

POLITECHNIKA WARSZAWSKA

Rozprawa doktorska

Dyscyplina naukowa

Inżynieria lądowa, geodezja i transport

Dziedzina nauk

Nauki inżynieryjno-techniczne

mgr inż.

Łukasz Grabowski

Wczesne zarysowanie termiczno-skurczowe w masywnych elementach
żelbetowych betonowanych w całości w gruncie

Promotor

dr hab. inż. **Monika Mitew-Czajewska**, prof. PW

Podziękowania

Pragnę złożyć serdeczne podziękowania Pani Promotor dr hab. inż. Monice Mitew-Czajewskiej, profesor Politechniki Warszawskiej, za opiekę naukową, cenne wskazówki, życzliwość oraz nieustające wsparcie na każdym etapie realizacji niniejszej rozprawy doktorskiej.

Szczególne podziękowania kieruję do Dyrektora Zarządzającego firmy Soletanche Polska Sp. z o.o., Pana Huberta Tomczaka, za umożliwienie mi udziału w programie „Doktorat wdrożeniowy”, a także za stworzenie warunków sprzyjających łączeniu pracy zawodowej z prowadzeniem badań naukowych.

Dziękuję również Opiekunom pomocniczym – Panu dr inż. Maciejowi Chmielewskiemu oraz Pani dr inż. Urszuli Tomczak – za konsultacje i wsparcie w trakcie realizacji niniejszej rozprawy doktorskiej.

Serdeczne podziękowania składam Koleżankom i Kolegom z firm Soletanche Polska oraz Sixense za okazaną pomoc, życzliwość oraz wsparcie, a także za zaangażowanie w organizację i realizację badań naukowych prowadzonych w wymagających warunkach placów budowy.

Na zakończenie pragnę wyrazić wyjątkową wdzięczność mojej Rodzinie za wyrozumiałość, cierpliwość i nieustające wsparcie. W szczególności dziękuję mojej żonie Magdalenie za obecność, motywację oraz wiarę we mnie na każdym etapie powstawania niniejszej rozprawy.

*„Jednym z pierwszych zadań uczonego
jest nie określanie rozmiarów zdobytej wiedzy,
bo ta sama siebie tłumaczy, lecz rozmiarów ignorancji,
która jest tej wiedzy niewidzialnym Atlasem.”*

Stanisław Lem, „Głos Pana”

STRESZCZENIE

Przedmiotem niniejszej rozprawy doktorskiej jest zagadnienie wczesnego zarysowania termiczno-skurczowego w masywnych elementach żelbetowych betonowanych w gruncie. W związku z zarysowaniami cylindrycznych szybów technologicznych napotykanymi w praktyce, a niemożliwymi do wyjaśnienia jako skutek działania wyłącznie obciążeń zewnętrznych podjęto próbę udowodnienia tezy, że głównym czynnikiem odpowiedzialnym za występowanie tych zarysowań są efekty termiczno-skurczowe. Ponieważ efekty te są niezależne od kształtu konstrukcji, tezę rozszerzono na wszystkie rodzaje głębokich fundamentów betonowanych in-situ.

W rozprawie przedstawiono szczegółowo wybrane przypadki zarysowań oraz ciąg rozważań prowadzący do wniosku, że obciążenia zewnętrzne nie wyjaśniają powstania obserwowanych rys. W kolejnych rozdziałach części teoretycznej opisano czynniki wpływające na zjawisko zarysowania termiczno-skurczowego oraz podstawy matematycznego opisu procesów cieplnych i mechanicznych w betonie, wraz z opisem wprowadzonych dodatkowych założeń.

W części doświadczalnej rozprawy przedstawiono szczegółowo zakres wykonanych badań własnych. Opisano wykorzystane metody pomiarowe oraz cztery poletka badawcze, podając ich lokalizację, warunki geotechniczne, wymiary badanych sekcji pierwotnych i wtórnych oraz parametry wykorzystanych czujników. W dalszej części opisano własne modele termiczny i mechaniczny, które opracowano w celu odwzorowania rzeczywistych wartości temperatury i odkształceń mierzonych na poletkach badawczych.

Porównano wyniki pomiarów z prognozą uzyskaną na podstawie własnych modeli zjawisk termicznych i mechanicznych. Tym samym udowodniono zgodność wartości rzeczywistych z rezultatami obliczeń numerycznych. Następnie przeprowadzono analizę w sześciu wariantach parametrów wiodących, mających największy wpływ na wartości temperatury i odkształceń oraz naprężeń w elementach betonowanych in-situ. Na tej podstawie udowodniono stawianą w pracy tezę, że to wyłącznie efekty termiczne mogą, przy

odpowiedniej kombinacji czynników wiodących, doprowadzić do zarysowania tych elementów. Przetawiony w pracy tok rozważań zwięźczony został opracowaniem procedury analizy ryzyka wystąpienia zarysowań masywnych elementów żelbetowych betonowanych w gruncie. Procedura ta została wdrożona w rzeczywistym projekcie infrastrukturalnym.

Słowa kluczowe: głębokie fundamenty, zarysowanie termiczno-skurczowe, ściany szczelinowe, ograniczenie swobody odkształceń, odkształcenia wymuszone

ABSTRACT

The subject of this doctoral dissertation is the problem of early-age thermal–shrinkage cracking in massive reinforced concrete elements constructed in the ground. In response to cracking observed in cylindrical technological shafts encountered in practice—cracking that cannot be explained solely as a result of external loads—an attempt was made to demonstrate the thesis that thermal–shrinkage effects constitute the primary factor responsible for their occurrence. As these effects are independent of structural geometry, the thesis was extended to all types of deep foundations constructed in situ.

The dissertation presents in detail selected cases of cracking, together with a line of reasoning leading to the conclusion that external loads do not explain the formation of the observed cracks. In subsequent chapters of the theoretical part, the factors influencing thermal–shrinkage cracking are discussed, along with the fundamentals of the mathematical description of thermal and mechanical processes in concrete, including the additional assumptions adopted.

In the experimental part of the dissertation, the scope of the author’s own research is presented in detail. The measurement methods employed and four test sites are described, including their locations, geotechnical conditions, dimensions of the primary and secondary sections examined, and the parameters of the sensors used. The subsequent section presents the author’s own thermal and mechanical models developed to reproduce the actual temperature and strain values measured at the test sites.

The measurement results were compared with the predictions obtained using the original thermal and mechanical models developed in this study. In this way, the consistency of the actual values with the results of the numerical calculations was demonstrated. Subsequently, an analysis was carried out for six variants of the leading parameters having the greatest influence on temperature, strain, and stress values in cast-in-situ concrete elements. On this basis, the thesis advanced in the dissertation was confirmed, namely that thermal effects alone may, under a specific combination of governing factors, lead to cracking

of these elements. The line of reasoning presented in the dissertation was ultimately concluded with the development of a procedure for analysing the risk of cracking in massive reinforced concrete elements cast in the ground. This procedure was implemented in a real infrastructure project.

Keywords: deep foundations, thermal–shrinkage cracking, diaphragm walls, restraint, restrained strains

Spis treści

1	Wprowadzenie.....	21
1.1	Rola głębokiego fundamentowania w rozwoju rozwiązań inżynierskich.....	21
1.2	Opis technologii ścian szczelinowych	22
1.3	Hipoteza badawcza i cel pracy.....	25
2	Wprowadzenie do przedmiotu pracy badawczej.....	27
2.1	Inspiracja badań zagadnienia zarysowania termiczno-skurczowego	27
2.2	Zagadnienie zarysowania okrągłych szybów technologicznych.....	27
2.3	Teoretyczne podstawy analizy okrągłych szybów technologicznych	28
2.4	Obserwowane zarysowania szybów technologicznych i ich konsekwencje	38
2.4.1	Budowa szybu technologicznego Kawasaki Island w Japonii.....	39
2.4.2	Budowa szybu technologicznego w Wielkiej Brytanii.....	40
2.4.3	Doświadczenia własne z budowy szybu w Polsce.....	41
2.5	Podsumowanie przeanalizowanych przypadków zarysowań w szybach kołowych	43
3	Opis wczesnego zarysowania termiczno-skurczowego w głębokich fundamentach	44
3.1	Zjawiska fizyki betonu wpływające na zarysowanie skurczowo-termiczne	44
3.1.1	Początek twardnienia.....	44
3.1.2	Wpływ temperatury na naprężenia w młodym betonie	45
3.1.3	Przyrost wytrzymałości i modułu sprężystości	45
3.1.4	Wpływ skurczu na odkształcenia młodego betonu.....	45
3.1.5	Wpływ pęczania na odkształcenia w młodym betonie	46
3.2	Ograniczenie swobody odkształceń	46
3.3	Cechy szczególne głębokich fundamentów w kontekście wczesnego zarysowania termiczno-skurczowego	47
4	Podstawy teoretyczne i opis matematyczny procesów cieplnych i mechanicznych w betonie	50
4.1	Liniowa teoria termosprężystości	50
4.1.1	Sformułowanie podstawowe	50
4.1.2	Rozprężenie równań termosprężystości	51
4.1.3	Dodatkowe założenia upraszczające.....	52
4.2	Zagadnienie przepływu ciepła	52
4.2.1	Sformułowanie podstawowe	52
4.2.1	Kinetyka reakcji hydratacji	53
4.2.2	Adiabatyczny przyrost temperatury.....	54
4.3	Zagadnienie mechaniki pręta termosprężystego	54
4.3.1	Sformułowanie podstawowe	54
4.3.2	Interakcja z podłożem sprężysto-plastycznym	55
5	Własna analiza doświadczalna.....	57

5.1	Opis zastosowanych metod pomiarowych	57
5.1.1	Technologiczne aspekty związane z prowadzeniem pomiarów	57
5.1.2	Pomiar odkształcenia	59
5.1.3	Pomiar temperatury	61
5.1.4	Dane uzyskiwane z dokumentacji budowy	61
5.1.5	Wyznaczanie odkształceń na podstawie surowych danych pomiarowych	63
5.1.6	Wyznaczanie początkowego momentu analizy danych pomiarowych	64
5.2	Opis poletek badawczych	68
5.2.1	Opis poletka badawczego nr 1 - Kraków	68
5.2.2	Opis poletka badawczego nr 2 - Łódź	74
5.2.3	Opis poletka badawczego nr 3 - Warszawa	80
5.2.4	Opis poletka badawczego nr 4 - Londyn	87
6	Własny model przepływu ciepła (model termiczny)	95
6.1	Opis założeń geometrycznych modelu	95
6.2	Założenia dotyczące parametrów materiałowych	96
6.2.1	Parametry termiczne gruntów	96
6.2.2	Parametry termiczne betonu	97
6.2.3	Parametry termiczne zawiesiny bentonitowej	98
6.3	Opis modelu generacji ciepła hydratacji	98
6.4	Warunki brzegowe	100
6.5	Warunki początkowe	102
6.6	Granice wewnętrzne podobszarów modelu i sposób uwzględniania technologii wykonania robót	105
6.6.1	Faza I – betonowanie i wiązanie betonu sekcji pierwotnej	105
6.6.2	Faza II – wykop sekcji wtórnej pod osłoną zawiesiny stabilizującej	105
6.6.3	Faza III – betonowanie i wiązanie sekcji wtórnej	105
6.7	Metoda obliczeń	105
6.8	Podsumowanie	106
7	Własny model elementu termosprężystego (model mechaniczny)	107
7.1	Opis założeń geometrycznych modelu	107
7.2	Uwzględnienie temperatury średniej elementu	108
7.3	Opis współpracy pręta z podłożem	109
7.4	Wpływ skurczu i pęczania	110
7.4.1	Wpływ skurczu	110
7.4.2	Wpływ pęczania	112
7.5	Metoda obliczeń	114
7.6	Podsumowanie	114
8	Analiza wyników badań własnych	116
8.1	Wprowadzenie	116

8.2	Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 1	117
8.3	Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 2	122
8.4	Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 3	130
8.5	Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 4	140
8.6	Analiza wpływu parametrów wiodących na ryzyko zarysowania	145
8.7	Podsumowanie.....	159
9	Podsumowanie i wnioski	160
9.1	Wnioski ogólne.....	160
9.2	Wnioski szczegółowe	161
10	Wnioski końcowe i kierunki dalszych badań	165
10.1	Wnioski końcowe	165
10.2	Aspekty wdrożeniowe	166
10.3	Opis wdrożenia w przedsiębiorstwie	168
10.4	Kierunki dalszych badań.....	169

Spis rysunków

Rys. 1.1 Schemat faz wykonania ścian szczelinowych (Soletanche Polska)	24
Rys. 2.1: Schemat rury grubościennej ściskanej równomiernie w zagadnieniu Lamé'go	28
Rys. 2.2 Rozkład naprężeń wg rozwiązania Lamé'go [80]	29
Rys. 2.3 Zależność mimośrodów od grubości ścianki rury w funkcji R/t	30
Rys. 2.4 Porównanie sztywności cylindrycznej dla rur grubościennych i cienkościennych.....	31
Rys. 2.5 schemat zadania szybu jako belki na podłożu sprężystym.....	32
Rys. 2.6 Zależność momentu zginającego w poziomie dna wykopu od głębokości wykopu.....	34
Rys. 2.7 Wzrost wartości momentów zginających w obudowie szybu kołowego w funkcji k/k_h	35
Rys. 2.8 Wykorzystanie momentu rysującego w zależności od grubości ściany, R/e i k/k_h	37
Rys. 2.9 Przykład ściany szybu z widocznymi zarysowaniami i zaciekami (fot. Soletanche Bachy)	38
Rys. 2.10 Zarysowanie ścian szczelinowych szybu na Kawasaki Island	39
Rys. 2.11 Szyb technologiczny w Wielkiej Brytanii (fot. Bachy Soletanche Ltd.)	41
Rys. 2.12 Rzut szybu oraz fotografia wody zbierającej się na dnie.....	42
Rys. 2.13 Widok zarysowań i wysoleń	42
Rys. 2.14 Schemat zarysowania szybu	43
Rys. 5.1 Transport szkieletu zbrojeniowego z czujnikami (fot. Autora).....	57
Rys. 5.2 Betonowanie ścian szczelinowych	58
Rys. 5.3 Czujnik strunowy do montażu w betonie (fot. Autora).....	60
Rys. 5.4 Przykładowa krzywa betonowania (Soletanche Bachy France).....	62
Rys. 5.6 Datalogger z wpiętymi kablami sygnałowymi z sześciu czujników (fot. Autora).....	65
Rys. 5.7 Schemat rozkładu różnych partii wbudowywanej mieszanki (opracowanie własne)	66
Rys. 5.8 Wynik pomiaru odkształcenia względem początku pomiarów (poletko nr 1)	67
Rys. 5.9 Wynik pomiaru odkształcenia względem $t=7h$ (poletko nr 1).....	67
Rys. 5.10 Wycinek rzutu sektora S11 tunelu TS-04 [103]	68
Rys. 5.11 Wycinek rysunku rozwinięcia ścian tunelu TS-04 w sektorze S11 [103].....	69
Rys. 5.12 Lokalizacja czujników w sekcji S11-P-N15.....	71
Rys. 5.13 Schemat montażu czujników w szkielecie S11-K42.....	72
Rys. 5.14 Czujnik nr 4 w szkielecie K42 (fot. Autora)	72
Rys. 5.15 Obrys przystanku „Śródmieście” i lokalizacja badanych sekcji ścian szczelinowych [102]	75
Rys. 5.16 Przykładowy przekrój geologiczny dla przystanku „Śródmieście” [99].....	75
Rys. 5.17 Schemat montażu czujników w szkieletach A76 i A77	76
Rys. 5.18 Lokalizacja czujników w sekcjach P47 i N48 oraz warunki gruntowe wg dokumentacji geologicznej.....	77
Rys. 5.19 Czujniki 10 i 11 w koszu A77 w zakładzie zbrojarskim	78
Rys. 5.20 Lokalizacja poletka na tle podziemia dworca „Warszawa Zachodnia” [101].....	81
Rys. 5.21 Zasięg występowania Rynny Żoliborskiej [81] oraz miejsce prowadzonych pomiarów	81
Rys. 5.22 Przykładowy przekrój geologiczny w rejonie występowania Rynny Żoliborskiej [104].....	82
Rys. 5.23 Lokalizacja czujników w sekcjach N167 i Z168 oraz warunki gruntowe wg dokumentacji geologicznej	83
Rys. 5.24 Lokalizacja czujników w szkieletach L387 i L388	84
Rys. 5.25 Montaż czujnika nr 12 w szkielecie L388.....	84

Rys. 5.26 Przykładowy przekrój geologiczny dla poletka nr 4 [98].....	88
Rys. 5.27 Lokalizacja opomiarowanych sekcji na poletku próbnym nr 4 (źródło: Bachy Soletanche Ltd.)	90
Rys. 5.28 Poziomy montaż czujników (źródło: Bachy Soletanche Ltd.)	90
Rys. 5.29 Lokalizacja czujników w szkieletach (źródło: Bachy Soletanche Ltd.)	91
Rys. 6.1 Schemat geometrii modelu termicznego.....	96
Rys. 6.2 Lokalizacja poletek na mapie średniej temperatury rocznej w Polsce dla wielolecia 1991-2020 [94]	103
Rys. 6.3 Lokalizacja poletka na mapie średniej temperatury rocznej w Zjednoczonym Królestwie [95]	104
Rys. 7.1 Model pręta termosprężystego	108
Rys. 7.2 Schemat pracy podpór opisujących interakcję z gruntem a) poboczniczy b) podstawy	111
Rys. 7.3 Schematyczny przebieg skurczu w betonach tradycyjnych i wysokowartościowych za [84]	112
Rys. 7.4 Schemat niekorzystnego wpływu pękania dla młodego betonu skrępowanego zewnątrz [13]	113
Rys. 7.5 Graf opisujący działanie własnego algorytmu rozwiązującego zadanie pręta termosprężystego	115
Rys. 8.1 Porównanie wyników pomiarów i przewidywań modelu termicznego - poletko nr 1	117
Rys. 8.2 Porównanie średniej wartości temperatury uzyskanej z pomiarów i przewidywań modelu - poletko nr 1	118
Rys. 8.3 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego w momencie uzyskania θ_{max} i po 90 dniach	120
Rys. 8.4 Porównanie wyników pomiaru odkształceń z przewidywaniami modelu	121
Rys. 8.5 Porównanie wyników pomiarów temperatury i przewidywań modelu - poletko nr 2 sekcja pierwotna	123
Rys. 8.6 Porównanie wyników pomiarów temperatury i przewidywań modelu - poletko nr 2 sekcja wtórna	123
Rys. 8.7 Porównanie temperatury średniej uzyskanej z pomiarów i przewidywań modelu - poletko nr 2	124
Rys. 8.8 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla części środkowej sekcji (czujniki 1-6)	126
Rys. 8.9 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji pierwotnej (czujniki 7-9)	127
Rys. 8.10 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji wtórnej (czujniki 10-12).....	128
Rys. 8.11 Porównanie wyników odkształceń i przewidywań modelu - poletko nr 3	130
Rys. 8.12 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 3 sekcja pierwotna.....	131
Rys. 8.13 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 3 sekcja wtórna.....	131
Rys. 8.14 Porównanie temperatury średniej uzyskanej z pomiarów i przewidywań modelu - poletko nr 3	132
Rys. 8.15 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla sekcji pierwotnej (czujniki 1-3)	134
Rys. 8.16 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji pierwotnej (czujniki 4-6)	135
Rys. 8.17 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji wtórnej (czujniki 7-9)	136
Rys. 8.18 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla sekcji wtórnej (czujniki 10-12).....	137
Rys. 8.19 Porównanie wyników odkształceń i przewidywań modelu - poletko nr 3	139
Rys. 8.20 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L1	140
Rys. 8.21 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L2	141
Rys. 8.22 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L3	141
Rys. 8.23 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L4	142
Rys. 8.24 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L5	142
Rys. 8.25 Wyniki pomiarów odkształcenia- średnie odkształcenie - poletko nr 4 P24/S23 L1	143
Rys. 8.26 Wyniki pomiarów odkształcenia- średnie odkształcenie - poletko nr 4 P24/S23 L2	144
Rys. 8.27 Wyniki pomiarów odkształcenia- średnie odkształcenie - poletko nr 4 P24/S23 L4	144
Rys. 8.28 Temperatura średnia sekcji w funkcji grubości ściany, składu spoiwa i temperatury początkowej mieszanki betonowej	146

Rys. 8.29 Naprężenia w ścianach o $e=1,5\text{m}$, 100% K + 0% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	150
Rys. 8.30 Naprężenia w ścianach o $e=1,5\text{m}$, 35% K + 65% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	151
Rys. 8.31 Naprężenia w ścianach o $e=1,5\text{m}$, 15% K + 85% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	152
Rys. 8.32 Naprężenia w ścianach o $e=1,0\text{m}$, 100% K + 0% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	153
Rys. 8.33 Naprężenia w ścianach o $e=1,0\text{m}$, 35% K + 65% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	154
Rys. 8.34 Naprężenia w ścianach o $e=1,0\text{m}$, 15% K + 85% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	155
Rys. 8.35 Naprężenia w ścianach o $e=0,5\text{m}$, 100% K + 0% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	156
Rys. 8.36 Naprężenia w ścianach o $e=0,5\text{m}$, 35% K + 65% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	157
Rys. 8.37 Naprężenia w ścianach o $e=0,5\text{m}$, 15% K + 85% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$	158

Spis tabel

Tab. 5.1 Wybrane uśrednione parametry gruntów dla poletka nr 1.....	70
Tab. 5.2 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 1.....	73
Tab. 5.3 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 1.....	73
Tab. 5.4 Dane dotyczące wykonania badanej sekcji	74
Tab. 5.5 Wybrane uśrednione parametry gruntów dla poletka nr 2.....	76
Tab. 5.6 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 2.....	78
Tab. 5.7 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 2.....	79
Tab. 5.8 Dane dotyczące wykonania sekcji P47.....	79
Tab. 5.9 Dane dotyczące wykonania sekcji N48	80
Tab. 5.10 Wybrane uśrednione parametry gruntów dla poletka nr 3	82
Tab. 5.11 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 3.....	85
Tab. 5.12 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 2.....	85
Tab. 5.13 Dane dotyczące wykonania sekcji N167	86
Tab. 5.14 Dane dotyczące wykonania sekcji Z168	86
Tab. 5.15 Wybrane uśrednione parametry gruntów dla poletka nr 4	89
Tab. 5.16 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 4.....	91
Tab. 5.17 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 4.....	92
Tab. 5.18 Dane dotyczące wykonania sekcji P14	92
Tab. 5.19 Dane dotyczące wykonania sekcji P30	93
Tab. 5.20 Dane dotyczące wykonania sekcji P24	93
Tab. 5.21 Dane dotyczące wykonania sekcji S01.....	93
Tab. 5.22 Dane dotyczące wykonania sekcji S23.....	94
Tab. 5.23 Dane dotyczące wykonania sekcji P15	94
Tab. 6.1 Parametry termiczne gruntu przyjęte w analizie	97
Tab. 6.2 Parametry termiczne betonów wg poletek.....	97
Tab. 6.3 Składniki klinkieru portlandzkiego – wartości uśrednione.....	99
Tab. 6.4 Składniki cementu użytego na poletkach badawczych.....	100
Tab. 6.5 Dodatki do cementu zastosowane na poletkach badawczych	100
Tab. 8.1 Parametry gruntów przyjęte w modelu mechanicznym - poletko nr 1.....	119
Tab. 8.2 Parametry gruntów przyjęte w modelu mechanicznym - poletko nr 2.....	125
Tab. 8.3 Parametry gruntów przyjęte w modelu mechanicznym - poletko nr 3.....	133
Tab. 8.4 Uproszczona analiza ryzyka wystąpienia zarysowań termicznych.....	159

Wykaz symboli użytych w pracy

W pracy stosuje się układ jednostek SI. Dla wygody zapisu wartości parć, sił, naprężeń i modułów podawane są w jednostkach zwyczajowo stosowanych kPa, kN, MPa, itd.

Wielkie litery łacińskie:

- A – pole przekroju poprzecznego, m^2
- B – współczynnik partii (ang. *batch factor*)
- E – moduł sprężystości, moduł odkształcenia, MPa
- E_a – energia aktywacji, J/mol
- E_{oed} – moduł edometryczny, MPa
- G – stała czujnika (ang. *gauge factor*)
- J – moduł bezwładności, m^4
- $J(t, \tau)$ – funkcja pełzania (ang. *creep compliance*), 1/MPa
- K_x – sztywność pobocznicy, kN/m
- L – długość, m
- M, M_{max} – moment zginający, kNm
- M_{cr} – moment rysujący, kNm
- N – siła normalna, kN
- Q – ciepło hydratacji (objętościowe), J/ m^3
- Q_{41} – ciepło hydratacji po 41 h od zarobu, J/kg
- Q_{tot} – całkowite ciepło hydratacji (objętościowe), J/ m^3
- Q_{ult} – końcowe ciepło hydratacji (objętościowe), J/ m^3
- R – opór elektryczny, Ω
- R – stała gazowa, 8,3144 J/(mol · K)
- R_1, R_0 – odczyt czujnika, digit (ang. *reading, digits*), Hz^2
- R – promień szybu, m
- $R_{int}, R_{ext}, \bar{R}$ – promień szybu wewnętrzny, zewnętrzny, średni, m
- R_{ox} – współczynnik ograniczenia odkształceń (ang. *restraint factor*)
- R_b – siła oporu podstawy pala/sekcji, kN
- R_s – siła tarcia na pobocznicy pala/sekcji, kN/m
- V – siła poprzeczna, kN

Małe litery łacińskie:

c_p – ciepło właściwe, J/(kg · K)

e – grubość ściany, m

f – częstotliwość, Hz

f_{ct} – wytrzymałość betonu na rozciąganie, MPa

$f_{ct,eff}$ – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie w momencie powstania pierwszej rysy, MPa

f_{cm} – średnia wytrzymałość betonu na ściskanie, MPa

f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie, MPa

$f_{ctk}, f_{ctk,0,05}$ – charakterystyczna wytrzymałość betonu na rozciąganie (5% kwantyl), MPa

h – współczynnik przejmowania ciepła, W/(m² · K)

k – współczynnik przewodzenia ciepła, W/(m · K)

k_{cyl} – sztywność cylindryczna, kN/m² = kPa

k_{thick}, k_{thin} – sztywność cylindryczna dla rury grubościennnej, cienkościennnej, kN/m²

k_h, k_z – moduł reakcji podłoża poziomy, pionowy, kN/m² = kPa

k_r – stała szybkości reakcji

k_x – jednostkowa sztywność poboczniczy, kN/m² = kPa

l_0 – charakterystyczna długość dla belki na podłożu sprężystym, m

p – parcie gruntu, kPa

q – obciążenie, kPa

q_b – jednostkowy graniczny opór podstawy, kPa

q_s – jednostkowy graniczny opór poboczniczy, kPa

$\dot{q}_v$ – gęstość mocy objętościowej generacji ciepła, W/m³

r – promieniowa współrzędna biegunowego układu współrzędnych, m

t – czas, s

t_{eq} – równoważny wiek betonu, s

w, u – przemieszczenia, m

w_1 – przemieszczenie odpowiadające mobilizacji 50% q_b lub q_s

w_2 – przemieszczenie odpowiadające mobilizacji 100% q_b lub q_s

x, z – współrzędne kartezjańskiego układu współrzędnych, m

Małe litery greckie:

α – względny mimośród działania siły normalnej obwodowej M/Ne (rozdział 2)

α – dyfuzyjność cieplna, m²/s

α_r – stopień hydratacji

$\alpha_{r,u}$ – końcowy stopień hydratacji

α_t – współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej, 1/K

β – stała wykładnicza ewolucji stopnia hydratacji

β – względna średnicy rury R_{ext}/e

β_0 – odwrotność charakterystycznej długości l_0 , 1/m

ε – odkształcenie

$\bar{\varepsilon}$ – średnie odkształcenie

$\bar{\varepsilon}_{free}$ – średnie swobodne odkształcenie termiczne

λ, μ – stałe Lamé'go, MPa

ν – współczynnik Poissona

ρ – gęstość objętościowa, kg/m³

$\sigma, \sigma_r, \sigma_\theta$ – naprężenie, naprężenie radialne, naprężenie obwodowe, MPa

σ_{ct} – naprężenie rozciągające w betonie, MPa

τ – stała czasowa ewolucji stopnia hydratacji

τ – moment przyłożenia obciążenia (funkcja pełzania), s

θ – obwodowa współrzędna biegunowego układu współrzędnych (rozdział 2)

θ, θ_{ad} – temperatura, adiabatyczny przyrost temperatury, K

θ_{soil} – temperatura gruntu, K

$\theta_p, \theta_g, \theta_s$ – temperatura betonu szczytowa (p), na głębokości czujnika (g), na powierzchni styku z gruntem (s), K

θ_{drop} – spadek temperatury betonu w fazie schłodzenia, K

Wykaz najważniejszych skrótów użytych w pracy

- DEF – (ang. *Delayed Ettringite Formation*) - opóźnione powstawanie ettringitu (OPE)
- LH – (ang. *Low Heat of Hydration*) – cement o niskim cieple hydratacji
- NTC - (ang. *Negative Temperature Coefficient*) – termistor o odwrotnie proporcjonalnej zależności opór - temperatura
- PSN – płaski stan naprężenia
- PSO – płaski stan odkształcenia
- TBM – (ang. *Tunnel Boring Machine*) – tarcza zmechanizowana
- TIP – (ang. *Thermal Integrity Profiling*) - badanie ciągłości pala metodą termiczną
- K – klinkier portlandzki (w oznaczeniu składu spoiwa)
- S - granulowany żużel wielkopiecowy (w oznaczeniu składu spoiwa)
- VLH – (ang. *Very Low Heat of Hydration*) – cement o bardzo niskim cieple hydratacji
- C₃S – krzemian trójwapniowy
- C₂S – krzemian dwuwapniowy
- C₃A – glinian trójwapniowy
- C₄AF – glinożelazian czterowapniowy
- SO₃ – trójtlenek siarki
- CaO – tlenek wapnia
- MgO – tlenek magnezu
- ggbs – (ang. *ground granulated blast-furnace slag*) - granulowany żużel wielkopiecowy
- fa, pfa – (ang. *pulverized fly ash*) – popiół lotny
- sf – (ang. *silica fume*) – pył krzemionkowy

1 Wprowadzenie

1.1 Rola głębokiego fundamentowania w rozwoju rozwiązań inżynierskich

Postępująca na całym świecie urbanizacja stawia przed architektami i inżynierami kolejne wyzwania w zakresie zagospodarowania przestrzeni miejskiej, maksymalnego wykorzystania jej zasobów, jednocześnie pozostawiając ją przyjazną i bezpieczną dla swoich mieszkańców. Odpowiedzią na rosnące zapotrzebowanie na przestrzeń było powstanie budynków wysokich oraz rozwój budownictwa podziemnego. Wraz ze wzrostem wysokości budynków, ich ciężaru i obciążeń, pojawiło się zapotrzebowanie na fundamenty pozwalające sprostać nowym wyzwaniom. Początkowo sprowadzało się to do większych i głębszych płyt fundamentowych. Następnie wprowadzono technologie palowe, a obecnie stosuje się najczęściej zespolone fundamenty płytowo-palowe, których zadaniem jest optymalne wykorzystanie betonu i stali w celu bezpiecznego przeniesienia obciążeń od budynku na podłoże przy jednoczesnym spełnieniu wymagań użytkowości. Wraz z rozwojem miast, zwiększa się zapotrzebowanie na przestrzeń w podziemiach wieżowców, zarówno na potrzeby parkowania samochodów jak i na pomieszczenia technologiczne budynku. Powoduje to komplikację konstrukcji fundamentu, który przenosi nie tylko siły z kondygnacji naziemnych budynku, ale również jest obudową wykopu części podziemnej. Aktualnie budowane wieżowce mają wielopoziomowe podziemia sięgające 20-30 m poniżej poziomu terenu oraz głębokie fundamenty, sięgające do 100 m poniżej poziomu płyty fundamentowej. Wraz ze wzrostem głębokości rosną również wymiary pali lub baret, co przekłada się na znaczne objętości betonu wbudowywanego w grunt.

