiałów archiwalnych wyznaczono podstawowe parametry geometryczne:

- wysokość galerii w świetle..... $h_a=3,36m$ ,
- szerokość galerii w świetle ..... $b_a=3,00m$ ,
- całkowita długość galerii kontrolno-zastrzykowej ..... $l_c=263,43m$ ,
- największy kąt nachylenia galerii do poziomu..... $\alpha\approx 26^\circ$ ,
- grubość płyty dennej galerii ..... $b_d=1,68m$ ,
- grubość ściany lewej galerii (zależna od sekcji) ..... $b_l=1,39m - 2,00m$ ,
- grubość ściany prawej galerii (zależna od sekcji)..... $b_p=1,00m - 1,50m$ ,



- grubość płyty stropowej galerii (zależna od sekcji) .....  $b_g=1,42\text{m} - 1,90\text{m}$ ,



Fot. 2.1. Widok na zapórę od strony wody górnej



Fot. 2.2. Widok ogólny na ścianę odpowietrzną.



Fot. 2.3. Widok ogólny na przelew powierzchniowy.



Fot. 2.4. Widok ogólny na rzekę od strony wody dolnej.





Fot. 2.5. Widok ogólny na koronę zapory.



Fot. 2.6. Zdjęcie przedstawiające wejście do galerii kontrolnej.



Fot. 2.7. Zdjęcie przedstawiające zejście do galerii kontrolnej.

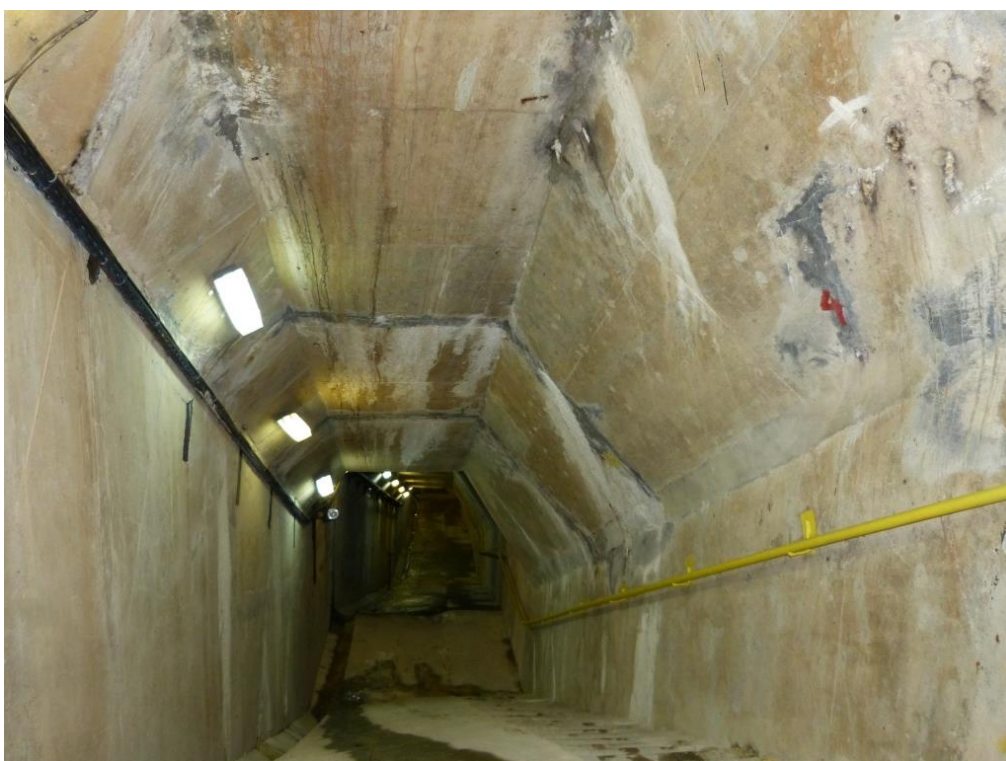


Fot. 2.8. Widok ogólny na wnętrze galerii kontrolnej.





Fot. 2.9. Widok ogólny na wnętrze galerii kontrolnej.



Fot. 2.10. Widok ogólny na wnętrze galerii kontrolnej.

### 3. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO GALERII KONTROLNO-ZASTRZYKOWEJ

Dla oceny stanu technicznego galerii kontrolno-zastrzykowej przeprowadzono oględziny, pomiary i badania materiałowe i wytrzymałościowe betonu.

Na potrzeby opracowania opisu stanu technicznego elementów konstrukcyjnych obiektu przyjęto kryteria oceny wg poniższej tabeli.

Tabela 3.1. Skala oceny stanu obiektu.

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	bez uszkodzeń i zanieczyszczeń możliwych do stwierdzenia podczas przeglądu
4	zadowalający	wykazuje zanieczyszczenia lub pierwsze objawy uszkodzeń pogarszających wygląd estetyczny
3	niepokojący	wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji
2	niedostateczny	wykazuje uszkodzenia obniżające przydatność użytkową, ale możliwe do naprawy
1	przedawaryjny	wykazuje nieodwracalne uszkodzenia dyskwalifikujące przydatność użytkową
0	awaryjny	uległ zniszczeniu lub przestał istnieć

Ocenę izolacji wykonano według skali i kryteriów przedstawionych w tabeli poniżej:

Tabela 3.2. Skala i kryteria oceny izolacji.

Ocena	Stan	Opis stanu elementu
5	odpowiedni	brak objawów wskazujących na nieszczelność izolacji
2	niedostateczny	występują nieliczne małe zacieki; miejscowa naprawa może zatrzymać proces niszczenia elementu
0	awaryjny	występują rozległe przecieki powodujące zmniejszenie trwałości elementu

### 3.1. Żelbetowa konstrukcja galerii kontrolno-zastrzykowej.

Stan techniczny żelbetowej konstrukcji galerii jest **niepokojący (ocena 3/5)** - wykazuje uszkodzenia, których nienaprawienie spowoduje skrócenie okresu bezpiecznej eksploatacji. Galeria podzielona jest na 18 sekcji. Uszkodzenia dla wszystkich sekcji są modelowe i obserwowane niemalże na każdej z nich.

Podczas inwentaryzacji stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zarysowania „suche” konstrukcji żelbetowej galerii kontrolno-zastrzykowej, miejscami widoczne na całej szerokości sklepienia oraz wysokości ściany,
- liczne spękania i zarysowania konstrukcji przewodzące wodę (intensywne zacieki na wewnętrznych ścianach),
- białe, wapienne wykwyty na powierzchniach konstrukcji, zintensyfikowane w miejscach przerw dylatacyjnych oraz w okolicach rys zamkniętych (uprzednio przewodzących wodę),
- miejscowe rdzawe zacieki mogące świadczyć o postępującej korozji prętów zbrojeniowych,
- brązowe wykwyty i gęste wyływy w miejscach zarysowań, zintensyfikowane w miejscach przerw dylatacyjnych,
- wykwyty w postaci stalaktytów na stropie konstrukcji galerii,
- widoczne liczne miejsca wcześniejszych napraw zarysowań w technologii iniekcyjnej.

Stan techniczny żelbetowej konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej poszczególnych sekcji przedstawiono na fotografiach poniżej.



Fot. 3.1. Widok na stan techniczny sekcji nr 1 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej





Fot. 3.2. Widok na stan techniczny sekcji nr 2 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



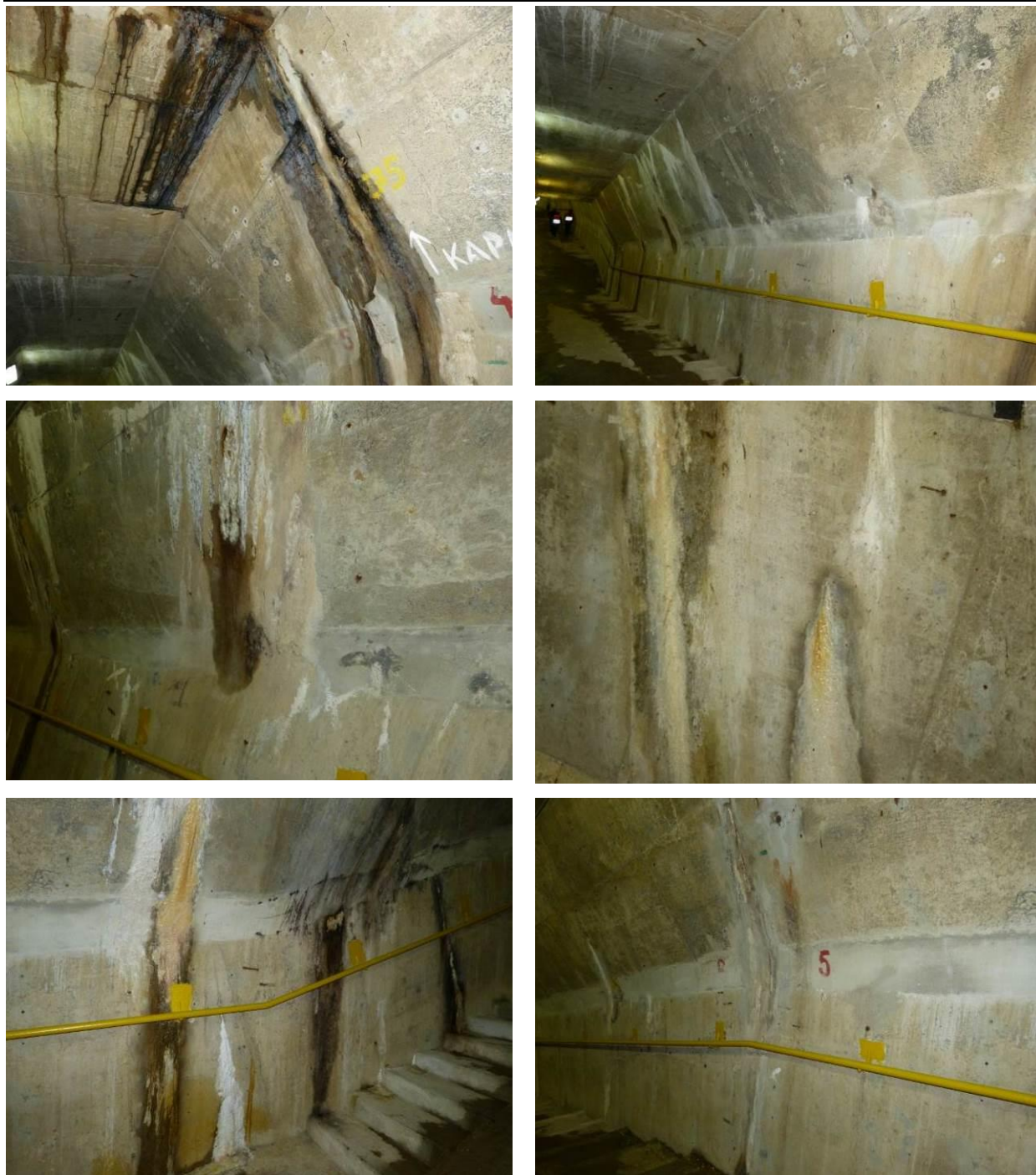


Fot. 3.3. Widok na stan techniczny sekcji nr 3 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



Fot. 3.4. Widok na stan techniczny sekcji nr 4 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej





Fot. 3.5. Widok na stan techniczny sekcji nr 5 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



Fot. 3.6. Widok na stan techniczny sekcji nr 6 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej





Fot. 3.7. Widok na stan techniczny sekcji nr 7 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



Fot. 3.8. Widok na stan techniczny sekcji nr 8 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



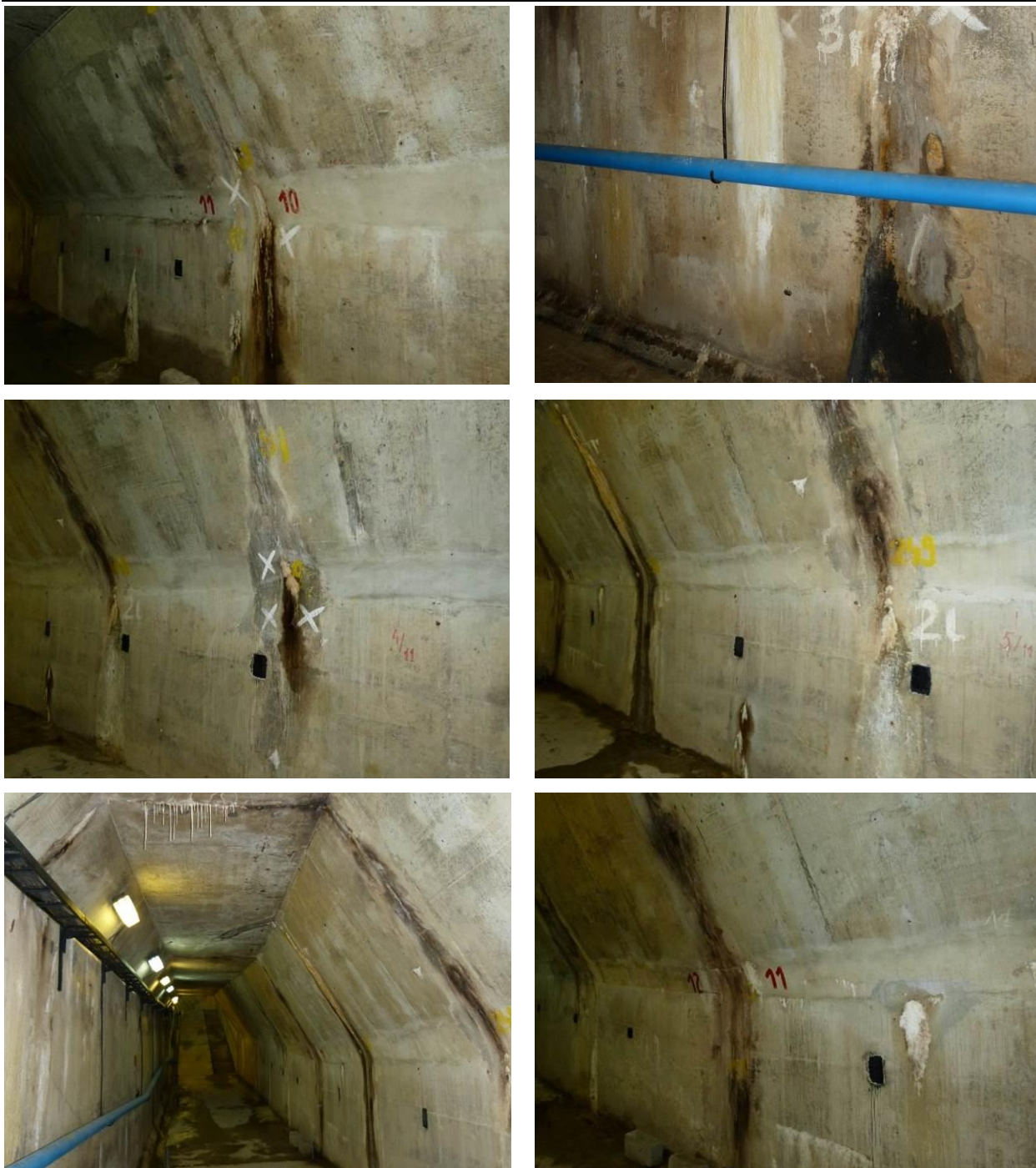


Fot. 3.9. Widok na stan techniczny sekcji nr 9 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



Fot. 3.10. Widok na stan techniczny sekcji nr 10 konstrukcji galerii kontrolno - zastrzykowej





Fot. 3.11. Widok na stan techniczny sekcji nr 11 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



Fot. 3.12. Widok na stan techniczny sekcji nr 12 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej





Fot. 3.13. Widok na stan techniczny sekcji nr 13 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej

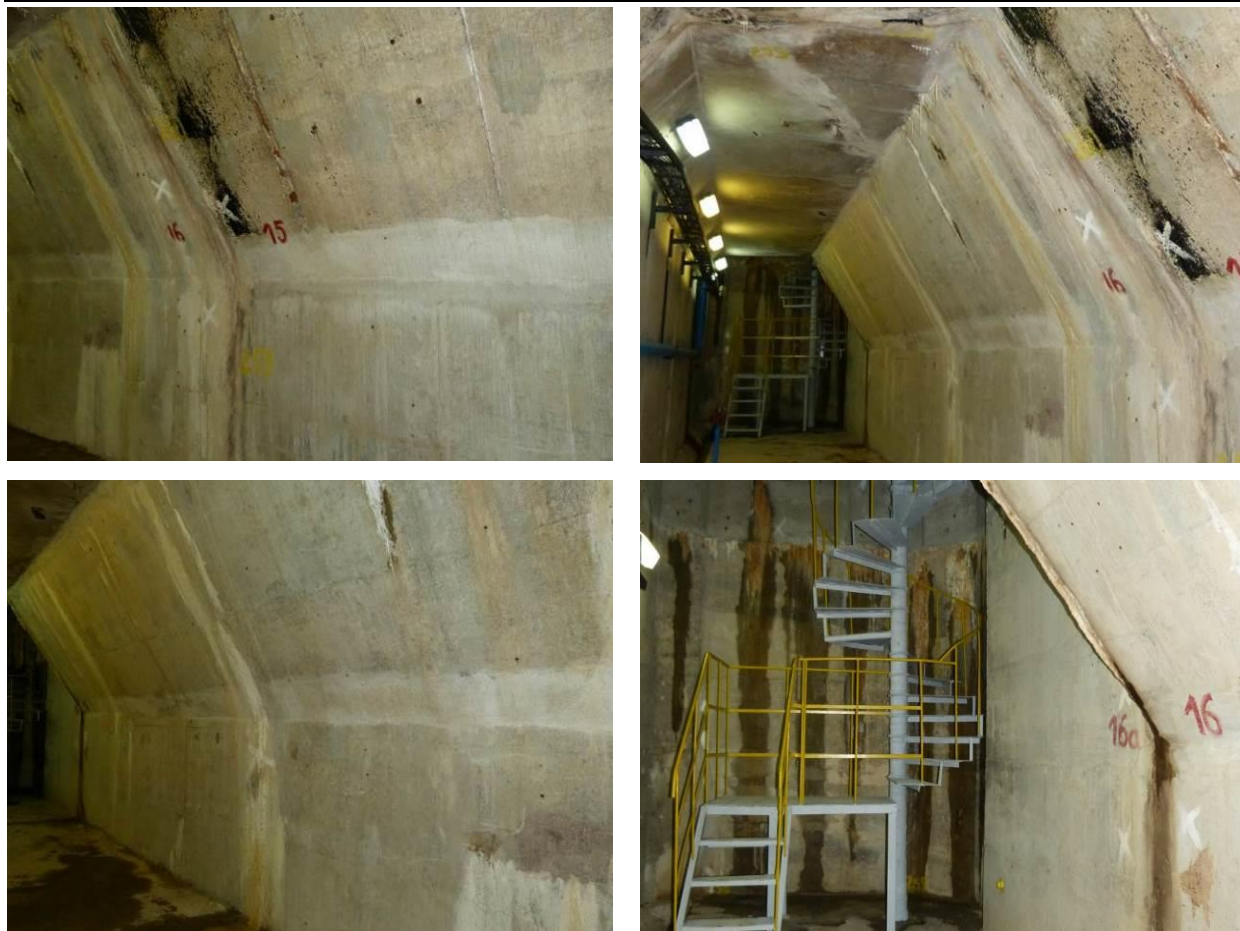


Fot. 3.14. Widok na stan techniczny sekcji nr 14 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