Równocześnie z rozwojem budownictwa wysokościowego i związanym z nim rozwojem fundamentowania, w drugiej połowie XIX w. zaczęło się rozwijać budownictwo tunelowe. Pierwsze tunele oraz stacje metra budowano odkrywkowo. Dalszy rozwój miast oraz konieczność zwiększenia przepustowości komunikacji wymogły zwiększenie zarówno rozmiaru pociągów, a zarazem średnicy tuneli, jak i szerokości peronów. W związku z tym konstrukcje stacji zaczęły się stawać coraz masywniejsze. Aktualnie największe miasta na świecie mają gęste sieci metra, które są nadal rozbudowywane. Najczęściej tunele szlakowe metra budowane są metodami tarczowymi z użyciem tarcz zmechanizowanych (TBM, ang. *Tunnel Boring Machine*), a stacje są budowane metodą odkrywkową [23, 71].

Technologią, która zrewolucjonizowała budownictwo podziemne, począwszy od lat 50. ubiegłego wieku, była technologia ścian szczelinowych [63, 71], umożliwiająca prowadzenie głębokich robót fundamentowych. Z użyciem tej technologii wykonuje się zarówno obudowy głębokich wykopów, jak i docelowe ściany podziemi budynków, stacji metra i innych obiektów infrastruktury podziemnej. Z wykorzystaniem tej technologii możliwe jest również wykonanie baret, czyli elementów pełniących funkcję fundamentów pośrednich i mogących sięgać na głębokość ponad 100 m. Przy zastosowaniu specjalnego narzędzia głębiącego, zwanego hydrofrezem [54], możliwe jest również głębenie ścian szczelinowych lub baret w skałach.

Współczesne wyzwania inżynierskie, związane z budową infrastruktury podziemnej miast, stacji metra, tuneli, szybów wentylacyjnych i podziemi budynków wysokich, prowadzą do wykonywania coraz głębszych i masywniejszych fundamentów. Jednocześnie w najnowszych przepisach stawiane są restrykcyjne wymagania w zakresie bezpieczeństwa, trwałości i szczelności tych obiektów. Większe gabaryty fundamentów oznaczają wzrost efektów związanych z ciepłem hydratacji i jego odprowadzeniem do gruntu. Do tej pory zagadnienie to przeważnie dotyczyło masywnych płyt fundamentowych i innych konstrukcji monolitycznych, w których efekty termiczne są istotnym elementem projektowania. Obecnie zjawiska termiczne i ich wpływ na zarysowanie coraz częściej obserwuje się w ścianach szczelinowych i baretach. Dlatego trwają prace nad określeniem przyczyn tego zjawiska oraz wskazaniem optymalnych rozwiązań, które będą miały również konsekwencje w zakresie bezpieczeństwa i ekonomii projektów.

1.2 Opis technologii ścian szczelinowych

Niniejsza praca koncentruje się na przykładach konstrukcji z zakresu geoinżynierii wykonywanych w technologii ścian szczelinowych. Wynika to z dostępności elementów głębokich fundamentów o dostatecznie dużych gabarytach, tak aby efekty termiczne były zauważalne w pomiarach. Tezę badawczą sformułowano, w kolejnym podrozdziale, ogólnie dla różnych typów głębokich fundamentów betonowanych w gruncie.

Technologia ścian szczelinowych jest opisana w literaturze [22, 71, 88]. W niniejszym rozdziale omówiono aspekty tej technologii, które mają znaczenie pod kątem badań własnych Autora i zjawisk analizowanych w pracy.

Fazy wykonania ścian szczelinowych [71]

1. Roboty przygotowawcze - wykonanie platformy roboczej
2. Wykonanie ścianek prowadzących
3. Wykop pod osłoną zawiesiny stabilizującej – bentonitowej lub polimerowej
4. Oczyszczenie zawiesiny - odpiaszczanie lub sedymentacja
5. Oczyszczenie dna szczeliny
6. Osadzenie szkieletów zbrojeniowych i elementów rozdzielczych (tzw. *stopendów*)
7. Betonowanie przez rurę wlewową metodą „kontraktor”
8. Roboty wykończeniowe – skucie korony ściany i wyrównanie powierzchni ścian po odkopaniu

Fazy 1-3 dotyczą wykonania wykopu pod osłoną zawiesiny bentonitowej. Etapy te decydują o docelowej geometrii wykonanej sekcji ściany szczelinowej i są istotne z punktu widzenia roli ściany szczelinowej jako elementu konstrukcyjnego.

Fazy 4 i 5 dotyczą regeneracji zawiesiny i czyszczenia dna szczeliny, co ma znaczenie w ocenie jakości wykonanych ścian, z uwzględnieniem liczby przecieków i ogólnej wizualnej oceny powierzchni ściany oporowej. Przekłada się to na trwałość docelowej konstrukcji; proces regeneracji zawiesiny i jej parametry są regulowane w normie PN-EN 1538:2015 [88] i wytycznych wykonawczych [22].

W kontekście niniejszej pracy kluczowe są fazy 6 i 7 wykonania ścian szczelinowych, czyli osadzenie zbrojenia i betonowanie (rys. 1.1). Osadzenie zbrojenia polega na podniesieniu z platformy roboczej i opuszczeniu do szczeliny prefabrykowanych szkieletów zbrojeniowych. W celu przeprowadzenia pomiarów w młodym betonie, czujniki były montowane do szkieletów zbrojeniowych. Aspekty technologiczne dotyczące realizacji badań własnych opisano w dalszej części pracy, w rozdziale 5.



Rys. 1.1 Schemat faz wykonania ścian szczelinowych (Soletanche Polska)

Betonowanie wykonuje się metodą kontraktor. Polega to na wprowadzeniu w szczelinę kolumny z rur wlewowych do betonu zwieńczonej lejem wlewowym (rur kontraktor), z pozostawieniem około 20 cm od spodu szczeliny. Ze względu na odległość na jaką rozplywa się beton z rury kontraktor, na długości sekcji stosuje się kilka rur, przeważnie 2 lub 3, po jednej na szkielet zbrojeniowy. Betonowanie prowadzi się równomiernie od dna szczeliny. Od momentu wiania pierwszej partii betonu nie dopuszcza się podniesienia kolumny rur kontraktor ponad powierzchnię betonu. Zalecenia przewidują minimalne zagłębienie rury w betonie na 2 m. Beton wlewany do szczeliny wypływa dołem kolumny rur do momentu, gdy siły tarcia, lepkości i ciśnienie słupa betonu w szczelinie nie wyrówna ciśnienia słupa betonu w kolumnie rur kontraktor. Zwyczajowo utrzymuje się zagłębienie rur w mieszance betonowej około 3-4 m [22]. Gdy słup betonu w szczelinie zaczyna utrudniać betonowanie, skraca się kolumnę rur, wyjmując segment rury, poczynając od góry tak, aby spód rury był cały czas zanurzony w mieszance betonowej. Osadzone zbrojenie i prawidłowo przeprowadzone betonowanie zapewniają właściwe parametry mechaniczne ścian szczelinowych, co pozwala na spełnienie warunków stanu granicznego nośności.

Ze względu na kolejność wykonania wyróżnia się 3 rodzaje sekcji: początkowe, pośrednie (następujące) i zamykające. Sekcje początkowe wykonywane są w gruncie, bez

kontaktu z innymi sekcjami. Sekcje następujące są wykonywane obok sekcji początkowej lub następującej wykonanej wcześniej. Sekcja zamykająca stanowi uzupełnienie pomiędzy dwiema sekcjami wykonanymi uprzednio. W przypadku, gdy wykonanie ścian szczelinowych odbywa się poprzez wykonanie co drugiej sekcji jako początkowej, sekcje nazywa się pierwotnymi i wtórnymi. Taki reżim stosuje się zazwyczaj w przypadku głębokich ścian wykonywanych pojedynczymi zabiorami, a których cykl technologiczny przy większych gabarytach byłby zbyt długi.

Kolejność wykonywania sekcji jest ważnym czynnikiem w prowadzonych rozważaniach, decyduje o tym, czy badana sekcja ma kontakt wyłącznie z gruntem czy z sąsiednimi sekcjami, ile ciepła trafia do otoczenia i jak to wpływa na temperaturę ośrodka gruntowego.

1.3 Hipoteza badawcza i cel pracy

Na podstawie analiz przedstawionych w punkcie 2.3 pracy można stwierdzić, że siły wewnętrzne wywołane parciem gruntu i współpracą z podłożem nie są przyczyną powstałych zarysowań w ścianach kołowych szybów. Wynika to zarówno z obliczeń, jak i z faktu, że zarysowania mają zmienną intensywność, która koreluje z kolejnością wykonania poszczególnych sekcji. Gdyby zarysowania były efektem obciążeń zewnętrznych ich rozkład powinien być równomierny na obwodzie wykopu.

Powyższe prowadzi do wniosku, że przyczyną zarysowania jest inny efekt, zależny przynajmniej w części od kolejności wykonania sekcji. W niniejszej pracy postawiono tezę, że przyczyną zarysowań ścian szybów są oddziaływania termiczno-skurczowe. Jest to rodzaj oddziaływania rzadko uwzględniany w analizach ze względu na brak wytycznych projektowych odpowiednich do głębokich fundamentów. Kolejność wykonania sekcji ścian betonowanych w masywie gruntowym może mieć wpływ na powstawanie zarysowania ze względu na warunki termiczne i zróżnicowaną swobodę odkształceń sekcji. Obserwowana zmienność zarysowania w zależności od kolejności wykonania sekcji ściany, opisana dalej, w rozdziale 2.4, potwierdza tę tezę.

Należy zauważyć, że efekty termiczno-skurczowe są podobne w szybach kołowych jak i w innych konstrukcjach głębokich fundamentów. Wynika z tego, że identyczne efekty mogą pojawiać się w typowych obudowach głębokich wykopów lub w palach. Cechą

charakterystyczną, która uwypukla ewentualne efekty termiczno-skurczowe jest ogólny niski stopień zbrojenia lub brak zbrojenia ścian szczelinowych szybów kołowych. W klasycznych obudowach powstanie zarysowań termiczno-skurczowych może być ukryte przez wyższy stopień zbrojenia i schemat pracy zdominowany przez zginanie. Występujące przecieki lub większe rozwarście rys kładzie się na karb błędu projektowego, lokalnego niedoszacowania obciążeń i ogólnego ryzyka geotechnicznego. Rozróżnienie rys termiczno-skurczowych od tych wywołanych zginaniem jest niemożliwe na budowie bez uprzedniego zainstalowania monitoringu tensometrycznego sekcji, barety lub pala, co utrudnia kontrargumentację.

Hipoteza badawcza analizowana w niniejszej pracy dotyczy stwierdzenia, że przyczyną obserwowanych zarysowań masywnych ścian żelbetowych betonowanych w gruncie są oddziaływania termiczno-skurczowe we wczesnym okresie dojrzewania betonu, które działają w każdym rodzaju głębokiego fundamentu.

W niniejszej pracy rozważa się ryzyko powstania i negatywnego wpływu efektów termicznych na ściany szczelinowe, barety i inne pale żelbetowe betonowane in-situ. Rozpatruje się wpływ technologii wykonania, parametrów materiałowych i warunków geotechnicznych na zarysowanie tych elementów.

Celem pracy jest wykazanie, że główną przyczyną obserwowanych zarysowań w masywnych głębokich fundamentach są efekty termiczne. W tym celu opracowano własny model analityczny pozwalający na przewidywanie odkształceń konstrukcji w trakcie hydratacji cementu wraz z efektami termicznymi, skurczu i pęcznienia. Jako efekt niniejszej pracy przedstawiono zakresy głębokości i grubości ścian, ciepła hydratacji na jednostkę objętości mieszanki betonowej oraz rodzaju styku danego elementu z otoczeniem tzn. beton-grunt lub beton-beton, które będą miały zastosowanie w analizie ryzyka wystąpienia zarysowań termiczno-skurczowych w głębokich fundamentach.

2 Wprowadzenie do przedmiotu pracy badawczej

2.1 Inspiracja badań zagadnienia zarysowania termiczno-skurczowego

W praktyce zawodowej autor pracy spotkał się z przypadkiem zarysowania obudowy kołowego szybu technologicznego wykonywanego w technologii ścian szczelinowych. Jest to niespodziewany efekt ze względu na charakter pracy szybu, który mając kształt cylindra, jest odporny na parcie gruntu. Betonowy cylinder projektuje się jako element ściskany obwodowo, z niewielkim wpływem zginania. Konsultacje i poszukiwania literaturowe wykazały, że również w innych przypadkach stwierdzono zarysowania podobnych obiektów, jednak bez jednoznacznego wyjaśnienia ich przyczyny. Brak jest metody projektowej pozwalającej na ujęcie tych efektów. Na podstawie przeprowadzonych analiz własnych oraz przeglądu dostępnych opracowań i danych technicznych nie stwierdzono, aby przyczyną zarysowania były niedoszacowane obciążenia, niewłaściwie przyjęte wartości parametrów gruntu lub błędy modelu obliczeniowego.

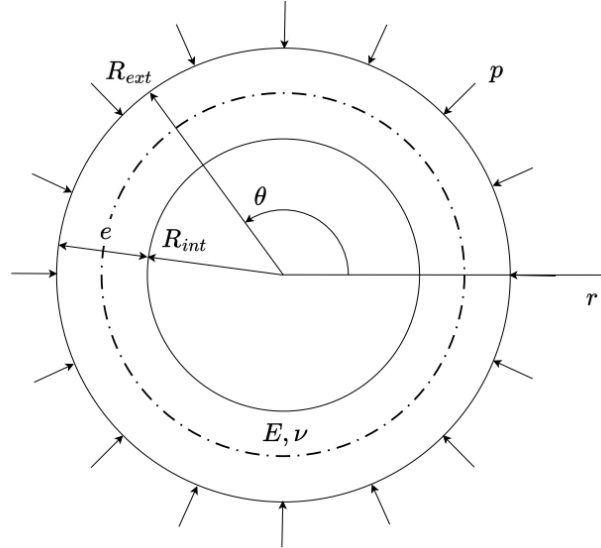
2.2 Zagadnienie zarysowania okrągłych szybów technologicznych

Z uwagi na charakterystyczny w przypadku głębokich fundamentów brak możliwości bezpośredniej obserwacji powstawania rys, w praktyce inżynierskiej do ich stwierdzenia dochodzi dopiero przy odkopaniu konstrukcji. Ze względu na trudność w odróżnieniu rys termiczno-skurczowych od rys powstałych na skutek zginania, w przeważającej liczbie przypadków w pierwszej kolejności przyjmuje się, że rysy są efektem zginania. Podczas zarobów próbnych przed rozpoczęciem budowy weryfikuje się takie cechy mieszanki betonowej, jak urabialność, retencja konsystencji, „bleeding” itp., ale nie weryfikuje się jej charakterystyki termicznej.

W tym kontekście szczególną uwagę zwracają przypadki zaobserwowanego zarysowania w konstrukcjach okrągłych szybów technologicznych. Cechą szczególną szybów jest ich symetryczny, kołowy kształt, który znacząco ogranicza powstawanie momentów zginających w obudowie szybu. Analizę ryzyka zarysowania na skutek zginania przedstawiono w kolejnym podrozdziale.

2.3 Teoretyczne podstawy analizy okrągłych szybów technologicznych

Pierwszym przybliżeniem pracy szybu kołowego jest rozwiązanie opracowane przez Lamé'go [78] w odniesieniu do rury grubościennej w płaskim stanie odkształcenia (rys. 2.1).



Rys. 2.1: Schemat rury grubościennej ściskanej równomiernie w zagadnieniu Lamé'go

Naprężenia obwodowe i promieniowe na wewnętrznej i zewnętrznej krawędzi przekroju wyrażają się wzorami:

$$\sigma_r(r) = p \cdot \frac{R_{ext}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} \left(1 - \frac{R_{int}^2}{r^2} \right) \quad (2.1)$$

$$\sigma_\theta(r) = p \cdot \frac{R_{ext}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} \left(1 + \frac{R_{int}^2}{r^2} \right) \quad (2.2)$$

Na podstawie równań (2.1) i (2.2) można uzyskać wykresy naprężeń w ścianie rury grubościennej (rys. 2.2). Ponieważ rozkład naprężeń obwodowych (σ_θ) nie jest stały na grubości elementu, powstają nie tylko siły normalne obwodowe (N), ale również momenty zginające (M), które można obliczyć zgodnie z klasycznymi wzorami:

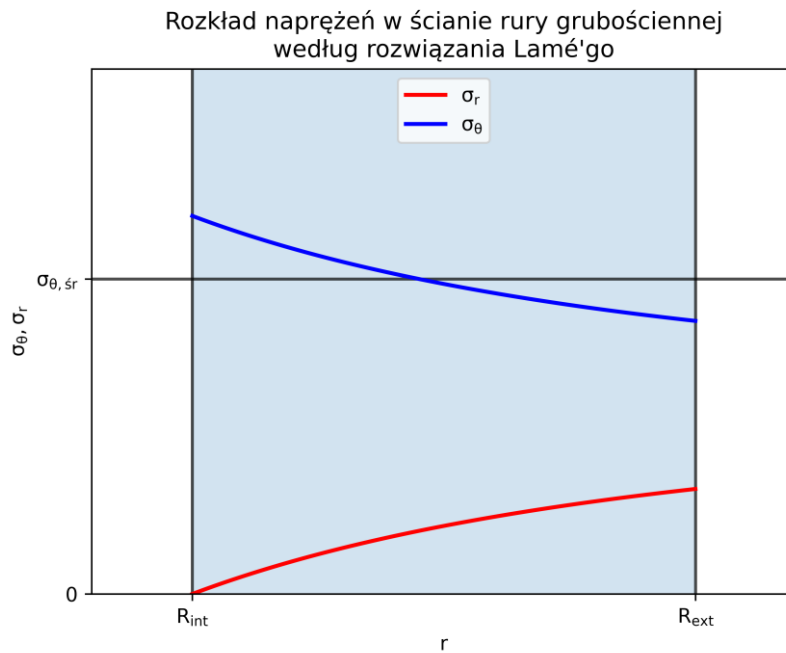
$$N = \int_{R_{int}}^{R_{ext}} \sigma_\theta(r) dr \quad (2.3)$$

$$M = \int_{R_{int}}^{R_{ext}} \sigma_\theta(r) \cdot \left(r - \frac{R_{ext} + R_{int}}{2} \right) dr \quad (2.4)$$

co po scałkowaniu ostatecznie daje:

$$N = p \cdot R_{ext} \quad (2.5)$$

$$M = p \cdot \frac{R_{int}^2 R_{ext}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} \left[\ln \frac{R_{ext}}{R_{int}} - \frac{R_{ext}^2 - R_{int}^2}{2R_{int} R_{ext}} \right] \quad (2.6)$$



Rys. 2.2 Rozkład naprężeń wg rozwiązania Lamé'go [78]

Równanie (2.6) można przekształcić do formy zależnej od proporcji promienia zewnętrznego do grubości rury $\beta = R_{ext}/e$.

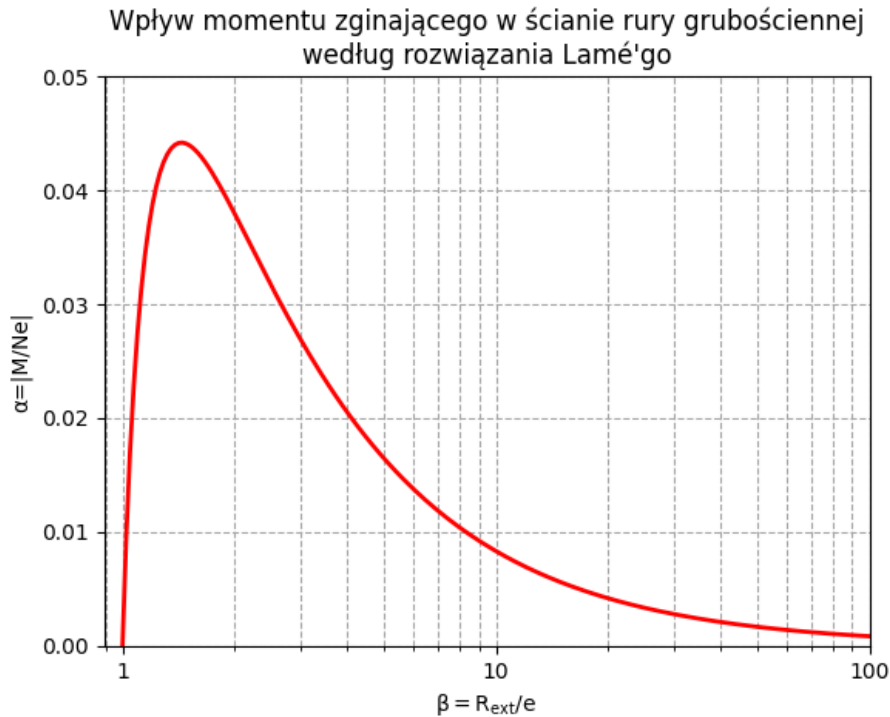
$$M = p e^2 \beta \cdot (1 - \beta) \left[\frac{1}{2} - \frac{\beta(\beta - 1)}{\beta^2 - (\beta - 1)^2} \ln \left(1 - \frac{1}{\beta} \right) \right] \quad (2.7)$$

Można wtedy obliczyć mimośród działania siły normalnej i jego wartość w porównaniu z grubością ściany rury.

$$\alpha = \frac{M}{N e} = (1 - \beta) \left[\frac{1}{2} - \frac{\beta(\beta - 1)}{\beta^2 - (\beta - 1)^2} \ln \left(1 - \frac{1}{\beta} \right) \right] \quad (2.8)$$

Z analizy zależności z równania (2.8) (rys. 2.3) wynika, że wielkość mimośrodu M/N nie przekracza 4,5% grubości ściany. W praktyce stosuje się konstrukcje o znacznie wyższych proporcjach R/e , uzasadnione jest założenie, że najniekorzystniejszą proporcją byłoby $R/e=5$, dla którego mimośród wynosi 1,65% grubości ściany.

Z powyższego wynika, że wypadkowa siły normalnej i momentu zginającego zawsze znajduje się w rdzeniu przekroju, a rozciąganie i zarysowanie w ścianie betonowej nie wystąpi.



Rys. 2.3 Zależność mimośrodów od grubości ścianki rury w funkcji R/t

Ponieważ zagadnienie Lamé'go jest osiowosymetryczne, to występują jedynie przemieszczenia w kierunku promieniowym. W płaskim stanie odkształcenia wyrażają się one poniższym wzorem ogólnym:

$$u_r = \frac{p(1+\nu)}{E} \left(\frac{R_{ext}^2 R_{int}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} \frac{1}{r} + (1-2\nu) \frac{R_{ext}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} r \right) \quad (2.9)$$

Przemieszczenie w $r = R_{ext}$ wynosi zatem:

$$u_r(R_{ext}) = \frac{pR_{ext}}{E} \left(\frac{R_{ext}^2 + R_{int}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} - \nu - 2\nu^2 \frac{R_{ext}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} \right) \quad (2.10)$$

Zakładając, że parcie na rurę jest znane, można wyznaczyć sztywność radialną rury na jej długości. Podstawiając wzór (2.10) do zależności $k_{cyl} = p/u_r$, otrzymuje się wyrażenie (2.11):

$$k_{thick} = \frac{E}{R_{ext}} \cdot \frac{1}{\frac{R_{ext}^2 + R_{int}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2} - \nu - 2\nu^2 \frac{R_{ext}^2}{R_{ext}^2 - R_{int}^2}} \quad (2.11)$$

W praktyce często przyjmuje się prostsze zależności, otrzymane przy założeniu, że rura jest cienkościenna i grubość ścianki jest pomijalna w stosunku do promienia.

$$k_{thin,PSO} = \frac{Ee}{\bar{R}^2} \cdot \frac{1}{1 - \nu^2} \quad (2.12)$$

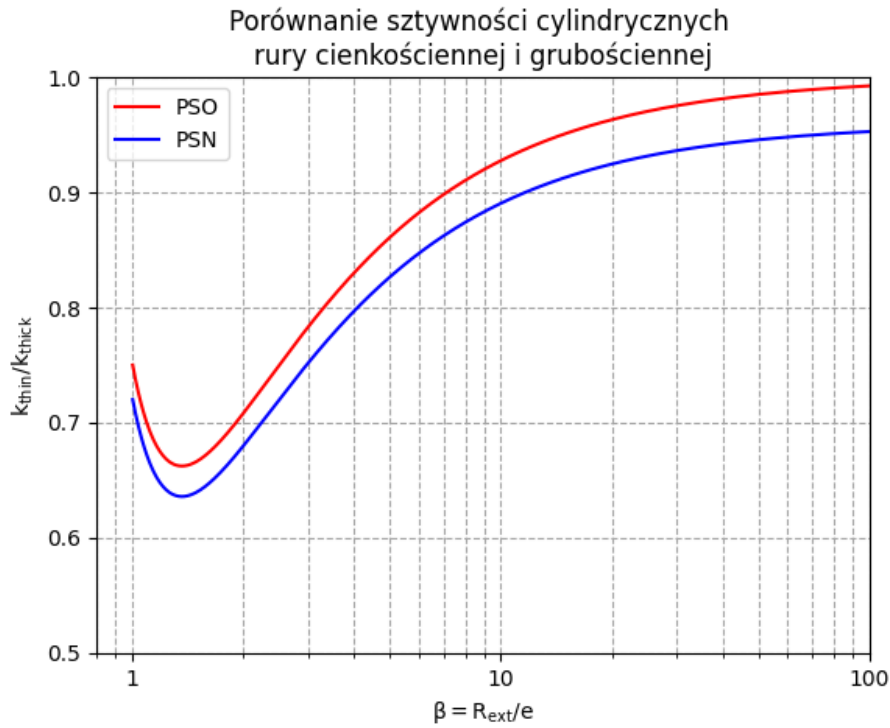
$$k_{thin,PSN} = \frac{Ee}{\bar{R}^2} \quad (2.13)$$

Sprowadzając równania (2.11), (2.12) i (2.13) do proporcji i przekształcając do postaci zależnej od $\beta = R_{ext}/e$, uzyskuje się wyrażenia:

$$k_{thin,PSO}/k_{thick} = \frac{2\beta^2\nu - 2\beta^2 + 2\beta - 1}{\beta(2\beta\nu - 2\beta - \nu + 1)} \quad (2.14)$$

$$k_{thin,PSN}/k_{thick} = \frac{-2\beta^2\nu^2 + 2\beta^2 - 2\beta\nu - 2\beta + \nu + 1}{\beta(2\beta - 1)} \quad (2.15)$$

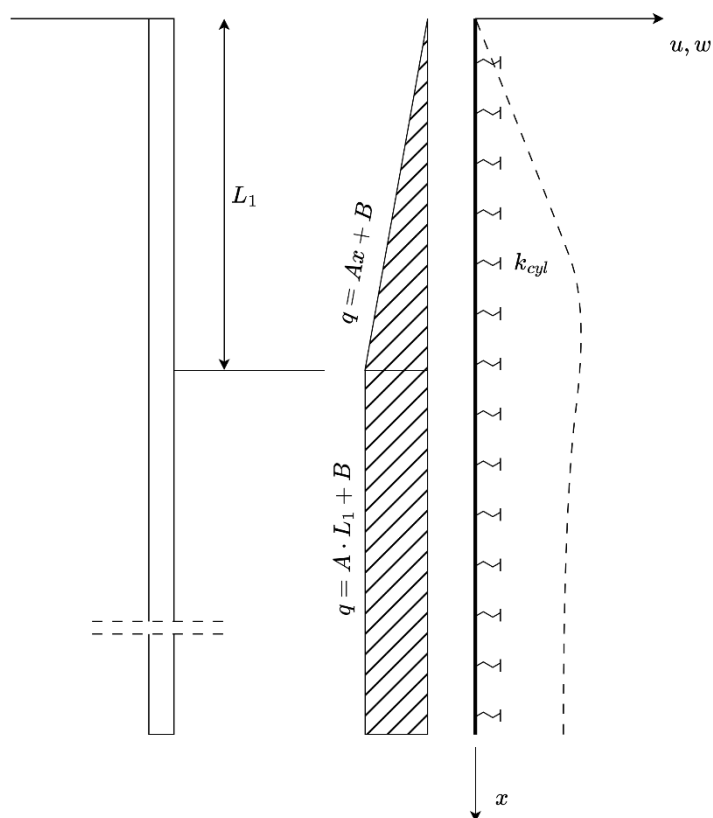
Powyższe równania przedstawiono na wykresie poniżej:



Rys. 2.4 Porównanie sztywności cylindrycznej dla rur grubościennych i cienkościennych

Można zauważyć, że stosowanie prostszego wyrażenia jest akceptowalne dla R/e większych od 10, przy czym należy stwierdzić, że wzór odpowiedni dla PSN nie zbiega asymptotycznie do rozwiązania dokładnego z (2.11) ze względu na czynnik $1/(1 - \nu^2)$, który w przypadku betonu generuje błąd rzędu 4% przy założeniu współczynnika Poissona dla betonu $\nu = 0,2$.

Stosując powyższe zależności, można zamodelować ściankę rury obciążonej parciem jako belkę na podłożu sprężystym, gdzie moduł reakcji podłoża jest równy sztywności k_{cyl} wg wzoru (2.11). Warunki obciążenia oraz warunki brzegowe odwzorowujące pracę prawdziwego szybu można w uproszczony sposób ująć jak na rys. 2.5.



Rys. 2.5 schemat zadania szybu jako belki na podłożu sprężystym

Rozwiązanie zadania belki na podłożu sprężystym dla prostszych przypadków może być wykonane analitycznie, co ułatwi wyciąganie wniosków odnośnie do rezultatów. Postępując zgodnie z klasycznymi metodami do rozwiązywania zadań tego typu, równanie różniczkowe osi odkształconej w ma postać:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} = q - k_z \cdot w \quad (2.16)$$

W celu uproszczenia obliczeń dokonano zamiany zmiennych tak, że $\xi = \beta x$, gdzie

$$\beta_0 = \frac{1}{l_0} = \sqrt[4]{\frac{k_z}{4EJ}} \quad (2.17)$$

Równanie osi odkształconej belki ma postać ogólną:

$$w(\xi) = Ae^{-\xi} \cos(\xi) + Be^{-\xi} \sin(\xi) + Ce^{\xi} \cos(\xi) + De^{\xi} \sin(\xi) \quad (2.18)$$

Po uwzględnieniu całek szczególnych rozwiązania funkcje $w(x)$ i $u(x)$ wg rys. 2.5 będą miały postać:

$$w(x) = Ax + B + D_1 e^{-\beta_0 x} \cos(\beta_0 x) + D_2 e^{-\beta_0 x} \sin(\beta_0 x) + D_3 e^{\beta_0 x} \cos(\beta_0 x) + D_4 e^{\beta_0 x} \sin(\beta_0 x) \quad (2.19)$$

$$v(x) = AL_1 + B + C_1 e^{-\beta_0 x} \cos(\beta_0 x) + C_2 e^{-\beta_0 x} \sin(\beta_0 x) \quad (2.20)$$

Stałe C_3 i C_4 zostały wyrugowane z równania (2.20), ponieważ z warunków brzegowych dla $x \rightarrow \infty$ wynika, że wszystkie składniki $v(x)$ i jej pochodnych muszą dążyć do zera.

Podstawiając do równań (2.19) i (2.20) następujące warunki brzegowe i warunki ciągłości (2.21-2.26):

$$M_1(0) = -EJ \frac{d^2}{dx^2} w(0) = 0 \quad (2.21)$$

$$V_1(0) = -EJ \frac{d^3}{dx^3} w(0) = 0 \quad (2.22)$$

$$w(L_1) = u(0) \quad (2.23)$$

$$\varphi_1(L_1) = \frac{d}{dx} w(L_1) = \frac{d}{dx} v(0) = \varphi_2(0) \quad (2.24)$$

$$M_1(L_1) = -EJ \frac{d^2}{dx^2} w(L_1) = -EJ \frac{d^2}{dx^2} v(0) = M_2(0) \quad (2.25)$$

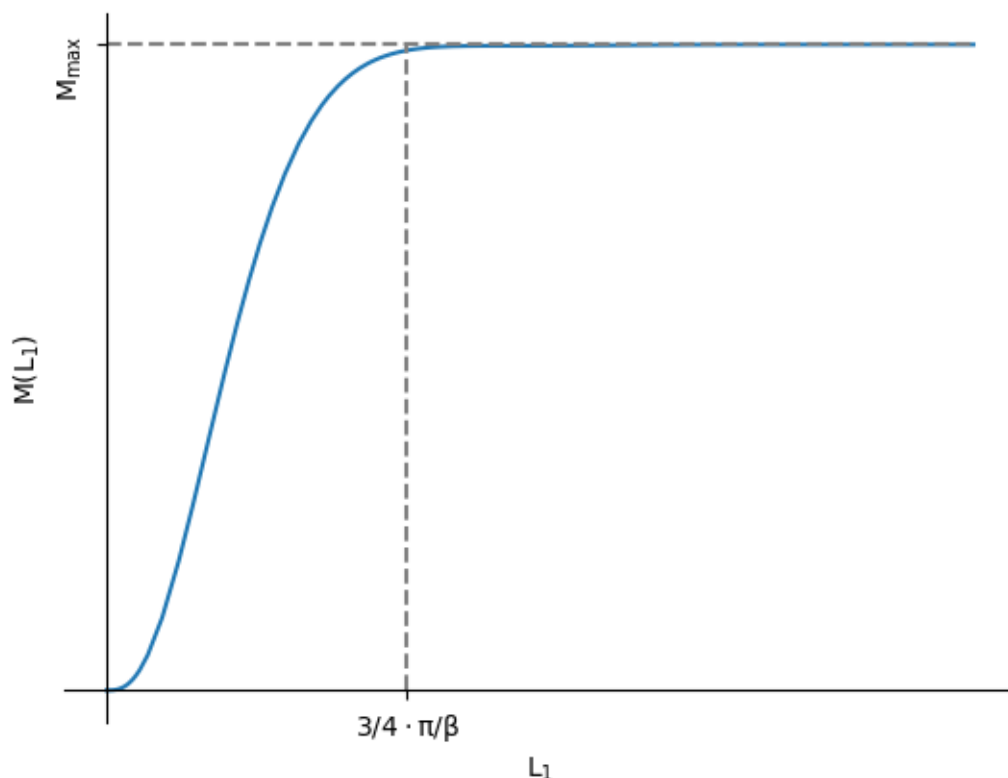
$$V_1(L_1) = -EJ \frac{d^3}{dx^3} w(L_1) = -EJ \frac{d^3}{dx^3} v(0) = V_2(0) \quad (2.26)$$

można wyznaczyć 6 stałych z równań (2.19) i (2.20).

Odkopywanie szybu wewnątrz jest procesem ciągłym i w analizie należy rozważyć wszystkie poziomy wykopu pomiędzy pierwotnym poziomem terenu a docelowym poziomem wykopu. Interesujące jest zatem wyznaczenie rozkładu maksymalnych momentów zginających w funkcji głębokości wykopu, a zatem w funkcji parametru L_1 . Rozważmy przypadek, gdy L_1 jest dostatecznie duże, by efekty krańca belki nie wpływały na wynik. Moment zginający na głębokości L_1 jest dany wzorem:

$$M_1(L_1) = M_2(0) = 2C_2 EJ \beta_0^2 \quad (2.27)$$

Podstawiając wyznaczone wyrażenie na C_2 i uzmienniając L_1 , można uzyskać wzór opisujący zmienność momentu zginającego na głębokości wykopu w zależności od tej głębokości. Pełną zależność przedstawia poniższy wykres.



Rys. 2.6 Zależność momentu zginającego w poziomie dna wykopu od głębokości wykopu

Z powyższej analizy wynika, że w pewnej odległości od wierzchu szybu wartość momentu zginającego stabilizuje się i pozostaje stała niezależnie od głębokości. Głębokość graniczna w przybliżeniu wynosi $L_{gr} = \frac{3}{4} \cdot \pi \cdot l_0$. W celu wyznaczenia dokładnej wartości momentu maksymalnego należy przeanalizować postać stałej C_2 . Jej pełna postać jest bardzo rozbudowana, ale można ją pogrupować ze względu na czynnik $e^{-\beta_0 L_1}$. Oznacza to, że składniki, które go zawierają będą się wygaszać wraz ze wzrostem L_1 .

$$M_1(L_1) = 2EJ\beta_0^2 \left(\frac{A}{4k_z\beta} + e^{-\beta_0 L_1}(\dots) \right) \quad (2.28)$$

Rugując wszystkie wyrażenia mnożone przez $e^{-\beta L_1}$, uzyskuje się wzór na maksymalny moment zginający w poziomie dna wykopu w postaci:

$$M_{cyl} = \frac{2AEJ\beta_0}{4k_z} \quad (2.29)$$

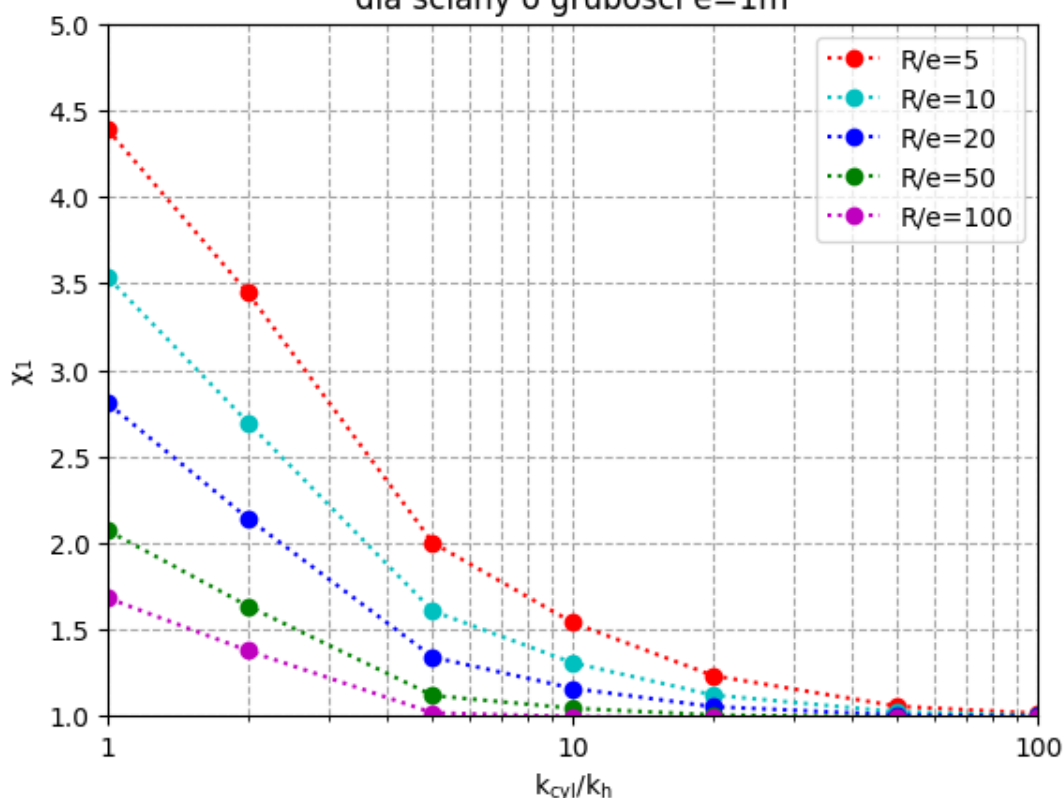
Podstawiając do równania (2.29) zależności (2.13) i (2.17) uzyskuje się:

$$M_{cyl} = \frac{A}{18,236} (\bar{R} \cdot e)^{3/2} \quad (2.30)$$

Powyższe rozwiązanie pomija efekt sztywności gruntu wewnątrz szybu. Ponieważ nie jest możliwe uzyskanie rozwiązania ścisłego w zwartej formie dla takiego zadania, przeprowadzono analizę numeryczną dla zakresów parametrów R/e i k_{cyl}/k_h . Wyniki zobrazowano w postaci współczynnika χ modyfikującego wielkość momentu M_{cyl} wg (2.30):

$$M_{max} = M_{cyl} \cdot \chi_1(k_{cyl}/k_h, R/e) \quad (2.31)$$

Wzrost wartości momentów zginających w zależności od sztywności gruntu dla ściany o grubości $e=1m$



Rys. 2.7 Wzrost wartości momentów zginających w obudowie szybu kołowego w funkcji k/k_h

Można zauważyć, że wpływ modułu reakcji podłoża k_h na wartość momentu zginającego M_{max} jest większy dla małych R/e . Jednocześnie przy wysokich proporcjach $k_{cyl}/k_h > 10$ efekt zwiększania momentu zginającego zanika. Na rys. 2.7 pokazano, jak wartości współczynników χ_1 odnoszą się do wartości modułu reakcji podłoża k_h . Wartości $\chi > 2$ współczynnika zwiększającego są możliwe jedynie w przypadku gruntów o dużej sztywności $k_{cyl}/k_h < 5$, a typowo wartość χ nie przekracza 2.

W celu poprawy użyteczności powyższego wykresu można uzupełnić go o odniesienie do modułów edometrycznych (E_{oed}) gruntów wymaganych do uzyskania konkretnego k_{cyl}/k_h . Zakładając k_h wg formuły Schmitta (2.32) [69] można uzyskać zależność k_{cyl}/k_h od modułu edometrycznego i R/e .

$$k_h = 2,1 \cdot \frac{E_{oed}^{4/3}}{(EJ)^{1/3}} \quad (2.32)$$

co po podstawieniu (2.13) i (2.32) do wyrażenia k/k_h i przekształceniach daje:

$$\frac{k_{cyl}}{k_h} = \left(\frac{E}{E_{oed}} \right)^{4/3} \cdot \frac{1}{4,8 \cdot \left(\frac{\bar{R}}{e} \right)^2} \quad (2.33)$$

Nie przeprowadzając rygorystycznej analizy regresji dla tych zależności, można oszacować proporcję M_{max}/M_{cr} na podstawie przeanalizowanych w modelu przypadków w celu określenia ryzyka zarysowania. Moment rysujący (M_{cr}) jest zależny od parametrów geometrycznych przekroju i wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ct} (a więc od klasy betonu).

$$\frac{M_{max}}{M_{cr}} = \frac{6 \cdot \chi A t^3}{18,236 \cdot t^2 \cdot f_{ct}} \cdot \left(\frac{\bar{R}}{e} \right)^{3/2} \approx \frac{\chi A}{3} \cdot \frac{t}{f_{ct}} \cdot \left(\frac{\bar{R}}{e} \right)^{3/2} \quad (2.34)$$

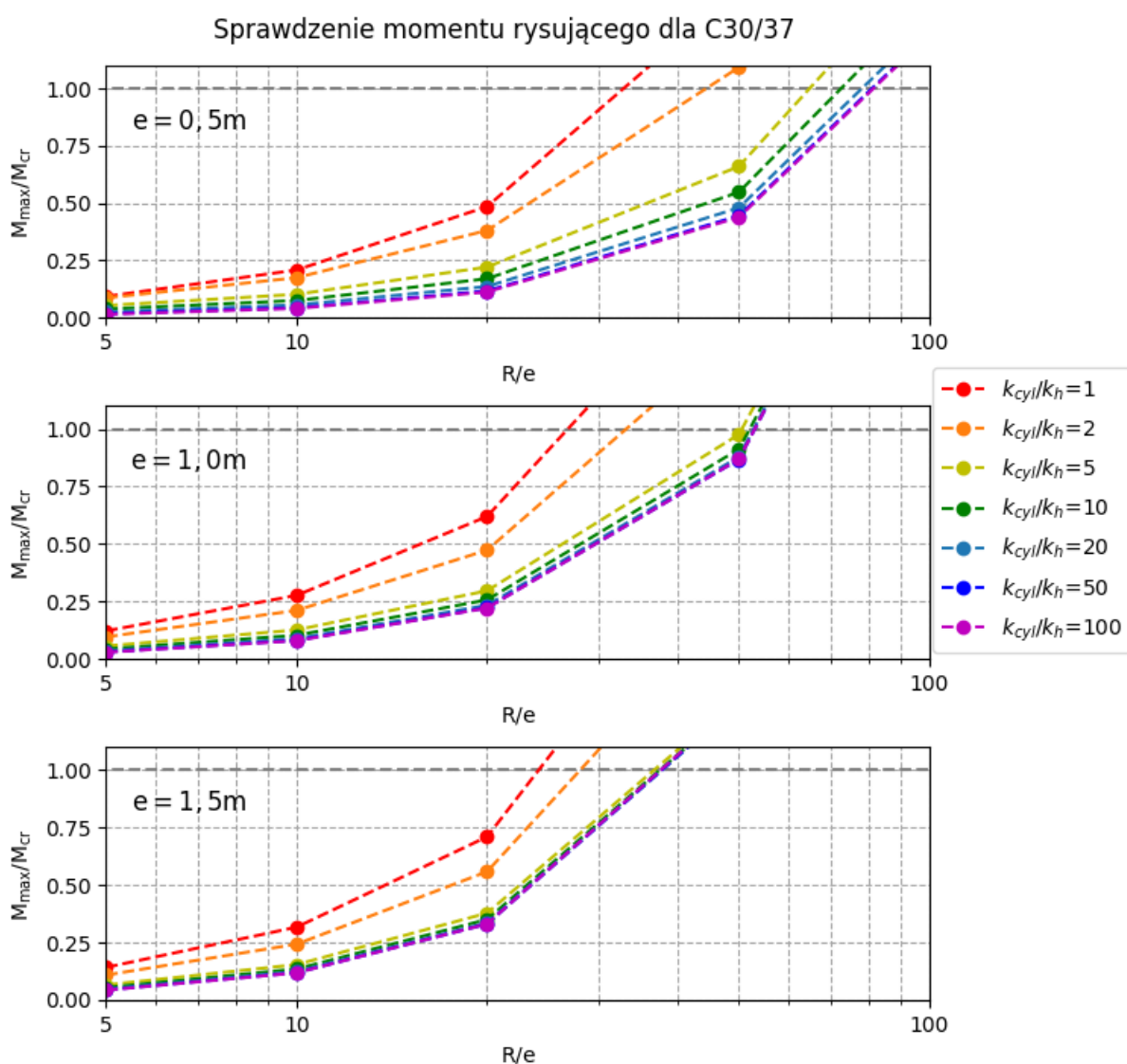
Powstają w ten sposób grupy krzywych opisujących ryzyko powstania rys w postaci proporcji M_{max}/M_{cr} (rys. 2.8) zależne od grubości i klasy betonu. Wartości $M_{max}/M_{cr} < 1$ oznaczają obszar niskiego ryzyka zarysowania.

Poniżej pokazano wybrany przypadek dla betonu klasy C30/37, przyjmując $f_{ct} = f_{ctk,0,05} = 2$ MPa oraz $A = 12,5$ kN/m/m, co odpowiada parciu wody i czynnemu parciu gruntu o współczynniku $K_a = 0,25$. Wytrzymałość betonu w obliczeniu jest 5% kwantylem wytrzymałości na rozciąganie, więc ryzyko przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie jest niewielkie. Należy pamiętać, że betony do specjalnych robót geotechnicznych osiągają zazwyczaj wyższe wytrzymałości niż wynika to z deklarowanej klasy betonu, co dodatkowo zwiększa zapas bezpieczeństwa.

Analiza wykresów na rys. 2.8 pozwala stwierdzić, że poza skrajnymi przypadkami $k_{cyl}/k_h = 1$ lub $k_{cyl}/k_h = 2$, wpływ sztywności gruntu na wartość momentów zginających jest stosunkowo niewielki i traci na znaczeniu jeszcze bardziej wraz ze wzrostem grubości ściany. Dla ścian grubych (1,5 m) graniczny stosunek, przy którym może wystąpić zarysowanie wynosi około $R/e = 25$. Dla ścian cienkich (0,5 m) graniczna wartość wynosi $R/e = 30$. Należy pamiętać,

że przy tak dużym promieniu i niewielkiej grubości decydujące stałyby się ściskające naprężenia obwodowe w ścianie szybu, zgodnie z (2.5).

W przypadku typowego dla szybów technologicznych stosunku R/e zawartego w przedziale od 10 do 15, pozostaje margines bezpieczeństwa, który pozwala oczekiwać, że nawet w gruntach o dużej sztywności zarysowanie na skutek wystąpienia momentu zginającego nie nastąpi. Podsumowując, w przypadku szybów kołowych, gdy stosunek $M/M_{cr} < 1$, zarysowanie wynikające ze zginania nie występuje.



Rys. 2.8 Wykorzystanie momentu rysującego w zależności od grubości ściany, R/e i k/k_h

2.4 Obserwowane zarysowania szybów technologicznych i ich konsekwencje

Zarysowanie szybów technologicznych obserwuje się na budowach na całym świecie, jednak rzadko te przypadki są opisywane w literaturze. Powodem takiego stanu rzeczy może być fakt, że jako obiekty technologiczne, szyby są traktowane mniej rygorystycznie niż tradycyjne konstrukcje, albo ze względu na ich tymczasowy charakter, albo ze względu na zastosowanie docelowej okładziny w szybie przeznaczonym do trwałej eksploatacji.



Rys. 2.9 Przykład ściany szybu z widocznymi zarysowaniami i zaciekami (fot. Soletanche Bachy)

Zarysowania ścian szybów mają kierunek poziomy, zazwyczaj wiążą się z przeciekami wody i tworzeniem śladów zasolenia na powierzchni betonu (rys. 2.9). Charakterystyczne jest też to, że nawet w przypadku niewielkiego rozwarcia rysy te potrafią prowadzić duże ilości wody. Może to oznaczać, że są to rysy przechodzące przez całą grubość przekroju. Poniżej przedstawiono kilka przykładów zarysowań szybów technologicznych.

2.4.1 Budowa szybu technologicznego Kawasaki Island w Japonii

Pierwsze odnotowane zarysowania szybu technologicznego dotyczą budowy szybu technologicznego na sztucznej wyspie w Zatoce Tokijskiej, w Japonii. Autor artykułu [44] analizuje zarysowania, które pojawiły się na ścianach szczelinowych (rys. 2.10). Zwraca uwagę na fakt, że sekcje pierwotne, o szerokości 3,20 m, są mniej zarysowane od sekcji wtórnych o szerokości 9 m. Wraz z rysami pojawiają się liczne przecieki przez ściany widoczne wyraźnie na fotografii poniżej.



Rys. 2.10 Zarysowanie ścian szczelinowych szybu na Kawasaki Island

Według danych przytoczonych w [45] szyb miał głębokość 119 m, średnicę 100 m i ściany o grubości 2,80 m, co daje wartość stosunku $R/e = 18$. Warunki gruntowe opisano jako „ekstremalnie słabe”. Szacując ryzyko wystąpienia zarysowań na skutek działania momentów zginających, zgodnie ze wzorem (2.31), wyznaczono wartość stosunku $M/M_{cr} = 0,53$, zakładając, że k_{cyl}/k_h jest na tyle duże, że nie ma istotnego wpływu na wynik. Zgodnie z podaną wcześniej zależnością, w przypadku gdy $M/M_{cr} < 1$, zarysowanie wynikające ze zginania nie

występuje. Pokrywa się to z opinią autora artykułu, który przyczynę powstałego zarysowania widzi w mechanizmach termiczno-skurczowych.

2.4.2 Budowa szybu technologicznego w Wielkiej Brytanii

Innym przykładem ilustrującym zjawisko zarysowania szybów jest budowa zlokalizowana w Wielkiej Brytanii. Całość przedsięwzięcia obejmuje kilka szybów technologicznych [7], które mają pełnić swoją funkcję również w fazie eksploatacji.

Analizowany szyb miał głębokość 64 m, średnicę zewnętrzną 30,6 m i ściany o grubości 1,5 m, co odpowiada stosunkowi $R/e = 10$. Warunki gruntowe były korzystne, dno szybu znajdowało się w warstwie kredy, a warstwy powyżej stanowiła formacja piasków Thanet Sands oraz utworów niespoistych i spoistych zaliczanych do Lambeth Group. Obydwie te warstwy charakteryzują się wysokimi wartościami modułów edometrycznych ($E_{oed} > 150$ MPa). Należy jednak zauważyć, że widoczne na zdjęciach (rys. 2.11) zarysowania znajdują się również w górnej części szybu, gdzie za ścianą występowały grunty młodsze i nieskonsolidowane.

Szacując ryzyko wystąpienia zarysowań na skutek działania momentów zginających, wyznaczono według (2.31) stosunek $M/M_{cr} = 0,32$, zakładając $\chi = 2,70$ dla $k_{cyl}/k_h = 1$. Odpowiada to wartości modułu edometrycznego $E_{oed} = 215$ MPa, wartości typowej dla niższych warstw grupy Lambeth.

Sekcje ścian szczelinowych uległy zarysowaniu w poziomie. Przez rysy sączyła się woda. Podobnie jak w Japonii, zauważalna jest przemienność w intensywności zarysowania. Panele pierwotne są mniej zarysowane niż panele wtórne.



Rys. 2.11 Szyb technologiczny w Wielkiej Brytanii (fot. Bachy Soletanche Ltd.)

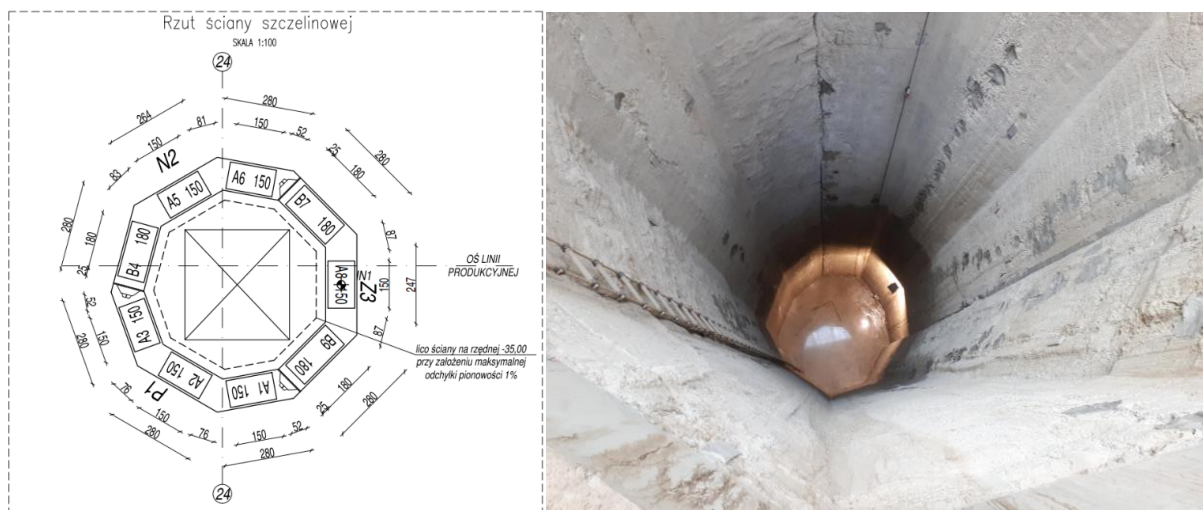
2.4.3 Doświadczenia własne z budowy szybu w Polsce

Ostatnim z przykładów jest szyb technologiczny o głębokości 30 m w zakładzie produkcyjnym w centralnej Polsce [100]. Jest to konstrukcja docelowa, bez żelbetowej ścianki licowej, zapewniającej szczelność na czas eksploatacji obiektu.

Cechą charakterystyczną tego szybu jest jego bardzo duża krępość. Ściany szybu miały 1 m grubości przy zaledwie 7,6 m średnicy zewnętrznej, co odpowiada wartości stosunku $R/e = 3,5$. Warunki gruntowe były dobre, w profilu geotechnicznym większość stanowiły piaski, ale spód szybu był zagłębiony w glinach twardoplastycznych na głębokości 41,6 m.

Tak krępy szyb (rys. 2.12) nie jest narażony na efekty pochodzące od zginania, co potwierdza wyznaczona wartość stosunku $M/M_{cr} = 0,15$ nawet przy założeniu warstwy piasku o wysokich wartościach modułu edometrycznego w poziomie posadowienia.

Po wykonaniu wykopu zaobserwowano niewielkie rysy poziome na ścianach, przez które sączyła się woda (rys. 2.13). Mimo rozwarcia rys nie przekraczającego 0,2 mm, przez ścianę dopływało ok. 2-3 m³ wody na dobę.

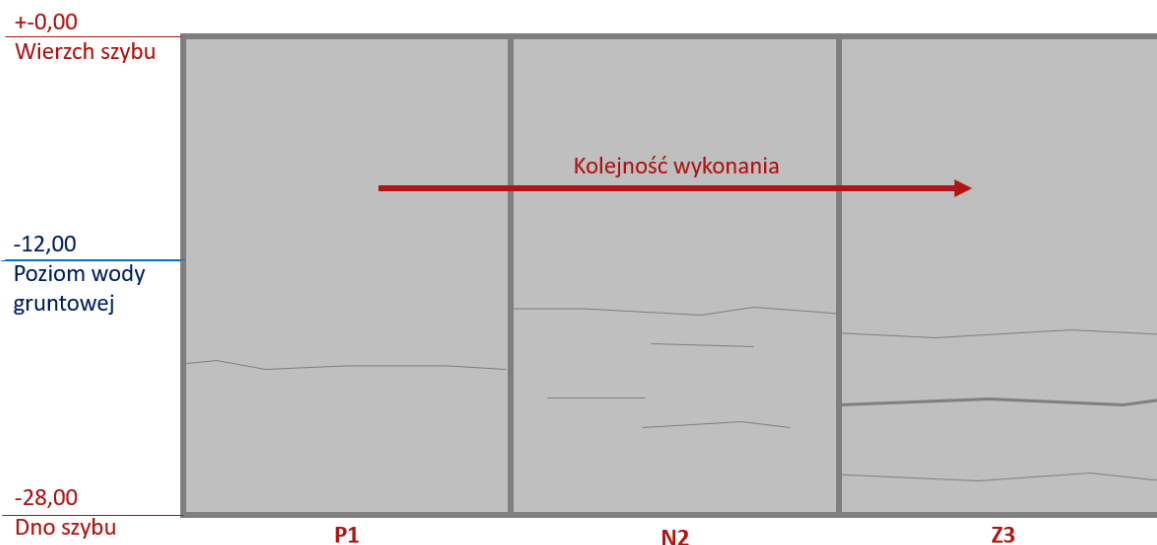


Rys. 2.12 Rzut szybu [100] oraz fotografia wody zbierającej się na dnie (fot. Soletanche Polska)



Rys. 2.13 Widok zarysowań i wysoleń (fot. Soletanche Polska)

Zaobserwowano zmienność intensywności zarysowania względem kolejności wykonania sekcji (rys. 2.14). Sekcja wykonana jako pierwsza miała najmniej rys, w tym jedną długą przez całą szerokość sekcji. Natomiast sekcja druga miała kilka krótszych rys i jedną długą. Sekcja zamykająca miała kilka długich rys, w tym jedną, która prowadziła więcej wody niż pozostałe.



Rys. 2.14 Schemat zarysowania szybu (opracowanie własne)

2.5 Podsumowanie przeanalizowanych przypadków zarysowań w szybach kołowych

Opisane powyżej przykłady zarysowań szybów kołowych obrazują zjawisko, którego wystąpienie nie jest aktualnie w pełni przewidywalne. W części szybów opisywane problemy w ogóle nie pojawiają się, podczas gdy w niektórych, prowadzą do licznych przecieków. Konsekwencją są wyzwania techniczne, technologiczne, harmonogramowe i kontraktowe, które uczestnicy procesu budowlanego muszą rozwiązywać na bieżąco.

W niniejszym rozdziale opisano podstawy teoretyczne oraz metodę obliczania momentów zginających w szybach kołowych oraz ryzyko ich zarysowania na skutek zginania. Analiza parametrów wiodących oraz omówione przykłady wykazały, że przyczyną obserwowanych zarysowań nie jest zginanie. Stanowiło to inspirację do dalszych badań oraz sformułowania tezy niniejszej pracy, że przyczyna zarysowań może leżeć w zjawiskach termiczno-skurczowych występujących w młodym betonie. W dalszych rozdziałach opisano podstawy teoretyczne, metody pomiarowe, metody analizy danych, które prowadzą do uzasadnienia tej tezy, oraz sformułowania wniosków z przeprowadzonych badań.