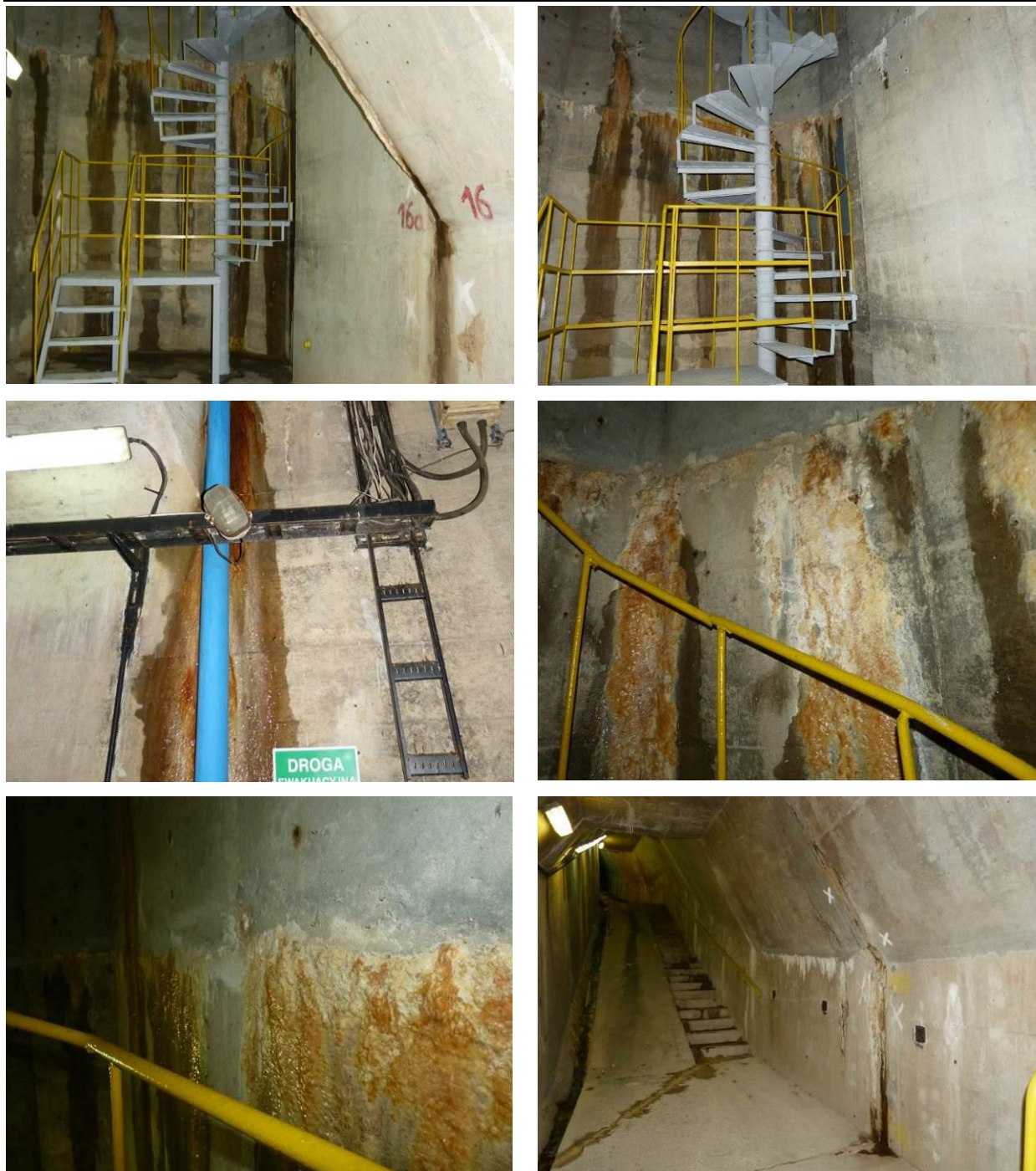


Fot. 3.15. Widok na stan techniczny sekcji nr 15 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



Fot. 3.16. Widok na stan techniczny sekcji nr 16 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



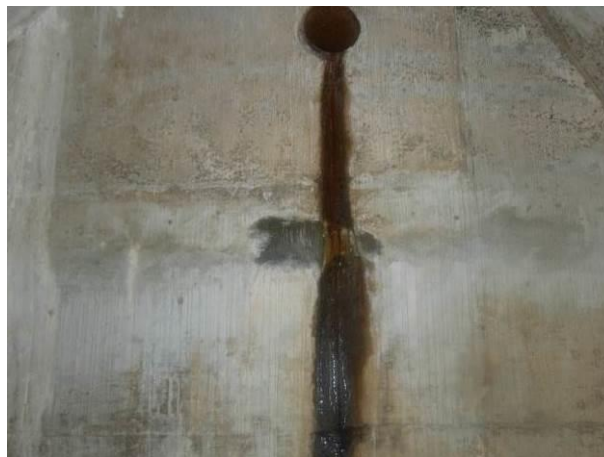


Fot. 3.17. Widok na stan techniczny sekcji nr 16a konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej



Fot. 3.18. Widok na stan techniczny sekcji nr 17 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej





Fot. 3.19. Widok na stan techniczny sekcji nr 18 konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej

### 3.2. Izolacja przeciwwodna

Stan techniczny izolacji przeciwwodnej galerii kontrolno-zastrzykowej jest **awaryjny (ocena 0/5)** co oznacza, że przez element izolowany występują rozległe przecieki powodujące zmniejszenie trwałości elementu. Podczas inwentaryzacji zaobserwowano występujące rozległe przecieki od wewnątrz konstrukcji. Z uwagi na to stwierdza się brak izolacji lub jej całkowite uszkodzenie.

Uszkodzenia konstrukcji żelbetowej spowodowane przeciekami pokazano w punkcie 3.1. niniejszej ekspertyzy.

## 4. ANALIZY, BADANIA I POMIARY

### 4.1. Analiza dokumentacji archiwalnej

Analiza dokumentacji archiwalnej ma na celu na analizę dotychczasowej pracy zbiornika na podstawie pomiarów, badań, ocen stanu technicznego i kontroli zbiornika, pod kątem występujących wzmożonych zjawisk wycieków w galerii oraz ich wpływu na bezpieczeństwo zbiornika. Rezultaty analizy zostaną ujęte we wnioskach końcowych

#### 4.1.1. Dokumentacja techniczna z okresu budowy

W udostępnionej dokumentacji „Przebudowa zbiornika Bukówka na rzece Bóbr. Tom: Galeria II etap – aktualizacja – opis techniczny” HYDROPROJEKT, 1981r. podano informacje dotyczące koncepcji projektowej galerii, przy czym najistotniejsze informacje dla realizacji celu niniejszego zadania zostały podkreślone:

##### 2.1. Usytuowanie budowli

*Usytuowanie galerii w planie i profilu uzasadnia koncepcja ogólna rozwiązania projektowego przebudowy zapory czołowej zbiornika. Przebieg budowli w rzucie poziomym dostosowany jest do kształtu łukowego zapory istniejącej wykorzystanej przy przebudowie.*

*Usytuowanie w profilu wynika z ukształtowania stropu skał podłoża przy założeniu, że spód posadzki galerii nie będzie przekraczał kąta nachylenia do poziomu 30°.*

##### 2.2. Posadowienie galerii

*Projekt techniczny galerii z racji jej funkcji przewiduje posadowienie bezpośrednio na skale po uprzednio zplantowaniu wyłomu skalnego warstwą kontaktową (zamykającą) z betonu konstrukcyjnego (Beton hydrotechniczny Rw-200/W-6; M-100) o grubości 15 cm, względnie wykonaniu nadbudowy stropu (podwyższeniu) z tego samego betonu w odpowiednio przygotowanym rozpartym wykopie, wg oddzielnego projektu.*

##### 2.3. Konstrukcja i kształt galerii

*Generalny schemat statyczny stanowi rama nieprzesuwna w kierunku poziomym o ściętym narożu od strony górnej wody. Schemat ten powstał z koncepcji łuku opartego z jednej strony o ścianę zapory i z drugiej strony o podłoże skalne lub jego nadbudowę. Redukcja łuku do linii łamanej pozwoliła na przyjęcie schematu ramy z narożem ściętym opartej słupowym elementem ściennym o ścianę zapory betonowej bezpośrednio lub pośrednio, oraz rygłem poziomym o skaliste podłoża względnie jego betonowa*

*nadbudową. Tak dobrany schemat statyczny zapewnia niewychodzenie linii ciśnień poza przekroje małe mimośrodowo ramy.*

*Wymiary otworu galerii umożliwiają manewrowanie sprzętem wiertniczym o wysokości 1,3 m, szerokości 1,0 m i długości 2,5 m.*

*Tworzywo galerii, warstwy kontaktowej i nadbudowy stropu skały podłoża stanowi beton słabo zbrojony hydrotechniczny Rw-200, wodoszczelności W-6 i mrozoodporności M-100. Elementy wypełniające pionowe z betonu zwykłego klasy B100. Niską wodoszczelność betonu W-6 dopuszczono pod warunkiem obłożenia galerii warstwą nieprzepuszczalnej gliny o grubości minimum 5m i współczynniku filtracji  $k_{10} = 3 \cdot 10^{-7} \text{ cm} \cdot \text{s}^{-1}$ .*

W powyższej dokumentacji podano również szczegółowe zalecenia dotyczące szczególnych zaleceń wykonawczych, przy czym najistotniejsze informacje dla realizacji celu niniejszego zadania zostały podkreślone:

### *3. Szczególne zalecenia w zakresie wykonawstwa*

#### *3.1. Przygotowanie podłoża*

*Przygotowanie podłoża będzie polegało na dokonaniu wyłomów sposobem mechanicznym z wyprofilowaniem jego według szkiców na rys. nr 2/A. Do robót przy podłożu należy przystąpić po stwierdzeniu, że nadkład został zdjęty do stropu skał na odpowiedniej szerokości, a pozostawione skarpy nadkładu nie zagrażają bezpieczeństwu pracy przy odspajaniu skały. Po wyprofilowaniu podłoża następuje jego oczyszczenie (sprężonym powietrzem lub innym skutecznym sposobem) i zamknięcie strefy przypowierzchniowej warstwą betonu hydrotechnicznego Rw-200/W-6 ; M-100 o grubości 15 cm. Wszelkie przegłębienia i nierówności będą wypełnione też tym samym betonem. Warstwa zamykająca będzie ułożona tylko na poziomie niższym / pod płytą posadzkową galerii. Beton wypełniający / wg szkicu na rys. nr 2/A/ wypełni pachwiny i stanowić będzie podłoże pod warstwę izolacyjną z gliny – beton konstrukcyjny jak dla galerii. Odmienne sposoby wyprofilowania podłoża dla sekcji S8 – S11 przewiduje zaktualizowany projekt dołu budowlanego II etapu. Układanie betonu nadbudowy stropu podłoża winno uwzględnić możliwość usuwania rozpór stalowych począwszy od najniżej usytuowanych. Usunięcie rozpór może nastąpić po ułożeniu betonu do*

wysokości 50 cm poniżej osi elementów rozpierających celem uzyskania kotwienia grodzic stalowych w betonie. Warunki wykonawstwa betonu hydrotechnicznego Rw200/W-6; M100 i jego układanie jak podano w podrozdziale 3.2.

### 3.2. Wykonawstwo konstrukcji galerii

Ze względu na dużą ilość betonu przypadającą na jedną sekcję (ca 400 m<sup>3</sup>) projekt techniczny ustala miejsca, w których mogą być wykonane przerwy robocze. Ilość przerw zależy od organizacji robót betonowych. Kształt galerii w przekroju poprzecznym (pionowym) został tak dobrany, aby uzyskać jak najmniejsze różnicowanie kształtów zbrojenia. Pręty zbrojenia głównego w miejscu zagięcia posiadają łuk wyokrąglający (opinający beton).

Odnośnie przygotowania masy betonowej zgodnie z wymaganiami odpowiednich norm zaleca się utrzymanie W/C nie większe od 0,55, ilości cementu nie mniejszej od 300 kg/m<sup>3</sup> (betony tłuste są wodoszczelne) i konsystencji gęstoplastycznej. Parametry betonu Rw-200/W-6 i M-100 są tak dobrane, że nie mogą wystąpić trudności w ich uzyskaniu. Przy układaniu betonu niedopuszczalne jest zrzucanie masy z wysokości większej niż 2m, układanie warstw grubszych od 40 cm i rozsuwanie masy na odległość do 2m jako miejsce ułożenia. Szczególną uwagę należy zwrócić na pielęgnację betonu twardniejącego ciepło hydratacji (przy dużych blokach następuje schłodzenie i przesuszenie strefy przypowierzchniowej wskutek czego występują rysy skurczowe sprzyjające procentowi ługowania przez wnikałą wodę). Ze względu na ciepło hydratacji zaleca się stosowanie cementu portlandzkiego CP250. W przypadku stosowania dodatków (uszczelniających, uplastyczniających, spoiwowych, obniżających temperaturę wiązania itp.) konieczne jest laboratoryjne sprawdzenie, atesty i świadectwa dopuszczenia do stosowania w budownictwie.

Ze względu na specjalistyczny charakter robót betonowych należy spełnić wymogi określone w niżej wyszczególnionych normach branżowych i z nimi związanych:

BN-62/6738-07 Beton hydrotechniczny. Wymagania techniczne.

BN-62/6738-06 Beton hydrotechniczny. Badania składników betonu.

BN-62/6738-04 Beton hydrotechniczny. Badania masy betonowej

BN-62/6738-05 Beton hydrotechniczny. Badanie betonu.



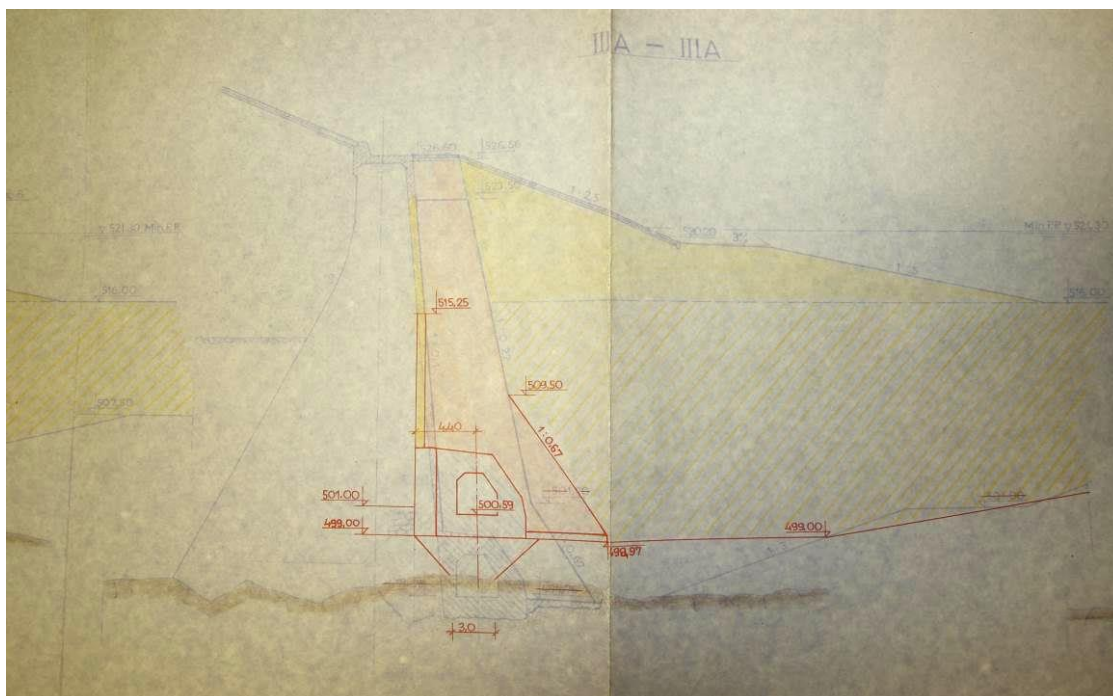
W dalszej części przedmiotowego opracowania podano szczegółowe dane obliczeniowe oraz załączono techniczne zbrojeniowe rysunki zestawieniowe. Dodatkowo, istotnym punktem z uwagi na cel niniejszego opracowania jest poniższy zapis:

#### 5. Zagadnienie odwodnienia galerii

*Przecieki do galerii oceniono na podstawie przepuszczalności warstwy izolacyjnej z gliny w ilości  $Q = 0-11 \text{ m}^3/\text{dobę}$ . Zakładając ewentualność wystąpienia uszkodzeń w konstrukcji galerii urządzenia odwadniające powinny być przygotowane do odprowadzenia przecieków wody w ilości  $Q_{\text{max}} = 445 \text{ m}^3/\text{dobę}$ . Projekt odwodnienia stanowi oddzielne opracowanie.*

Zapis ten odnosi się do dokumentacji „Przebudowa zbiornika Bukówka na rzece Bóbr. Tom: 15.1.1. Odwodnienie galerii” HYDROPROJEKT, 1979r. w której szczegółowo przygotowano projekt odwodnienia galerii na bazie powyższych założeń.

W dokumentacji „Przebudowa zbiornika Bukówka na rzece Bóbr. Tom: 1.5.2 Ekran z gliny II etap – aktualizacja” HYDROPROJEKT, 1981r. przedstawiono rysunki techniczne dotyczące przedmiotowego zadania, przedstawiające szczegółowe przekroje przez zaporę.



Rys. 01. Fragment rys 4/A – przekrój poprzeczny IIIA-III A

#### 4.1.2. Analiza pracy zbiornika

Zgodnie z „Instrukcją gospodarowania wodą dla zbiornika wodnego Bukówka pow. Kamiennogórski woj. Dolnośląskie” opracowaną przez Integrated Engineering Sp. z o.o. we wrześniu 2007r. Podstawowymi zadaniami zbiornika są, cytując:

- Ochrona doliny Bobru poniżej zbiornika przed powodzią, przez redukcję fal powodziowych i wezbrań.
- Zapewnienie wody w Bobrze, w okresach niżówkowych, w celu zasilania Zakładu Uzdatniania Wody w Marciszowie należącego do Wałbrzyskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji sp. z o.o.
- Zapewnienie przepływu nienaruszalnego w korycie rzeki Bóbr poniżej zbiornika.

Korzystanie z wód powierzchniowych dla zbiornika Bukówka polega na stałym piętrzeniu wód rzeki Bóbr zaporą w km 271,540 i utrzymywaniu rezerwy powodziowej. Spiętrzone wody są retencjonowane w zbiorniku, a charakterystyczne piętrzenia w profilu zapory wynoszą:

Rzędna minimalnego poziomu piętrzenia MinPP 521,30 m npm Kr.

Rzędna normalnego poziomu piętrzenia NPP 534,30 m npm Kr.

Rzędna maksymalnego poziomu piętrzenia MaxPP 536,40 m npm Kr.

Pojemności zbiornika oraz rzędne piętrzenia:

- pojemność martwa 0,91 mln m<sup>3</sup> przy MinPP 521,30 m n.Kr.
- pojemność użytkowa 12,01 mln m<sup>3</sup> przy NPP 534,30 m n.Kr.
- pojemność powodziowa stała 3,87 mln m<sup>3</sup> przy MaxPP 536,40 m n.Kr
- pojemność powodziowa forsowana 1,43 mln m<sup>3</sup> przy przejściu wody kontrolnej NadPP (rzędna korony zapory) 537,10 m<sup>3</sup> n.Kr.
- całkowita pojemność 18,22 mln m<sup>3</sup> przy przejściu wody kontrolnej 537,10 m n.Kr

Rzędna korony zapory 537,10 m n.Kr.