3 Opis wczesnego zarysowania termiczno-skurczowego w głębokich fundamentach

W niniejszym rozdziale opisano zjawisko zarysowania termicznego oraz główne czynniki wpływające na jego wystąpienie. Opisano znaczenie ograniczenia swobody odkształceń oraz szczególne cechy charakterystyczne głębokich fundamentów mające znaczenie dla badanego zjawiska.

3.1 Zjawiska fizyki betonu wpływające na zarysowanie skurczowo-termiczne

Wczesne zarysowanie termiczno-skurczowe jest zjawiskiem napędzanym przez reakcje chemiczne i zjawiska fizyczne zachodzące podczas wiązania cementu. Jest to zjawisko powstawania rys w młodym betonie, które występuje najczęściej w okresie pierwszych 24–72 godzin od zakończenia betonowania [35]. Jest ono rezultatem kumulacji naprężeń rozciągających powstałych na skutek niejednorodnych odkształceń objętościowych wywołanych przez wzrost temperatury wewnętrznej mieszanki betonowej, w wyniku egzotermicznej reakcji hydratacji cementu, i jej późniejszy spadek, oraz współistniejące procesy skurczowe takie jak skurcz autogeniczny i skurcz plastyczny. Zjawisko to występuje przede wszystkim w warunkach ograniczonej swobody odkształceń na skutek tarcia o podłoże, obecność zbrojenia lub związanego wcześniej betonu. Jeżeli naprężenia termiczne i skurczowe przekroczą wytrzymałość młodego betonu na rozciąganie, dochodzi do powstania i rozwoju zarysowań, początkowo powierzchniowych, a w późniejszych okresach także głębokich. Występowanie zarysowań tego typu może negatywnie wpływać na trwałość, szczelność i nośność konstrukcji.

3.1.1 Początek twardnienia

Świeża mieszanka betonowa może być opisana jako ciecz lepko-plastyczna według modelu Binghama [55]. Zgodnie z tym modelem mieszanka wykazuje pewną odporność na odkształcenia, a po przekroczeniu wartości krytycznej rozpoczyna się plastyczne płynięcie. W kontekście analiz inżynierskich z zastosowaniem mechaniki ciała stałego, ta faza nie może być podstawą do uzyskania jakichkolwiek racjonalnych wyników.

Wraz z upływem czasu rozpoczyna się wiązanie cementu, które powoduje stwardnienie betonu i przyjęcie przez niego ostatecznie cech ciała stałego. Wiązanie cementu można podzielić na cztery fazy [42] – fazę początkową, fazę indukcji, fazę przyspieszenia reakcji i fazę

spowolnienia reakcji. Faza indukcji lub uśpienia trwa w zależności od składu mieszanki i jej temperatury od kilku do kilkunastu godzin [52]. W tym czasie mieszanka jest plastyczna, a reakcja hydratacji zachodzi bardzo powoli. Za parametry stwardniałego betonu odpowiadają produkty reakcji hydratacji cementu, które zaczynają decydować o cechach makroskopowych betonu dopiero w okresie przyspieszenia reakcji hydratacji. Analizy bazujące na mechanice ciała stałego są racjonalne od końca okresu uśpienia. Analizy przepływu ciepła obejmują okres od ułożenia mieszanki i zakładają, zgodnie z przyjętymi modelami, spowolniony wydatek ciepła hydratacji również w fazie uśpienia.

3.1.2 Wpływ temperatury na naprężenia w młodym betonie

Ponieważ reakcja hydratacji cementu w mieszance betonowej jest egzotermiczna, betonowany element początkowo zwiększa swoje wymiary [49] nagrzewając się, a następnie kurczy, stygnąc. Cykl ogrzanie-schłodzenie jest jednorazowy i niesymetryczny, tj. faza ogrzania jest krótsza od fazy schłodzenia. Ograniczenia swobody odkształceń termicznych powodują powstanie w elemencie naprężeń wymuszonych [36]. W przypadku głębokich fundamentów ograniczenie swobody odkształceń wynika w głównej mierze z interakcji z otaczającym gruntem lub sąsiednimi elementami konstrukcyjnymi [21].

3.1.3 Przyrost wytrzymałości i modułu sprężystości

Wraz z postępem reakcji hydratacji zmieniają się parametry mechaniczne stwardniałego betonu. W sposób nieliniowy przyrastają wartości modułu sprężystości oraz wytrzymałości [31]. W fazie ogrzania beton charakteryzuje się niskimi wytrzymałościami. Moduł sprężystości, mimo, że przyrasta w szybszym tempie niż wytrzymałość również jest niższy w fazie ogrzania niż w fazie schłodzenia. Jest to istotne, ponieważ rozszerzanie na skutek ogrzania następuje przy niższym module sprężystości niż kurczenie podczas schładzania. Oznacza to, że proces jest niesymetryczny względem temperatury. Przy jednakowej temperaturze początkowej i końcowej (cykl o $\Delta\theta = 0$) powstają odkształcenia wymuszone i naprężenia rezydualne, które wpływają na stan naprężenia w okresie życia konstrukcji [84].

3.1.4 Wpływ skurczu na odkształcenia młodego betonu

Skurcz to zjawisko zmniejszenia objętości betonu na skutek wiązania. Można podzielić go na skurcz autogeniczny i związany z wysychaniem [29]. Skurcz autogeniczny wynika z faktu,

że objętość produktów reakcji hydratacji jest mniejsza niż objętość substratów i jest bezpośrednią konsekwencją zachodzących reakcji chemicznych. Skurcz autogeniczny zachodzi w młodym betonie i zanika wraz z zatrzymaniem reakcji. Skurcz związany z wysychaniem wynika ze zmniejszenia objętości betonu na skutek utraty wody, która nie przereagowała ze składnikami cementu. Wysychanie zachodzi w wolniejszym tempie i jest procesem długotrwałym [47]. W środowisku gruntowym, w którym wilgotność względna w porach gruntów naturalnych jest bliska 100% [5, 20], efekt skurczu od wysychania jest ograniczony.

3.1.5 Wpływ pęczania na odkształcenia w młodym betonie

Pęczanie betonu to długotrwała, powolna deformacja materiału pod stałym obciążeniem, zachodząca nawet wtedy, gdy naprężenia nie ulegają zmianie [25]. Proces ten jest szczególnie istotny w betonie, ponieważ materiał ten, jako kompozyt o złożonej mikrostrukturze, wykazuje zarówno właściwości sprężyste, jak i lepko-plastyczne, również po stwardnieniu. Pęczanie zachodzi również w młodym betonie w odpowiedzi na pojawiające się w nim naprężenia [43].

3.2 Ograniczenie swobody odkształceń

Rozróżnia się dwa rodzaje ograniczenia swobody odkształceń. Przypadek, gdy naprężenia pojawiają się na skutek oddziaływań ze środowiskiem zewnętrznym, przykładowo połączenie ściany z wcześniej wykonanym fundamentem przyczółku obiektu mostowego [16], nazywa się skrzepowaniem zewnętrznym. Fundament pełni w takim przypadku funkcję elementu powstrzymującego swobodne odkształcenia termiczne ściany przyczółku w efekcie wywołując naprężenia rozciągające w spodzie ściany, co prowadzi do jej zarysowania [81].

Siły pojawiające się na skutek nierównomiernego wewnętrznego ogrzania lub stygnięcia elementu definiuje się jako skrzepowanie wewnętrzne. Rysy mogą powstawać zarówno na powierzchni, jak i wewnątrz przekroju żelbetowego w zależności od fazy wiązania betonu. Efektem całego cyklu ogrzania – schłodzenia betonowanego elementu są rezydualne naprężenia rozciągające w centralnej części przekroju elementu [39]. W rezultacie, zwłaszcza w elementach projektowanych na zginanie, ułatwiona jest propagacja rysy w głąb przekroju.

3.3 Cechy szczególne głębokich fundamentów w kontekście wczesnego zarysowania termiczno-skurczowego

Głębokie fundamentowanie stanowi szczególną dziedzinę inżynierii lądowej ze względu na zastosowanie specjalistycznych technologii do wykonywania elementów konstrukcyjnych. W szczególności fundamenty, które są projektowane jako żelbetowe, wymagają zastosowania skomplikowanych procesów technologicznych pozwalających na wydrążenie elementu, a następnie ułożenie betonu przy jednoczesnym zachowaniu stateczności otaczającego gruntu. W efekcie stosuje się specjalnie przystosowane maszyny oraz mieszanki betonowe o recepturach zaprojektowanych do wykorzystania w warunkach głębokiego fundamentowania.

W kontekście zarysowania termiczno-skurczowego istotną rolę odgrywają: dobór receptury mieszanki betonowej, rodzaj i stan otaczającego gruntu oraz aspekty technologiczne, przede wszystkim kolejność wykonania robót. Należy zwrócić uwagę, że aktualne wymagania normowe zawarte w załączniku D normy PN-EN 206 + A1 [92] narzucają minimalne zawartości cementu w mieszankach wykorzystywanych do specjalnych robót geotechnicznych. Progi zostały ustalone na znacznie wyższym poziomie niż standardowe zawartości cementu stosowane w zwykłych konstrukcjach żelbetowych. Wynika to z faktu, że od betonów geotechnicznych oczekuje się przede wszystkim odpowiedniej urabialności i jej utrzymania przez okres konieczny do wbudowania. W efekcie betony przeznaczone do pali lub ścian szczelinowych, nominalnie w klasach C25/30 lub C30/37, często osiągają wytrzymałości zbliżone do 50 MPa.

Będąca obecnie w opracowaniu nowa wersja normy EN 206 będzie miała część trzecią (EN 206-3) poświęconą w całości betonom do specjalnych robót geotechnicznych [4]. Należy mieć nadzieję, że nowa wersja normy obniży minimalne wymagane zawartości cementu, ponieważ zwiększanie ilości cementu powoduje zwiększenie wydzielonego ciepła w reakcji hydratacji. W celu uzyskania odpowiednich parametrów konsystencji można zamienić część cementu dodatkami poprawiającymi urabialność, ale o mniejszym wydatku ciepła podczas wiązania, przede wszystkim popiołami lotnymi i żużlem wielkopieczowym. Należy oczekiwać, że tendencja do zastępowania części cementu będzie się nasilać na skutek wymagań środowiskowych, stopniowo wprowadzanych we wszystkich gałęziach przemysłu. Produkty

takie jak żużel wielkopiecowy i popioły lotne są odpadami z produkcji stali i spalania węgla w elektrowniach i ich wykorzystanie wpisuje się w cele ograniczenia emisji CO₂.

W technologii robót żelbetowych monolitycznych, gdy występuje zagrożenie wczesnym zarysowaniem termiczno-skurczowym, analizuje się moment usunięcia deskowania. Ma to na celu taki dobór momentu demontażu szalunków, żeby ograniczyć skok różnicy temperatur pomiędzy wnętrzem elementu żelbetowego a jego nieosłoniętą krawędzią zewnętrzną, która od teraz byłaby narażona na bezpośrednie oddziaływanie temperatury otoczenia [72].

W głębokim fundamentowaniu grunt pełni rolę deskowania. Pod względem termicznym grunt to materiał o umiarkowanym przewodnictwie cieplnym, ale o dużej pojemności cieplnej, zwłaszcza jeśli jest nawodniony. Jego parametry termiczne są porównywalne do betonu, zatem ciepło rozprzestrzenia się w podobny sposób we wszystkich kierunkach. Nie ma możliwości kontrolowania rozkładu temperatury wewnątrz przekroju ani doboru dogodnego momentu na schłodzenie przekroju.

Na przepływ ciepła wokół głębokich fundamentów ma także wpływ harmonogram realizacji robót i technologia wykonania elementów sąsiednich. Dla pali ten wpływ może być ograniczony, ponieważ minimalne rozstawy pali stosowane w projektowaniu pozostawiają dostateczną objętość gruntu jako bufor termiczny. W przypadku obudów wykopów sytuacja jest odmienna, ponieważ budowana jest ciągła konstrukcja w gruncie. Obszary wpływu termicznego nakładają się na siebie i powodują dodatnie sprzężenie zwrotne, szczególnie istotne w przypadkach głębokich konstrukcji o niewielkich wymiarach w planie.

Ostatnim elementem charakterystycznym dla głębokich fundamentów jest ograniczona możliwość bezpośredniej obserwacji wczesnego zarysowania termiczno-skurczowego w warunkach budowlanych. W przypadku głębokiego fundamentowania cały proces wiązania betonu zachodzi w gruncie. W przypadku obudów wykopów dochodzi do odsłonięcia wykonanych konstrukcji. Jeśli to odsłonięcie ujawni zarysowanie, można je naprawić, ale pojawia się problem interpretacyjny polegający na trudnej ocenie czy zaobserwowane rysy są natury termiczno-skurczowej czy pochodzą od pracy statycznej konstrukcji. Pod znakiem zapytania pozostaje, czy analogiczne rysy powstały po przeciwnej stronie elementu,

tzn. od strony gruntu albo czy zarysowania pojawiają się również pod dnem wykopu. Ich naprawa nie jest możliwa, a wpływ na trwałość konstrukcji może być znaczny. W przypadku pali, które zazwyczaj nie są odkopywane nie ma możliwości stwierdzenia czy do zarysowania doszło, ale ewentualny wpływ na trwałość konstrukcji nie jest pomijalny.

4 Podstawy teoretyczne i opis matematyczny procesów cieplnych i mechanicznych w betonie

W niniejszym rozdziale opisano podstawy teoretyczne opisywanego zjawiska. W pierwszej części opisano układ równań liniowej teorii termosprężystości oraz uzasadnienie ich rozprężenia na dwa niezależne zagadnienia przepływu ciepła i liniowej teorii sprężystości. Opisano i uargumentowano wprowadzone założenia upraszczające do analizy. W dalszych podrozdziałach opisano równania przepływu ciepła oraz mechaniki ciała stałego. Omówiono przejście do zagadnień dwuwymiarowych (przepływ ciepła) i jednowymiarowych (mechanika), metody modelowania przebiegu reakcji hydratacji oraz modelowanie interakcji grunt-konstrukcja w modelu mechanicznym.

4.1 Liniowa teoria termosprężystości

4.1.1 Sformułowanie podstawowe

Zagadnienie termosprężystości w postaci wektorowej [57] przedstawiają poniższe równania:

$$\mu \nabla^2 \mathbf{u} + (\lambda + \mu) \text{grad div } \mathbf{u} + \mathbf{f} = \rho \ddot{\mathbf{u}} + \gamma \text{grad } \theta \quad (4.1)$$

$$\rho c_p \dot{\theta} = \nabla(k \nabla \theta) - k \eta \text{div } \dot{\mathbf{u}} + q_v \quad (4.2)$$

oraz

$$\eta = \frac{\gamma T_0}{k} \quad (4.3)$$

$$\gamma = (3\lambda + 2\mu)\alpha_t \quad (4.4)$$

$$\alpha = \frac{k}{\rho c_p} \quad (4.5)$$

gdzie:

$\mathbf{u}$ – pole przemieszczeń, m

θ – pole temperatury, K

μ, λ – stałe Lamé'go, Pa

α – dyfuzyjność cieplna, m²/s

ρ – gęstość objętościowa, kg/m³

f – siły masowe, N/m^3

k – współczynnik przewodzenia ciepła, $W/(m \cdot K)$

α_t – współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej, $1/K$

c_p – ciepło właściwe, $J/(kg \cdot K)$

$\dot{q}_v$ – gęstość mocy objętościowej generacji ciepła, W/m^3

Jak widać z powyższych równań, rozwiązuje się równocześnie dwa zagadnienia, tj. równanie równowagi (4.1) oraz równanie przepływu ciepła (4.2). Sformułowanie w swojej ogólnej formie zawiera wyrazy inercyjne, prędkości, siły masowe oraz wyraz generacyjny ciepła. Obydwa równania są ze sobą sprzężone poprzez wyraz $\eta \operatorname{div} \dot{\mathbf{u}}$, który występuje w równaniu przepływu ciepła i opisuje przyrost temperatury na skutek odkształceń. Wyrażenie $\operatorname{div} \mathbf{u}$ oznacza przyrost objętości ciała i jest nazywany dylatacją [58]. W równaniu (4.2) występuje zatem prędkość przyrostu objętości ciała, która wpływa na rozkład temperatur. Należy zwrócić uwagę na fakt, że odkształcenia nie zmieniające objętości ciała nie wpływają na jego temperaturę.

4.1.2 Rozprężenie równań termosprężystości

Główną przeszkodą przy rozwiązywaniu układu równań termosprężystości jest sprzężenie zagadnień przepływu ciepła i mechaniki ciała stałego. W takiej sytuacji należy rozwiązywać obydwa zagadnienia jednocześnie, co znakomicie komplikuje obliczenia.

W praktyce sprzężenie często jest pomijane [30] ze względu na niewielki wpływ na rozwiązanie. W. Nowacki w swoich książkach i skryptach [59] podaje dowód na znikomy wpływ wyrazu $\eta \operatorname{div} \dot{\mathbf{u}}$, stosując metodę zamiany równań, na podstawie metody podanej przez P. Chadwicka i I. N. Sneddon w [8], na formę falową opisującą rozprzestrzenianie fal podłużnych termicznych i sprężystych. Taka zamiana pozwala uniknąć trudności ze sprzężeniem równań. W postaci falowej widać, że dla wibracji mechanicznych o niskiej częstotliwości tj. takich, jakich się spodziewamy w przypadku obciążeń termicznych, wpływ uwzględnienia wyrazu sprzężonego jest niewielki i zależy wyłącznie od parametrów materiałowych termicznych i mechanicznych oraz częstotliwości.

W efekcie otrzymuje się niesprężone pola temperatury i przemieszczeń, co pozwala na rozwiązanie zagadnienia termosprężystości w sposób sekwencyjny. W pierwszej kolejności

rozwiązuje się zadanie przepływu ciepła, którego wynikiem jest pole temperatur w czasie. W drugiej kolejności rozwiązuje się zadanie mechaniki ciała stałego, wstawiając do równań pole temperatur, traktując je jako wartość już znaną.

4.1.3 Dodatkowe założenia upraszczające

Ponieważ rozwiązywanie równań w ich najszerzej postaci jest złożone oraz z uwagi na charakter opracowywanego zagadnienia, tj. istnienie niepewności dotyczących parametrów gruntów, w szczególności termicznych, wprowadza się uproszczenia do podstawowych równań liniowej teorii termosprężystości.

Pierwszym uproszczeniem jest pominięcie sił inercyjnych. W rozważaniach konstrukcji żelbetowej znajdującej się w gruncie i nie podlegającej ani ruchowi postępowemu ani drganiom nie przewiduje się znaczących efektów inercyjnych. Należy zwrócić uwagę, że cykl ogrzania – schłodzenia elementu mierzony jest w dniach, a zatem człon inercyjny $\rho \ddot{u}$, jest wielkością bardzo małą i można ją pominąć bez szkody dla dokładności rozwiązania.

Jako drugie uproszczenie obliczeń przyjmuje się ciało jako nieważkie. W zamian, przy interpretacji wyników należy pamiętać o uwzględnieniu ciężaru elementu jako dodatkowego obciążenia.

Trzecie uproszczenie dotyczy równania przepływu ciepła. W przypadku reakcji hydratacji cementu należy pamiętać, że zarówno współczynnik przewodzenia ciepła jak i ciepło właściwe zmieniają się w czasie wraz z postępem reakcji hydratacji w zakresie 25% [84],[66]. W niniejszej pracy przyjęto, wartość stałą tych parametrów, wyznaczoną jako wartość uśrednioną odpowiadającą stopniowi hydratacji 30% [85] dla współczynnika przewodzenia ciepła i ciepła właściwego. Powyższe podejście pozwala na zminimalizowanie niedokładności związanej ze zmiennymi w czasie parametrami młodego betonu.

4.2 Zagadnienie przepływu ciepła

4.2.1 Sformułowanie podstawowe

Dzięki rozprężeniu zagadnienia termosprężystości na dwa osobne problemy możliwe jest rozwiązanie zagadnienia przepływu ciepła niezależnie od pola przemieszczeń.

Podstawowe równanie (4.2) po uproszczeniach przyjmuje postać:

$$\dot{\theta} - \alpha \nabla^2 \theta - \frac{\dot{q}_v}{\rho c_p} = 0, \quad (4.6)$$

i opisuje niestacjonarny przepływ ciepła z członem generacyjnym. W rozważaniach dotyczących przestrzeni dwuwymiarowej i przyjmując $\theta_{ad} = q_v / \rho c_p$ można powyższe równanie zapisać jako:

$$\frac{\partial}{\partial t} \theta - \alpha \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} \theta + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \theta \right) - \frac{\partial}{\partial t} \theta_{ad} = 0 \quad (4.7)$$

4.2.1 Kinetyka reakcji hydratacji

Ilość generowanego ciepła w reakcji hydratacji zależy od prędkości przebiegu tejże reakcji. Badacze udowodnili [18, 62, 66, 67], że równanie Arrheniusa (4.8) prawidłowo opisuje przebieg reakcji hydratacji cementu w funkcji temperatury.

$$k_r = A e^{-\frac{E_a}{R\theta}} \quad (4.8)$$

gdzie:

k_r – stała szybkości reakcji

θ – temperatura, K

A – współczynnik proporcjonalności

R – stała gazowa 8,3144 J/(mol · K)

E_a – energia aktywacji (J/mol)

Na podstawie równania (4.8) wyprowadzono funkcję równoważnego wieku betonu t_{eq} (4.9) [18] w celu uwzględnienia wpływu temperatury na prędkość hydratacji. Stopień hydratacji (4.10) może być zatem wyrażony poprzez funkcję równoważnego wieku betonu jak zaproponowano w opracowaniach [86, 87, 90]. Ciepło hydratacji może być wyrażone w postaci równania (4.11) [70].

$$t_{eq}(\theta_{ref} = 20^\circ C) = \int_0^t e^{\left(-\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{\theta} - \frac{1}{273+20}\right)\right)} dt \quad (4.9)$$

$$\alpha_r(t) = \alpha_{r,u} \cdot e^{-\left(\frac{\tau}{t_{eq}}\right)^\beta} \quad (4.10)$$

$$\alpha_r(t) = \frac{Q(t)}{Q_{tot}} = \frac{1}{Q_{tot}} \int_0^t \dot{q}_v(t) dt \quad (4.11)$$

4.2.2 Adiatyczny przyrost temperatury

W równaniu (4.7) pojawiło się wyrażenie członu generacyjnego ciepła w formie $\theta_{ad} = q_v / \rho c_p$. Wyrażenie generacji ciepła poprzez adiatyczny przyrost temperatury ma znaczenie dla uwzględniania w analizie ciepła pochodzącego z egzotermicznej reakcji hydratacji cementu. Ciepło hydratacji cementu jest wyrażane w dżulach na kilogram (J/kg) masy cementu. Po uwzględnieniu zawartości cementu w jednostce objętości betonu w kilogramach na metr sześcienny (kg/m³) uzyskuje się ciepło hydratacji w dżulach na metr sześcienny (J/m³). Ponieważ ρc_p wyraża objętościową pojemność cieplną ciała w dżulach na metr sześcienny na kelwin (J/(m³ · K)), to w przypadku dostarczenia energii q_v w postaci ciepła hydratacji na jednostkę objętości (J/m³) otrzymuje się wzrost temperatury ciała w kelwinach. Jednocześnie zakłada się, że całość energii została wykorzystana na jego ogrzanie. Taką wielkość nazywa się adiatycznym przyrostem temperatury [3], [10]. W niniejszej pracy wprowadzono oznaczenie θ_{ad} . W równaniach zadania przepływu ciepła występuje pochodna po czasie adiatycznego przyrostu temperatury, zatem rozwiązania w dalszej części niniejszej pracy będą obejmowały przyrosty temperatury w małych krokach czasowych.

4.3 Zagadnienie mechaniki pręta termosprężystego

4.3.1 Sformułowanie podstawowe

Przyjmując, że pole temperatur jest znane na podstawie uprzedniego rozwiązania zadania przepływu ciepła wg równania (4.6), oraz że wprowadzono omówione wcześniej uproszczenia, zadanie mechaniki sprowadza się do rozwiązania układu równań (4.12). Należy zwrócić uwagę, że ponieważ nie pojawiają się pochodne po czasie, rozwiązania w każdym kroku czasowym są wzajemnie niezależne i są powiązane jedynie racjonalnością obliczonych zmian temperatury w zagadnieniu przepływu ciepła oraz przyjętych wartości stałych materiałowych.

$$\mu \nabla^2 \mathbf{u} + (\lambda + \mu) \text{grad div } \mathbf{u} - \gamma \text{grad } \theta + \mathbf{f} = 0 \quad (4.12)$$

Powyższe równania można zapisać w konwencji sumacyjnej jako:

$$\mu u_{i,jj} + (\lambda + \mu) u_{j,ji} - (3\lambda + 2\mu) \alpha_t \theta_{,i} + f_i = 0 \quad (4.13)$$

Ze względu na przedmiot niniejszej pracy korzystne jest przedstawienie elementów głębokich fundamentów (sekcji ścian szczelinowych, baret, pali) jako elementów jednowymiarowych [2]. Wynika to z faktu, że są to przeważnie elementy o jednym wymiarze znacznie większym od pozostałych. Jednocześnie ułatwia to obliczenia i jest czytelne w projektowaniu takich elementów, które zwyczajowo modelowane są elementami prętowymi lub belkowymi. W niniejszej pracy pomija się pracę giętą, zakładając, że efekty termiczne związane z hydratacją cementu będą jednorodne w przekroju, a zatem nie będą powodować zginania. Redukcja do układu pręta przy założeniu jednowymiarowego stanu naprężenia pozwala na zapisanie równania różniczkowego pręta w postaci:

$$\frac{d}{dx} \left(E \left(\frac{du_x}{dx} - \alpha_t \theta \right) \right) + f_x = 0, \quad (4.14)$$

pamiętając, że

$$E = \frac{\mu(2\mu+3\lambda)}{\mu+\lambda} \text{ oraz } \sigma_y = \sigma_z \text{ i } \varepsilon_y = \varepsilon_z \neq 0.$$

4.3.2 Interakcja z podłożem sprężysto-plastycznym

Równanie (4.14) jest równaniem pręta termosprężystego w zagadnieniu statyki. Przedmiot niniejszej pracy obejmuje głębokie fundamenty, a zatem i nieuniknioną interakcję z otaczającym gruntem. Co do charakteru pochodząca od gruntu reakcja na długości pręta nie różni się od siły masowej, ale należy pamiętać o zachowaniu prawidłowych jednostek, tj. siła masowa ma jednostkę niuton na m³ (N/m³). Analogicznie do typowego zagadnienia belki na podłożu sprężystym [80],[26], wprowadza się do równania różniczkowego wyraz $k_x \cdot u$, który opisuje reakcję na przemieszczenie pręta o współczynniku proporcjonalności k_x . W celu zachowania prawidłowych jednostek należy skorygować tę wielkość o proporcję obwodu do przekroju pręta tj. P/A . W wyniku uwzględnienia takiej modyfikacji w równaniu równowagi uzyskuje się:

$$\frac{d\sigma_x}{dx} - k_x \cdot u_x \cdot \frac{P}{A} = 0, \quad (4.15)$$

co po przekształceniu pozwoli uzyskać ten sam rezultat co przy wyprowadzeniu równania równowagi z jednostkowego odcinka pręta, przy czym K jest sztywnością na jednostkę długości pręta, wyrażoną w N/m^2 :

$$\frac{d\sigma_x}{dx} \cdot A - k_x \cdot u_x \cdot P = 0 \Leftrightarrow \frac{dN_x}{dx} - K_x \cdot u_x = 0 \quad (4.16)$$

Ostatecznie równanie pręta termosprężystego na podłożu sprężystym uzyskuje postać:

$$\frac{d}{dx} \left(EA \left(\frac{du_x}{dx} - \alpha_t \theta \right) \right) - K_x \cdot u_x = 0 \quad (4.17)$$

Ponieważ interesujące z punktu widzenia niniejszej pracy jest uwzględnienie interakcji z gruntem w możliwie pełny sposób, rozważa się również możliwość uplastycznienia gruntu na styku z elementem. W zakresie po uplastycznieniu w równaniu znika człon $K_x \cdot u_x$, a pojawia się stała siła równa maksymalnej możliwej do zmobilizowania reakcji gruntu R_s w kN/m .

$$\frac{d}{dx} \left(EA \left(\frac{du_x}{dx} - \alpha_t \theta \right) \right) - R_s = 0 \quad (4.18)$$

Rozwiązanie zagadnienia pręta na podłożu sprężysto-plastycznym oznacza konieczność przeprowadzenia analizy nieliniowej. Obliczenia należy prowadzić iteracyjnie w niewielkich krokach w celu zastosowania równań (4.17) i (4.18) we właściwych zakresach ich obowiązywania. Zastosowane metody numeryczne pozwolą na rozwiązanie zagadnienia pręta na podłożu sprężysto-plastycznym w celu udowodnienia tezy pracy przy wykorzystaniu modelu mechanicznego opisanego w rozdziale 7.

5 Własna analiza doświadczalna

W niniejszym rozdziale opisano przeprowadzone własne analizy doświadczalne, mające służyć potwierdzeniu stawianej w pracy tezy. W pierwszej części rozdziału scharakteryzowano aspekty technologiczne związane z prowadzeniem pomiarów w trakcie wykonywania ścian szczelinowych. Opisano zastosowane metody pomiarowe, ich podstawy teoretyczne oraz rodzaje zbieranych i opracowywanych danych. W dalszej części rozdziału szczegółowo opisano poletka badawcze, lokalizację i charakterystykę opomiarowanych sekcji, warunki gruntowe i recepturę mieszanki betonowej. Opis uzupełniono o parametry zastosowanych czujników oraz chronologię robót i pomiarów.

5.1 Opis zastosowanych metod pomiarowych

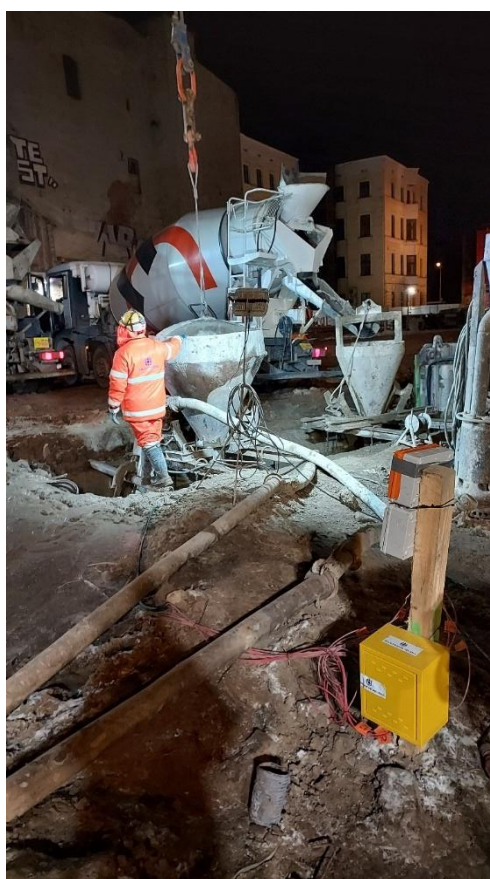
5.1.1 Technologiczne aspekty związane z prowadzeniem pomiarów

W rozdziale 1.2 zwięźle przedstawiono technologię wykonania ścian szczelinowych. W prowadzonych badaniach własnych istotny wpływ na przebieg badań mają fazy osadzania zbrojenia w szczelinie zabezpieczonej zawiesziną bentonitową oraz betonowania metodą kontraktor.



Rys. 5.1 Transport szkieletu zbrojeniowego z czujnikami (fot. Autora)

W tym etapie robót instaluje się aparaturę pomiarową i jest on kluczowy dla możliwości przeprowadzenia badań i ich prawidłowości. Czujniki pomiarowe i ich przewody montowane są bezpośrednio na prętach szkieletów zbrojeniowych. W trakcie transportu szkieletu nadmiar przewodów jest zabezpieczony przy górze szkieletu (rys. 5.1). Podczas opuszczania szkieletu do szczeliny nadmiar przewodów jest rozwijany i, unikając zakleszczenia, wyprowadzany poza strefę robót do urządzenia zbierającego dane, tzw. *dataloggera* (rys. 5.2). Należy zwrócić uwagę, że w danych pomiarowych znajdzie się temperatura zawiesiny stabilizującej, pod warunkiem, że zbieranie danych zostanie rozpoczęte przed rozpoczęciem betonowania. Pozwala to wyeliminować jedną z niewiadomych w badanym zjawisku. W praktyce temperatura zawiesiny jest stabilna w skali dobowej, ze względu na pojemność cieplną zawiesiny o objętości rzędu 100-200 m³. Sezonowa zmienność może być za to duża, od 0 °C zimą, kiedy zbiorniki pokrywają się od wewnątrz lodem, do ponad 30 °C latem, gdy długotrwałe nasłonecznienie zbiorników i rur do tłoczenia zawiesiny oraz praca pomp stopniowo ją nagrzewają.



Rys. 5.2 Betonowanie ścian szczelinowych (fot. Autora)

W kontekście prowadzonych badań należy prawidłowo przewidzieć lokalizację czujników w taki sposób, by nie kolidowały z kolumną rur wlewowych. Umieszczenie delikatnych urządzeń pomiarowych w miejscu opuszczania i podciągania rur może prowadzić do ich uszkodzenia i utraty danych. Jednocześnie dobór lokalizacji czujników powinien odpowiadać miejscom, w których planuje się pomiar. W trakcie betonowania odczyty z czujników pokazują moment, w którym poziom betonu przekroczy rzędną czujników. W przypadku różnicy temperatur zawiesiny i betonu jest widoczny skok temperatury w momencie otulenia czujnika mieszanką betonową.

Po betonowaniu następuje okres dojrzewania betonu, podczas którego nie prowadzi się prac. Jest to okres kluczowy z punktu widzenia przedmiotu niniejszej pracy, tj. okres, w którym zbierane są dane dotyczące temperatury i odkształcenia.

5.1.2 Pomiar odkształcenia

W celu pomiaru temperatury w młodym betonie zastosowano czujniki strunowe wyposażone w termistory. Czujniki te działają mierząc częstotliwość drgań wzbudzonej struny [13], która znajduje się wewnątrz czujnika. Zależność pomiędzy naprężeniem w strunie a częstotliwością [75],[33] jest dana poniższą zależnością:

$$f = \frac{n}{2L} \cdot \sqrt{\frac{\sigma}{\rho}} \quad (5.1)$$

gdzie:

f – częstotliwość (Hz = 1/s)

σ – naprężenie (Pa = N/m²)

ρ – gęstość (kg/m³)

n – numer harmonicznej (-)

L – długość wibrującej struny (m)

Czujniki strunowe używane w praktyce pomiarowej (rys. 5.3) są dostosowane do mierzenia pierwszej ($n = 1$) częstotliwości drgań własnych struny. Podstawiając pod naprężenie zależność liniowego prawa Hooke'a $\sigma = E \cdot \epsilon$ otrzymuje się poniższą zależność:

$$\varepsilon = \frac{4L^2\rho}{E} \cdot f^2 = k_{vw} \cdot f^2 \quad (5.2)$$

gdzie:

ε – odkształcenie (-)

E – moduł sprężystości (Pa)



Rys. 5.3 Czujnik strunowy do montażu w betonie (fot. Autora)

Producenci czujników podają w dokumentacji technicznej stałą czujnika oraz przekształcają wyniki pomiaru częstotliwości na jednostki liniowo zależne od odkształcenia, tzw. „digity”. Jednocześnie stosują skalowanie, aby wynik przedstawić w jednostkach odkształcenia pomnożonych przez 10^6 , tzw. „microstrainach” ($\mu\varepsilon$). Przekształcenie przeprowadza się jak poniżej.

$$\varepsilon = \frac{4L^2\rho}{1000 \cdot E} \cdot \frac{f^2}{1000} = G \cdot R \quad (5.3)$$

Stała czujnika G (ang. *gauge factor*) podawana przez producenta zawiera również współczynnik korekcyjny B (ang. *batch factor*) na podstawie pomiarów kalibracyjnych, przeprowadzanych dla każdej partii czujników.

Czujniki są produkowane ze wstępnym napięciem struny, które może być dostosowane do przewidywanego zakresu pracy czujnika. Dla pomiarów jest zatem istotne wyznaczenie

zmiany odkształcenia, która będzie odzwierciedlać zmianę w odkształceniu badanej konstrukcji.

$$\Delta \varepsilon_{measured} = G \cdot (R_1 - R_0) = \frac{G}{1000} \cdot (f_1^2 - f_0^2) \quad (5.4)$$

5.1.3 Pomiar temperatury

Czujniki strunowe wykorzystane w badaniach wyposażone są w termistory – czujniki korzystające ze zjawiska zmienności oporu elektrycznego w funkcji temperatury. W badaniach wykorzystano termistory typu NTC 3 kΩ @ 25 °C. Skrót NTC (ang. *negative temperature coefficient*) oznacza, że opór elektryczny spada wraz ze wzrostem temperatury. Dalszy opis określa, że termistor charakteryzuje się oporem 3 kΩ w temperaturze 25 °C.

Zależność temperatury od oporu jest opisana równaniem Steinharta-Harta [74], które jest empiryczną krzywą (równanie (5.5)) dobrze odwzorowującą charakterystykę termistora, ale niebędącą prawem fizycznym. Zależność jest prawidłowa wyłącznie w określonym zakresie temperatur, wyłącznie dla oporów wyrażonych w omach (Ω), a wynik otrzymywany jest w kelwinach (K). Nie przeszkadza to w praktycznym stosowaniu zależności, ale nie spełnia ona formalnych kryteriów metrologii [50] ze względu na nieprawidłowości rachunku jednostek (tj. logarytm naturalny wielkości wyrażonej w omach) oraz problem skali tj. zmienność wyniku przy zastosowaniu różnych jednostek oporu np. kiloomów.

$$\theta^{-1} = A + B \ln R + C(\ln R)^3 \quad (5.5)$$

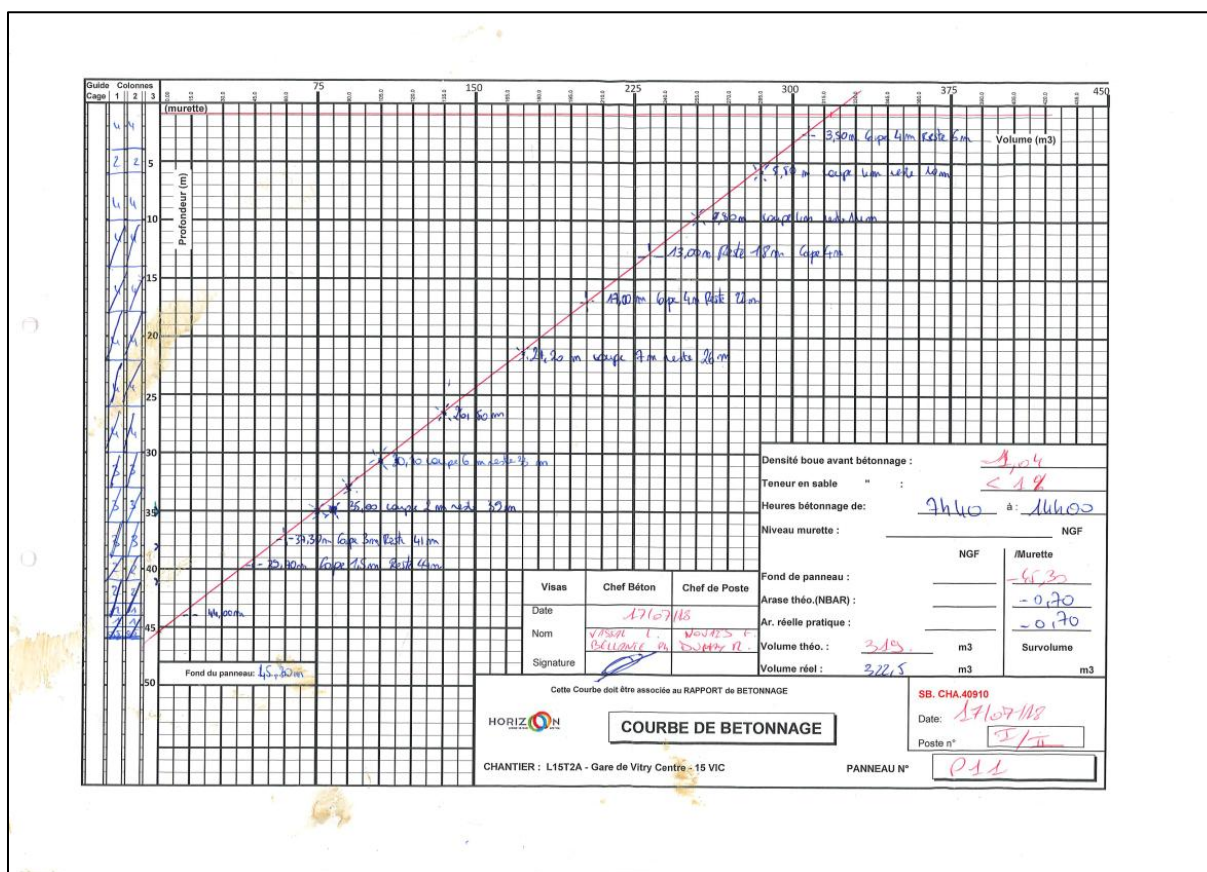
Termistory wykorzystywane w czujnikach strunowych mają podane przez producentów w kartach technicznych współczynniki A, B i C wraz z zakresem ich obowiązywania, albo zależność $\theta(R)$ przedstawioną w postaci tabelarycznej,

5.1.4 Dane uzyskiwane z dokumentacji budowy

Przed rozpoczęciem oraz w trakcie robót budowlanych tworzona jest dokumentacja wykonawcza budowy, która opisuje i potwierdza zakres wykonanych prac. Do najważniejszych z punktu widzenia przedmiotowych badań dokumentów należą:

- Metryka sekcji ściany szczelinowej
- Raport głębienia szczeliny
- Krzywa betonowania
- Receptura mieszanki betonowej
- Krajowa deklaracja właściwości użytkowych cementu (KDWU)
- Raport z badań wytrzymałości betonu na ściskanie
- Protokół pobrania świeżej mieszanki betonowej

Powyższe dokumenty są źródłem informacji o zakresie faktycznie wykonanych robót. Metryka oraz raporty głębienia i betonowania szczeliny (rys. 5.4) potwierdzają wymiary sekcji, zgodność warunków geologicznych oraz poprawność procesu betonowania.



Rys. 5.4 Przykładowa krzywa betonowania (Soletanche Bachy)

W recepturze i dokumentach jakościowych dotyczących mieszanki betonowej znajdują się informacje pozwalające ocenić skład mieszanki w kontekście jej parametrów termicznych i ilości ciepła hydratacji.

Raporty z pobrania mieszanki pozwalają na potwierdzenie temperatury mieszanki w momencie jej dostarczenia na budowę. Raport z badań wytrzymałości potwierdza osiągnięte wytrzymałości w porównaniu z wymaganiem normowym. Należy pamiętać, że wynik odnosi się do próbki przechowywanej w warunkach laboratoryjnych, które nie są identyczne z warunkami panującymi w gruncie.

5.1.5 Wyznaczanie odkształceń na podstawie surowych danych pomiarowych

W zależności od indywidualnych ustawień *dataloggera*, dane pomiarowe dotyczące przemieszczeń są zapisywane albo w hercach (Hz) albo w przeliczonych digitach (równanie (5.3)), których jednostką jest Hz^2 . Następnie, przemnażane są przez stałą czujnika z ewentualnym współczynnikiem korekcyjnym według świadectwa kalibracyjnego. Analogicznie pomiary temperatury mogą być zapisane w postaci zmierzonego oporu lub automatycznie przeliczone na temperaturę. W obu przypadkach przeliczenie odbywa się według równania (5.5) na podstawie współczynników korelacyjnych podanych przez producenta czujnika.

Powyższe przekształcenia, wykonane przez użytkownika lub automatycznie przez oprogramowanie *dataloggera*, dają pary danych odkształcenie – temperatura (ε - θ), które są punktem wyjścia do dalszej analizy.

Kolejnym krokiem jest uwzględnienie, że współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej stalowej struny jest odmienny od otaczającego czujnik betonu. Ponieważ mierzone częstotliwości drgań własnych struny można przeliczyć na odkształcenie struny wg równania (5.4), konieczne jest zastosowanie poprawki pozwalającej uzyskać odkształcenie w betonie wg poniższego wzoru:

$$\varepsilon_a = G \cdot R + (\alpha_{t, \text{stal}} - \alpha_{t, \text{beton}}) \theta \quad (5.6)$$

Oprócz odkształcenia w betonie ε_a badanego elementu wynikającego ze stanu naprężenia istotne jest wyznaczenie swobodnego odkształcenia termicznego ε_f tj. takiego jakie by wystąpiło, gdyby badany element miał całkowitą swobodę odkształceń. Odkształcenie to wyznacza się ze wzoru:

$$\varepsilon_f = \alpha_{t, \text{beton}} \theta \quad (5.7)$$

Dodatkowo należy uwzględnić odkształcenia spowodowane skurczem ε_{cs} i pełzaniem betonu ε_{cc} . Wartość odkształceń całkowitych ε_{tot} wyznaczana jest z poniższego wzoru, w którym zakłada się, że odkształcenia od skurczu wprowadzone są ze znakiem ujemnym.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_a + \varepsilon_f + \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc} \quad (5.8)$$

Należy zwrócić uwagę, że czujniki strunowe, z uwagi na swoją konstrukcję, pozwalają na zmierzenie jedynie ε_a , które przekłada się na siły wewnętrzne w elemencie fundamentu, i to ta składowa odkształcenia może odpowiadać za powstające zarysowania.

W literaturze [34, 37, 83] i normach [89–91], występuje pojęcie współczynnika ograniczenia odkształceń (ang. *restraint factor*) R_{ax} . Jego definicja jest podawana częściej w postaci naprężeniowej:

$$R_{ax} = \frac{\sigma}{\sigma_{fix}}, \quad (5.9)$$

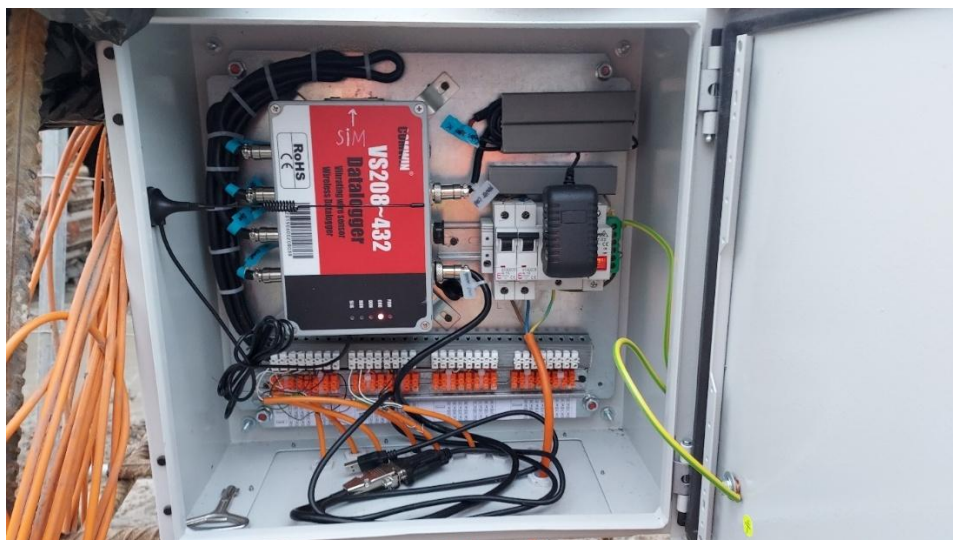
co pozwala zapisać:

$$R_{ax} = \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_{a,fix}} = - \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_f + \varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc}} \quad (5.10)$$

Dodatkowo należy zwrócić uwagę, że odkształcenia skurczowe są zależne od historii naprężenia σ i jako takie nie są możliwe do wyznaczenia bez wykonywania szczegółowych obliczeń. Z tego powodu efekt pełzania jest zwyczajowo uwzględniany za pomocą empirycznego współczynnika K zmniejszającego naprężenia wymuszone [84, 85]. Proponowane w literaturze i normach współczynniki obejmują typowe przypadki ograniczenia odkształceń, od płyt fundamentowych w różnych konfiguracjach działek roboczych po ściany wykonywane na masywnych fundamentach. Brak jest w literaturze choćby poglądowych wartości współczynników ograniczenia odkształceń dla elementów wykonanych w gruncie.

5.1.6 Wyznaczanie początkowego momentu analizy danych pomiarowych

Wybór momentu rozpoczęcia analizy jest istotny z punktu widzenia interpretacji wyników. Dane dotyczące odkształcenia i temperatury zbierane są od momentu podpięcia kabli sygnałowych do *dataloggera* (rys. 5.5) i uruchomienia odczytów. W opisywanych w pracy przypadkach moment ten następował przed rozpoczęciem betonowania.



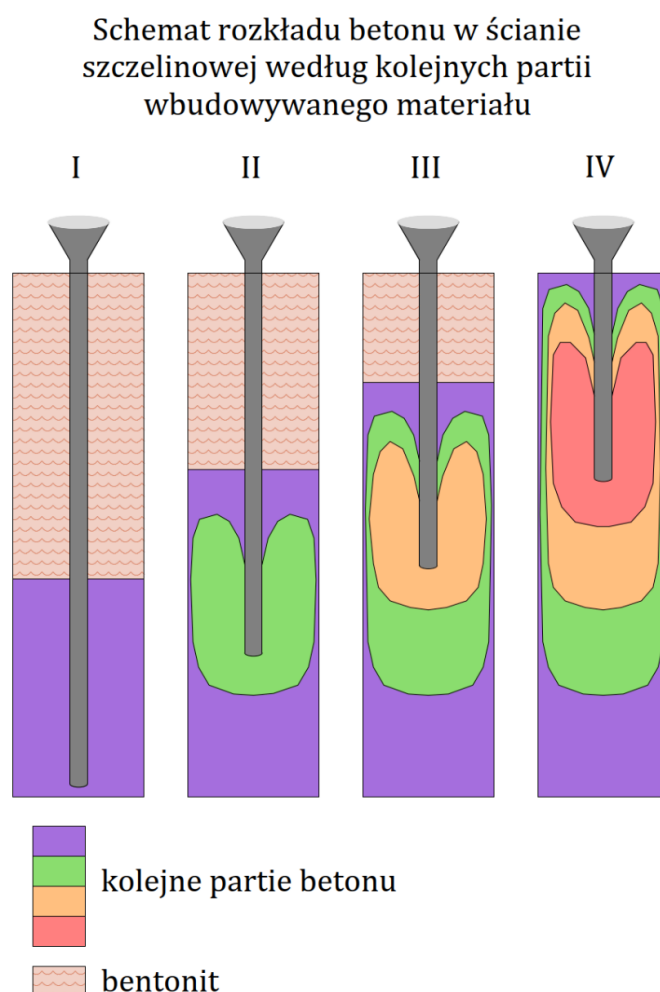
Rys. 5.5 Datalogger z wpiętymi kablami sygnałowymi z sześciu czujników (fot. Autora)

Wybór momentu początkowego przy analizie zmian temperatury najlepiej określić poprzez dopasowanie fazy przyspieszenia reakcji hydratacji. Moment ten występuje zazwyczaj kilka godzin po rozpoczęciu pomiarów. Należy pamiętać, że od wykonania zarobu do wbudowania mieszanki betonowej mija czas potrzebny na załadunek, przejazd i rozładunek betonowozu [76]. W tym czasie reakcja wiązania cementu jest w fazie początkowej i indukcji, a okres do rozpoczęcia fazy przyspieszenia wiązania może być dodatkowo modyfikowany za pomocą domieszek opóźniających wiązanie. Ponadto beton, który otuli czujnik może nie pochodzić z pierwszej wbudowywanej partii (rys. 5.6), trudno jest ten odstęp czasowy określić z góry, jednoznacznie.

Jest za to możliwe przesunięcie danych wzdłuż osi czasu o inkrement Δt taki, że początek wiązania zmierzony i obliczony pokryją się. W takiej sytuacji Δt można interpretować jako czas pomiędzy początkiem pomiaru a zarobem partii betonu, która otuliła czujnik. Możliwa jest również sytuacja, w której zarób zostanie wykonany przed rozpoczęciem pomiarów. Nie jest to parametr istotny analizy ani nie jest on w łatwy sposób weryfikowalny, ale należy się spodziewać wartości rzędu kilku do maksymalnie kilkunastu godzin, w zależności od wielkości betonowanych sekcji.

Wybór momentu początkowego w analizie naprężeń jest również związany z przebiegiem reakcji hydratacji. Ze względu na fakt, że analizy przeprowadzane będą z wykorzystaniem mechaniki ciała stałego, wszelkie rozważania mają sens jedynie od momentu, gdy mieszanka

betonowa zacznie wykazywać cechy ciała stałego. Naturalnie nie sposób zweryfikować tego momentu bezpośrednio na głębokości czujnika, więc należy zastosować podejście pośrednie.

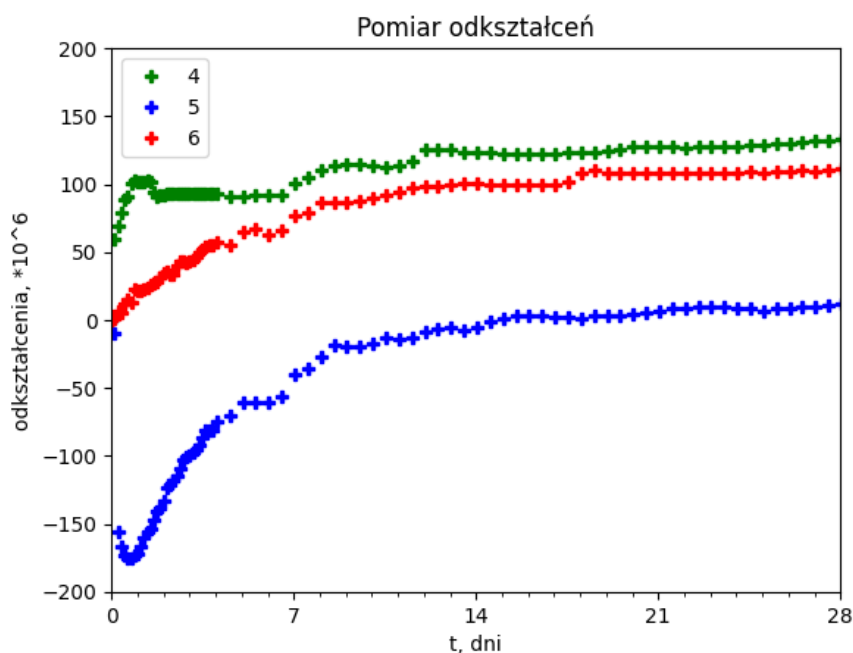


Rys. 5.6 Schemat rozkładu różnych partii wbudowywanej mieszanki (opracowanie własne)

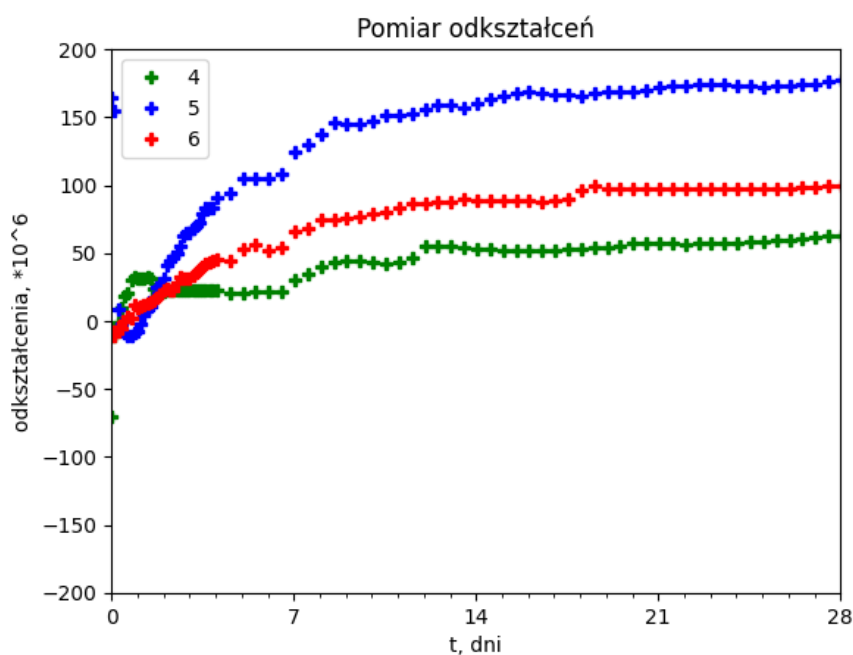
Dopóki mieszanka jest płynna zachodzą w niej zjawiska związane z samo zagęszczeniem, wypychaniem powietrza i nadmiarowej wody, tzw. *bleeding*. W przypadku głębokich fundamentów zjawisko to odbywa się pod wpływem wysokiego ciśnienia słupa betonu. Prowadzi to do zmniejszenia objętości mieszanki w sposób podobny do zjawiska konsolidacji [41]. Osiadanie mieszanki oddziałuje zarówno na czujnik jak i na szkielet zbrojeniowy, do którego jest on zamocowany, wpływając na wynik pomiaru. Ponieważ szkielet doznaje odkształceń podczas transportu i instalowania w szczelinie, możliwe jest, że efekt wywierany na poszczególne czujniki będzie różny i niesymetryczny względem płaszczyzny symetrii sekcji.

Przykładowy wynik pomiaru odkształcenia względem początku pomiarów pokazuje rys. 5.7. W początkowej fazie pomiarów zachodzą gwałtowne zmiany w wielkości odczytów

i są one różne dla każdego z czujników. Ideą doboru momentu początkowego analizy jest wyeliminowanie z analizy efektów niezwiązanych z twardnieniem betonu. Przesunięcie czasowe powinno być tożsame z różnicą pomiędzy początkiem pomiaru a końcem fazy indukcji. Ponownie może być to od kilku do maksymalnie kilkunastu godzin. Wynik pomiaru po wprowadzeniu poprawki pokazano na rys. 5.8.