Rzędna korony progu 534,80 m n.Kr.

Powierzchnia zalewu:

- dla piętrzenia Min PP 521,30 m n.Kr 27,0 ha
- dla piętrzenia NPP 534,30 m n.Kr 167,0 ha
- dla korony progu 534,80 m n Kr 175,0 ha

- dla korony podniesionych zamknięć 535,80 m n Kr 190,0 ha
- dla piętrzenia Max PP 536,40 m n.Kr 199,0 ha
- dla rzędnej korony zapory czołowej 537,10 m n Kr 211,0 ha

**Parametry zapory czołowej:**

- zapora ziemna (żwiry zaglinione, pospółki) z pionowym rdzeniem z gliny
- maksymalna wysokość 25,5 m
- wysokość spiętrzenia 22,0 m
- rzędna korony zapory 537,10 m npm;
- długość zapory w osi 300,0 m
- szerokość korony 7,3 m
- nachylenie skarpy odwodnej (góra) 1:2,5
- nachylenie skarpy odwodnej (środek) 1:4
- nachylenie skarpy odwodnej (dół) 1:5
- nachylenie skarpy odpowietrznej (góra) 1:2
- nachylenie skarpy odpowietrznej (dół) 1:2,5

**Parametry zapory bocznej „Miszkowice”:**

- zapora ziemna zbudowana z miejscowych gruntów aluwialnych
- maksymalna wysokość 9,00 m
- rzędna korony zapory 537,70 m npm
- długość zapory w osi 550,00 m
- szerokość korony 3,0 m
- nachylenie skarp 1:2,5
- uszczelnienie – płyty żelbetowe + fartuch glinowy

**Podstawowe dane hydrologiczne****Powierzchnie zlewni**

Rzeka Bóbr po profil zapory 58,5 km<sup>2</sup>

Przepływy charakterystyczne (na podstawie „Instrukcji eksploatacji...”

2002 r - okres obliczeniowy 1947-1984)

**Dla rzeki Bóbr w przekroju zapory**

- średni roczny z wielolecia SSQ = 0,89 m<sup>3</sup>/s
- przepływ średni niski SNQ = 0,13 m<sup>3</sup>/s
- najniższy NNQ = 0,04 m<sup>3</sup>/s



- średni wysoki SWQ = 18,60 m<sup>3</sup>/s
- najwyższy WWQ = 74,50 m<sup>3</sup>/s

Dla przedmiotowego obiektu prowadzone są coroczne oceny stanu techniczne w ramach zadania „WYKONANIE OCEN STANU TECHNICZNEGO I BEZPIECZEŃSTWA OBIEKTÓW HYDROTECHNICZNYCH BĘDĄCYCH WŁASNOSCIA SKARBU PAŃSTWA I ADMINISTROWANYCH PRZEZ REGIONALNE ZARZĄDY GOSPODARKI WODNEJ - JEDNOSTKI PODLEGŁE PREZESOWI KRAJOWEGO ZARZĄDU GOSPODARKI WODNEJ” wykonywane przez INSTYTUT METEOROLOGII I GOSPODARKI WODNEJ PAŃSTWOWY INSTYTUT BADAWCZY, 01-673 Warszawa, ul. Podleśna 61., Ośrodek Technicznej Kontroli Zapór w Katowicach, 40-844 Katowice ul. Kossutha 6. W ramach powyższej oceny przeprowadzono m.in.:

- geodezyjne pomiary bezwzględnych przemieszczeń pionowych zapory czołowej, budowli upustowych i galerii oraz przemieszczeń względnych (szczelinomierzy),
- pomiarów stanów wody i ciśnień w piezometrach zapory czołowej i zapory bocznej,

Dla przedmiotowego zadania udostępniono dokumentację z lat 2013, 2014, 2015 i 2016. Z uwagi na to, że opracowanie z roku 2016r. zawiera w sobie również analizę danych zawartych w opracowaniach wcześniejszych, poniżej cytowane są wnioski z niego wypływające:

Na podstawie analizy przemieszczeń bezwzględnych reperów kontrolowanych w galerii kontrolno-zastrzykowej stwierdzono, że „w galerii kontrolno-zastrzykowej zainstalowano repery kontrolowane o numerach 307 + 340. Pomierzone niewielkie wartości przemieszczeń reperów świadczą o prawidłowej współpracy sekcji galerii z podłożem. Wartości przemieszczeń W 2016r wahają się od -1,6mm rp. 328 ,329 do +0,1mm rp.340. Natomiast całkowite przemieszczenia w latach 1989-2016 osiągają wartości od -8,5mm rp. 316 do +5,2mm rp.309.”

Na podstawie analizy przemieszczeń względnych reperów kontrolowanych w galerii kontrolno-zastrzykowej stwierdzono, że „pomierzone w analizowanym okresie 2014 - 2016 wzajemne przemieszczenia dla szczelinomierzy w galerii kontrolno - zastrzykowej oraz w galerii komunikacyjnej (sztolnia spustu dennego) są niewielkie zarówno w kierunku dx (woda dolna – woda górna), jak i w kierunku dy (prawy - lewy przyczółek). Największe wartości w kierunku dx +3,5mm osiągnął szczelinomierz

308/309. W kierunku dy największą wartość - 0,8mm osiągnął szczelinomierz 196/198 i 326/327. Całkowite przemieszczenia (od 1989r.) wykazują cykliczność wzajemnych ruchów związaną z termiczną pracą betonowych elementów konstrukcji. Generalnie należy stwierdzić, że omawiane przemieszczenia względne nie wykazują trwałych tendencji do zwiększenia rozwartości szczelin dylatacyjnych (dy) ani też wzajemnych przesunięć poszczególnych sekcji w kierunku wody dolnej lub górnej (dx)”.

W podsumowaniu przedstawiono następujące wnioski końcowe:

1. Analiza wyników obserwacji i pomiarów przeprowadzonych w okresie 2015 + 2016 pozwala na stwierdzenie, że wszystkie budowle piętrzące zapory Bukówka oraz ich podłoże znajdują się w dobrym stanie technicznym, umożliwiającym bezpieczną eksploatację zbiornika, zgodnie z posiadanym pozwoleniem wodno-prawnym oraz obowiązującą instrukcją eksploatacyjną.
2. Wyniki pomiarów przemieszczeń wskazują na pełną stateczność budowli i ich podłoża. Obserwowane procesy odkształceń konstrukcji betonowych korelują z warunkami hydrologicznymi i termicznymi (zmienność obciążeń i temperatur). Wyniki pomiarów przemieszczeń wskazują na postępującą stabilizację osiadań, a W ostatnich latach zawierają się na ogół w przedziale błędu wyznaczenia.

#### **4.2. Pomiary inwentaryzacyjne obiektu**

Wykonano inwentaryzację elementów konstrukcji żelbetowej galerii kontrolno-zastrzykowej. Pomiary wykonano dalmierzem laserowym oraz ruletką stalową. Na podstawie pomiarów w dostępnych miejscach zweryfikowano nominalne wymiary elementów zaczerpnięte z udostępnionej dokumentacji archiwalnej oraz sporządzono aktualne rysunki inwentaryzacyjne dla przedmiotu opracowania.

#### **4.3. Badania wizualne obiektu wraz z inwentaryzacją uszkodzeń**

Oględzinom poddano żelbetową konstrukcję galerii. Sprawdzono miejsce występowania nacieków, rys i spękań oraz czy występują deformacje lub ubytki materiału konstrukcji nośnej. Wyniki tych badań przedstawione zostały w punkcie 3 (opis stanu istniejącego).

#### 4.4. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie metodą sklerometryczną

Badania sklerometryczne betonu przeprowadzono celem oceny jednorodności betonu i szacunkowego oznaczenia jego wytrzymałości na ściskanie dla potrzeb związanych z określaniem parametrów technicznych betonu w konstrukcji. Pomiar wykonano młotkiem Schmidta typu N wg PN-EN 12504-2:2002. Badanie sklerometryczne oparte jest na zasadzie, że odbicie się sprężystej masy po uderzeniu zależy od twardości powierzchni, z jaką owa masa się zderza. Metoda pomiaru polega tu na określeniu wytrzymałości na ściskanie betonu R na drodze wyznaczenia powierzchniowej twardości rozpatrywanego materiału scharakteryzowanej przez tzw. liczbę odbicia L, opisującą wielkość odskoku trzpienia połączonego z masą uderzeniową i układem sprężynowym od badanej powierzchni, po uprzednim uderzeniu w nią z określoną siłą.

Zależność R – L przyjęto wstępnie na podstawie "Instrukcji stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji" wydanej przez ITB w 1969 r.

Za krzywą podstawową regresji R-L przyjęto krzywą paraboliczną, o równaniu:

$$R_{\text{sr}} = 0.3634(vL^2+1)L_{\text{sr}}^2 - 8.107L_{\text{sr}} + 65.255 \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Metodą przekształceń matematycznych, powyższe równanie przekształcono na równanie o jednostkach w [MPa], tj.:

$$R_{\text{sr}} = 0.037044(vL^2+1) L_{\text{sr}}^2 - 0.8264L_{\text{sr}} + 6.652$$

$$sR = L_{\text{sr}} vL (0.00274 L_{\text{sr}}^2(vL^2+2) - 0.1224 L_{\text{sr}} + 0.6829) - 0.5$$

Odczytów liczby odbicia dokonano przy poziomym (od boku) i prostopadłym położeniu młotka do badanej powierzchni. Wybrana powierzchnia do badań charakteryzowała się możliwie brakiem uszkodzeń, nalotów oraz oznak skorodowania betonu. Do badań wyznaczono po 6 punktów na ścianach poszczególnych sekcji.

Tabela 4.1. Dziennik pomiarów sklerometrycznych – sekcja 3

		Data badania : 12-2017					Odbicie wzorc.: 80		Wiek betonu [dni] : 10220				
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni $L_i$	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$	Wartości wyznaczone		
		1	2	3	4	5							
1	0	42	45	40	45	40	42,4	42,4	-0,4	0,14	$\bar{L} = 42,77$ $s(L) = 2,98$ $v(L) = 0,07$ – $R = 39,41 \text{ MPa}$ $R \text{ min} = 27,88 \text{ MPa}$ $s(R) = 6,99 \text{ MPa}$ $v(R) = 0,18$ $k = 0,71$		
2	0	48	48	50	50	47	48,6	48,6	5,8	33,95			
3	0	40	44	41	41	42	41,6	41,6	-1,2	1,38			
4	0	42	42	44	40	41	41,8	41,8	-1,0	0,95			
5	45	45	44	42	46	46	44,6	42,2	-0,5	0,28			
6	0	40	38	39	41	42	40,0	40,0	-2,8	7,69			
											współczynniki poprawkowe wilg. bet. : 1,00 wiek bet. : 0,60		
							Suma	256,6	0,0	44,4			
Krzywa zależności R-L : <b>paraboliczna wg ITB</b> Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002: <b>Beton mierny</b>											<b>Wytrzymałość po 28 dniach</b> – $R = 23,64 \text{ MPa}$ $R \text{ min} = 16,73 \text{ MPa}$		
											<b>R min* = 19,24 MPa</b>		

\* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$

Tabela 4.2. Dziennik pomiarów sklerometrycznych – sekcja 10

		Data badania : 12-2017					Odbicie wzorc.: 80		Wiek betonu [dni] : 10220				
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni $L_i$	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$	Wartości wyznaczone		
		1	2	3	4	5							
1	0	45	46	46	42	46	45,0	45,0	2,7	7,44	$\bar{L} = 42,27$ $s(L) = 3,96$ $v(L) = 0,09$ – $R = 38,49 \text{ MPa}$ $R \text{ min} = 23,40 \text{ MPa}$ $s(R) = 9,15 \text{ MPa}$ $v(R) = 0,24$ $k = 0,61$		
2	0	41	42	40	40	40	40,6	40,6	-1,7	2,80			
3	0	48	48	47	50	50	48,6	48,6	6,3	40,05			
4	45	44	44	42	46	46	44,4	42,0	-0,2	0,06			
5	0	42	38	38	40	41	39,8	39,8	-2,5	6,11			
6	0	38	38	36	38	38	37,6	37,6	-4,7	21,83			
											współczynniki poprawkowe wilg. bet. : 1,00 wiek bet. : 0,60		
							Suma	253,6	0,0	78,3			
Krzywa zależności R-L : <b>paraboliczna wg ITB</b> Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002: <b>Beton zły (niejednorodny)</b>											<b>Wytrzymałość po 28 dniach</b> – $R = 23,10 \text{ MPa}$ $R \text{ min} = 14,04 \text{ MPa}$		
											<b>R min* = 16,15 MPa</b>		

\* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$

Tabela 4.3. Dziennik pomiarów sklerometrycznych – sekcja 14

		Data badania : 12-2017					Odbicie wzorc.: 80		Wiek betonu [dni] : 10220			
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni $L_i$	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$	Wartości wyznaczone	
		1	2	3	4	5						
1	0	50	50	46	50	46	48,4	48,4	3,4	11,56	$\bar{L} = 45,00$ $s(L) = 2,97$ $v(L) = 0,07$ – $R = 44,80 \text{ MPa}$ $R_{min} = 32,51 \text{ MPa}$ $s(R) = 7,45 \text{ MPa}$ $v(R) = 0,17$ $k = 0,73$	
2	0	48	44	44	44	46	45,2	45,2	0,2	0,04		
3	0	46	48	50	48	48	48,0	48,0	3,0	9,00		
4	0	42	44	46	44	42	43,6	43,6	-1,4	1,96		
5	0	38	40	42	40	42	40,4	40,4	-4,6	21,16		
6	0	42	46	44	46	44	44,4	44,4	-0,6	0,36		
											współczynniki poprawkowe wilg. bet. : 1,00 wiek bet. : 0,60	
							Suma	270,0	0,0	44,1	Krzywa zależności R-L : <b>paraboliczna wg ITB</b> Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002: <b>Beton mierny</b>	
											Wytrzymałość po 28 dniach – $R = 26,88 \text{ MPa}$ $R_{min} = 19,51 \text{ MPa}$	
											$R_{min}^* = 22,43 \text{ MPa}$	

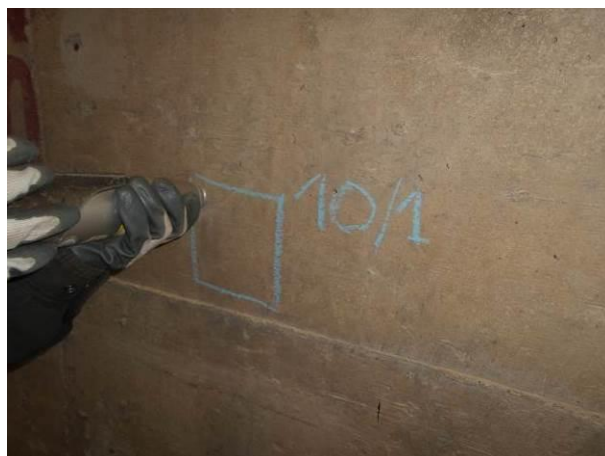
\* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$

Tabela 4.4. Dziennik pomiarów sklerometrycznych – sekcja 17

		Data badania : 12-2017					Odbicie wzorc.: 80		Wiek betonu [dni] : 10220			
Nr pkt.	Kąt	Odczyty L					Odczyt średni $L_i$	Odczyt sprow. $L_i(0)$	$L_i - \bar{L}$	$(L_i - \bar{L})^2$	Wartości wyznaczone	
		1	2	3	4	5						
1	0	42	42	40	41	39	40,8	40,8	-3,5	12,23	$\bar{L} = 44,30$ $s(L) = 3,79$ $v(L) = 0,09$ – $R = 43,27 \text{ MPa}$ $R_{min} = 27,87 \text{ MPa}$ $s(R) = 9,33 \text{ MPa}$ $v(R) = 0,22$ $k = 0,64$	
2	0	45	47	48	46	46	46,4	46,4	2,1	4,42		
3	0	44	42	40	41	41	41,6	41,6	-2,7	7,28		
4	0	50	51	52	50	49	50,4	50,4	6,1	37,24		
5	45	47	49	46	50	46	47,6	45,4	1,1	1,18		
6	0	41	40	42	41	42	41,2	41,2	-3,1	9,59		
											współczynniki poprawkowe wilg. bet. : 1,00 wiek bet. : 0,60	
							Suma	265,8	0,0	71,9	Krzywa zależności R-L : <b>paraboliczna wg ITB</b> Ocena pod względem jednorodności wg PN-EN 12504-2:2002: <b>Beton zły (niejednorodny)</b>	
											Wytrzymałość po 28 dniach – $R = 25,96 \text{ MPa}$ $R_{min} = 16,72 \text{ MPa}$	
											$R_{min}^* = 19,23 \text{ MPa}$	

\* wytrzymałość na ściskanie po uwzględnieniu współczynnika zależności wytrzymałości kostkowej  $\square 150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$  od wytrzymałości walcowej  $\varnothing 160, h 160 \text{ mm}$  wynoszącego  $R_{\square 150 \times 150 \times 150} / R_{\varnothing 160, h 160} = 1,15$





Fot. 4.1. Przykładowy widok na przebieg badań sklerometrycznych betonu





Fot. 4.2. Przykładowy widok na przebieg badań sklerometrycznych betonu

#### Podsumowanie:

Na podstawie wyników badań sklerometrycznych przeprowadzonych na konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej stwierdza się, że:

- żelbetowa konstrukcja w sekcjach zbudowana jest z betonu o miernej lub złej jednorodności,
- wyznaczone wytrzymałości charakterystyczne na ściskanie betonu w poszczególnych sekcjach wynoszą: 19,24 MPa, 16,15 MPa, 22,43 MPa, 19,23 MPa.

**Uwaga:** badanie sklerometryczne pozwala na wyznaczanie szacunkowej wytrzymałości na ściskanie betonu a przede wszystkim jego jednorodności, która ma znaczący wpływ na te szacunki. Badanie to, zgodnie z literaturą techniczną, nie jest równoznaczne i nie zastępuje w pełni badań betonu metodami niszczącymi ale pozwala na ocenę parametrów betonu w zupełności wystarczająco dla realizacji celu niniejszej ekspertyzy. Wartości otrzymanych na podstawie badań sklerometrycznych wytrzymałości betonu

nie mogą natomiast być zestawiana z wartościami projektowanymi w celu ich wzajemnych porównań.

#### 4.5. Pomiar rozwartości zarysowań

W miejscach dostępnych i możliwych do wykonania pomiaru sprawdzono rozwartości występujących nieciągłości materiałowych (rysy, spękania) z wykorzystaniem wzorników rozwartości. Na podstawie pomiarów stwierdzono liczne zarysowania żelbetowej konstrukcji o następujących rozwartościach: 1,2mm; 0,2mm; 0,4mm; 0,2mm; 0,3mm.