Rys. 5.7 Wynik pomiaru odkształcenia względem początku pomiarów (poletko nr 1)



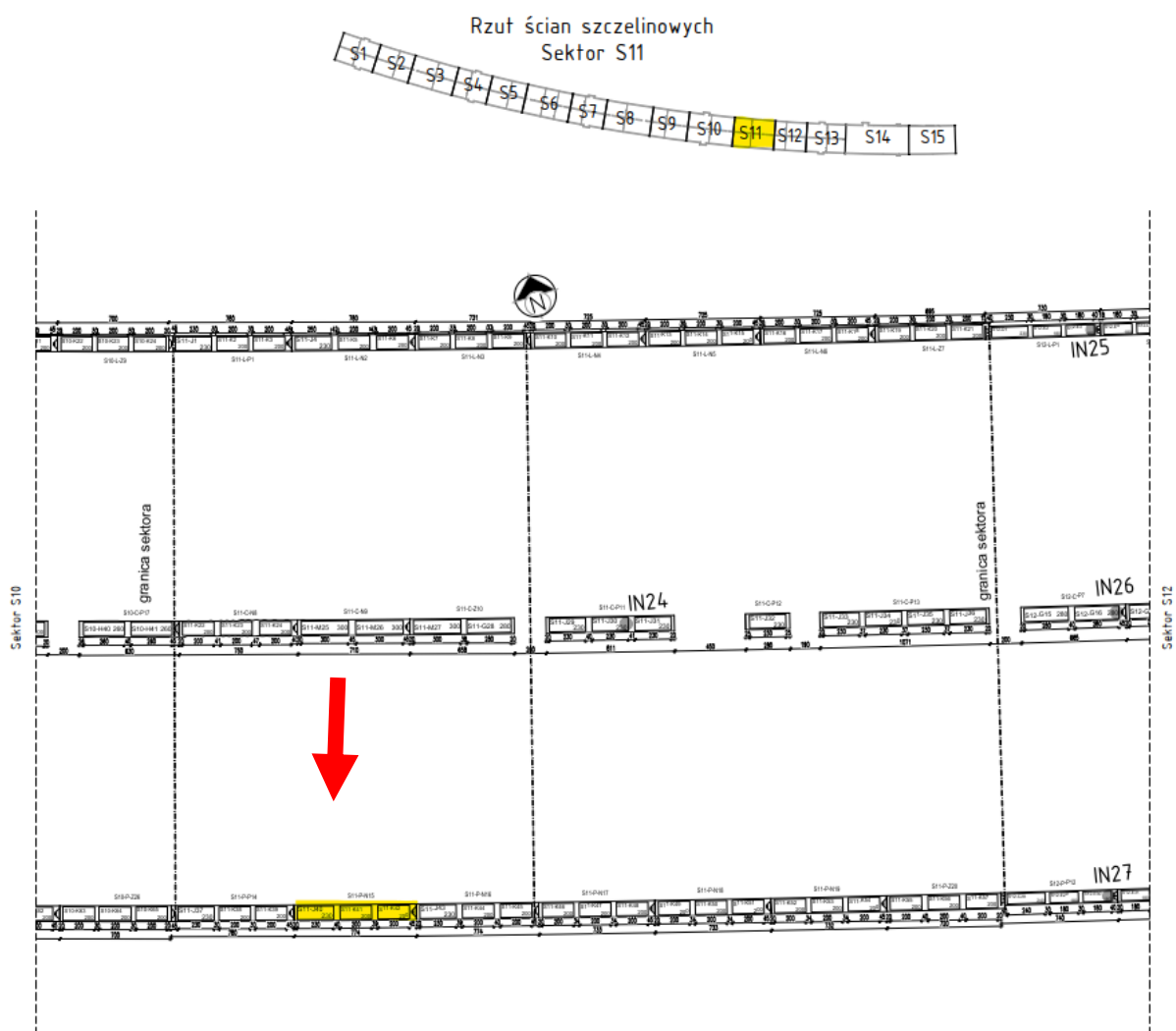
Rys. 5.8 Wynik pomiaru odkształcenia względem $t=7h$ (poletko nr 1)

5.2 Opis poletek badawczych

5.2.1 Opis poletki badawczego nr 1 - Kraków

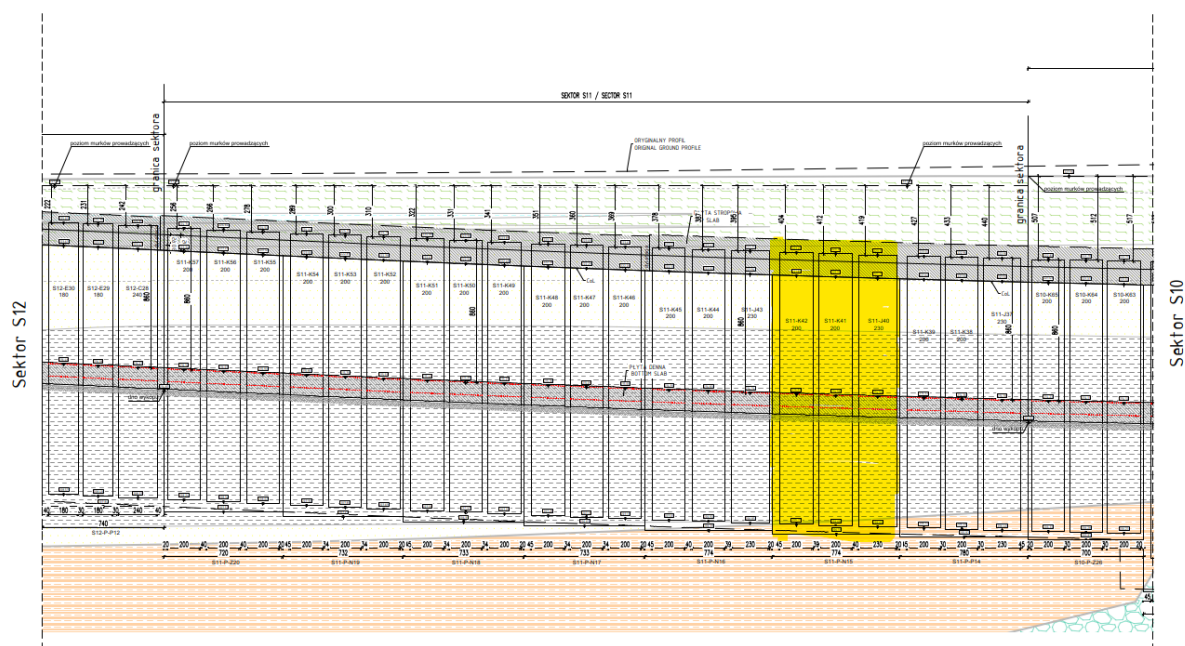
Lokalizacja i geometria obiektu objętego badaniami

Poletko badawcze nr 1 znajdowało się w miejscowości Zielonki na granicy miasta Krakowa. W ramach prowadzonej inwestycji budowy tunelu TS-04 w ciągu drogi S52 (km 6+067 – km 6+720) wykonywano ściany szczelinowe tunelu [103], których rolą było zapewnienie stateczności ścian wykopu a docelowo pełnienie funkcji fundamentu stropu tunelu. Do badań wytypowano jedną sekcję z jednego z głębszych fragmentów tunelu, S11-P-N15, którą oznaczono na rys. 5.9 i rys. 5.10 poniżej.



Rys. 5.9 Wycinek rzutu sektora S11 tunelu TS-04 [103]

Widok ściana PRAWA



Rys. 5.10 Wycinek rysunku rozwinięcia ścian tunelu TS-04 w sektorze S11 [103]

Przedmiotowa sekcja znajduje się na prawej ścianie tunelu w km 6+589, ok. 110 m od najgłębszego miejsca tunelu, zlokalizowanego pod korytem rzeki Prądnik.

Opis warunków geologicznych poletka nr 1

Zgodnie z dokumentacją geologiczno-inżynierską [96] w lokalizacji tunelu w podłożu zalegają osady jurajsko-kredowe, miocenne i czwartorzędowe. Osady jurajsko-kredowe zalegają najgłębiej i są reprezentowane przez zręby miejscami zbliżające się do powierzchni terenu. Warstwy te są głównie zbudowane z wapieni i margli oraz ich zwietrzelin. Powyżej zalegają utwory miocenu wykształcone jako ropy, ropy pylaste, gliny pylaste zwięzłe i gliny zwięzłe a czasem łowce. Warstwy miocenne zalegają grubą warstwą na wapieniach z wyjątkiem zrębów, gdzie nadkład jest niewielki lub nie ma go wcale. Ponad tymi utworami znajdują się osady czwartorzędowe, które w miejscu projektowanego tunelu TS-04 można podzielić na osady lodowcowe i osady lessowe. Osady lodowcowe reprezentowane są przez gliny wytopiskowe przykrywające utwory miocenu oraz różnoziarniste piaski i żwiry, lokalnie ze znacznym udziałem frakcji kamienistej (dolina rzeki Prądnik). Osady lessowe zalegają na osadach polodowcowych w rejonie wysoczyzny lessowej. Są reprezentowane przez pyły i gliny pylaste o kilkumetrowej miąższości.

W tabeli tab. 5.1 zebrano najważniejsze parametry fizyczne i mechaniczne gruntów występujących na obszarze poletka nr 1, na podstawie dokumentacji [96].

Tab. 5.1 Wybrane parametry gruntów dla poletka nr 1

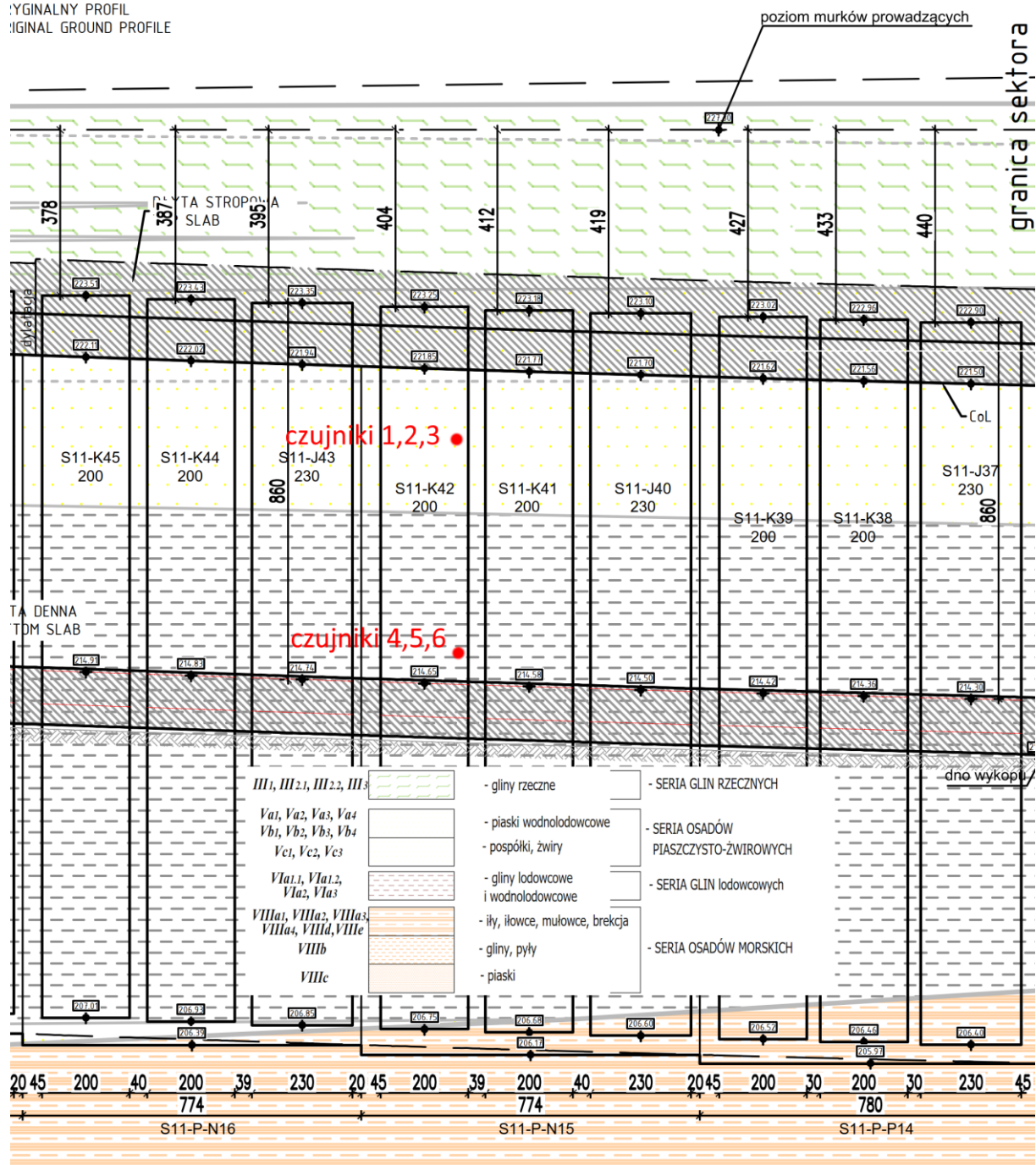
War- stwa	Rodzaj gruntu	I_D/I_L	q_c (MPa)	ρ (t/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	s_u (kPa)	E_{oed} (MPa)
III ₁	Gliny (rzeczne)	0,60	0,5	1,95	30	4	20	2,5
Vc ₂ Vc ₃	Żwiry i pospółki (wodno-lodowcowe)	0,60 0,80	11 30	2,05	37 41	0	-	150
VIa ₂	Gliny (lodowcowe)	0,20	3	1,97	-	-	120	15
VIIIa ₃	Iły mioceńskie (morskie)	0,00	8	1,90	-	-	300	64

Szczegółowe wymiary badanej sekcji i lokalizacja oraz typ czujników

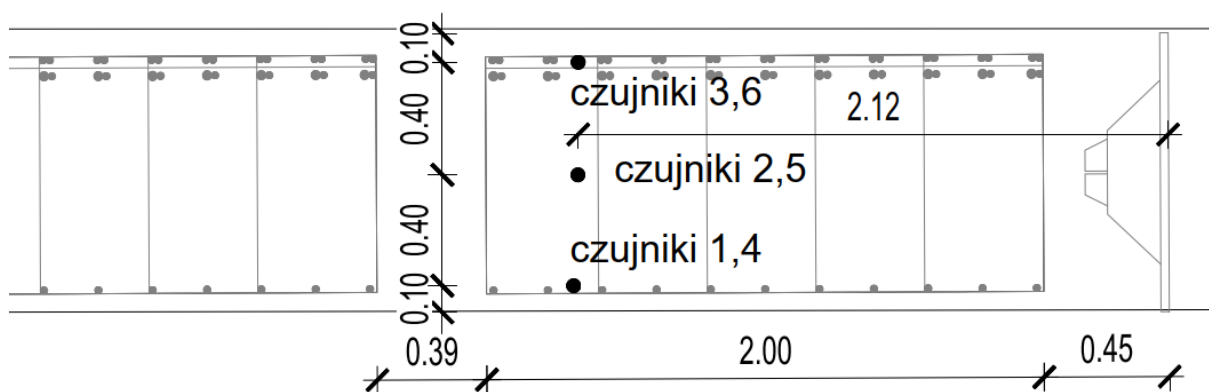
Czujniki zainstalowano w sekcji S11-P-N15, w szkielecie S11-K42. Sekcja miała 7,44 m szerokości i 15,7 m głębokości. Grubość ściany szczelinowej to 1 m.

Czujniki rozmieszczono w środku grubości ściany oraz w płaszczyznach zbrojenia głównego w dwóch poziomach: 3,0 m oraz 8,25 m poniżej wierzchu szkieletu (rys. 5.11). Układ czujników w szkielecie pokazuje schemat poniżej (rys. 5.12).

SYGNALNY PROFIL
ORIGINAL GROUND PROFILE



Rys. 5.11 Lokalizacja czujników w sekcji S11-P-N15



Rys. 5.12 Schemat montażu czujników w szkielecie S11-K42

Czujniki montowano pomiędzy prętami zbrojenia głównego do prętów montażowych o średnicy 6 mm lub strzemion o średnicy 12 mm za pomocą opasek kablowych. Zdjęcie poniżej (rys. 5.13) pokazuje sposób montażu czujnika.



Rys. 5.13 Czujnik nr 4 w szkielecie K42 (fot. Autora)

W tabeli poniżej (tab. 5.2) zawarto podstawowe dane dotyczące rodzaju i podstawowych parametrów użytych czujników.

Tab. 5.2 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 1

Typ czujnika	Strunowy
Producent	Sisgeo
Model	0VK4200VC00
Stała czujnika G (<i>gauge factor</i>)	3,814
Współczynnik partii B (<i>batch factor</i>)	-
Termistor	NTC 3k Ω @ 25 °C A=1,4051x10 ⁻³ , B=2,369 x10 ⁻⁴ , C=1,019 x10 ⁻⁷

Receptura mieszanki betonowej

W tabeli poniżej (tab. 5.3) zawarto najważniejsze elementy receptury mieszanki betonowej użytej do wykonania ścian szczelinowych objętych pomiarami.

Tab. 5.3 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 1

Nazwa składnika	Ilość (kg/m ³)
Cement CEM III/A 42,5N HSR NA LH Cementownia Rudniki Ciepło hydratacji Q ₄₁ = 202 kJ/kg	400
Woda	165
Piasek 0/2	690
Żwir 2/8	380
Żwir 8/16	585

Dane dotyczące wbudowania

W tabeli poniżej (tab. 5.4) zawarto dane dotyczące procesu wykonania badanej sekcji ściany szczelinowej.

Tab. 5.4 Dane dotyczące wykonania badanej sekcji

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębienia	06/07/2021 14:15
Koniec głębienia	07/07/2021 08:35
Montaż szkieletu zbrojeniowego	07/07/2021 11:40
Początek pomiarów	07/07/2021 13:26
Początek betonowania	07/07/2021 13:10
Koniec betonowania	07/07/2021 17:55
Koniec pomiarów	19/08/2021 11:26

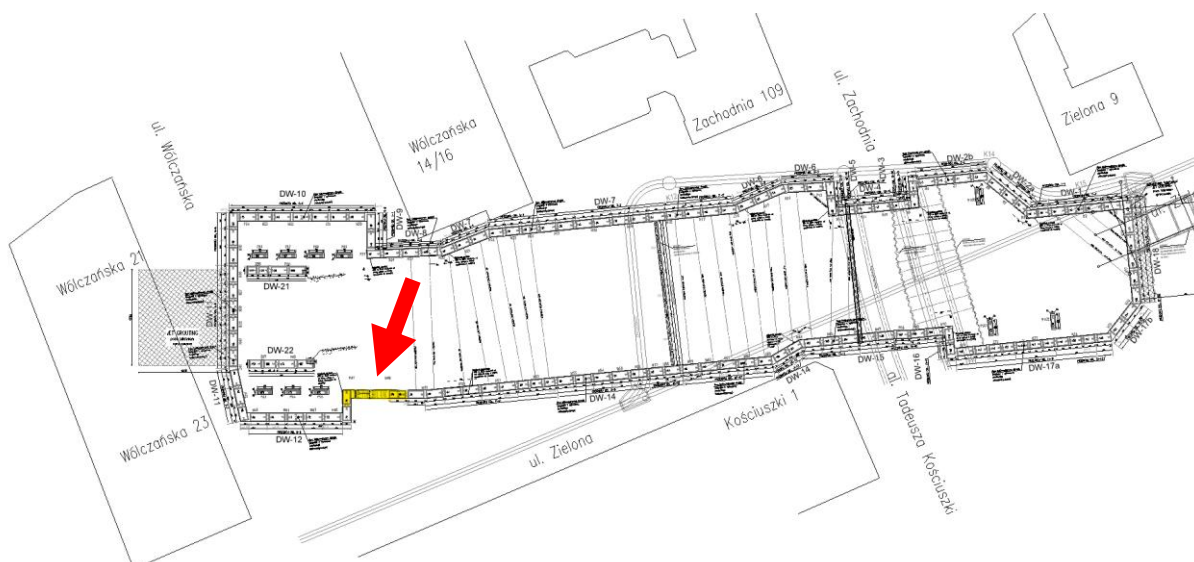
5.2.2 Opis poletka badawczego nr 2 - Łódź

Lokalizacja i geometria obiektu objętego badaniami

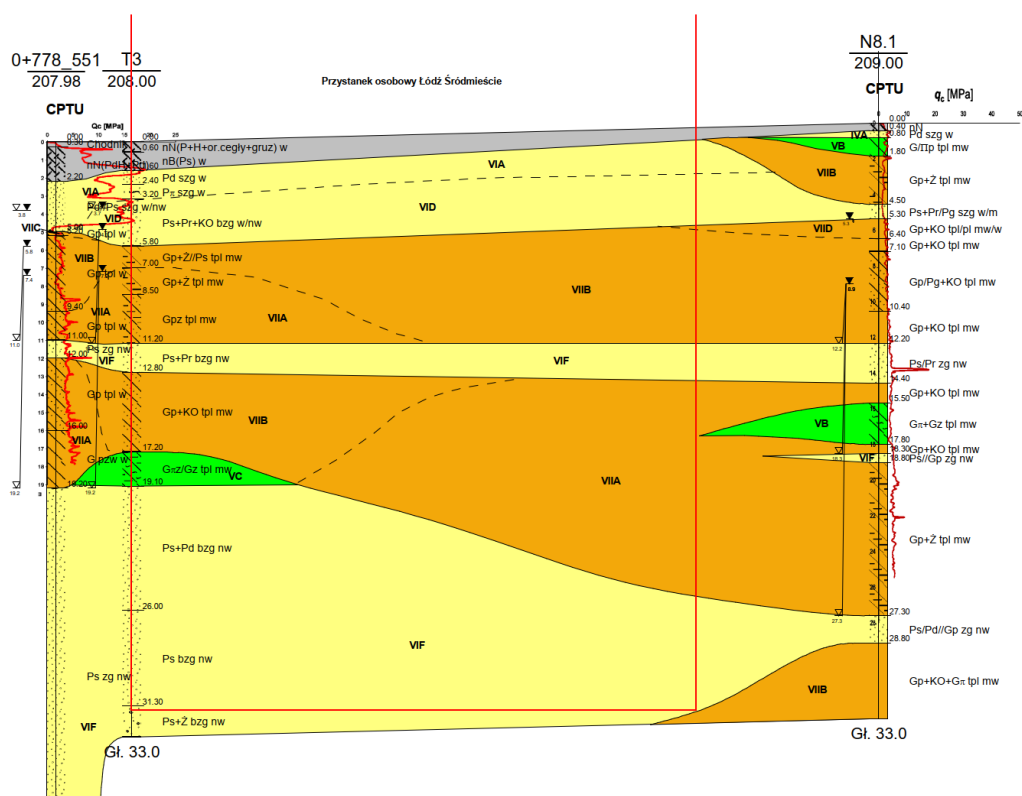
Poletko nr 2 znajdowało się na budowie przystanku „Śródmieście” w ramach inwestycji przebudowy Łódzkiego Węzła Kolejowego poprzez połączenie tunelem średnicowym stacji Łódź Fabryczna, Łódź Żabieniec i Łódź Kaliska. Przystanek „Śródmieście” znajduje się przy skrzyżowaniu ulic Zachodniej i Zielonej, część stacji, w której znajduje się badana sekcja zlokalizowana jest przy ul. Zielonej w kwartale pomiędzy ulicami Wólczańską i Zachodnią.

Opis warunków geologicznych poletka nr 2

Zgodnie z geotechnicznymi warunkami posadowienia [99] przystanek „Śródmieście” znajduje się na obszarze Wysoczyzny Łaskiej, zdenudowanej równiny morenowej, powstałej w plejstocenie podczas stadiału Warty zlodowacenia środkowopolskiego. Poniżej powierzchni terenu zalegają warstwy piasków wodnolodowcowych, glin zastoiskowych i glin zwałowych. Przykładowy przekrój geologiczny przedstawiono na rys. 5.15.



Rys. 5.14 Obrys przystanku „Śródmieście” i lokalizacja badanych sekcji ścian szczelinowych [102]



Rys. 5.15 Przykładowy przekrój geologiczny dla przystanku „Śródmieście” [99]

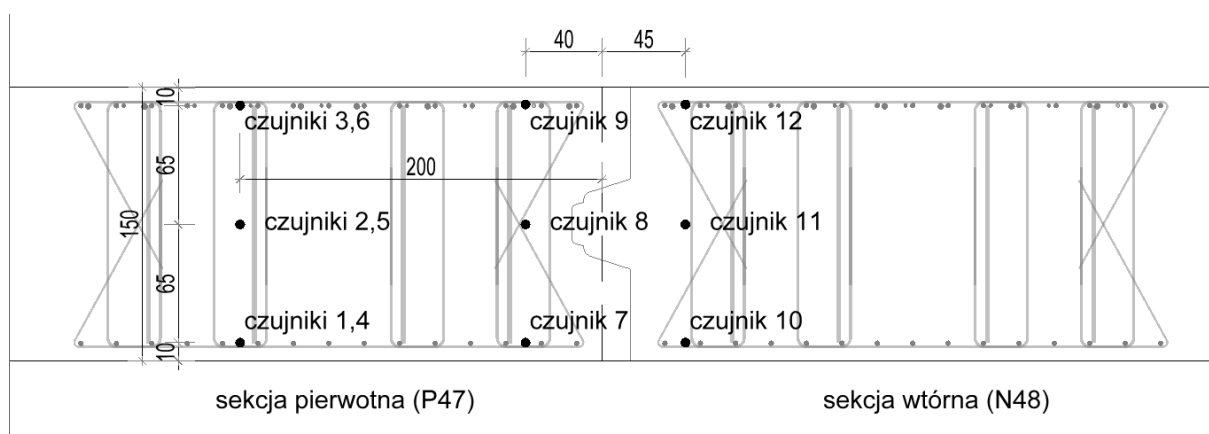
W tabeli poniżej zebrano najważniejsze parametry fizyczne i mechaniczne gruntów występujących na obszarze poletka nr 2, na podstawie dokumentacji [99].

Tab. 5.5 Wybrane parametry gruntów dla poletka nr 2

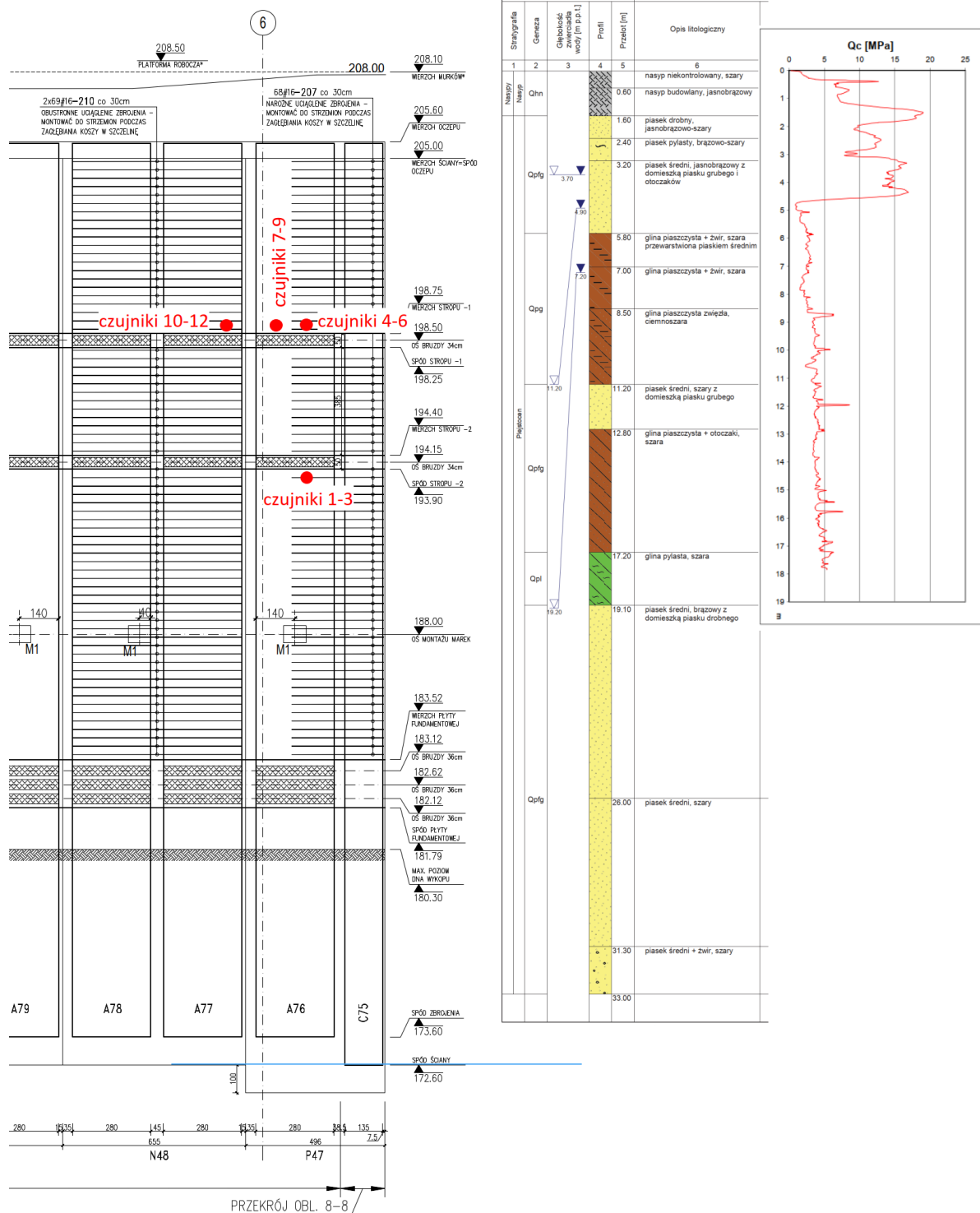
War- stwa	Rodzaj gruntu	I_D/I_L	q_c (MPa)	ρ (t/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	S_u (kPa)	E_{oed} (MPa)
VI A	Piaski drobne i	0,50	12	1,95	33	0	-	35
VI D	średnie ze	0,55	15		35			55
VI F	żwirem (wodno- lodowcowe)	0,80	28		42			85
VII A	Gliny	0,05	5	2,05	25	20	340	30
VII B	(lodowcowe)	0,10	4		20		240	25
V B	Gliny (zastoiskowe)	0,05	3,5	2,01	20	13	190	30

Szczegółowe wymiary badanej sekcji i lokalizacja oraz typ czujników

Czujniki zainstalowano w dwóch sąsiadujących ze sobą sekcjach ściany szczelinowej, P47 i N48, w szkieletach A76 i A77. Ściany szczelinowe miały grubość 1,5 m i głębokość 33,4 m oraz 32,4 m. Czujniki 1-3 zainstalowano na głębokości 11,80 m poniżej wierzchu szkieletu A76, a czujniki 4-9 i 10-12 na głębokości 6,70 m poniżej wierzchu szkieletów odpowiednio A76 i A77. Lokalizacje czujników przedstawiono na rys. 5.16 i rys. 5.17.



Rys. 5.16 Schemat montażu czujników w szkieletach A76 i A77



Rys. 5.17 Lokalizacja czujników w sekcjach P47 i N48 oraz warunki gruntowe wg dokumentacji geologicznej

Czujniki montowano pomiędzy prętami zbrojenia głównego do prętów montażowych o średnicy 6 mm, za pomocą opasek kablowych. Przykład montażu pokazuje rys. 5.18.



Rys. 5.18 Czujniki 10 i 11 w koszu A77 w zakładzie zbrojarskim (fot. Autora)

W tabeli poniżej (tab. 5.6) zawarto podstawowe dane dotyczące rodzaju i podstawowych parametrów użytych czujników.

Tab. 5.6 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 2

Typ czujnika	Strunowy
Producent	Sisgeo
Model	0VK4200VC00
Stała czujnika G (<i>gauge factor</i>)	3,814
Współczynnik partii B (<i>batch factor</i>)	-
Termistor	NTC 3k Ω @ 25 °C A=1,4051x10 ⁻³ , B=2,369 x10 ⁻⁴ , C=1,019 x10 ⁻⁷

Receptura mieszanki betonowej

W tabeli poniżej (tab. 5.7) zawarto najważniejsze elementy receptury mieszanki betonowej użytej do wykonania ścian szczelinowych objętych pomiarami.

Tab. 5.7 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 2

Nazwa składnika	Ilość (kg/m ³)
Cement CEM III/A 42,5N HSR NA LH Cementownia Rudniki Ciepło hydratacji $Q_{41} = 202$ kJ/kg	300
Popiół lotny EC Kozienice	100
Woda	164
Piasek 0/2	730
Żwir 2/8	390
Żwir 8/16	610

Dane dotyczące wbudowania

W tabelach poniżej (tab. 5.8, tab. 5.9) zawarto dane dotyczące procesu wykonania badanych sekcji ściany szczelinowej.