Fot. 4.3. Przykładowy widok pomiaru rozwartości występujących zarysowań

#### 4.6. Analiza składu chemicznego oraz ocena fizyczna wycieków

Badania chemiczne przeprowadzono na próbkach nacieków grawitacyjnych mających kształt odwróconego stożka, wykwitów na powierzchni sklepienia i ścian bocznych. Na obiekcie występują również bardzo duża liczba nacieków dlatego do analizy pobrano próby reprezentatywne, ocena wizualna pozostałych nacieków pozwala jednak z dużym prawdopodobieństwem stwierdzić, że ich pochodzenie i skład są tożsame. Pobrane próbki zostały umieszczone w szczelnych opakowaniach oraz oznaczone i tak przygotowano przewieziono do laboratorium. Pobrane próbki osuszono a następnie przygotowano z nich określone naważki, które posłużyły do przeprowadzenia analiz w warunkach laboratoryjnych.

Badania chemiczne zostały przeprowadzane w celu określenia czy w składzie istniejących nacieków występują szkodliwe jony chlorkowe, azotanowe lub siarczanowe ponieważ ich stężenia mają wpływ na możliwe uszkodzenia materiału betonowego oraz pozwalają na dobór ewentualnych materiałów naprawczych. Dodatkowo przeprowadzono przybliżoną analizę jakościową próbek w celu określenia genezy pochodzenia istniejących nacieków.

Tabela 4.5. Opis i lokalizacja próbek wykwitów

L.p	Sekcja	Ocena organoleptyczna nacieku
1	2	Biały wykwit o lekkim zabarwieniu brązowym
2	4	Biały wykwit
3	5	Wykwit o zabarwieniu brązowym
4	7	Gęsty brązowy wykwit z cieknącej rysy
5	12	Biały wykwit w postaci stalaktytów o lekkim zabarwieniu brązowym
6	16	Wykwit o zabarwieniu brązowym
7	16a/16	Wykwit o zabarwieniu brązowym





Fot. 4.4. Zacieki, z których pobrano próbki do badań





Fot. 4.5. Zaciek, z którego pobrano próbki do badań

#### 4.6.1. Oznaczenie zawartości jonów siarczanowych

- Cel analizy:

W przypadku gdy jako warstwę naprawczą projektuje się beton, kontakt z wodą zawierającą szkodliwe jony siarczanowe może prowadzić do sytuacji gdy w betonie ich stężenie może przekroczyć wartość niebezpieczną czyli 0,5 % (w stosunku do masy betonu). Po przeliczeniu, stosunek ich zawartości do masy cementu, przy założeniu o ilości cementu 350 kg/m<sup>3</sup>, nie może być większy niż 3,6 %. Wynika to z faktu, że jony siarczanowe wskutek reakcji z glinianem trójwapniowym kamienia cementowego, tworzą ettryngit. Substancja ta ma ośmiokrotnie większą objętość niż substraty reakcji przez co powoduje rozsadzanie betonu od wewnątrz (tzw. pęcznienie siarczanowe).

- Podstawa oznaczenia:

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności jonów siarczanowych przy pomocy rozcieńczonego kwasu solnego i chlorku baru oraz oznaczenie półilościowe stężenia jonów siarczanowych metodą kolorymetryczną, w której podstawą oznaczenia jest barwna reakcja jodanów z taniną w słabo kwaśnym środowisku, z utworzeniem czerwono – brązowego barwnika.

- Zakres oznaczenia:

Krytycznym stężeniem jonów siarczanowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,50 %.

#### 4.6.2. Oznaczenie zawartości jonów azotanowych

- Cel analizy:

W przypadku gdy jako warstwę naprawczą projektuje się beton, kontakt z wodą zawierającą szkodliwe jony azotanowe może prowadzić do sytuacji gdy w betonie ich stężenie może przekroczyć wartość niebezpieczną czyli 0,15 % (w stosunku do masy betonu). Po przeliczeniu, stosunek ich zawartości do masy cementu, przy założeniu o ilości cementu 350 kg/m<sup>3</sup>, nie może być większy niż 1,1 %. Wynika to z faktu, że jony azotanowe wskutek reakcji z glinianem trójwapniowym kamienia cementowego mogą tworzyć związki o wzorze ogólnym podobnym do ettryngitu, zastępując w nim jony siarczanowe. Z tym, że w tym przypadku nie powstaje jeden związek, ale wiele pochodnych. Substancje mają większą objętość niż substraty reakcji, przez co powodują rozsadzanie betonu od wewnątrz (tzw. pęcznienie azotanowe).

- Podstawa oznaczenia:

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności jonów azotanowych przy pomocy rozcieńczonego kwasu siarkowego, siarczanu żelazawego i stężonego kwasu siarkowego. Wykonano też oznaczanie ilościowe stężenia jonów azotanowych metodą kolorymetryczną, która rozpoczyna się od redukcji (czynnikiem redukującym) azotanów do azotynów. W obecności kwaśnego buforu azotyny przekształcają się w kwas azotawy, który diazuje aminę aromatyczną, a produkt sprzęga się z N-(1-naftylo)etylenodiaminą i tworzy czerwono-purpurowy barwnik azowy.

- Zakres oznaczenia:

Krytycznym stężeniem jonów azotanowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,15 %.

#### 4.6.3. Oznaczenie zawartości jonów chlorkowych

- Cel analizy:

W przypadku gdy jako warstwę naprawczą projektuje się beton zbrojony, kontakt z wodą zawierającą szkodliwe jony chlorkowe może prowadzić do sytuacji gdy w betonie ich stężenie może przekroczyć wartość niebezpieczną czyli 1 % (w stosunku do masy betonu). Takie stężenie (przy ilości cementu 350 kg/m<sup>3</sup> daje to 7,1 % w stosunku do masy cementu) powoduje chlorkowe pęcznienie betonu. Niemniej jednak dużo

istotniejszym skutkiem obecności jonów chlorkowych w betonie może być chlorkowa korozja zbrojenia. Przy zawartości jonów chlorkowych 0,056 % w stosunku do masy betonu (przy ilości cementu 350 kg/m<sup>3</sup> daje to 0,4 % w stosunku do masy cementu) obniżają one potencjał stali, co skutkuje tworzeniem ogniwa elektrochemicznego i znacznie przyspiesza postępującą korozja stali zbrojeniowej

Podstawa oznaczenia:

Wykonano oznaczenie jakościowe obecności chlorków przy pomocy rozcieńzonego kwasu azotowego i azotanu srebra. Następnie przeprowadzono oznaczanie półilościowe stężenia jonów chlorkowych metodą argentometrycznego miareczkowania, w której jony rtęci reagują z jonami chlorkowymi tworząc trudnorozpuszczalny chlorek rtęci. Nadmiar jonów rtęci reaguje z dwufenylokarbazonem w środowisku kwasu azotowego tworząc niebiesko – fioletowy kompleks, którego pojawienie się oznacza koniec miareczkowania.

Zakres oznaczenia:

Krytycznym stężeniem jonów chlorkowych w stosunku do masy betonu jest wartość 0,056 %.

#### 4.6.4. Zestawienie wyników badań

Tabela 4.6. Wyniki oznaczenia zawartości szkodliwych jonów siarczanowych.

L.p	Jony siarczanowe		
	Test jakościowy na obecność SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Oznaczona półilościowo zawartość SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> [mg/l]	Oznaczona półilościowo zawartość SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> w betonie[% m/m]
1	Neg	<200	<0,200
2	Neg	<200	<0,200
3	Neg	<200	<0,200
4	Neg	<200	<0,200
5	Neg	<200	<0,200
6	Neg	<200	<0,200
7	Neg	<200	<0,200



Tabela 4.7. Wyniki oznaczenia zawartości szkodliwych jonów azotanowych.

L.p	Jony azotanowe		
	Test jakościowy na obecność NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	Oznaczona półilościowo zawartość NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> [mg/l]	Oznaczona półilościowo zawartość NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> w betonie [% m/m]
1	Neg	0	0
2	Neg	0	0
3	Neg	0	0
4	Neg	0	0
5	Neg	0	0
6	Neg	0	0
7	Neg	0	0

Tabela 4.8. Wyniki oznaczenia zawartości szkodliwych jonów chlorkowych.

L.p	Jony chlorkowe		
	Test jakościowy na obecność Cl <sup>-</sup>	Oznaczona półilościowo zawartość Cl <sup>-</sup> [mg/l]	Oznaczona półilościowo zawartość Cl <sup>-</sup> w betonie [% m/m]
1	Neg	0	0
2	Neg	0	0
3	Neg	0	0
4	Neg	0	0
5	Neg	0	0
6	Neg	0	0
7	Neg	0	0

Legenda:

Poz – próba pozytywna na obecność jonów

Neg – próba negatywna na obecności jonów

#### 4.6.5. Podsumowanie wyników i wnioski z badań chemicznych

##### a) jony siarczanowe

Po analizie badań próbek nacieków pobranych na obiekcie nie stwierdzono w nich obecności jonów siarczanowych. Na tej podstawie można stwierdzić, że woda, z której krystalizują nacieki również ich nie zawiera przez co beton użyty w konstrukcji nie jest zagrożony korozją siarczanową.

##### b) jony azotanowe

Po analizie badań próbek nacieków pobranych na obiekcie nie stwierdzono w nich obecności jonów azotanowych. Na tej podstawie można

stwierdzić, że woda, z której krystalizują nacieki również ich nie zawiera przez co beton użyty w konstrukcji nie jest zagrożony korozją azotanową.

### **c) jony chlorkowe**

Po analizie badań próbek nacieków grawitacyjnych pobranych na obiekcie nie stwierdzono w nich obecności jonów chlorkowych. Na tej podstawie można stwierdzić, że woda, z której krystalizują nacieki również ich nie zawiera przez co beton użyty w konstrukcji jak i jego zbrojenie nie są zagrożone korozją chlorkową.

### **d) przybliżona analiza jakościowa próbek nacieków**

W celu określenia, jaka jest charakterystyka chemiczna nacieków przeprowadzono proces analityczny, po którym stwierdzono, że:

- wszystkie próbki nacieków słabo rozpuszczają się w wodzie, odczyn roztworu jest obojętny;
- wszystkie próbki nacieków burzliwie rozkładają się w stężonym kwasie solnym z wydzieleniem pęcherzy bezbarwnego gazu, o charakterystycznym, drażniącym zapachu. Odczyn gazu przy ujściu z próbki jest silnie kwaśny. W zależności od intensywności pierwotnego brązowego zabarwienia próbek, im próbka nacieku była pierwotnie bardziej brązowa tym roztwór po reakcji był bardziej mętny (galaretowaty).
- wszystkie próbki nacieków również roztwarzają się w rozcieńczonym kwasie solnym z wytworzeniem pęcherzy bezbarwnego i bezwonnego gazu. Odczyn gazu przy ujściu z próbki jest obojętny. W zależności od intensywności pierwotnego brązowego zabarwienia próbek, im próbka nacieku była pierwotnie bardziej brązowa tym roztwór po reakcji był bardziej mętny (galaretowaty).
- Roztwory po reakcji podzielono na dwie próbki. Do pierwszej z nich dodano odczynnik  $\text{AgNO}_3$  a do drugiej odczynnik  $\text{BaCl}_2$ . W pierwszym przypadku wytworzył się jasnożółty w drugim biały, oba roztwarzały się w kwasie azotowym.

Przeprowadzony tok analityczny pozwala z dużym prawdopodobieństwem stwierdzić, że nacieki zbudowane są przede wszystkim z węglanowych soli wapnia lub sodu. Dowodem na to są rezultaty analizy, które korespondują z danymi literaturowymi: sole te w roztworach wodnych mają odczyn obojętny, reakcja z rozcieńczonym kwasem solnym przebiega według mechanizmu:



z wytworzeniem bezwonnego gazu o odczynie obojętnym, jakim jest dwutlenek węgla, reakcja ze stężonym kwasem solnym przebiega według mechanizmu:



z wytworzeniem gazu o charakterystycznym, ostrym zapachu o odczynie silnie kwaśnym, jakim jest kwas chlorowodorowy.

Pozostały po reakcji galaretowaty osad uległ reakcji z roztworami  $\text{AgNO}_3$  i  $\text{BaCl}_2$  z utworzeniem charakterystycznych osadów, które roztworzyły się w kwasie azotowym (v). Są to reakcje charakterystyczne dla VII grupy anionów, do których należą krzemiany stanowiące główny budulec glin i iłów.

Na tej podstawie można stwierdzić, że nacieki te mogły pojawić się na skutek wypłukiwania cieczy porowej betonu (alkaliów) przez wodę migrującą przez zarysowania. Wodorowęglan wapnia  $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$  mogący migrować wraz z wodą, w wyniku kontaktu z powietrzem atmosferycznym oraz poprzez różnicę ciśnień ( $\text{CO}_2$  w powietrzu a w wodzie ) wytrąca się z roztworu wodnego na powierzchni elementów konstrukcyjnych obiektu. Różne odcienie kolorystyczne nacieków wynikają z faktu występowania domieszek innych kationów, których nawet śladowe ilości wpływają na kolor osadu. Nie mniej jednak silne zabarwienie brązowe osadu, co wykazano powyżej, może wynikać z tego, że jest on domieszkowany gliną transportowaną wraz z wodą, a tworzącą ekran zapory.

#### **4.7. Ocena agresywności wody względem betonu**

Na potrzeby niniejszego opracowania wykonano badanie oceny agresywności wody względem betonu. Próbkę wody pobrano z Jeziora Bukówka w pobliżu ściany odwodnej zapory. Badania wykonano w Laboratorium Badań Chemicznych, Ochrony Środowiska, Mechaniki Gruntów, Kruszyw i Skał, Przedsiębiorstwo Geologiczne we Wrocławiu PROXIMA S. A. Pełen raport z przedmiotowego badania przedstawiono w załączniku.

Na podstawie otrzymanych wyników, zgodnie z normą PN-EN 206-12003, ze względu na zawartość agresywnego dwutlenku węgla woda wykazuje agresywność klasy XA1. Jest to oddziaływanie środowiska sklasyfikowane jako chemicznie mało agresywne (XA1).



## 5. ANALIZA STATYCZNO - WYTRZYMAŁOŚCIOWA

Obliczenia przeprowadzono w programie Autodesk Robot Structural Analysis. Program „ROBOT” wykorzystuje metodę elementów skończonych. Dla celów analizy konstrukcji, stworzono przestrzenny model w układzie klasy  $e^2p^3$ .

Analizę elementów żelbetowej konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej zapory czołowej zbiornika Bukówka w fazie użytkowej wykonano na podstawie norm PN-B-03264:2002 „*Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*”. Konstrukcję sprawdzano na oddziaływania wg norm: *PN-82/B-02000 Obciążenia budowli Zasady ustalania wartości, PN-82/B-02001 Obciążenia budowli Obciążenia stałe, PN-82/B-02003 Obciążenia budowli Obciążenia zmienne technologiczne Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe, PN-86/B-02015 Obciążenia budowli Obciążenia zmienne środowiskowe Obciążenie temperaturą*.

Analizę konstrukcji na etapie jej wznoszenia prowadzono z uwzględnieniem norm PN-B-03264:2002, PN-EN 1992-1-1:2008 wraz z normami towarzyszącymi oraz z uwzględnieniem aktualnej literatury technicznej tematu.

Obciążenia przykładane do konstrukcji są jako charakterystyczne, tworząc kombinację obciążeń przemnażane są one przez odpowiednie współczynniki obliczeniowe.

### 5.1. Analiza pracy konstrukcji na etapie jej wznoszenia - od oddziaływań termiczno-skurczowych

W celu uwzględnienia wpływu oddziaływań pośrednich (skurczu i temperatury) posłużono się normą PN-B-03264:2002 i aktualnymi normami z grupy EC2 oraz literaturą techniczną tematu, np. *Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych*, Flaga K.

Zgodnie z zapisami punktu 9.7 normy PN-B-03264:2002 „*Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*”, w projektowaniu konstrukcji należy uwzględnić wpływ zmiany temperatury i skurczu betonu. Wpływ skurczu w konstrukcjach żelbetowych można przyjmować za równoważny z obniżeniem temperatury o 15°C. Ponadto w przypadku gdy odległości między przerwami dylatacyjnymi są większe niż określone w tablicy 29 (w rozpatrywanym przypadku 5 m – dla ścian betonowych – z uwagi na stopień zbrojenia niższy od minimalnego), należy

przeprowadzić analizę pracy konstrukcji poddanej działaniu skurczu i różnicy temperatury.

Aktualna norma dotycząca projektowania konstrukcji z betonu PN-EN 1992-1-1:2008, wyróżnia dodatkową pozycję – ściany masywne, o grubości  $1,0 \leq b \leq 1,5$  m (jeśli nie stosuje się specjalnych zabiegów technologicznych obniżających ciepło hydratacji i skurcz) – dla której maksymalna odległość między dylatacjami dla której nie trzeba przeprowadzać analizy wynosi  $d_{\text{joint}} = 5$  m. Dodatkowo w punkcie 2.3.2 normy PN-EN 1992-1-1:2008, stwierdza się, że „skutki odkształceń wywołanych temperaturą, pełzaniem i skurczem należy uwzględnić w projekcie”, a „wpływ skurczu i pełzania należy uwzględnić przy sprawdzaniu stanów granicznych użyteczności”.

W rozważanym przypadku zaprojektowano konstrukcję żelbetową o przekroju zamkniętym o maksymalnej długości między sąsiednimi dylatacjami  $L=18$ m. Z uwagi na powyższe dla analizowanej konstrukcji wymagana jest analiza wpływu odkształceń skurczowych i termicznych. Taką analizę przeprowadzono w ramach niniejszego opracowania.

#### **5.1.1. Wpływ wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych w konstrukcji wywołanych przez więzy zewnętrzne**

W celu oceny możliwości powstania zarysowań ścian i płyty stropowej galerii w czasie jej budowy, przed oddaniem do użytkowania, przeanalizowano wpływ termicznych naprężeń wymuszonych generowanych samoociepleniem „młodego” betonu wywołanym ciepłem hydratacji cementu oraz skurczowe naprężenia wymuszone wynikające z różnicy skurczu betonu pomiędzy elementami wykonanymi w różnych fazach betonowania, tj.: pomiędzy płytą denną (wykonaną wcześniej) a dolną częścią ścian (wykonanych w terminie późniejszym) oraz pomiędzy dolną częścią ścian (wykonaną wcześniej) a górną część ścian wraz ze stropem (wykonanych w terminie późniejszym).

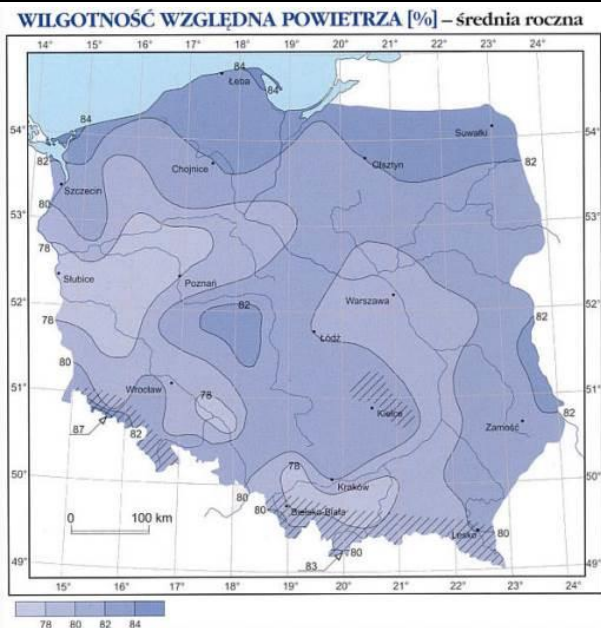
Różnica temperatury pomiędzy ścianą (wywołana ciepłem hydratacji cementu dojrzewającego betonu w okresie tzw. szoku termicznego), a ostygłą już (wykonaną wcześniej) płytą denną, może być przyczyną znacznych odkształceń termicznych w elementach. W wyniku skrępowania odkształceń stygnącego betonu ściany przez płytę denną (stanowiącą w tym przypadku więź zewnętrzną), na styku tych elementów generowana jest siła pozioma powodująca mimośrodowe rozciąganie ściany i mimośrodowe ściskanie płyty dennej. Analogicznie wygląda sytuacja w przypadku dolnej i górnej części masywnych ścian wykonywanych w dwóch etapach betonowania.

Podstawową sprawą dla oceny ilościowej opisanego zjawiska jest określenie różnicy temperatury pomiędzy poszczególnymi elementami betonowanymi w różnych fazach. Dokładne określenie tej temperatury jest zagadnieniem bardzo złożonym, gdyż jest wypadkową bardzo wielu czynników związanych z recepturą (w szczególności kalorycznością zastosowanego cementu) i temperaturą mieszanki betonowej, temperaturą i wilgotnością powietrza, masywnością elementu, rodzajem zastosowanych zabiegów pielęgnacyjnych betonu itp. Na podstawie literatury tematu oszacowano przyrost temperatury uwzględniając masywność elementów, rodzaj zastosowanego cementu oraz fakt nagrzania się elementu wykonanego wcześniej w trakcie betonowania rozważanego fragmentu konstrukcji.

Poniżej zestawiono parametry niezbędne do analizy wpływu naprężeń wymuszonych od różnicy skurczu na wczesnym etapie dojrzewania betonu (celem uproszczenia analizy uśredniono grubości elementów):

- masywność poszczególnych elementów konstrukcji - na podstawie modułu powierzchniowego  $m$  [ $m^{-1}$ ] ( $m < 2$  – masywny,  $2 \leq m \leq 15$  – średnio-masywny,  $m > 15$  – niemasywny):
  - płyta denna o grubości  $g_{sr} = 160$  cm,  $m = 0,63$  ( $m^{-1}$ ) – element masywny (jednostronna wymiana wilgoci),
  - ściany i strop o grubości  $g_{sr} = 150$  cm,  $m = 1,33$  ( $m^{-1}$ ) – element masywny
- różnica czasu pomiędzy fazami betonowania elementów - brak jest danych z etapu budowy, założono że okres ten wynosił:
  - $\Delta t_i = 28$  dni
- różnica czasu po upływie którego analizowano sumaryczny wpływ wczesnych, wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych: wynikających z ochładzania się elementu po okresie „szoku termicznego” (związanego z ciepłem hydratacji cementu) oraz związanych z wczesną różnicą odkształceń skurczowych pomiędzy elementami betonowanymi w różnych fazach (wynikających ze skurczu autogenicznego i spowodowanego wysychaniem):
  - $\Delta t_{ii} = 7$  dni
- średnia wilgotność względna powietrza otaczającego przedmiotowy obiekt:
  - $RH = 82$  %





**Rys. 5.1 Średnia roczna wilgotność względna powietrza na terenie Polski**

Wilgotność wewnątrz analizowanego obiektu jest wyższa niż wilgotność względna powietrza na zewnątrz. Przyjęcie wilgotności względnej powietrza na poziomie RH=82 % jest założeniem właściwym dla analizy okresu budowy oraz założenia bezpiecznym (prowadzącym do zwiększenia odkształceń wymuszonych od skurczu betonu) dla okresu eksploatacji.

- klasa betonu – C16/20, klasa cementu – S (cement wolnotwardniejący)

Zgodnie z literaturowymi zależnościami marce betonu R<sub>w</sub>-200 odpowiada wytrzymałość gwarantowana określana na kostkach 15 cm - R<sub>b</sub><sup>G</sup> = 18 MPa i wytrzymałość gwarantowana określana na walcach o średnicy 16 cm - R<sub>b</sub><sup>G</sup> = 15,5 MPa. Przyjęto klasę betonu C16/20 o parametrach nieznacznie wyższych od betonu zastosowanego (założenie bezpieczne prowadzące do zwiększenia odkształceń wymuszonych od skurczu betonu).

Poniżej zaprezentowano przykładowo wyniki obliczeń skurczu i pęcznienia betonu ściany po 7 dniach od wykonania oraz skurcz i pęcznienie końcowego:

**ODKSZTAŁCENIA SKURCZOWE I PĘLZANIE WG PN-EN 1992-1-1:2004 + AC:2008**

**A. Dane wejściowe do obliczeń**

$b$	100	[ cm ]	Szerokość belki o przekroju prostokątnym
$h$	150	[ cm ]	Wysokość belki o przekroju prostokątnym
$u$	200	[ cm ]	Obwód części przekroju wystawionej na wysychanie
$A_{s1}$	6,15	[ cm <sup>2</sup> ]	Pole przekroju zbrojenia rozciąganego
$A_{s2}$	6,15	[ cm <sup>2</sup> ]	Pole przekroju zbrojenia ściskanego
$RH$	82	[ % ]	Wilgotność względna
$t$	7	[ dni ]	Wiek betonu w rozważanej chwili
$t_s$	5	[ dni ]	Wiek betonu na początku procesu wysychania (albo pęcznienia), zwykle jest to dzień zakończenia pielęgnacji
$t_0$	7	[ dni ]	Wiek betonu w chwili przyłożenia obciążenia
$T(\Delta t_i)$	10	[ °C ]	Średnia temperatura dojrzewania betonu w czasie $t_0$ (z przedziału 0 - 80 °C)
$\sigma_{c,SL5}$	5	[ MPa ]	Naprężenia ściskające w betonie w chwili $t_0$ (po przyłożeniu obciążenia)

Klasa betonu: **C 16/20**      Klasa betonu wg Tablicy 3.1 PN-EN 1992-1-1  
 Klasa cementu: **S**      Cement wolno twardniejący

**B. Odkształcenia skurczowe spowodowane wysychaniem**

$$m = \frac{u}{v_c} \cdot \frac{2}{h_0} = 1,33 \quad [1/m] \quad \text{Element masywny } m < 2$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = 1500,0 \quad [mm] \quad \text{Miarodajny wymiar przekroju do obliczania odkształceń skurczowych}$$

$$k_h = 0,700 \quad [-] \quad \text{Współczynnik zależny od miarodajnego wymiaru } h_0$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 0,695 \quad [-] \quad \text{Współczynnik wilgotności względnej}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{d01}) \cdot \exp\left(-\alpha_{d02} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \cdot \beta_{RH} \cdot 10^{-6} = 0,238 \quad [‰]$$

Nominalna wartość swobodnego skurczu spowodowanego wysychaniem

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 0,001 \quad [-] \quad \text{Współczynnik redukcyjny wartości odkształceń w zależności od wieku betonu w rozpatrywanej chwili}$$

$$\varepsilon_{cd,t} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,000 \quad [‰] \quad \text{Wartość odkształceń skurczowych w rozważanej chwili spowodowanych wysychaniem betonu}$$

**C. Odkształcenia skurczu autogenicznego**

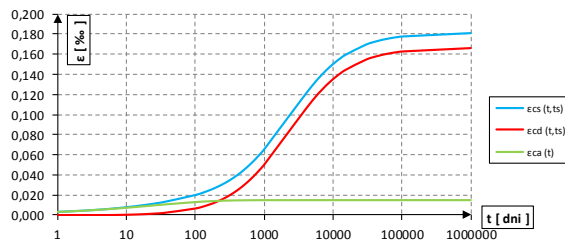
$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0,015 \quad [‰] \quad \text{Końcowa wartość odkształceń skurczu autogenicznego}$$

$$\beta_{ca}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) = 0,411 \quad [-] \quad \text{Współczynnik redukcyjny wartości odkształceń w zależności od wieku betonu w rozpatrywanej chwili}$$

$$\varepsilon_{ca,t} = \beta_{ca}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0,006 \quad [‰] \quad \text{Wartość odkształceń skurczowych w rozważanej chwili spowodowanych skurczem autogenicznym}$$

**D. Całkowite odkształcenia skurczowe betonu**

Wykres przyrostu odkształceń skurczowych od wysychania, autogenicznych oraz całkowitych w funkcji czasu



**E. Całkowite odkształcenia skurczowe żelbetu (skurcz hamowany przez opór wkładki zbrojeniowych)**

$$n_0 = 6,99 \quad [-] \quad \mu_0 = 0,001 \quad [-] \quad \alpha_3 = 0,006 \quad [-] \quad \beta = 0,8 \quad [-] \quad \text{Funkcja starzenia}$$

$$k_3 = \frac{1}{1 + \beta \cdot \alpha_3 \cdot \varphi(\infty, t_0)} = 0,97 \quad [-]$$

$$\varepsilon_{cs}^{RC} = \varepsilon_{cs}(1 - \alpha_3) \cdot k_3 = 0,97 \varepsilon_{cs} \quad [-]$$

$$\varepsilon_{cs}^{RC}(t, t_s) = \varepsilon_{cs}(t, t_s) \cdot (1 - \alpha_3) \cdot k_3 = 0,006 \quad [‰] \quad \text{Wartość całkowitych odkształceń skurczowych żelbetu w rozważanej chwili}$$

$$\varepsilon_{cs}^{RC}(\infty, t_s) = \varepsilon_{cs}(\infty, t_s) \cdot (1 - \alpha_3) \cdot k_3 = 3,5 \quad [‰] \quad \text{Zaawansowanie całko. odksz. skurcz. w rozważanej chwili}$$

$$\varepsilon_{cs}^{RC}(\infty, t_s) = \varepsilon_{cs}(\infty, t_s) \cdot (1 - \alpha_3) \cdot k_3 = 0,175 \quad [‰] \quad \text{Wartość końcowych całkowitych odkształceń skurczowych żelbetu}$$

**F. Współczynnik pełzania**

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} = 1,302 \quad [-]$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} = 1,078 \quad [-]$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = 1,208 \quad [-] \quad \text{Współczynniki zależne od wytrzymałości betonu}$$

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{dla } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}}\right) \cdot \alpha_2 & \text{dla } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad \varphi_{RH} = 1,157 \quad [-]$$

Współczynnik zależny od wpływu wilgotności względnej na podstawowy współczynnik pełzania

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 3,429 \quad [-] \quad \text{Współczynnik zależny od wytrzymałości betonu}$$

$$\alpha = -1 \quad [-] \quad \text{Wykładnik potęgi zależny od rodzaju cementu}$$

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp\left[-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)\right] = 4,31 \quad [\text{dni}] \quad \text{Zmodyfikowany ze względu na temperaturę dojrzewania wiek betonu}$$

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^\alpha \geq 0,5 \quad t_0 = 2,00 \quad [\text{dni}] \quad \text{Zmodyfikowany ze względu na rodzaj cementu wiek betonu w chwili obciążenia}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = 0,801 \quad [-] \quad \text{Współczynnik zależny od wieku betonu w chwili obciążenia}$$

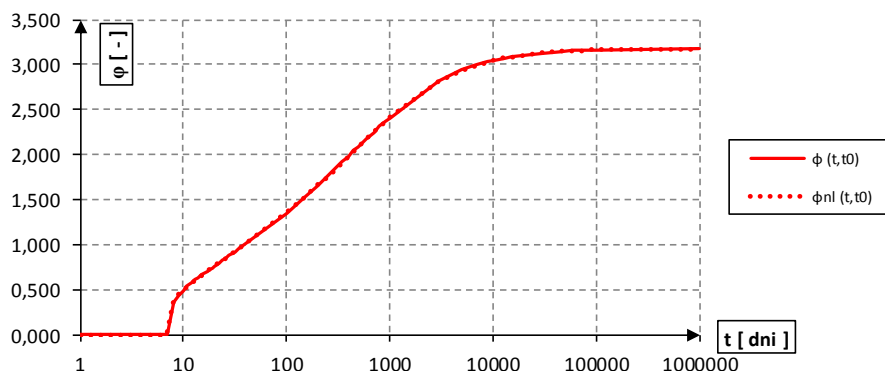
$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 3,178 \quad [-] \quad \text{Podstawowy współczynnik pełzania}$$

$$\beta_H = \begin{cases} \min\{1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250; 1500\} & \text{dla } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \min\{1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3; 1500 \cdot \alpha_3\} & \text{dla } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\beta_H = 1500,0 \quad [-] \quad \text{Współczynnik zależny od względnej wilgotności i miarodajnego wymiaru elementu}$$

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(\infty, t_0) = 3,177 \quad [-] \quad \text{Końcowy współczynnik pełzania}$$

Wykres przyrostu współczynnika pełzania w funkcji czasu



Jak wynika z powyższej analizy, zaawansowanie skurczu betonu ściany po 7 dniach (moment w którym wczesny skurcz autogeniczny i spowodowany wysychaniem sumują się ze skurczem wynikającym z ochładzania się elementu po okresie „szoku termicznego” związanego z ciepłem hydratacji cementu) wynosi 3,5 % i osiąga wartość 0,006 ‰.



Poniżej zestawiono wyniki analizy różnicy skurczu:

- I - różnica odkształceń skurczowych pomiędzy elementami betonowanymi w różnych fazach - w celu określenia sumarycznego wpływu wczesnych termiczno-skurczowych naprężeń wymuszonych (moment, w którym wczesny skurcz autogeniczny i spowodowany wysychaniem sumują się ze skurczem wynikającym z ochładzania się elementu po okresie „szoku termicznego” związanego z ciepłem hydratacji cementu):

RÓŻNICA ODKSZTAŁCEŃ SKURCZOWYCH ELEMENTÓW		
ELEMENT	Ilość dni po betonowaniu	
	0 (28)	7 (28+7=35)
Elem. 1 - płyta denna, g = 160 cm	0,01	0,011
Elem. 2 - ściana+strop, g = 150 cm	0	0,006
<b>Wartość różnicy skurczu</b>	<b>0</b>	<b>0,005</b>

\* w nawiasie podano ilość dni od betonowania elementu 1

Wartość odkształceń wymuszonych związanych z różnicą skurczu betonu ściany i płyty dennej do uwzględnienia łącznie z odkształceniami wymuszonymi związanymi z ciepłem hydratacji wynosi  $\varepsilon = 0,005 \text{ ‰}$ .

- II – końcowa (maksymalna) różnica odkształceń skurczowych pomiędzy elementami płyty dennej/ścian - założono maksymalną różnicę czasu pomiędzy betonowaniem ściany i płyty dennej wynoszącą 28 dni:

RÓŻNICA ODKSZTAŁCEŃ SKURCZOWYCH ELEMENTÓW										
ELEMENT	Ilość dni po betonowaniu									
	0	30	90	180	360	540	720	1800	3650	
Elem. 1 - płyta denna, g = 160 cm	0,01	0,013	0,016	0,018	0,023	0,026	0,030	0,048	0,070	
Elem. 2 - ściana+strop, g = 150 cm	0	0,012	0,018	0,025	0,036	0,045	0,053	0,086	0,114	
<b>Wartość różnicy skurczu</b>	<b>0</b>	<b>0,009</b>	<b>0,012</b>	<b>0,017</b>	<b>0,023</b>	<b>0,029</b>	<b>0,033</b>	<b>0,048</b>	<b>0,054</b>	

Jak wynika z powyższej analizy różnica odkształceń stale rośnie z upływem czasu. Przy czym z wagi na fakt że po zakończeniu budowy obiekt został obłożony gruntem, warunki wymiany wilgoci pomiędzy nim a otoczeniem uległy zmianie, można założyć więc że różnica odkształceń uległa stabilizacji na poziomie  $\sim 0,03 \div 0,04 \text{ ‰}$ . Oszacowana maksymalna wartość różnicy odkształceń skurczowych pomiędzy płytą denną i ścianami jest mniejsza od wydłużalności granicznej betonu ( $\Delta\varepsilon_{cs}(\tau) = 0,04 \text{ ‰} \leq \varepsilon'_{ct} = 0,10 \text{ ‰}$ ), co oznacza że prawdopodobieństwo zarysowania elementu od samych naprężeń skurczowych (związanych ze skurczem autogenicznego i spowodowanych

wysychaniem) nie jest wysokie. Dodatkowo należy przeanalizować sumaryczny wpływ końcowych naprężeń skurczowych i termicznych zredukowanych na skutek pęcznienia (wykonano w dalszej części opracowania).

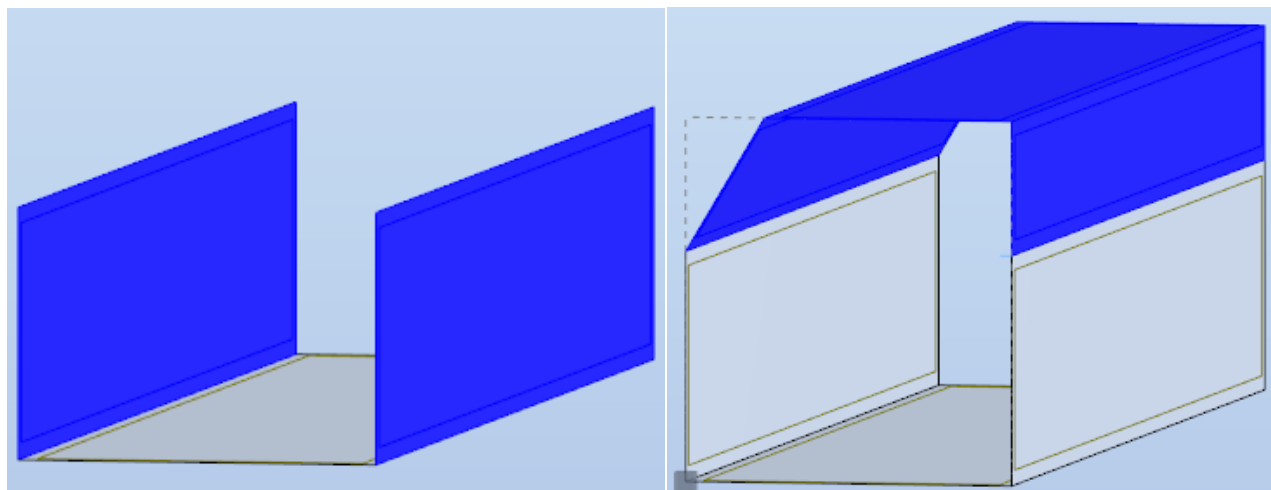
Poniżej oszacowano sumaryczną ekwiwalentną temperaturę od samoociepnięcia betonu w wyniku ciepła hydratacji cementu oraz od wczesnej (7 dniowej) różnicy odkształceń skurczowych elementów - do uwzględnienia w modelu obliczeniowym:

- Ściana/strop gr. 150 cm:

**I. Wyznaczenie temperatury ekwiwalentnej samoociepnięcia betonu od ciepła hydratacji i wczesnej (7 dniowej) różnicy odkształceń skurczowych**