Tab. 5.8 Dane dotyczące wykonania sekcji P47

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębienia	13/12/2021 08:00
Koniec głębienia	13/12/2021 22:50
Montaż szkieletu zbrojeniowego	14/12/2021 13:00
Początek pomiarów	14/12/2021 15:10
Początek betonowania	14/12/2021 15:25
Koniec betonowania	14/12/2021 21:15
Koniec pomiarów	05/01/2022 08:20

Tab. 5.9 Dane dotyczące wykonania sekcji N48

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębienia	20/12/2021 07:00
Koniec głębienia	20/12/2021 23:00
Montaż szkieletu zbrojeniowego	21/12/2021 14:00
Początek pomiarów	21/12/2021 16:20
Początek betonowania	21/12/2021 16:00
Koniec betonowania	21/12/2021 21:30
Koniec pomiarów	05/01/2022 08:20

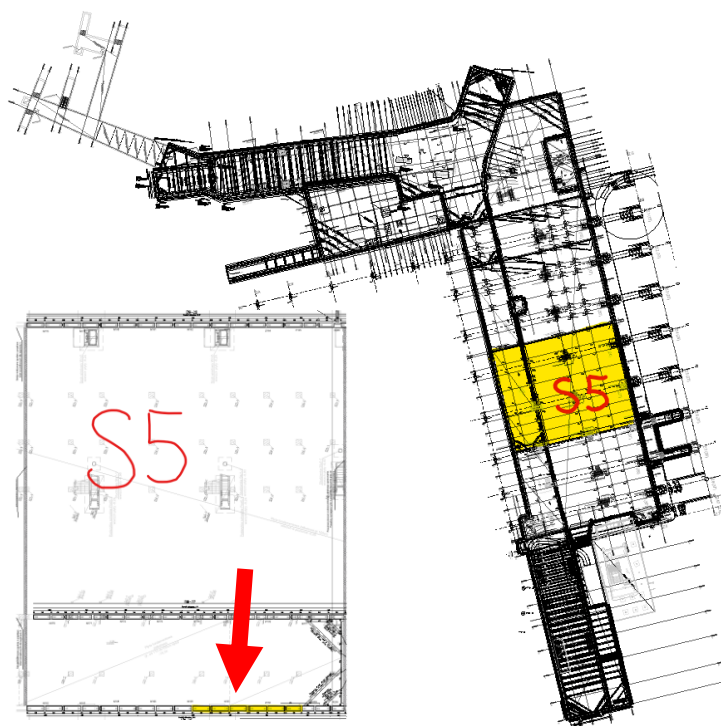
5.2.3 Opis poletka badawczego nr 3 - Warszawa

Lokalizacja i geometria obiektu objętego badaniami

Poletko nr 3 znajdowało się w Warszawie na budowie nowego dworca „Warszawa Zachodnia”. Plac budowy znajduje się pomiędzy ulicami Aleje Jerozolimskie i Tunelową. Część podziemna nowego dworca została podzielona na 7 segmentów. Ściany szczelinowe pełnią rolę obudowy wykopu części podziemnej dworca. Pomiary przeprowadzono w wybranych sekcjach segmentu 5, gdzie grubość ścian szczelinowych została zaprojektowana jako 1 m (rys. 5.20).

Opis warunków geologicznych poletka nr 3

Zgodnie z dokumentacją geologiczno-inżynierską [104], obszar budowy znajduje się na obszarze mezoregionu Równiny Warszawskiej, która jest zdenudowanym płatem akumulacji lodowcowej wyniesionym ok. 30 m ponad poziom Wisły. Obiekt posadowiony jest w warstwach plejstocénskich o genezie lodowcowej i wodnolodowcowej – glinach zwałowych oraz piaskach i żwirach. Jednocześnie teren budowy przecina Rynna Żoliborska – struktura zbudowana z osadów zastoiskowych powstała w interglacjale eemskim [61]. Osady Rynny Żoliborskiej to przede wszystkim grunty organiczne – torfy, namuły i gytie. Na terenie placu budowy rozpoznano występowanie osadów organicznych do rzędnych około 20 m, a zasięg ich występowania pokazano na schemacie [79] poniżej (rys. 5.20).

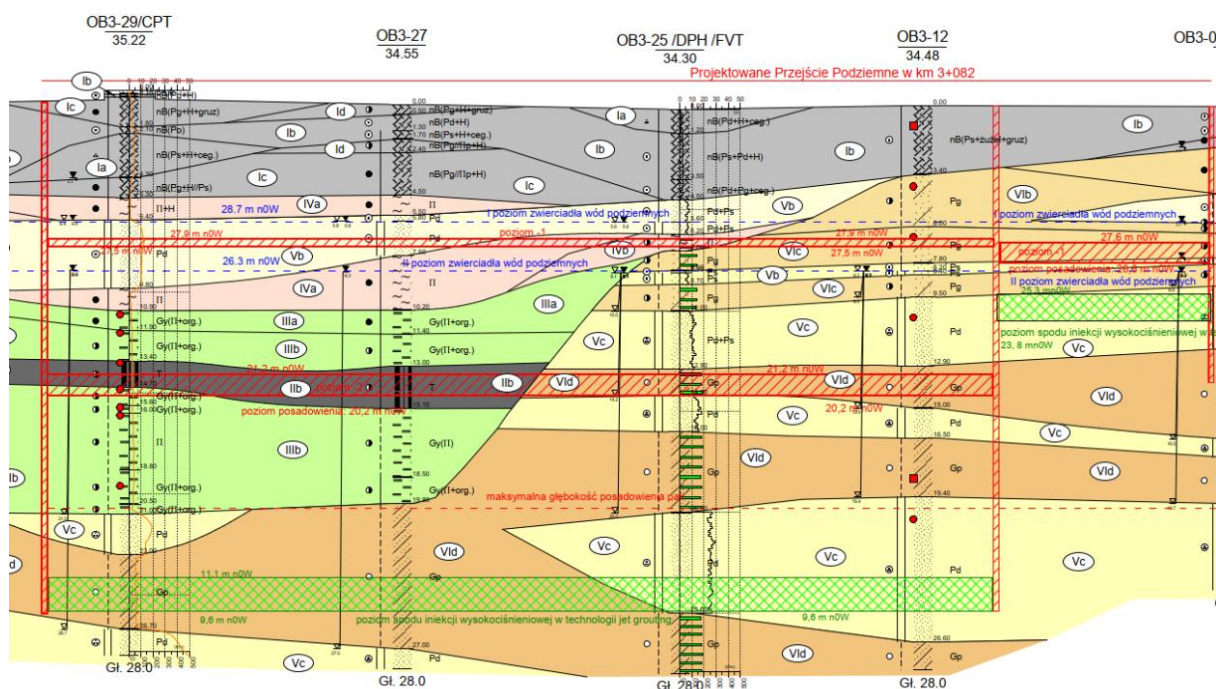


Rys. 5.19 Lokalizacja poletka na tle podziemia dworca „Warszawa Zachodnia” [101]



Rys. 5.20 Zasięg występowania Rynny Żoliborskiej [79] oraz miejsce prowadzonych pomiarów

Przykładowy przekrój geologiczny terenu badań pokazano na rys. 5.21 poniżej:

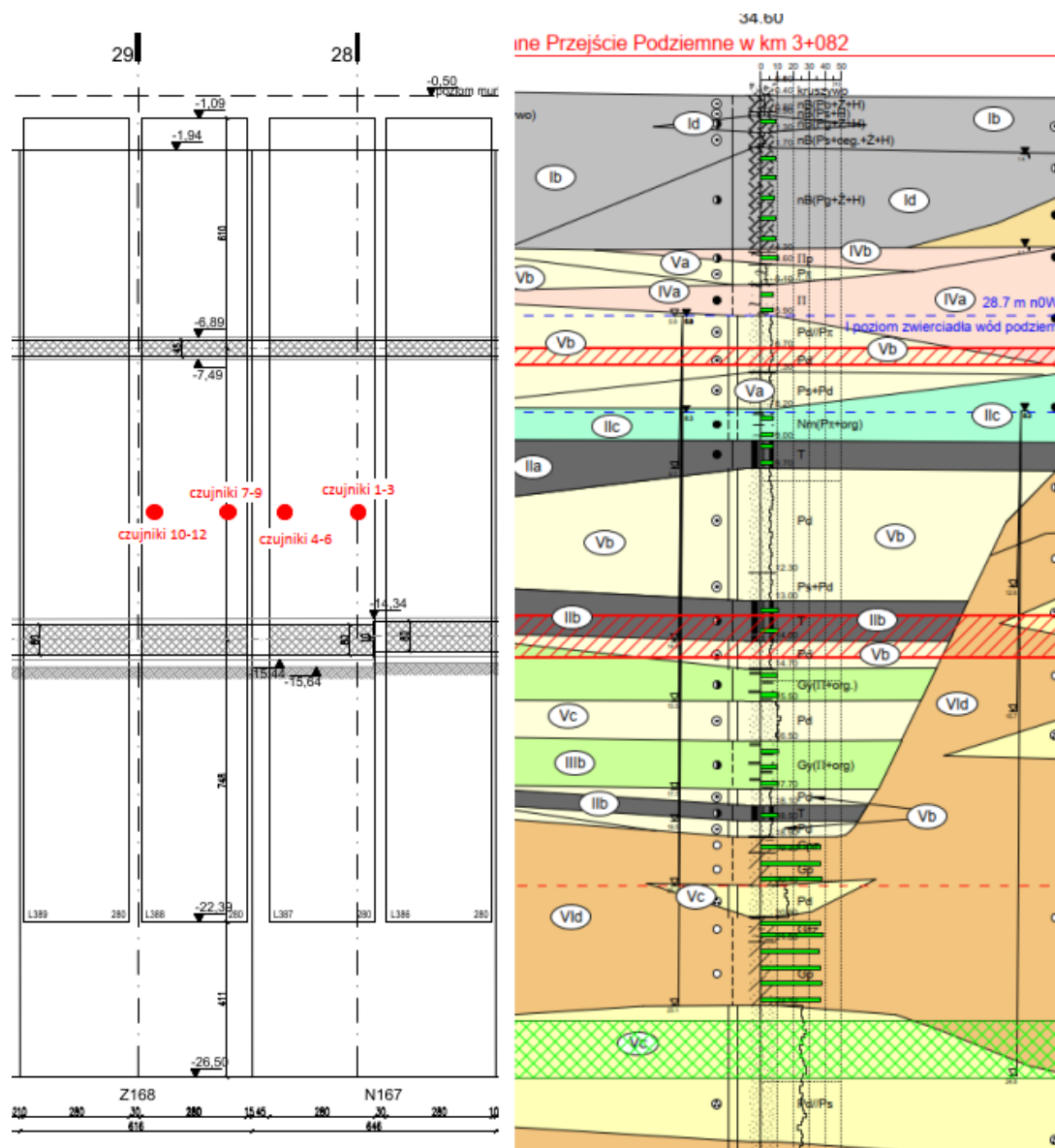


Rys. 5.21 Przykładowy przekrój geologiczny w rejonie występowania Rynny Żoliborskiej [104]

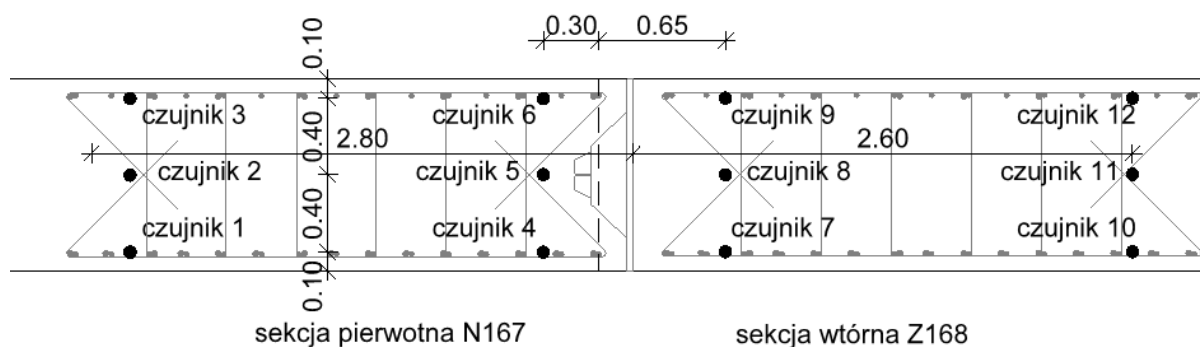
Tab. 5.10 Wybrane parametry gruntów dla poletka nr 3

War- stwa	Rodzaj gruntu	I_D/I_L	q_c (MPa)	ρ (t/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	s_u (kPa)	E_{oed} (MPa)
Vb Vc	Piaski drobne i średnie (wodno- lodowcowe)	0,60 0,75	12 25	1,95	35 38	0	-	65 75
IIa IIb IIc	Torfy Torfy Namuły	-	1 2,5 1,8	1,50 1,50 1,90	-	-	50 100 65	3
IIIc	Gytie eemskie (jeziorne)	-	1,8	1,30	40	0	160	9
VId	Gliny (lodowcowe)	0,00	10	2,05	29	46	300	50

W tabeli powyżej (tab. 5.10) zebrano najważniejsze parametry fizyczne i mechaniczne gruntów występujących na obszarze poletka nr 3, na podstawie dokumentacji [104] i dodatkowych badań laboratoryjnych [97] zleconych przez wykonawcę robót fundamentowania specjalistycznego.



Rys. 5.22 Lokalizacja czujników w sekcjach N167 i Z168 oraz warunki gruntowe wg dokumentacji geologicznej



Rys. 5.23 Lokalizacja czujników w szkieletach L387 i L388

Szczegółowe wymiary badanej sekcji i lokalizacja oraz typ czujników

Czujniki zainstalowano w dwóch sąsiadujących ze sobą sekcjach ścian szczelinowych N167 i Z168, odpowiednio w szkieletach L387 i L388 o szerokości 2,80 m. Ściany szczelinowe miały grubość 1,0 m i głębokość 24,5 m. Czujniki 1-6 zainstalowano na głębokości 11,00 m poniżej wierzchu szkieletu L387, a czujniki 7-12 na głębokości 11,00 m poniżej wierzchu szkieletu L388. Lokalizację czujników przedstawiono na rys. 5.22 i rys. 5.23.

Czujniki montowano pomiędzy prętami zbrojenia głównego do prętów montażowych o średnicy 6 mm, za pomocą opasek kablowych. Przykład montażu pokazuje rys. 5.24.



Rys. 5.24 Montaż czujnika nr 12 w szkielecie L388 (fot. Autora)

W tabeli poniżej (tab. 5.11) podano podstawowe dane dotyczące rodzaju i podstawowych parametrów użytych czujników.

Tab. 5.11 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 3

Typ czujnika	Strunowy
Producent	Geosense
Model	VWS-2100 150 mm
Stała czujnika G (gauge factor)	3,718
Współczynnik partii B (batch factor)	0,966
Termistor	NTC 3k Ω @ 25 °C A=1,4051x10 ⁻³ , B=2,369 x10 ⁻⁴ , C=1,019 x10 ⁻⁷

Receptura mieszanki betonowej

W tabeli poniżej (tab. 5.12) podano najważniejsze elementy receptury mieszanki betonowej użytej do wykonania ścian szczelinowych objętych pomiarami.

Tab. 5.12 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 2

Nazwa składnika	Ilość (kg/m ³)
Cement CEM III/A 42,5N HSR NA LH Cementownia Ożarów Ciepło hydratacji Q ₄₁ = 200 kJ/kg	330
Popiół lotny	80
Woda	155
Piasek 0/2	696
Żwir 2/16	1044

Dane dotyczące wbudowania

W tabelach poniżej (tab. 5.13, tab. 5.14) zawarto dane dotyczące procesu wykonania badanych sekcji ściany szczelinowej.

Tab. 5.13 Dane dotyczące wykonania sekcji N167

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębienia	27/01/2023 07:30
Koniec głębienia	27/01/2023 23:30
Montaż szkieletu zbrojeniowego	30/01/2023 17:30
Początek pomiarów	30/01/2023 20:00
Początek betonowania	30/01/2023 21:10
Koniec betonowania	31/01/2023 02:00
Koniec pomiarów	14/02/2023 20:12

Tab. 5.14 Dane dotyczące wykonania sekcji Z168

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębienia	31/01/2023 10:00
Koniec głębienia	01/02/2023 03:00
Montaż szkieletu zbrojeniowego	02/02/2023 16:05
Początek pomiarów	02/02/2023 18:00
Początek betonowania	02/02/2023 19:50
Koniec betonowania	03/02/2023 00:30
Koniec pomiarów	14/02/2023 20:12

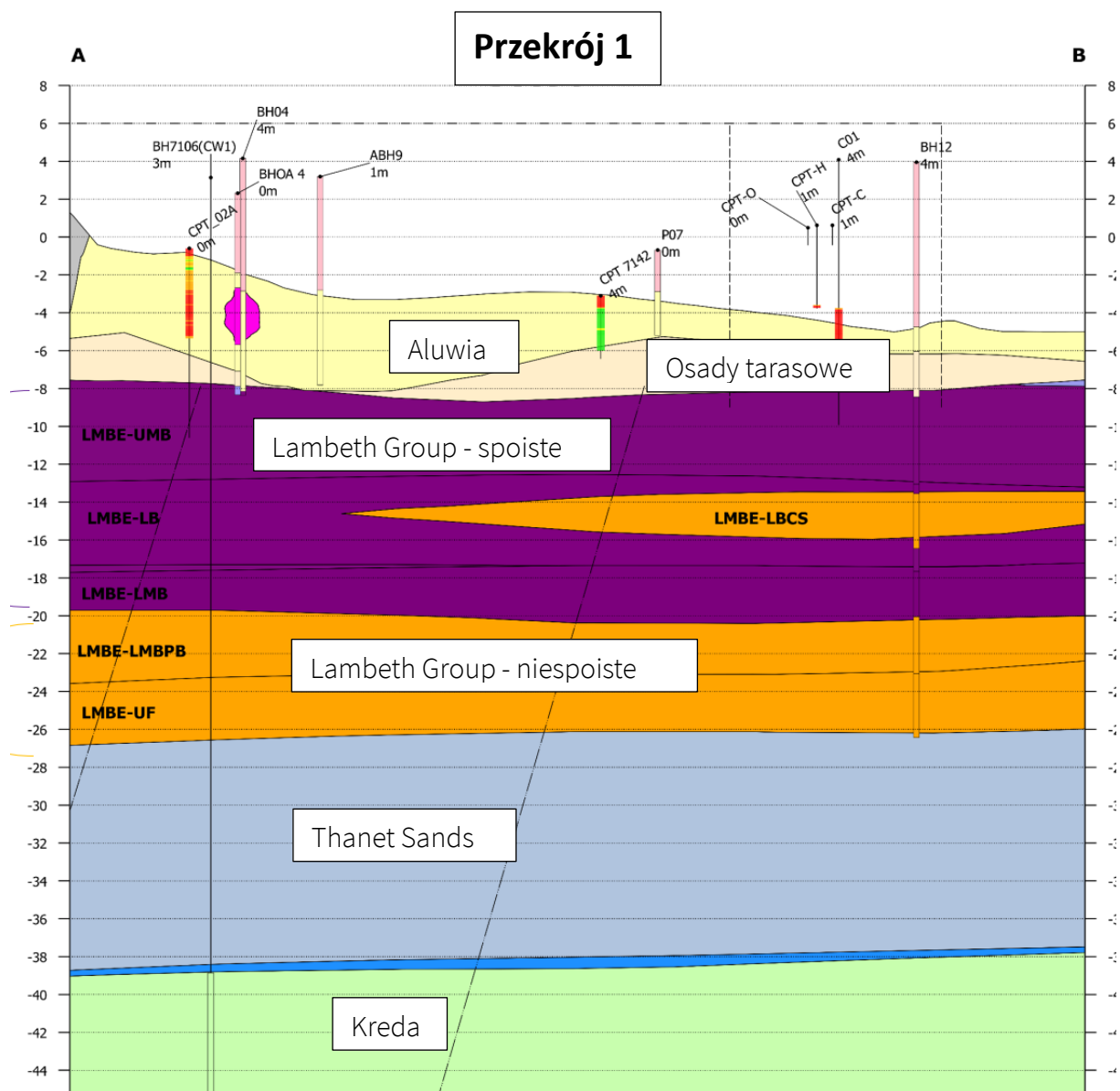
5.2.4 Opis poletka badawczego nr 4 - Londyn

Lokalizacja i geometria obiektu objętego badaniami

Poletko nr 4 znajdowało się w Londynie na budowie szybu technologicznego. Szyb o średnicy zewnętrznej 23,8 m był wykonany na załadowanym fragmencie Tamizy. Ściany szczelinowe o grubości 1,5 m i głębokości 75 m stanowiły obudowę szybu.

Opis warunków geologicznych poletka nr 4

Zgodnie z rozpoznaniem geologicznym [98] w podłożu zalegają warstwy o zróżnicowanym wieku i genezie. Na wierzchu znajdują się osady rzeczne wykształcone w postaci glin o zmiennej zawartości frakcji piaskowej i żwirowej oraz w postaci piasków, piasków gliniastych i żwirów. Wstawki gruntów niespoistych mają charakter lokalny, możliwe są również soczewki torfów. Poniżej zalegają utwory tarasów rzecznych Tamizy wykształcone jako piaski i żwiry. Lokalnie poniżej zalega formacja spoista znana jako London Clay, jednak jej grubość nie przekracza 2 m, a w większości otworów nie występuje w ogóle. Pod utworami rzecznyimi zalega formacja o nazwie Lambeth Group. Jest to warstwa o dużej miąższości i zmiennym charakterze warstw spoistych (glin) i niespoistych (piasków i żwirów). W ramach tych utworów natrafiono na warstwy scementowane węglanem wapnia (ang. *calcrete*). Poniżej zalega formacja Thanet Sands, Warstwa ta jest reprezentowana przez piaski pylaste do piasków średnich. W spągu warstwy zalegają frakcje grubsze – żwiry i kamienie z zawartością krzemieni i glaukonitu. Najniższą rozpoznaną warstwą była kreda. W badaniach stwierdzono wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie w zakresie 3-4 MPa oraz wskaźnik GSI (ang. *geological strength index*) w przedziale 55-60. Przykładowy przekrój pokazano na rys. 5.25.



Rys. 5.25 Przykładowy przekrój geologiczny dla poletka nr 4 [98]

W tabeli poniżej (tab. 5.15) zebrano najważniejsze parametry fizyczne i mechaniczne gruntów występujących na obszarze poletka nr 4, na podstawie dokumentacji [98].

Tab. 5.15 Wybrane parametry gruntów dla poletka nr 4

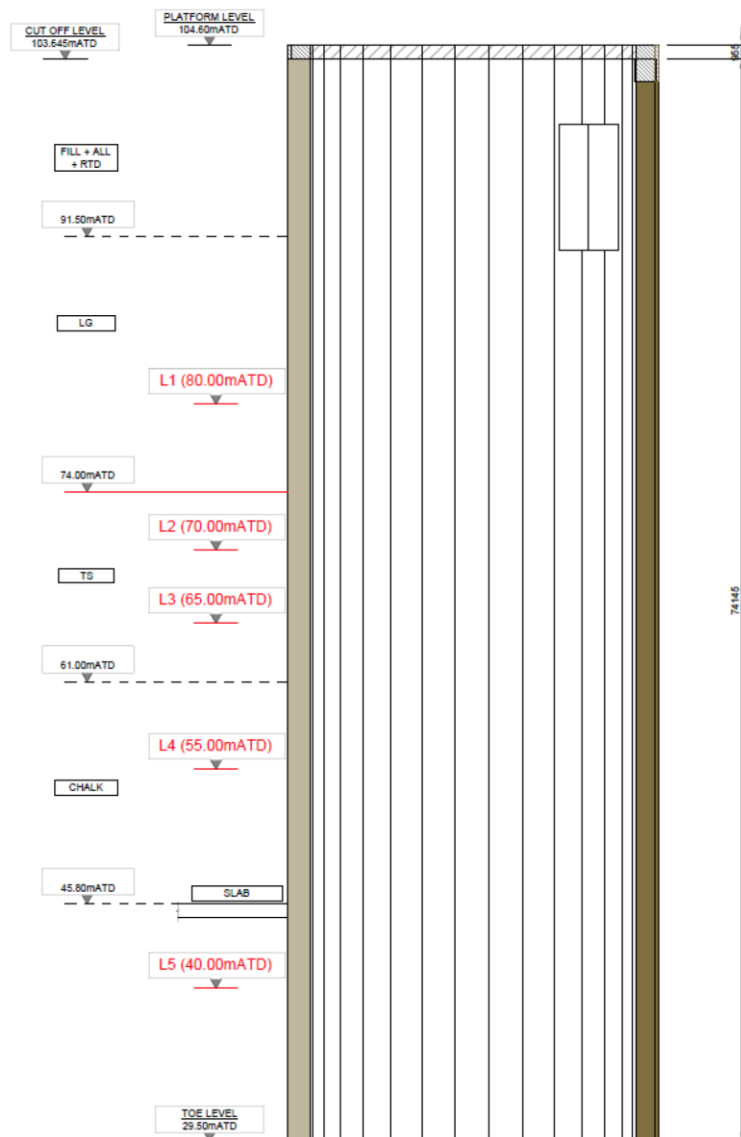
War- stwa	Rodzaj gruntu	I_D/I_L	q_c (MPa)	ρ (t/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	S_u (kPa)	E_{oed} (MPa)
Aluwia Utwory tarasowe	Gliny rzeczne	-	-	1,90	26	0	15	3
	Piaski rzeczne	-	-	2,00	33	0	-	30
Lambeth Group	spoiste	-	-	2,10	27	5	150	150
	niespoiste	-	-		33	-	-	250
Thanet Sand	Piaski i żwiry	-	-	2,10	37	0	-	180
Kreda	Kreda biała	-	-	2,00	35	20	-	1500

Szczegółowe wymiary badanych sekcji i lokalizacja oraz typ czujników

Szyb wykonany został z 30 pojedynczych sekcji o wymiarach 2,80 m x 1,50 m. Ze względu na kołowy kształt szybu oraz prostokątny kształt hydrofrezu sekcje pierwotne zostały sfrezowane w narożnikach i ich ostateczny kształt jest trapezowy. Analogicznie kształt szkieletów zbrojeniowych został dopasowany do docelowego kształtu sekcji. W ramach pomiarów opomiarowane zostały sekcje P14, P24, P30, S01, S15 i S23. Oznaczenia P i S odpowiadają odpowiednio sekcjom pierwotnym (ang. *primary*) i wtórnym (ang. *secondary*). Lokalizację opomiarowanych sekcji pokazano na rys. 5.26. Czujniki montowano w pięciu poziomach (L1-L5) na głębokości. Poziomy montaż czujników pokazano na rys. 5.27.

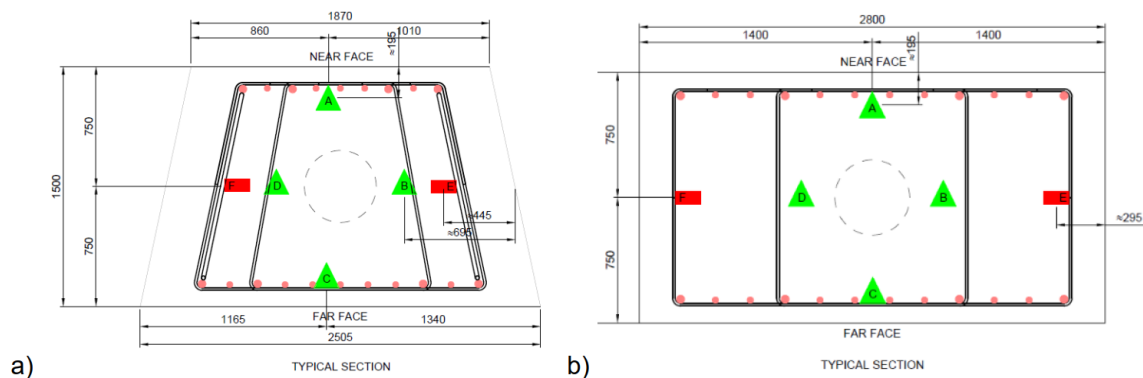


Rys. 5.26 Lokalizacja opomiarowanych sekcji na poletku próbnym nr 4 (źródło: Bachy Soletanche Ltd.)



Rys. 5.27 Poziomy montaż czujników (źródło: Bachy Soletanche Ltd.)

Czujniki w postaci prętów blźniaczych do zamocowania równoległe do zbrojenia głównego (ang. *sister bars*) mocowano za pomocą opasek kablowych. Rys. 5.28 pokazuje lokalizację czujników w szkieletach zbrojeniowych sekcji pierwotnych i wtórnych.



Rys. 5.28 Lokalizacja czujników w szkieletach (źródło: Bachy Soletanche Ltd.)

W tabeli poniżej (tab. 5.16) podano podstawowe dane dotyczące rodzaju i podstawowych parametrów użytych czujników.

Tab. 5.16 Parametry czujników zastosowanych na poletku nr 4

Typ czujnika	Strunowy
Producent	Geosense
Model	VWS-4000 średnica 16 mm
Stała czujnika G (<i>gauge factor</i>)	0,3233216789
Współczynnik partii B (<i>batch factor</i>)	-
Termistor	NTC 3kΩ @ 25 °C $A=1,4051 \times 10^{-3}$, $B=2,369 \times 10^{-4}$, $C=1,019 \times 10^{-7}$

Receptura mieszanki betonowej

W tabeli poniżej (tab. 5.17) podano najważniejsze elementy receptury mieszanki betonowej użytej do wykonania ścian szczelinowych objętych pomiarami.

Tab. 5.17 Receptura mieszanki betonowej dla poletka nr 4

Nazwa składnika	Ilość (kg/m ³)
Cement CEM I Ciepło hydratacji $Q_{41} = 300$ kJ/kg	150
Żużel wielkopiecowy	310
Woda	150
Piasek 0/2	700
Żwir 2/16	1050

Dane dotyczące wbudowania

W tabelach (tab. 5.18 - tab. 5.23) poniżej zawarto dane dotyczące procesu wykonania badanych sekcji ściany szczelinowej.

Tab. 5.18 Dane dotyczące wykonania sekcji P14

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębienia	06/01/2020 08:30
Koniec głębienia	07/01/2020 19:15
Początek pomiarów	11/01/2020 08:00
Początek betonowania	09/01/2020 08:00
Koniec betonowania	09/01/2020 18:30
Koniec pomiarów	05/03/2021 16:00

Tab. 5.19 Dane dotyczące wykonania sekcji P30

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębenia	08/01/2020 13:30
Koniec głębenia	10/01/2020 12:00
Początek pomiarów	14/01/2020 09:00
Początek betonowania	13/01/2020 08:00
Koniec betonowania	13/01/2020 19:25
Koniec pomiarów	05/03/2021 16:00

Tab. 5.20 Dane dotyczące wykonania sekcji P24

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębenia	23/01/2020 10:45
Koniec głębenia	27/01/2020 16:45
Początek pomiarów	29/01/2020 11:05
Początek betonowania	29/01/2020 08:20
Koniec betonowania	29/01/2020 15:45
Koniec pomiarów	13/11/2020 14:00

Tab. 5.21 Dane dotyczące wykonania sekcji S01

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębenia	04/03/2020 20:00
Koniec głębenia	11/03/2020 11:00
Początek pomiarów	13/03/2020 12:00
Początek betonowania	13/03/2020 08:10
Koniec betonowania	13/03/2020 19:15
Koniec pomiarów	05/03/2021 16:00

Tab. 5.22 Dane dotyczące wykonania sekcji S23

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębiania	15/07/2020 12:00
Koniec głębiania	21/07/2020 12:15
Początek pomiarów	24/07/2020 09:00
Początek betonowania	24/07/2020 08:35
Koniec betonowania	24/07/2020 17:35
Koniec pomiarów	13/11/2020 14:00

Tab. 5.23 Dane dotyczące wykonania sekcji P15

Zdarzenie	Data i godzina
Początek głębiania	brak danych
Koniec głębiania	29/07/2020 13:30
Początek pomiarów	06/08/2020 14:00
Początek betonowania	01/08/2020 08:15
Koniec betonowania	01/08/2020 14:50
Koniec pomiarów	05/03/2021 16:00

Z powyższych danych wynika, że sekcje P14 i S15 oraz P30 i S01 nie były monitorowane w kluczowym okresie kilku pierwszych godzin po zabetonowaniu, co oznacza, że pomiary nie objęły momentu początku wiązania. Z tego powodu zostały one wyłączone z analizy.