$\Delta\varepsilon_T =$	<b>0,00033</b>	[-]	Odkształcenie termiczne wynikające z samoociepnięcia betonu pod wpływem ciepła hydratacji cem.
$\gamma =$	<b>0,8</b>	[-]	Współczynnik uwzględniający nagrzanie się fundamentu w trakcie betonowania ściany
$\Delta\varepsilon_{CS,7} =$	<b>0,000005</b>	[-]	Różnica odkształceń skurczowych pomiędzy elementami I i II, 7 dni po wykonaniu elementu II
$\Delta\varepsilon_T + \Delta\varepsilon_{CS,7} =$	0,000270	[-]	Sumaryczne naprężenie termiczno-skurczowe, 7 dni po wykonaniu elementu II
$\Delta T_{T+CS,7} = \frac{\Delta\varepsilon_T + \Delta\varepsilon_{CS,7}}{\alpha_T} =$	<b>27,0</b>	[°C]	Ekwiwalentna temperatura, równoważna sumarycznym odkształceniom termiczno-skurczowym

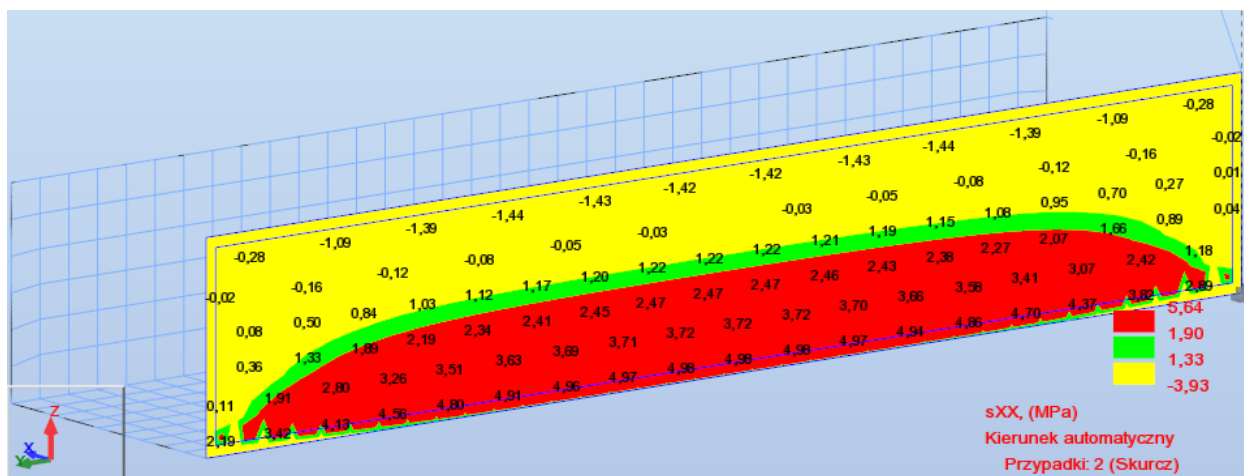
Na schematach poniżej zaprezentowano analizowane fazy betonowania konstrukcji miarodajne dla oceny wpływu oddziaływań termiczno-skurczowych (kolorem niebieskim oznaczono elementy obciążone temperaturą zastępczą). Zamodelowano najdłuższą sekcje dylatacyjną konstrukcji o długości ~18 m. Oszacowana ekwiwalentna temperatura od samoociepnięcia betonu wywołanego ciepłem hydratacji cementu i wczesną (7 dniową) różnicą odkształceń skurczowych wynosi  $\Delta T \approx 27 \text{ }^\circ\text{C}$ .



Rys. 5.2 Prezentacja analizowanej fazy betonowania (faza I – po lewej i faza II – po prawej)

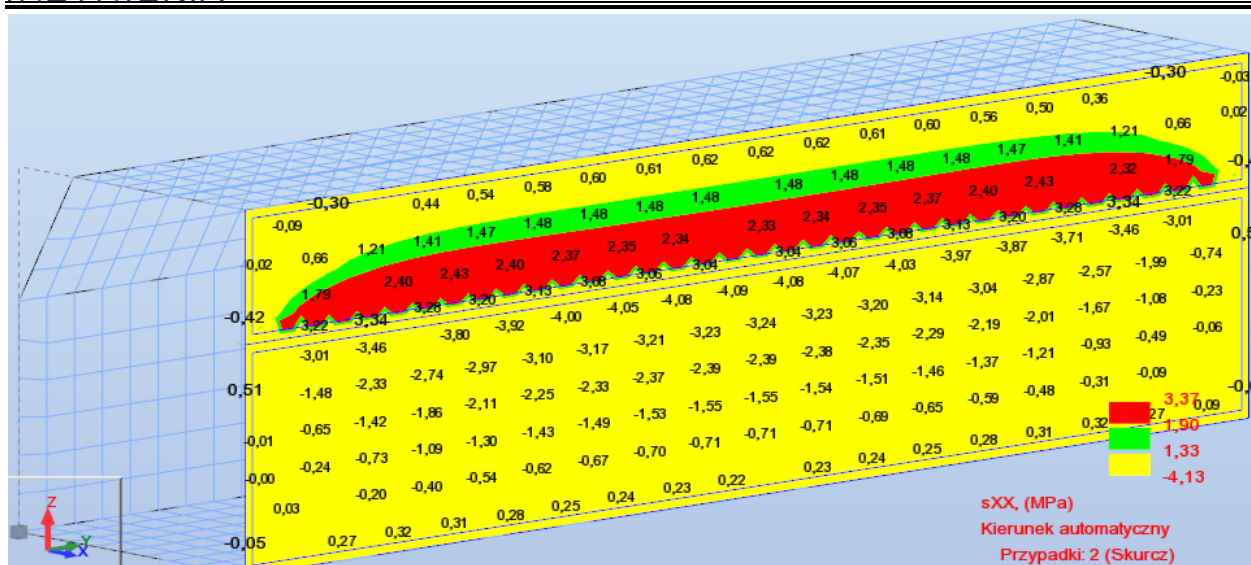
W celu oceny zagrożenia powstania rys/szczelin w ścianie fundamentowej (w fazie jej realizacji) od naprężeń termiczno-skurczowych, przeprowadzono stosowną analizę z uwzględnieniem ekwiwalentnej temperatury określonej powyżej. Na zaprezentowanych poniżej mapach naprężeń rozciągających, kolorem czerwonym oznaczono zakres gdzie wielkość naprężeń przekracza średnią wytrzymałość betonu na

rozciągania ( $f_{ctm} = 1,9 \text{ MPa}$ ), kolorem zielonym– zakres gdzie naprężenia przekraczają wczesną wytrzymałość betonu na rozciąganie ( $0,7f_{ctm} = 1,33 \text{ MPa}$ ). Największe naprężenia rozciągające o wartości  $\sim 5,0 \text{ MPa}$  odnotowano w fazie I w strefie połączenia ściany z płytą denną. W strefie oznaczonej kolorem żółtym występują naprężenia rozciągające o wartościach mniejszych niż wytrzymałość betonu na rozciąganie oraz naprężenia ściskające, co mogłoby sugerować, że w tej strefie zarysowania nie powinny wystąpić. W przedmiotowej konstrukcji zinwentaryzowano jednak wiele rys/szczelin sięgających do korony ścian oraz przechodzących na strop. Fakt postępującej propagacji rys/szczelin ku górze związany jest z niedostateczną ilością zbrojenia poziomego w dolnych partiach ścian (co wykazane zostanie w dalszej części opracowania), które zapewniłoby zrównoważenie sił poziomych generowanych przez oddziaływania termiczno-skurczowe. Siła pozioma nie przejęta przez odpowiednie zbrojenia w dolnych partiach ścian powoduje powstanie naprężeń rozciągających o znacznych wartości w wyższych jej partiach przyczyniając się do postępu zarysowania, aż do pełnej wysokości ściany łącznie ze stropem.



Rys. 5.3 Naprężenia w I fazie betonowania – analizowany dolny fragment ściany nad płytą denną





Rys. 5.4 Naprężenia w II fazie betonowania – analizowany górny fragment ściany powyżej przerwy technologicznej

Wartości naprężeń uzyskane z modelu obliczeniowego uwzględniającego pracę elementu w zakresie sprężystym wymagają korekty przy obciążeniu długotrwałym, gdy ujawniają się cechy lepkości betonu (stosowną korektę wprowadzono w arkuszu kalkulacyjnym):

#### II. Uzasadnienie przyjęcia wczesnej wytrzymałości betonu ( $t \leq 28$ dni) do wyznaczenia minimalnego zbrojenia

$$\sigma_{(h=0)} = 5,0 \text{ [MPa]} \text{ Naprężenie rozciągające w miejscu połączenia ściany z fundamentem uzyskane z modelu obliczeniowego uwzględniającego pracę w zakresie sprężystym}$$

$$\frac{0,8}{1 + \beta_1 \varphi_p(t_r, t_0)} = 0,54 \text{ [-]} \text{ Współczynnik uwzględniający wczesne, efektywne (} t < 28 \text{ dni) właściwości mechaniczne betonu}$$

$$\sigma_{r+cs} = \sigma_{(h=0)} \frac{1}{1 + \beta_1 \varphi_p(t_r, t_0)} = 2,70 \text{ [MPa]} \geq 0,7 f_{cm} = 1,33 \text{ [MPa]}$$

Wczesne termiczno-skurczowe naprężenia rozciągające przekraczają wczesną wytrzymałość betonu na rozciąganie, prawdopodobne jest, że zarysowanie nastąpi wcześniej niż po 28 dniach, do wyznaczenia zbrojenia minimalnego przyjęto  $0,7 f_{cm}(28)$ .

W wyniku przeprowadzonej analizy obliczeniowej stwierdza się, że w elementach w których obserwuje się największe zarysowania (ściany galerii) odnotowano naprężenia rozciągające o wartości 2,7 MPa, znacznie przekraczające wczesną ( $0,7 f_{ctm} = 1,33$  MPa) i pełną – 28 dniową ( $f_{ctm} = 1,9$  MPa) wytrzymałość betonu na rozciąganie. Powyższe oznacza wysokie prawdopodobieństwo wczesnego zarysowania (etap budowy) ścian galerii od wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych spowodowanych oporem stawianym przez więź zewnętrzną (element wykonany we wcześniejszej fazie betonowania – płyta denna) na etapie stygnięcia po samoociepleniu betonu oraz od wczesnej (7 dniowej) różnicy skurczu betonu (autogenicznego i spowodowanego wysychaniem). Z uwagi na powyższe konieczne było zastosowanie

poziomego zbrojenia do ograniczenia rozwarcia rys od wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych (które zostało wyznaczone w dalszej części opracowania).

W powyższych analizach rozważono możliwość powstania zarysowań od oddziaływań termiczno-skurczowych na wczesnym etapie dojrzewania betonu (etap budowy). Niezależnego sprawdzenia wymagają końcowe sumaryczne naprężenia termiczno-skurczowych, w celu oceny ryzyka powiększania się szerokości rys istniejących (z etapu budowy) oraz prawdopodobieństwa powstawania nowych rys na etapie eksploatacji. W poniższej analizie uwzględniono resztkowe naprężenia termiczne z fazy ochładzania się elementu po okresie „szoku termicznego” związanego z ciepłem hydratacji cementu oraz maksymalną wartość różnicy odkształceń skurczowych betonu pomiędzy elementami. Zarówno naprężenia termiczne jak i skurczowe podlegają relaksacji na skutek pełzania.

### III. Oszacowanie ryzyka powstawania nowych lub powiększania się szerokości rys istniejących (w czasie $t \rightarrow \infty$ )

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{CS,max}(\tau) &= \mathbf{0,000040} \quad [-] \quad \text{Maksymalna różnica skurczu pomiędzy elementami I i II} \\ \varphi_p &= \mathbf{3,18} \quad [-] \quad \text{Końcowy współczynnik pełzania} \\ \sigma_{cs,max}(\tau) &= 0,74 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Naprężenia wymuszone od maksymalnej różnicy skurczu} \\ k_{3,cs} = \left( \frac{1}{1+0,2\varphi_p} \right) &= 0,61 \quad [-] \quad \text{Współczynnik relaksacji naprężeń skurczowych na skutek pełzania (lepkość betonu)} \\ k_{3,ct} = \left( \frac{1}{1+0,3\varphi_p} \right) &= 0,51 \quad [-] \quad \text{Współczynnik relaksacji naprężeń termicznych na skutek pełzania (lepkość betonu)} \\ \sigma'_{ct,\infty} + \sigma'_{cs,\infty} &= 0,7 f_{ctm} \cdot \left( \frac{1}{1+0,3\varphi_p} \right) + \sigma_{cs,max}(\tau) \cdot \left( \frac{1}{1+0,2\varphi_p} \right) \leq f_{ctm} \\ \sigma'_{ct,\infty} + \sigma'_{cs,\infty} &= \mathbf{1,13 [MPa]} \leq f_{ctm} = \mathbf{1,90 [MPa]} \end{aligned}$$

**Końcowe sumaryczne naprężenia termiczno-skurczowe nie przekraczają wytrzymałość betonu na rozciąganie, więc ryzyko powstawania nowych lub powiększania się szerokości rys istniejących (w czasie  $t \rightarrow \infty$ ) od oddziaływań skurczowych nie jest wysokie.**

Z przeprowadzonej analizy wynika że końcowe sumaryczne naprężenia termiczno-skurczowe nie przekraczają wytrzymałość betonu na rozciąganie, więc ryzyko powiększania się szerokości rys istniejących oraz powstawania nowych rys od oddziaływań termiczno-skurczowych nie jest wysokie.

Jak wykazano wcześniej naprężenia rozciągające od wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych z etapu budowy znacznie przekraczają wczesną wytrzymałość betonu na rozciąganie. Z uwagi na powyższe konieczne było zastosowanie poziomego zbrojenia konstrukcyjnego do ograniczenia rozwarcia rys od ww. oddziaływań pośrednich. W celu wyznaczenia minimalnej ilości zbrojenia koniecznego do ograniczenia rozwarcia rys od wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych należy określić graniczną rozwartość rysy. Zgodnie z normą PN-B-03264:2002 „Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie”, graniczna

rozwartość rysy w przypadku konieczności zapewnienia szczelności (a z taką sytuacją mamy do czynienia w rozważanym przypadku) wynosi  $w_{lim} = 0,1$  mm. Ponadto ww. norma w tabeli 7 określa graniczną szerokość rys w zależności od klasy środowiska, przy czym dla najniższych wymagań ochrony przed korozją  $w_{lim} = 0,3$  mm.

W celu sklasyfikowania konstrukcji w zależności od wymaganego stopnia zabezpieczenia przed przeciekami, można posłużyć się wymaganiami określonymi w tablicy 7.105 normy PN-EN 1992-3 „Projektowanie konstrukcji z betonu. Cz.3 Silosy i zbiorniki na ciecze”, której zasady stosuje się do elementów, od których wymaga się szczelności. W normie tej określono 4 klasy szczelności (od 0 do 3), z których najniższa tj. klasa 0 dotyczy przypadku, w którym przecieki cieczy nie mają znaczenia (rozwartość graniczna rysy określana jest na zasadach ogólnych wg normy PN-EN 1992-1-1) oraz pozostałych klas stawiających odpowiednio wyższe wymagania odnośnie szczelności. Dla klasy szczelności 1 (ograniczenie przecieków do pewnej niewielkiej ilości oraz dopuszczenie miejscowego przemakania i zawilgocenia) graniczne szerokości rys (które przechodzą na wskroś przekroju) w zależności od ilorazu  $h_d/h$  (wysokość słupa cieczy/grubość elementu) wynoszą:  **$w_{k1} = 0,20$  mm – dla ścian oraz płyty dennej i stropowej** (w rozważanym przypadku z uwagi na występowanie ekranu z gliny, ściany nie są narażone na bezpośrednie parcie wody). Zgodnie z zapisami normy ograniczenie szerokości rozwarcia rys do wartości właściwych dla 1 klasy szczelności powinno prowadzić do efektywnego samouszczelnienia rysy we względnie krótkim czasie. W przypadku klasy 2 przecieki należy ograniczyć do minimum, a miejscowe przemakania nie powinny pogarszać wyglądu powierzchni, natomiast dla klasy 3 przecieki są niedopuszczalne. Przedmiotową konstrukcję należy zaliczyć co najmniej do **1 klasy szczelności**.

Do wyznaczenia minimalnego zbrojenia ze względu na wymuszone naprężenia termiczno-skurczowe wykorzystano normy i literaturę techniczną zagadnienia. Dla potrzeb niniejszego opracowania, przyjęto łagodniejsze kryterium ograniczenia rozwarcia rysy na poziomie  $w_{lim} = 0,2$  mm. Minimalne zbrojenie wyznaczono dla ścian galerii (gdzie obserwuje się największe uszkodzenia). Norma PN-EN 1992-1-1:2008 wymaga zastosowania zbrojenia nie mniejszego niż minimalne w obszarach w których oczekuje się wystąpienia rozciągania.



**Zbrojenie (zapobiegające) ograniczające rozwarłość rys od wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych-ŚCIANA GRUBOŚCI 150 CM**

**A. Dane wejściowe do obliczeń**

Klasa betonu:	<b>C 16/20</b>	
Stal zbrojeniowa:	<b>BSt 420</b>	
Czas (t) zarysowania:	<b>5-10 dzień</b>	- dominująca rola ciepła hydratacji cementu na wczesne zarysowanie termiczne betonu t < 28 dni
Rodzaj wymuszenia:	<b>Wewnętrzne</b>	- zjawiska występujące w całej objętości elementu rozpatrywanego (skurcz i odpływ ciepła hydratacji)
$b =$	<b>100</b>	[ cm ] Szerokość przekroju poprzecznego
$h =$	<b>150</b>	[ cm ] Wysokość przekroju poprzecznego
$\phi_s =$	<b>14</b>	[ mm ] Średnica prętów zbrojeniowych
$c =$	<b>50</b>	[ mm ] Otulina prętów
$k_c =$	<b>1</b>	[ - ] Współczynnik zależny od rozkładu naprężeń ( $k_c = 1$ - przy czystym rozciąganiu; 0,4 - przy zginaniu)
$w_{k,lim} =$	<b>0,2</b>	[ mm ] Graniczna rozwarłość rysy
$w_k^{RC} = \alpha \cdot w_{k,lim} =$	<b>0,100</b>	[ mm ] Zredukowana rozwarłość rysy, uwzględniająca spadek naprężeń w stali po zarysowaniu wg FLAGA
$k =$	<b>0,65</b>	[ - ] Współczynnik nierównomiernych naprężeń samorównoważących się w przekroju
$A_{ct} =$	<b>1,50</b>	[ m <sup>2</sup> ] Pole przekroju strefy rozciąganej betonu
$f_{yk} =$	<b>420</b>	[ MPa ] Charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej
$k_{z,d} =$	<b>0,7</b>	[ - ] Współczynnik wczesnej dojrzałości betonu wg Koinga (CEM I 42,5 - 0,7; CEM I 52,5 - 0,9)
$f_{ct,eff} = f_{cm}(t) = f_{ct,d} \cdot k_{z,d} =$	<b>1,33</b>	[ MPa ] Średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie osiągnięta w chwili powstania rys
$\tau_1 =$	<b>3,60</b>	[ MPa ] Wytrzymałość na przyczepność betonu do stali zbrojeniowej $\tau_1 = 0,15 f_{cm}$
$E_s =$	<b>200000</b>	[ MPa ] Moduł sprężystości stali zbrojeniowej

**B. Wyznaczenie całkowitego zbrojenia minimalnego (sumaryczne zbrojenie wszkrońne i przypowierzchniowe) [FLAGA]**

$$\sigma_{s,lim} \cdot \sigma_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \rightarrow \rho_{ss} = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_{s,lim}} \quad \sigma_{s,lim} = f(f_{yk}, \phi_s / \phi)$$

$$\rho_{ss} = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_{s,lim}} \cdot \frac{A_{ct}}{A_s} = 0,0021 \quad [-] \quad \text{Stopień zbrojenia}$$

$$A_s = \rho_{ss} \cdot A_{ct} = 30,95 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Pole zbrojenia przy naprężeniach w stali równych granicy plastyczności}$$

$$\phi_s \leq \sqrt{\frac{3 \cdot \tau_1 \cdot w_{k,lim} \cdot E_s}{f_{yk}^2}} = 2,45 \quad [\text{mm}] \quad \text{Gruniczna średnica zbrojenia przy naprężeniu równym granicy plastyczności}$$

$$\sigma_{s,lim} = f_{yk} \cdot \sqrt{\phi_s / \phi} = 175,7 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Zmniejszone, dopuszczalne naprężenie w stali ze względu na średnicę zbroj. i graniczną rozw. rysy}$$

$$\rho_{1ss} = \frac{f_{yk}}{\sigma_{s,lim}} \cdot \rho_{ss} = 0,0049 \quad [-] \quad \text{Dostosowany stopień zbrojenia, ze względu na średnicę prętów i graniczną rozwarłość rysy}$$

$$A_{1ss} = \frac{f_{yk}}{\sigma_{s,lim}} \cdot A_s = 74,01 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Dostosowane pole zbrojenia, ze względu na średnicę prętów i graniczną rozwarłość rysy}$$

$$s_{max} = 5 \cdot (c + \phi / 2) = 285 \quad [\text{mm}] \quad \text{Maksymalny rozstaw prętów zbrojeniowych wg EC2}$$

$$s_{max} = 2 \cdot 7,5\phi = 210 \quad [\text{mm}] \quad \text{Maksymalny rozstaw prętów zbrojeniowych wg PN-91/S-10042}$$

**C. Wyznaczenie całkowitego zbrojenia minimalnego (sumaryczne zbrojenie wszkrońne i przypowierzchniowe) [PN-EN 1992-1]**

$$E_{cm,eff}(t) = \frac{E_m(t)}{1 + \beta_1 \phi_p(t, t_0)} = 15,46 \quad [\text{GPa}] \quad \text{Wczesny (7 dniowy) efektywny moduł sprężystości betonu}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm,eff}(t)} = 12,93 \quad [-] \quad \text{Stosunek modułów sprężystości, zależny od czasu}$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \frac{2,5 \cdot (c + \phi / 2)}{h / 2} \right\} = 14,25 \quad [\text{cm}] \quad \text{Efektywna wysokość betonu otaczająca rozciągane zbrojenie}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1425,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Efektywne pole betonu rozciąganego otaczające zbrojenie}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} = 0,0248 \quad [-] \quad \text{Efektywny stopień zbrojenia w stosunku do betonu otaczającego rozpatrywane pręty}$$

$$s_{r,max} = k_1 c + k_2 k_3 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 362,11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Maksymalny końcowy rozstaw rysy}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{w_k}{s_{r,max}} = 0,0006 \quad [-] \quad \text{Różnica odkształceń zbrojenia i betonu pomiędzy rysami}$$

$$\sigma_s = \max \left\{ \begin{array}{l} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) E_s + k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff}) \quad (1) \\ (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) E_s / 0,6 \quad (2) \end{array} \right.$$

$$(1) \quad \sigma_s = 138,89 \quad [\text{MPa}] \quad (1) \quad A_{ss} = 93,61 \quad [\text{cm}^2]$$

$$(2) \quad \sigma_s = 184,11 \quad [\text{MPa}] \quad (2) \quad A_{ss} = 70,62 \quad [\text{cm}^2]$$

$$A_{1ss} = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \cdot A_{ct} = 70,62 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Dostosowane pole zbrojenia, ze względu na średnicę prętów i graniczną rozwarłość rysy}$$

$$s_{max} = 5 \cdot (c + \phi / 2) = 285 \quad [\text{mm}] \quad \text{Maksymalny rozstaw prętów zbrojeniowych wg EC2}$$

**D. Wyznaczenie całkowitego zbrojenia minimalnego (sumaryczne zbrojenie wszkrońne i przypowierzchniowe) [PN-EN 1992-3]**

$$\left( \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h}{10(h-d)} = 144,3 \quad [\text{cm}] \quad \text{Odległość mierzona od środka ciężkości zewn. warstwy zbroj. do przeciwległej krawędzi betonu}$$

$$\left( \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h}{10(h-d)} = 1,21 \quad [-] \quad \text{Współczynnik zależny od klasy betonu i wysokości przekroju}$$

$$\phi_s = \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{h}{10(h-d)} = 11,57 \quad [\text{mm}] \quad \text{Maksymalna średnica pręta przyjęta z rysunku 7.103N normy PN-EN 1992-3}$$

$$\left( \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h}{10(h-d)} = 245,66 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Zmniejszone, dopuszczalne naprężenie w stali ze względu na średnicę zbroj. i graniczną rozw. rysy}$$

$$A_{1ss} = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\sigma_s} \cdot A_{ct} = 52,92 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Dostosowane pole zbrojenia, ze względu na średnicę prętów i graniczną rozwarłość rysy}$$

$$s_{max} = 150,21 \quad [\text{mm}] \quad \text{Maksymalny rozstaw prętów zbrojeniowych}$$

**E. Wyznaczenie całkowitego zbrojenia minimalnego (sumaryczne zbrojenie wszkrońne i przypowierzchniowe) [KIERNOŻYCKI]**

$$\beta = 1,70 \quad [-] \quad \text{Współczynnik określający stosunek obliczeniowej szerokości rysy do szerokości średniej}$$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1425,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Efektywne pole betonu rozciąganego otaczające zbrojenie}$$

$$A_s = \frac{12,5 \beta k_1 f_{ct,eff} b h + \sqrt{(12,5 \beta k_1 f_{ct,eff} b h)^2 + 0,2 \beta E_s w_k k^2 \phi A_{c,eff} b h f_{ct,eff}}}{2 E_s w_k}$$

$$\sigma_s = \frac{0,5 k_1 f_{ct,eff} b h}{A_s} = 286,45 \quad [\text{MPa}] < f_{yk} = 420 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Warunek spełniony}$$

$$A_{1ss} = 2 \cdot A_s = 45,39 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Dostosowane pole zbrojenia, ze względu na średnicę prętów i graniczną rozwarłość rysy}$$

Wymagane minimalne pole poziomego zbrojenia ściany galerii grubości 150 cm (na 1 mb przekroju), ze względu na wymuszone naprężenia termiczno-skurczowe, wynosi co najmniej  $A_{1ss} = 45,39 \text{ cm}^2$ . Zastosowane w elemencie zbrojenie poziome z prętów  $2 \times \phi 14/250$ , o polu  $A_{ss} = 12,31 \text{ cm}^2$ , jest znacznie mniejsze od wymaganego, co oznacza, że należało się spodziewać niekontrolowanego rozwoju zarysowania konstrukcji.

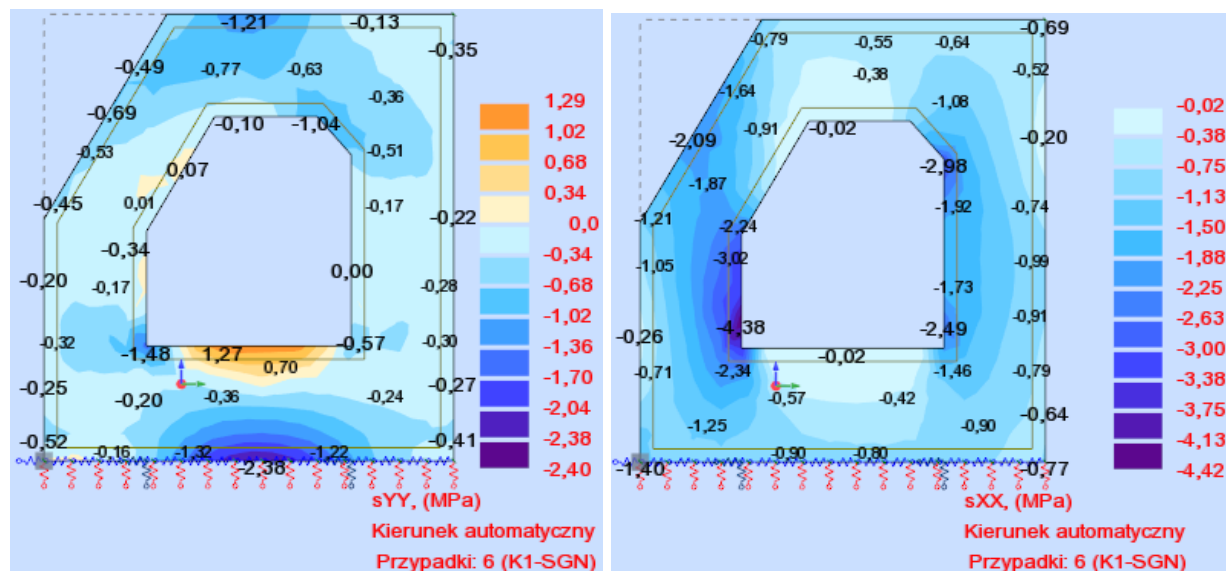
## 5.2. Uproszczona analiza pracy konstrukcji w fazie eksploatacji

W trakcie oględzin konstrukcji nie stwierdzono uszkodzeń, które wskazywałyby na ich przeciążeniowy charakter od wpływu obciążeń podstawowych. Stąd przeprowadzono uproszczoną analizę nośności konstrukcji w fazie eksploatacji.

W analizie uwzględniono następujące obciążenia podstawowe:

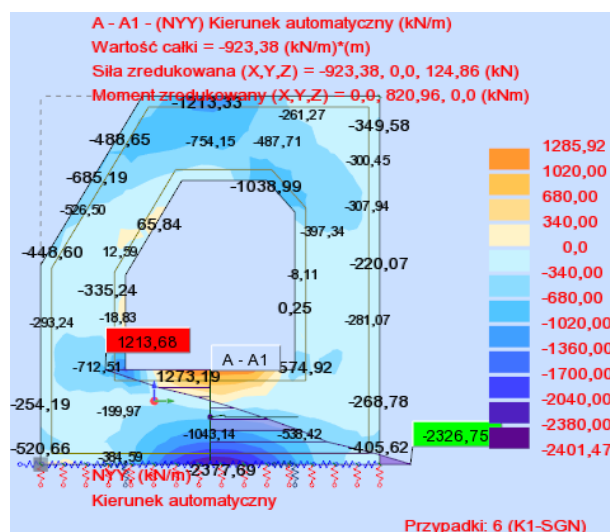
- ciężar własny konstrukcji żelbetowej - współczynnik obciążenia  $\gamma_f=1,1$ ,
- ciężar i parcie wody - współczynnik obciążenia  $\gamma_f=1,1$ ,
- ciężar i parcie gruntu - współczynnik obciążenia  $\gamma_f=1,1$ .

Opracowano wycinkowy model konstrukcji galerii o długości 1 mb.



Rys. 5.5 Naprężenia w konstrukcji galerii – na kierunku poziomym (po lewej) i na kierunku pionowym (po prawej)

SGN faza II



n =	15	=	15		
L =	100	cm	=	1	m
b =	100	cm	=	1,00	m
h =	168	cm	=	1,68	m
A <sub>a</sub> =	9,24	cm <sup>2</sup>	=	0,000924	m <sup>2</sup>
A' <sub>a</sub> =	9,24	cm <sup>2</sup>	=	0,000924	m <sup>2</sup>
A <sub>b</sub> =	16300	cm <sup>2</sup>	=	1,63	m <sup>2</sup>
a =	5	cm	=	0,05	m
a' =	5	cm	=	0,05	m
h <sub>1</sub> =	163	cm	=	1,63	m
M =	820,96	kNm	=	0,82096	MNm
N =	923,38	kN	=	0,92338	MN
ec =	94,51	cm	=	0,9451	m
β =	1				

- położenie środka ciężkości przekroju sprowadzonego:

$$x^3 + 3x^2 \cdot (e - y_{02}) + \frac{6N}{b} \cdot x \cdot (A_a \cdot (e - y_{02} + a) + A_b \cdot (e + y_{01} - a)) - \frac{6M}{b} \cdot (A_a \cdot a \cdot (e - y_{02} + a) + A_b \cdot h_1 \cdot (e + y_{01} - a)) = 0$$

dla  $x = 0,45984$  m

Równanie = 0,00040

- naprężenia w betonie:

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N \cdot x}{b \cdot x^2 + 2 \cdot n \cdot x \cdot (A_a + A'_a) - 2 \cdot n \cdot (A_a \cdot a + A_b \cdot h_1)}$$

$\sigma_b = 4,46$  MPa <  $\beta \cdot R_{bt} = 10,60$  MPa

Warunek spełniony

- naprężenia w stali rozciąganej:

$$\sigma_a = n \cdot \frac{h_1 - x}{x} \cdot \sigma_b$$

$\sigma_a = 170,27$  MPa <  $R = 210,00$  MPa

Warunek spełniony

Rys. 5.6 Naprężenia w konstrukcji galerii – na kierunku poziomym (po lewej) i na kierunku pionowym (po prawej)

Maksymalne naprężenia ściskające w betonie wynoszą 4,5 MPa i są mniejsze od wytrzymałości obliczeniowej betonu R=10,6 MPa. Maksymalne naprężenia rozciągające w stali zbrojeniowej wynoszą 170 MPa i są mniejsze od wytrzymałości obliczeniowej stali R=210 MPa.

### 5.3. Wnioski z przeprowadzonej analizy obliczeniowej

W podsumowaniu przeprowadzonej analizy obliczeniowej przedmiotowej konstrukcji poniżej sformułowano wnioski:

- Charakter stwierdzonych uszkodzeń (zarysowań) wskazuje na dominującą rolę w ich powstaniu wczesnych (etap budowy) wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych generowanych oporem stawianym przez więź zewnętrzną (element wykonany we wcześniejszej fazie betonowania) na etapie stygnięcia po samoociepleniu betonu oraz od wczesnej różnicy skurczu betonu (autogenicznego i spowodowanego wysychaniem). Dla celów przeprowadzenia analizy wpływu ww. oddziaływań posługiwano się najaktualniejszymi normami i literaturą techniczną w tym zakresie, stanowiącą bazę aktualnej wiedzy o tych zjawiskach.



- Analiza wykazała, że w ścianach galerii, na etapie budowy, naprężenia rozciągające od oddziaływań termiczno-skurczowych przekraczały znacznie wczesną wytrzymałość betonu na rozciąganie ( $\sigma=2,7 \text{ MPa} \geq 0,7f_{ctm} = 1,33 \text{ MPa}$ ), a w związku z tym wymagane było zastosowanie odpowiedniego zbrojenia poziomego dla przeniesienia tych oddziaływań. Obliczone zgodnie z najaktualniejszymi normami i literaturą techniczną wymagane, minimalne pole zbrojenia ze względu na wymuszone naprężenia termiczno-skurczowe, wynosi co najmniej  $A_{1ss} = 45,39 \text{ cm}^2$ . Zastosowane w elemencie zbrojenie poziome z prętów  $2 \times \text{fi}14/250$ , o polu  $A_{ss} = 12,31 \text{ cm}^2$ , było zatem niewystarczające ze względu na opisywane oddziaływania, gdyż stanowiło 27% zbrojenia wymaganego. Konsekwencją niedostatku poziomego zbrojenia konstrukcyjnego jest obserwowane ponadnormatywne zarysowanie konstrukcji (niespełnieniem stanu granicznego użyteczności SGU). Ponadnormatywne zarysowanie obniża trwałość eksploatacyjną konstrukcji. Należy tu podkreślić, że powyższe wartości wynikają z obecnego stanu wiedzy, ujętego w aktualnych normowych regulacjach, na temat rozpatrywanych zjawisk. Normy, w oparciu o które zaprojektowana została przedmiotowa galeria, nie odnoszą się do analizowanych oddziaływań lub opisują je w sposób niewystarczający, stanowiły jednak obowiązujące na ówczesny czas wytyczne. Z uwagi na to wyniki analiz uzyskanych w oparciu o normy obecnie obowiązujące nie odnoszą się do poprawności założeń przyjętych na etapie projektowania a mają na celu diagnozę możliwych przyczyn zaistniałych uszkodzeń.
- Powstałe na etapie budowy zarysowania „nie uwolniły” całkowicie konstrukcji od naprężeń termiczno-skurczowych. Na konstrukcję oddziałują resztkowe naprężenia termiczne z fazy ochładzania się elementu po okresie „szoku termicznego” związanego z ciepłem hydratacji cementu (podlegające ciągłej relaksacji) oraz wzrastające z czasem naprężenia od różnicy odkształceń skurczowych pomiędzy elementami (które również podlegają relaksacji). Jak wykazano końcowe naprężenia od łącznego oddziaływania termiczno-skurczowego są niższe od wytrzymałości betonu na rozciąganie, a więc oddziaływania te nie powinny samodzielnie przyczyniać się do dalszego rozwoju zarysowania elementu (powiększania szerokości rys istniejących oraz powstawania nowych rys), jednak znacznie obniżają moment/siłę rysującą.

## 6. WNIOSKI KOŃCOWE I ZALECENIA

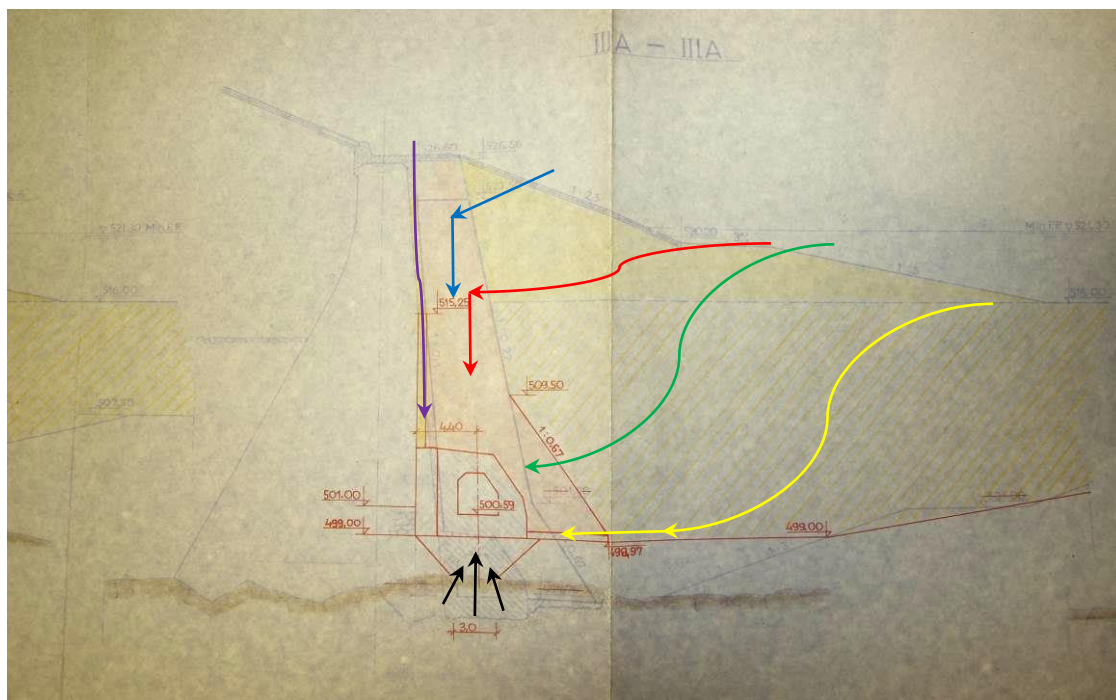
Na podstawie analizy archiwalnych dokumentacji, przeprowadzonej inwentaryzacji, oceny uszkodzeń, wyników badań materiałowych, poniżej podaje się następujące wnioski końcowe oraz zalecenia.

### 6.1. Wnioski końcowe

W trakcie inwentaryzacji stwierdzono, że źródłem obserwowanych na wewnętrznych ścianach wycieków są zarysowania konstrukcji galerii, przerwy technologiczne betonowania oraz przerwy dylatacyjne. O ile nieszczelność przerw technologicznych betonowania oraz przerw dylatacyjnych nie są sytuacją nietypową i wynikają głównie z zaniedbań na etapie wykonawstwa, o tyle zarysowania konstrukcji wymagają głębszego komentarza. Aby określić najbardziej prawdopodobną pierwotną przyczynę obserwowanego zarysowania wykonano analizę statyczno-wytrzymałościową (szeroko przedstawioną w punkcie 6) w oparciu o najaktualniejsze normy i literaturę techniczną. Na podstawie wyników tej analizy stwierdza się, że w elementach w których obserwuje się największe zarysowania (ściany galerii) odnotowano naprężenia rozciągające o wartości 2,7 MPa, znacznie przekraczające wczesną ( $0,7f_{ctm} = 1,33$  MPa) i pełną – 28 dniową ( $f_{ctm} = 1,9$  MPa) wytrzymałość betonu na rozciąganie. Powyższe oznacza wysokie prawdopodobieństwo wczesnego zarysowania (etap budowy) ścian galerii od wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych spowodowanych oporem stawianym przez więź zewnętrzną (element wykonany we wcześniejszej fazie betonowania – płyta denna) na etapie stygnięcia po samoociepleniu betonu oraz od wczesnej (7 dniowej) różnicy skurczu betonu (autogenicznego i spowodowanego wysychaniem). Z uwagi na powyższe konieczne było zastosowanie poziomego zbrojenia do ograniczenia rozwarcia rys od wymuszonych naprężeń termiczno-skurczowych. Obliczone zgodnie z najaktualniejszymi normami i literaturą techniczną wymagane, minimalne pole zbrojenia ze względu na wymuszone naprężenia termiczno-skurczowe, wynosi co najmniej  $A_{1ss} = 45,39$  cm<sup>2</sup>. Zastosowane w elemencie zbrojenie poziome z prętów 2 × fi14/250, o polu  $A_{ss} = 12,31$  cm<sup>2</sup>, było zatem niewystarczające ze względu na opisywane oddziaływania, gdyż stanowiło 27% zbrojenia wymaganego (normy, w oparciu o które zaprojektowana została przedmiotowa galeria, nie odnoszą się do analizowanych oddziaływań lub

opisują je w sposób niewystarczający, stanowiły jednak obowiązujące na ówczesny czas wytyczne). Konsekwencją niedostatku poziomego zbrojenia konstrukcyjnego jest obserwowane ponadnormatywne zarysowanie konstrukcji (niespełnieniem stanu granicznego użyteczności SGU). Ponadnormatywne zarysowanie obniża trwałość eksploatacyjną konstrukcji. Dodatkowo jak wykazano, końcowe naprężenia od łącznego oddziaływania termiczno-skurczowego są niższe od wytrzymałości betonu na rozciąganie, a więc oddziaływania te nie powinny samodzielnie przyczyniać się do dalszego rozwoju zarysowania elementu (powiększania szerokości rys istniejących oraz powstawania nowych rys), jednak znacznie obniżają moment/siłę rysującą. Wyniki powyższych analiz potwierdza fakt, że dla przedmiotowej galerii zarysowania obserwowano już niedługo po wykonaniu elementu a ślady wcześniejszych napraw widoczne są do dnia dzisiejszego.

Kolejnym aspektem, który należy rozważyć są możliwe źródła migrującej przez zarysowania wody. Poniżej przedstawiono schematycznie możliwe kierunki migracji wody przy wykorzystaniu rysunku archiwalnego.



Jak przedstawiono na powyższym schemacie, woda ze zbiornika może migrować między innymi przez:

- warstwę zasypową a następnie poprzez niewystarczająco szczelny styk ekrany z gliny (kolor żółty),



- warstwę zasypową a następnie przez strukturę materiału ekranu z gliny (kolor zielony),
- warstwę stanowiącą podbudowę pod ubezpieczenie ekranu z płyt betonowych a następnie przez strukturę materiału ekranu z gliny (kolor czerwony)
- strukturę materiału ubezpieczenia ekranu z płyt betonowych, warstwę stanowiącą dla nich podbudowę a następnie przez strukturę materiału ekranu z gliny (kolor niebieski),
- niewystarczająco szczelny styk pomiędzy starą zaporą a ekranem z gliny (kolor filetowy),
- filtrację przez podłoże i elementy posadowienia (kolor czarny)

Nie jest możliwe stwierdzenie jednoznacznego, preferowanego i rzeczywistego kierunku migracji wody a najbardziej prawdopodobnym wydaje się, że efekt jest sumaryczną wszystkich składowych. Podczas projektowania istniejącej zapory dopuszczano możliwość filtracji wody przez ekran z gliny (co przedstawiono w punkcie 4.1.1. niniejszego opracowania). Dodatkowo, właściwością fizyczną gliny jest to, że w momencie jej przesuszenia traci ona swoją zwartą strukturę i ulega kurczeniu z wytworzeniem kanalików powietrznych w jej strukturze, co może zwiększać możliwość filtracji wody. Taka sytuacja wydaje się prawdopodobna w momencie układania ekranu na etapie wykonawstwa. Niezależnie od kierunku migracji wody oraz procentowego udziału poszczególnych kierunków migracji, faktem jest, że woda uzyskała dostęp do konstrukcji galerii kontrolno – zastrzykowej a przez istniejące zarysowania może migrować do jej wnętrza. Należy zauważyć również, że obecne wokół galerii materiały charakteryzują się ograniczonym stopniem filtracji w czasie, dlatego fakt, że przesiąki w chwili obecnej są zintensyfikowane, może wynikać z okresu użytkowania budowli.

W trakcie inwentaryzacji stwierdzono następujące typy obserwowanych uszkodzeń:

- zarysowania „suche” konstrukcji żelbetowej galerii kontrolno-zastrzykowej, miejscami widoczne na całej szerokości sklepienia oraz wysokości ściany,
- zarysowania konstrukcji przewodzące wodę (intensywne zacieki na wewnętrznych ścianach),
- białe, wapienne wykwyty na powierzchniach konstrukcji, zintensyfikowane w miejscach przerw dylatacyjnych oraz w okolicach rys zamkniętych (uprzednio przewodzących wodę),

- brązowe wykwitki i gęste wypływy w miejscach zarysowań, zintensyfikowane w miejscach przerw dylatacyjnych,

Układ zarysowań odpowiada zarysowaniom wynikającym z procesu skurczu, natomiast rodzaj obserwowanych rys jest nieregularny na długości galerii. W trakcie inwentaryzacji stwierdzono jednak, że rysy suche oraz rysy zamknięte przez wapienne wykwitki mają najmniejszą rozwartość a rysy mokre oraz rysy charakteryzujące się gęstymi wypływami rozwartość największą. Dlatego też stwierdza się że intensywność wypływów nie zależy od konstrukcji czy też lokalizacji segmentu galerii ale od rozwartości obserwowanego zarysowania.

Badania materiałowe obserwowanych wykwitów (punkt 4.6) wykazały że są one zbudowane w przeważającej części z węglanowych soli wapnia lub sodu, które to stanowią wykrystalizowane sole cieczy porowej (alkaliów betonu). Jak wykazano również osady te w większej lub mniejszej ilości zawierają w sobie osady gliny, najprawdopodobniej wypłukanej z ekranu ochronnego. Nie mniej jednak, osady te same w sobie nie są niebezpieczne w stosunku do betonu, obniżają jedynie estetykę obiektu.

Analiza dotychczasowej pracy zbiornika na podstawie udostępnionych pomiarów, badań, ocen stanu technicznego i kontroli zbiornika wykazała, że w stanie istniejącym wszystkie budowle piętrzące zapory Bukówka oraz ich podłoże znajdują się w dobrym stanie technicznym, umożliwiającym bezpieczną eksploatację zbiornika, zgodnie z posiadanym pozwoleniem wodno-prawnym oraz obowiązującą instrukcją eksploatacyjną. Wyniki pomiarów przemieszczeń wskazują na pełną stateczność budowli i ich podłoża. Obserwowane procesy odkształceń konstrukcji betonowych korelują z warunkami hydrologicznymi i termicznymi (zmiennosc obciążeń i temperatur). Wyniki pomiarów przemieszczeń wskazują na postępującą stabilizację osiadań, a w ostatnich latach zawierają się na ogół w przedziale błędu wyznaczenia. To w połączeniu z wnioskami z analizy statyczno-wytrzymałościowej pozwala na stwierdzenie, że zarówno od pracy jak i od procesów skurczowych nie powinno następować dalsze zarysowanie konstrukcji galerii kontrolno-zastrzykowej.

## **6.2. Zalecenia eksploatacyjne i naprawcze**

- 1) Stan techniczny galerii kontrolno-zastrzykowej umożliwia bezpieczną eksploatację zbiornika, zgodnie z posiadanym pozwoleniem wodno-prawnym oraz obowiązującą instrukcją eksploatacyjną.

2) Nie mniej jednak, konsekwencją niedostatku poziomego zbrojenia konstrukcyjnego jest obserwowane ponadnormatywne zarysowanie konstrukcji. Ponadnormatywne zarysowanie, związane z wyhamowanymi, w stanie istniejącym, procesami skurczowymi, obniżyło trwałość eksploatacyjną konstrukcji, gdyż umożliwiło migrację wody poprzez zarysowanie co może prowadzić do korozji zbrojenia. W celu przeciwdziałania temu, obiekt wymaga podjęcia prac naprawczych w okresie do 3 lat od daty utworzenia niniejszej dokumentacji.

Na podstawie analizy dostępnych technologii stwierdza się brak technologicznych i ekonomicznie uzasadnionych możliwości zabezpieczenia konstrukcji przedmiotowej galerii od zewnątrz przed dostępem wody. Zabezpieczenie takie wymagało by wykonanie jednolitej warstwy izolacyjnej na elementach żelbetowych od zewnątrz, co w stanie istniejącym (pogrążenie w glinie) jest technologicznie niemożliwe z uwagi na brak 100% gwarancji poprawności wykonania warstwy oraz brak metod kontroli jakości dających taką gwarancję. Wykonanie powłoki izolacyjnej od wewnątrz nie likwiduje natomiast problemu obecności wody w zarysowaniach.

Z uwagi na powyższe zaleca się wykonanie napraw przewodzących wodę zarysowań konstrukcji galerii, przerw technologicznych betonowania oraz przerwy dylatacyjnych w technologii iniekcji uszczelniającej. Należy tu zaznaczyć, że po skutecznym zainiektowaniu przewodzących wodę zarysowań konstrukcji galerii, przerw technologicznych betonowania oraz przerwy dylatacyjnych, może nastąpić sytuacja, że rysy, które obecnie nie przewodzą wody, mogą się uaktywnić z uwagą na zablokowanie obecnych kierunków migracji wody przez konstrukcję galerii. Dlatego też planowane prace iniekcyjne mogą wymagać więc niż jednego etapu.

3) Z uwagi na to, że nie stwierdzono nieprawidłowości w pracy konstrukcji (wyniki pomiarów przemieszczeń wskazują na postępującą stabilizację osiadań, a w ostatnich latach zawierają się na ogół w przedziale błędu wyznaczenia) oraz z uwagi na to, że oddziaływania termiczno-skurczowego w stanie istniejącym są niższe od wytrzymałości betonu na rozciąganie, a więc oddziaływania te nie powinny samodzielnie przyczyniać się do dalszego rozwoju zarysowania elementu, w stanie istniejącym brak jest konieczności przeprowadzenia prac

remontowych mających na celu wzmocnienie istniejącej konstrukcji galerii kontrolno – zastrzykowej.

Opisywane ponadnormatywne zarysowanie obniżyło trwałość eksploatacyjną konstrukcji. W stanie istniejącym nie stwierdzono objawów korozji zbrojenia, niemniej jednak konieczne jest prowadzenie diagnostyki obejmującej wykonywanie corocznej oceny stanu technicznego, w ramach której należy wykonywać co najmniej:

- geodezyjne pomiary bezwzględnych przemieszczeń pionowych zapory czołowej, budowli upustowych i galerii oraz przemieszczeń względnych (szczelinomierzy),
- pomiarów stanów wody i ciśnień w piezometrach zapory czołowej i zapory bocznej,
- badania wizualne konstrukcji galerii ukierunkowane na identyfikację zwiększonych przecieków, przecieków mogących świadczyć o korozji zbrojenia (w takim przypadku zaleca się wykonanie mapowania obszarów korodującego zbrojenia metodami elektrochemicznymi) lub nowych uszkodzeń mogących wynikać z nieprawidłowej pracy konstrukcji.

Z uwagi na powyższy zakres oceny technicznej, w celu umożliwienia monitoringu intensywności wycieków zaleca się wyposażenie obiektu w układ pomiarowy ilości wypompowywanej wody z systemu odwodnienia galerii np. poprzez montaż przepływomierzy na pompach bądź układów zliczających czas oraz ilość włączeń poszczególnych pomp. Należy tu zwrócić uwagę, że na ilość wypompowywanej wody ma wpływ również zjawisko kondensacji wody na ścianach galerii (para wodna obecna w powietrzu, w wyniku kontaktu z powierzchnią o niższej temperaturze, ulega skropleniu i spływa po ścianach galerii do systemu odwodnienia). Dlatego też istotnym jest utrzymanie jak najniższej wilgotności powietrza w galerii poprzez zapewnienie sprawnego systemu wentylacji.

Wyniki przeprowadzonych ocen muszą jednoznacznie definiować warunki dalszej eksploatacji konstrukcji oraz określać zakres ewentualnych koniecznych prac naprawczych lub remontowych.



### 6.3. Szczegółowe zalecenia naprawcze

- 1) Z uwagi na to, że nie stwierdzono nieprawidłowości w pracy konstrukcji (wyniki pomiarów przemieszczeń wskazują na postępującą stabilizację osiadań, a w ostatnich latach zawierają się na ogół w przedziale błędu wyznaczenia) oraz z uwagi na to, że oddziaływania termiczno-skurczowego w stanie istniejącym są niższe od wytrzymałości betonu na rozciąganie, a więc oddziaływania te nie powinny samodzielnie przyczyniać się do dalszego rozwoju zarysowania elementu, brak jest konieczności przeprowadzenia prac remontowych mających na celu wzmocnienie istniejącej konstrukcji galerii kontrolno – zastrzykowej.
- 2) Na podstawie analizy dostępnych technologii stwierdza się brak technologicznych i ekonomicznie uzasadnionych możliwości zabezpieczenia konstrukcji przedmiotowej galerii od zewnątrz przed dostępem wody. Zabezpieczenie takie wymagało by wykonanie jednolitej warstwy izolacyjnej na elementach żelbetowych od zewnątrz, co w stanie istniejącym (pograżenie w glinie) jest technologicznie niemożliwe z uwagi na brak 100% gwarancji poprawności wykonania warstwy oraz brak metod kontroli jakości dających taką gwarancję. Wykonanie powłoki izolacyjnej od wewnątrz nie likwiduje natomiast problemu obecności wody w zarysowaniach.
- 3) Z uwagi na powyższe zaleca się wykonanie napraw przewodzących wodę zarysowań konstrukcji galerii oraz przerw technologicznych betonowania w technologii iniekcji uszczelniającej np. żywicami na bazie poliuretanów. Do uszczelnień rys i niekontrolowanych przerw technologicznych betonowania należy stosować materiały iniekcyjne stosowne do ich właściwości uszczelniających wycieki wody, nie powodujące korozji stali zbrojeniowej, a także o:
  - bardzo dużej elastyczności po związaniu, min. 100%;
  - lepkości min. 200mPas;
  - dużej wytrzymałości na zerwanie,  $\geq 1,0$  MPa;
  - możliwości regulacji czasu wiązania od kilkunastu sekund do kilkunastu minut w zależności od temperatury;
  - możliwości regulacji wielkości spieniania poprzez odpowiednie dozowanie katalizatora;
  - możliwości reakcji w środowisku wilgotnym i mokrym;

- właściwościach tamujących i uszczelniających wycieki wody;
- spienianiu w kontakcie z wodą  $\geq 15x$ ;
- szczelnej strukturze porów po reakcji spienienia;

**Metodologia prac:**

- rozbrzdowanie rysy czy niekontrolowanej przerwy technologicznej betonowania wzdłuż ich biegu;
- nawiercenie otworów iniekcyjnych;
- przepłukanie otworów iniekcyjnych wodą;
- zamknięcie rysy czy niekontrolowanej przerwy technologicznej betonowania mineralną zaprawą szybkosprawną,
- osadzenie pakerów iniekcyjnych;
- wykonanie iniekcji ciśnieniowej żywicą na bazie poliuretanu z dodatkiem katalizatora,
- usunięcie pakerów i zamknięcie otworów mineralną zaprawą bezskurczową.

4) Naprawy przewodzących wodę przerw dylatacyjnych, z uwagi na to, że przerwy dylatacyjne są narażone na pracę, zleca się wykonać w technologii iniekcji uszczelniającej np. żywicami na bazie akrylu stosowanych do środowisk okresowo wysychających. Do ich uszczelnień należy stosować materiały iniekcyjne stosowne do ich właściwości uszczelniających wycieki wody, nie powodujący korozji stali zbrojeniowej, a także o :

- bardzo dużej elastyczności po związaniu, min. 300%;
- lepkości  $< 60\text{mPas}$ ;
- dodatkowym pęcznieniu w kontakcie z wodą,  $>150\%$ ,
- możliwości regulacji czasu wiązania od kilkunastu sekund do kilkudziesięciu minut w zależności od temperatury;
- możliwości reakcji w środowisku wilgotnym i mokrym;
- odporności na ciśnienie hydrostatyczne min. 7 barów;

**Metodologia prac:**

- rozbrzdowanie przerwy dylatacyjnej wzdłuż jego biegu;
- nawiercenie otworów iniekcyjnych;
- przepłukanie otworów iniekcyjnych wodą;
- zamknięcie przerwy dylatacyjnej zaprawą szybkosprawną,

- 
- osadzenie pakerów iniekcyjnych;
  - wykonanie iniekcji ciśnieniowej żywicą na bazie akrylu,
  - usunięcie pakerów i zamknięcie otworów mineralną zaprawą bezskurczową.
- 5) Należy tu zaznaczyć, że po skutecznym zainiektowaniu przewodzących wodę zarysowań konstrukcji galerii, przerw technologicznych betonowania oraz przerwy dylatacyjnych, może nastąpić sytuacja, że rysy, które obecnie nie przewodzą wody, mogą się uaktywnić z uwagi na zablokowanie obecnych kierunków migracji wody przez konstrukcję galerii. Dlatego też planowane prace iniekcyjne mogą wymagać więc niż jednego etapu.

## **RYSUNKI**

---



## ZAŁĄCZNIKI

---