6 Własny model przepływu ciepła (model termiczny)

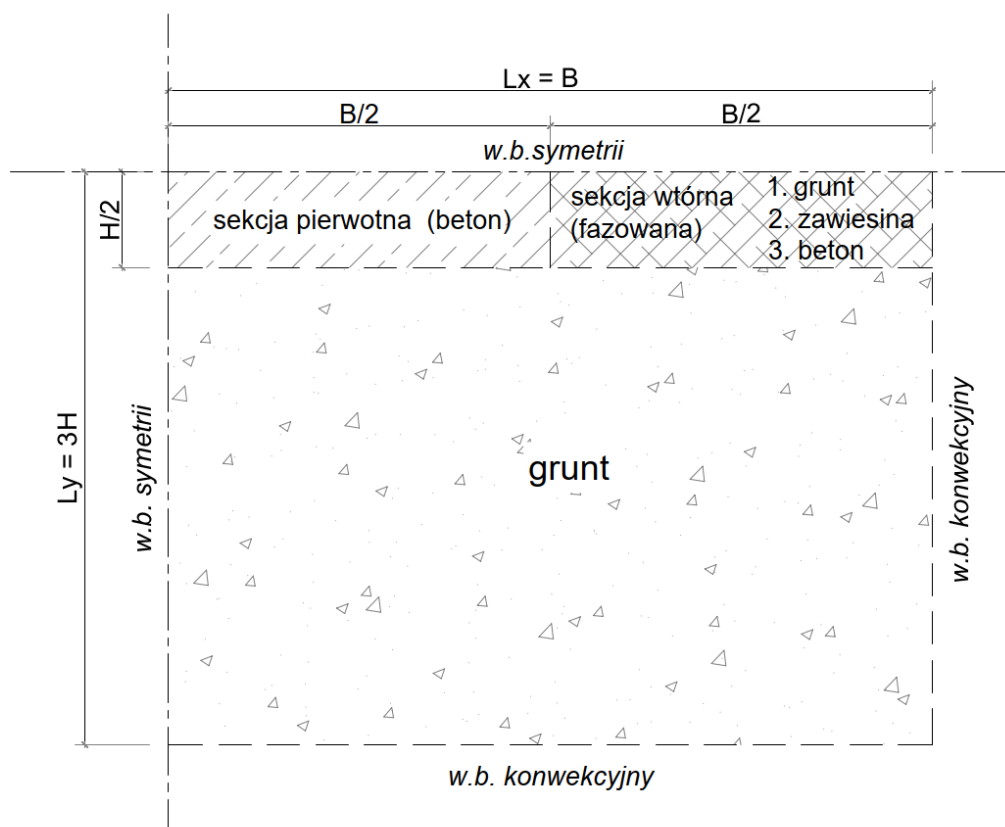
W niniejszym rozdziale omówiono założenia własnego modelu przepływu ciepła w elemencie i otaczającym go gruncie. Opisano założenia geometryczne i materiałowe oraz szczegółowo opisano metodę wyznaczania ilości dostarczanego ciepła na skutek reakcji hydratacji. Przedstawiono zastosowane warunki brzegowe, warunki początkowe oraz ewolucję parametrów modelu, mającą odwzorować kolejne etapy wykonania wtórnej sekcji ściany szczelinowej. W ostatnim podrozdziale zawarto opis metod numerycznych wykorzystanych do rozwiązania zagadnienia przepływu ciepła.

6.1 Opis założeń geometrycznych modelu

Do analizy efektów cieplnych zachodzących w elemencie głębokiego fundamentu przyjęto dwuwymiarowy model przestrzenny obejmujący ćwiartkę rzeczywistego wymiaru elementu fundamentu i jego otoczenia. Obszar modelu (rys. 6.1) dzieli się na 3 podobszary opisujące odpowiednio sekcję pierwotną, sekcję wtórną oraz ośrodek gruntowy. W obszarze odwzorowującym elementy głębokiego fundamentu przewidziano generację ciepła zgodnie z wyznaczonym adiabatycznym przyrostem temperatury. Istotą takiego odwzorowania elementów rzeczywistych jest możliwość ujęcia w obliczeniach przestrzennego układu styków sekcji i otaczającego gruntu. W szczególności uzasadnione jest uwzględnienie przepływu ciepła nie tylko od fundamentu do gruntu, ale również pomiędzy sekcją wtórną i pierwotną.

Wymiary modelu przyjęto jako połowę długości elementów wtórnych i pierwotnych lub 6 m, w zależności od tego, która z wielkości jest większa. Wynika to z faktu, że dla długich elementów wpływ brzegu sekcji zanika w odległości ok. $2H$ co dla najgrubszych elementów wynosi 3 m.

Wymiar modelu poprzecznie do fundamentu ma wymiar trzykrotności grubości elementu, czyli sześciokrotności modelowanej połowy grubości elementu.



Rys. 6.1 Schemat geometrii modelu termicznego

6.2 Założenia dotyczące parametrów materiałowych

6.2.1 Parametry termiczne gruntów

Parametry termiczne gruntów przyjęto na podstawie rozpoznania geologicznego oraz danych dostępnych w opracowaniach [12, 14, 32, 60]. Przyjęto, że zmienność parametrów termicznych gruntów nie jest wiodącym parametrem i pominięto ją w analizie. W tabeli poniżej (tab. 6.1) zawarto przyjęte wartości parametrów:

Tab. 6.1 Parametry termiczne gruntu przyjęte w analizie

Poletko	Gęstość objętościowa	Współczynnik przewodzenia ciepła	Ciepło właściwe	Temperatura
	ρ	λ	c_p	θ_{soil}
	kg/m ³	W/(m · K)	kJ/(kg · K)	°C
Kraków	2100	1,80	1,30	9,5
Łódź	2100	1,80	1,30	9,5
Warszawa	2100	1,80	1,30	9,5
Londyn	2000	1,20	1,80	11,5

6.2.2 Parametry termiczne betonu

Parametry termiczne betonu (tab. 6.2) zależą od składu mieszanki betonowej, w tym od chemicznego związania składników, co oznacza, że parametry termiczne betonu zmieniają się wraz z postępem reakcji hydratacji. W niniejszej pracy pominięto wpływ zmienności parametrów termicznych w zależności od stopnia hydratacji. Na podstawie danych literaturowych oraz receptur użytych mieszanek betonowych przyjęto następujące wartości parametrów termicznych betonów do ścian szczelinowych.

Tab. 6.2 Parametry termiczne betonów wg poletek

Poletko	Gęstość objętościowa	Współczynnik przewodzenia ciepła	Ciepło właściwe
	ρ	λ	c_p
	kg/m ³	W/(m · K)	kJ/(kg · K)
1	2300	1,55	1,05
2	2300	1,55	1,05
3	2300	1,55	1,05
4	2365	1,52	1,04

6.2.3 Parametry termiczne zawiesiny bentonitowej

Zawiesina bentonitowa działa nie tylko jako czynnik stabilizujący wykop szczelinowy, ale również jako nośnik cząstek stałych, które powinny być usunięte z zawiesiny w procesie odpiaszczania i odpylania (ang. *desanding* i *desilting*). W kontekście opracowanego modelu zakłada się, że zawiesina krąży w układzie rurociągów przynajmniej okresowo w cyrkulacji wymuszonej, co pozwala przyjąć konwekcyjny charakter przepływu ciepła pomiędzy wykopem szczelinowym a otaczającym gruntem lub sąsiednią sekcją. W związku z powyższym, w analizie rolę odgrywa współczynnik przejmowania ciepła na granicy sekcji oraz założona stała temperatura zawiesiny. Pominęto wpływ oporu cieplnego wynikającego z warstwy osadu filtracyjnego na ścianach wykopu.

6.3 Opis modelu generacji ciepła hydratacji

Reakcja hydratacji cementu jest reakcją egzotermiczną przebiegającą zgodnie z równaniem Arrheniusa (równanie (4.8)). Wraz z funkcją równoważnego wieku t_{eq} , opisującą wpływ historii rozwoju temperatury na kinetykę reakcji (równanie (4.9)) oraz związkami łączącymi stopień hydratacji z wiekiem (równania (4.10) i (4.11)) uzyskuje się komplet równań pozwalających obliczyć ilość ciepła generowanego podczas przebiegu reakcji dla dowolnych warunków początkowych. Wstawiając do równania (4.11) definicję wieku równoważnego (4.9) i wyrażenie na postęp reakcji hydratacji (4.10) oraz uwzględniając współczynnik C (kg/m³), którego zadaniem jest odniesienie ilości generowanego ciepła z masy reagentów (ogólnie cementu) na jednostki objętości produktów (betonu i składników nie uczestniczących w reakcji hydratacji) uzyskujemy:

$$Q(t) = C \cdot Q_{tot} \cdot \alpha_u \cdot e^{-\frac{\tau^\beta}{\left(\int_0^t e^{-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{273+\theta}-\frac{1}{293}\right)} dt\right)^\beta}}, \quad (6.1)$$

co po zróżniczkowaniu po czasie daje:

$$\dot{q}_v(t) = C \frac{dQ}{dt} = C \cdot Q_{tot} \cdot \alpha_u \cdot e^{-\left(\frac{\tau}{t_{eq}}\right)^\beta} \cdot \left(\frac{\tau}{t_{eq}}\right)^\beta \cdot \frac{\beta}{t_{eq}} \cdot e^{-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{273+\theta}-\frac{1}{293}\right)} \quad (6.2)$$

Badacze opracowali [53, 64, 66–68, 70] empiryczne równania (6.3)-(6.8) pozwalające na wyznaczenie niezbędnych parametrów jako funkcji składu cementu oraz zastosowanych dodatków.

$$\alpha_{r,u} = \frac{1.031 \cdot w/c}{0.194 + w/c} + 0.50p_{pfa} + 0.30p_{ggbbs} \quad (6.3)$$

$$E_a = 22100 \cdot (1 - 1.05 \cdot p_{pfa} \cdot \left(1 - \frac{p_{fa-CaO}}{0.40}\right) + 0.40 \cdot p_{ggbbs}) \cdot p_{C_3A}^{0.30} \cdot p_{C_4AF}^{0.25} \cdot Blaine^{0.35} \quad (6.4)$$

$$\tau = 66.78 \cdot p_{C_3A}^{-0.154} \cdot p_{C_3S}^{-0.401} \cdot Blaine^{-0.804} \cdot p_{SO_3}^{-0.758} \cdot e^{(2.187 \cdot p_{ggbbs} + 9.50 \cdot p_{pfa} \cdot p_{pfa-CaO})} \quad (6.5)$$

$$\beta = 181.4 \cdot p_{C_3A}^{0.146} \cdot p_{C_3S}^{0.227} \cdot Blaine^{-0.535} \cdot p_{SO_3}^{0.558} \cdot e^{(-0.647 \cdot p_{ggbbs})} \quad (6.6)$$

$$Q_{tot,cem} = 500p_{C_3S} + 260p_{C_2S} + 866p_{C_3A} + 420p_{C_4AF} + 624p_{SO_3} + 1186p_{CaO} + 850p_{MgO} \quad (6.7)$$

$$Q_{tot} = Q_{cem,tot} \cdot p_{cem} + 461p_{ggbbs} + 1800 \cdot p_{fa} \cdot p_{fa-CaO} + 330p_{sf} \quad (6.8)$$

W tabelach tab. 6.3, tab. 6.4 i tab. 6.5 poniżej zawarto przyjęte składniki cementów oraz dodatków użytych do wykonania betonów do ścian szczelinowych na poletkach 1-4.

Tabela 6.3 podaje zawartość składników wpływających na zachodzące reakcje hydratacji.

Tab. 6.3 Składniki klinkieru portlandzkiego – wartości uśrednione

Udział masowy składników klinkieru (%)						
C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	SO ₃	CaO	MgO
65	11	9	8	2,1	2,9	1,3

Tab. 6.4 Składniki cementu użytego na poletkach badawczych

Udział masowy składników cementu (%)			
Poletko	Typ cementu	Klinkier	Żużel wielkopiecowy
		k	ggbs
1	CEM III/A	35	65
2			
3			
4	CEM I	100	-

Tab. 6.5 Dodatki do cementu zastosowane na poletkach badawczych

Udział masowy dodatków do cementu (%)				
Poletko	Żużel wielkopiecowy	Popiół lotny	CaO w popiele	Pył krzemionkowy
	ggbs	fa	fa-CaO	sf
1	-	-	-	-
2	-	100	7	-
3				
4				

6.4 Warunki brzegowe

W modelu przyjęto warunki brzegowe w formie warunku brzegowego III rodzaju (konwekcyjnego). Wykluczono wykorzystanie warunków brzegowych I rodzaju (Dirichleta) z uwagi na fakt, że warunek stałej temperatury na granicy obszaru nie odpowiada modelowanej sytuacji.

Na brzegu modelu odpowiadającym osi symetrii sekcji oraz na bocznych krawędziach modelu ustalono warunki symetrii tzn. adiabatyczne o gęstości strumienia ciepła równej 0.

W odniesieniu do sekcji pierwotnej, w której generacja ciepła rozpoczyna się od pierwszych kroków obliczeniowych jest to naturalne.

Prawa granica modelu odpowiadająca sekcji wtórnej w ogólnym przypadku mogłaby mieć warunek brzegowy II lub III rodzaju z przepływem ciepła, ale z uwagi na wprowadzenie sekcji wtórnej w późniejszych krokach obliczeniowych i prostszą implementację zastosowano również warunek symetrii. Należy zwrócić uwagę, że to założenie nie wpłynie znacząco na wyniki, jeżeli do czasu pojawienia się w analizie sekcji wtórnej propagacja ciepła nie osiągnie granicy modelu. W prowadzonych analizach nie zachodziła taka sytuacja, ponieważ wykonanie sekcji wtórnej następowało niedługo po sekcji pierwotnej.

Dolna granica modelu, odpowiada masywowi gruntowemu rozciągającemu się poza nią. Ponieważ warunki brzegowe II typu (Neumanna – stała gęstość strumienia ciepła) i III typu (Newtona – konwekcyjny) nie oddają charakteru tej dyssypacji, dyssypacja ciepła w obszarze modelu w analizowanym okresie powinna w minimalnym stopniu zmieniać temperaturę przy brzegu modelu. Przyjęto, że wymiar modelu musi przewidywać, że dyfuzja ciepła nie spowoduje znaczącej zmiany temperatury przy granicy modelu w czasie objętym analizą.

W celu przybliżonego oszacowania tego wymiaru można się posłużyć uproszczonym zadaniem dyfuzji ciepła w półprzestrzeni [6, 19], gdzie rozwiązanie zmiany temperatury w punkcie czasoprzestrzeni (x,t) na skutek przyłożenia stałej temperatury θ_{max} na granicy modelu w $x=0$ ma postać:

$$\frac{\theta(x,t) - \theta_{max}}{\theta_{soil} - \theta_{max}} = erf\left(\frac{x}{2\sqrt{at}}\right) \quad (6.9)$$

Przyjmując, że $\theta(x = 2,5 \text{ H}; t)$ nie powinna być większa niż 10% θ_{max} , uzyskuje się czas t rzędu 30 dni. Należy też zauważyć, że jest to podejście konserwatywne, ponieważ powyższe przybliżenie zakłada stałą temperaturę na granicy w $x=0$ i ciągłe dostarczanie energii do układu, a nie efekt termiczny wywołowany dostarczeniem do układu skończonej ilości ciepła wynikającego z reakcji hydratacji. Przyjęto zatem warunek brzegowy taki sam jak dla pozostałych obszarów modelu z zastrzeżeniem, że jeżeli uzyskane wyniki wykażą wzrost

temperatury przy granicy modelu, analiza zostanie powtórzona dla modelu o większych wymiarach.

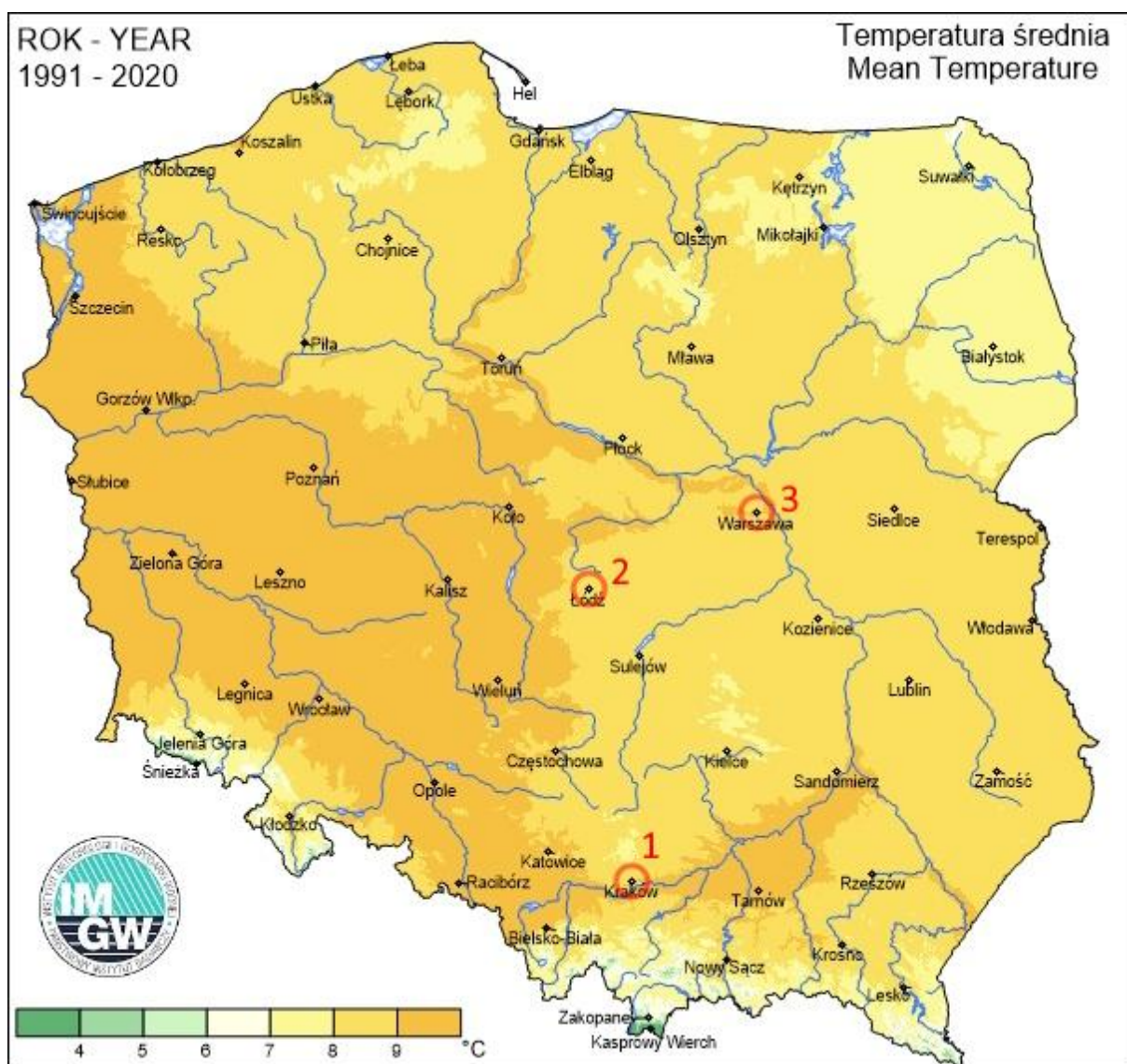
W celu uproszczenia analizy pomija się efekty krawędziowe t.j. na wierzchu i na spodzie analizowanego fundamentu, zakładając, że głębokie fundamenty są na tyle smukłe, że takie uproszczenie nie wpłynie w sposób znaczący na wyniki.

6.5 Warunki początkowe

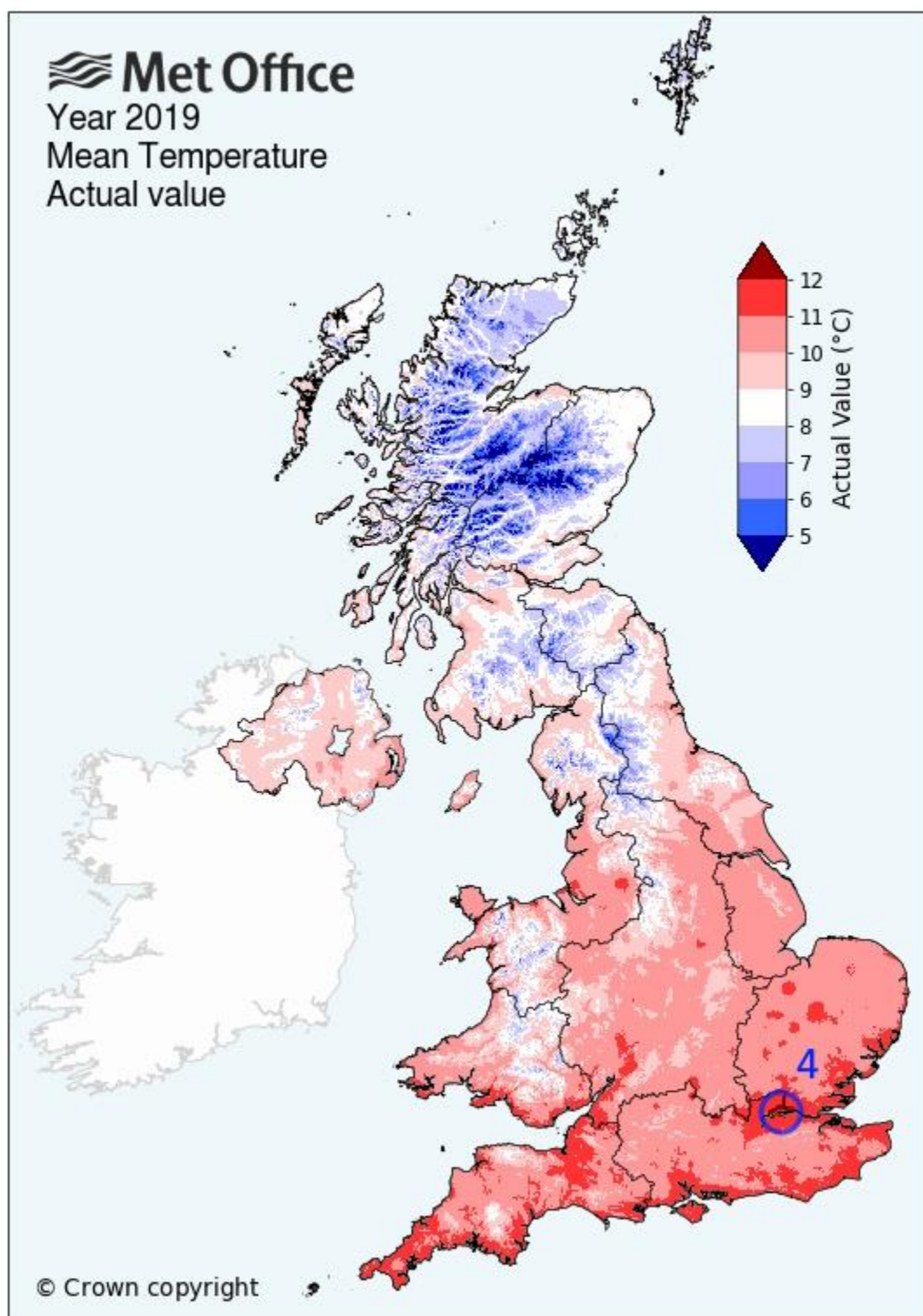
Warunki początkowe opisują wartości temperatur występujących w obszarze modelu. W podobnym obszarze opisującym sekcję pierwotną ściany szczelinowej jest to początkowa temperatura betonu zarejestrowana przez termistor czujnika zainstalowanego w szkielecie zbrojeniowym. Kontrolnie porównywana jest temperatura mieszanki zmierzona podczas pobrania próbek do badań wytrzymałościowych z pierwszych dostarczonych partii (zwyczajowo z pierwszej pary betonowozów).

W obszarze gruntowym przyjęto temperaturę gruntu poniżej wpływu zmian sezonowych. Wynika to z faktu, że lokalizacja czujników została dobrana w taki sposób, aby efekty sezonowe były zminimalizowane. Ze względu na fakt, że średnia temperatura gruntu nie była bezpośrednio mierzona i jest nieznana, wykorzystano sinusoidalny model zmian temperatury gruntu [27, 56], który z dobrą dokładnością przewiduje sezonowe zmiany temperatury gruntu na głębokości. Bezpośrednim wnioskiem wynikającym z założeń tego modelu jest zbieżność średniej rocznej temperatury powietrza ze średnią temperaturą gruntu. Zależność tę wykorzystano w przedmiotowych analizach. Na podstawie danych IMGW [94] można przyjąć, że średnia temperatura roczna z wielolecia 1991 – 2020 dla Warszawy, Krakowa i Łodzi (poletek nr 1-3) to 9 °C (rys. 6.2). Analogicznie dla poletka nr 4 można uzyskać dane z brytyjskiego MetOffice [95], który opisuje wartość średnią w roku 2019 (w roku poprzedzającym pomiary) jako 12 °C (rys. 6.3) przy anomalii względem wielolecia 1991 – 2020 o wartości +0,5 °C, co pozwala określić średnią temperaturę wielolecia jako 11,5 °C dla poletka nr 4.

Wartość średniej temperatury gruntu waha się nieznacznie w kolejnych latach i można ją określić dokładniej analizując asymptotę spadku temperatury gruntu w czasie na podstawie uzyskanych danych pomiarowych z poletek próbnych.



Rys. 6.2 Lokalizacja poletek na mapie średniej temperatury rocznej w Polsce dla wielolecia 1991-2020 [94]



Rys. 6.3 Lokalizacja poletka na mapie średniej temperatury rocznej w Zjednoczonym Królestwie [95]

6.6 Granice wewnętrzne podobszarów modelu i sposób uwzględniania technologii wykonania robót

Wewnątrz obszaru modelu można wydzielić podobszary (rys. 6.1), których parametry zmieniają się w zależności od fazy wykonania robót.

6.6.1 Faza I – betonowanie i wiązanie betonu sekcji pierwotnej

Analiza obliczeniowa rozpoczyna się od momentu betonowania sekcji pierwotnej. W fazie pierwszej generacja ciepła zachodzi w podobszarze sekcji pierwotnej, a pozostałe podobszary reprezentują ośrodek gruntowy, w którym zachodzi jedynie dyfuzja ciepła. Granice wewnętrzne pomiędzy podobszarami zawierają warunki ciągłości strumienia ciepła.

6.6.2 Faza II – wykop sekcji wtórnej pod osłoną zawiesziny stabilizującej

W fazie drugiej obliczeń uwzględnia się okres wykopu sekcji wtórnej pod osłoną zawiesziny bentonitowej. W podobszarze sekcji pierwotnej zachodzi generacja ciepła, w podobszarze sekcji wtórnej ustalony jest warunek stałej temperatury jako medium krążącego w układzie regeneracji zawiesziny i stale wymieniającego ciepło pomiędzy powietrzem a gruntem. Jest to niezamierzony rodzaj wymiennika ciepła, który w zależności od pory roku może dogrzewać albo chłodzić grunt i wykonane uprzednio sekcje ścian szczelinowych. Podobszar gruntu pozostaje bezwładny termicznie i zachodzi w nim jedynie dyfuzja.

6.6.3 Faza III – betonowanie i wiązanie sekcji wtórnej

W ostatniej, trzeciej fazie obliczeń modeluje się okres po zabetonowaniu sekcji wtórnej. Podobszary obu sekcji generują ciepło zgodnie z lokalnymi temperaturami i obliczanymi w każdym kroku stopniami hydratacji. Podobszar gruntu pozostaje miejscem zachodzenia wyłącznie dyfuzji ciepła wygenerowanego w reakcji hydratacji.

6.7 Metoda obliczeń

Opisane powyżej zagadnienie obliczeniowe rozwiązano numerycznie za pomocą metody różnic skończonych. Ponieważ przepływ ciepła jest nieustalony, zastosowano metodę sprzężenia wymiarów przestrzennych z czasowym wg metody jawnej opisanej w [9, 28] w celu uproszczenia aspektu obliczeniowego zadania.

Równanie przepływu ciepła w przestrzeni dwuwymiarowej (4.7),

$$\frac{\partial}{\partial t} \theta - \alpha \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} \theta + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \theta \right) - \frac{\partial}{\partial t} \theta_{ad} = 0, \quad (6.10)$$

można przedstawić w postaci ilorazów różnicowych dla siatki punktów dyskretnych (i,j) i kroków czasowych k, gdzie równanie przepływu ciepła będzie spełnione w węzłach tej siatki. Ponieważ adiabatyczny przyrost temperatury znany jest z góry jako wynik obliczeń wynikający ze składu mineralnego cementu, możliwe jest wyznaczenie różnic adiabatycznego przyrostu temperatury dopasowanych do założonego kroku czasowego tak, że $\hat{\theta}_{i,j}^{k+1} = \theta_{i,j}^{k+1} - \theta_{i,j}^k$

$$\frac{\theta_{i,j}^{k+1} - \theta_{i,j}^k}{\Delta t} - \alpha \left(\frac{\theta_{i+1,j}^k - 2\theta_{i,j}^k + \theta_{i-1,j}^k}{\Delta x^2} + \frac{\theta_{i,j+1}^k - 2\theta_{i,j}^k + \theta_{i,j-1}^k}{\Delta y^2} \right) - \frac{\hat{\theta}_{i,j}^{k+1}}{\Delta t} = 0 \quad (6.11)$$

Po pogrupowaniu wartości nieznanych (krok k+1) i znanych (krok k) wraz z przyrostem temperatury i zakładając siatkę kwadratową ($\Delta x = \Delta y$) otrzymuje się jawne rozwiązanie dla kolejnego kroku czasowego.

$$\theta_{i,j}^{k+1} = \theta_{i,j}^k + \alpha \frac{\Delta t}{\Delta x^2} (\theta_{i+1,j}^k + \theta_{i-1,j}^k + \theta_{i,j+1}^k + \theta_{i,j-1}^k - 4\theta_{i,j}^k) + \hat{\theta}_{i,j}^{k+1} \quad (6.12)$$

Metody jawne, łatwe do zaimplementowania dzięki swojej prostej postaci mają istotne ograniczenie związane ze stabilnością rozwiązania. Aby wynik był możliwy do uzyskania i poprawny fizycznie, konieczne jest dostosowanie rozmiaru siatki. W przypadku analizy dwuwymiarowej z warunkami brzegowymi konwekcyjnymi stosuje się następujący warunek na krok czasowy Δt [73].

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x^2}{2\alpha(2 + h\Delta x)} \quad (6.13)$$

gdzie h to współczynnik przejmowania ciepła w $W/(m^2 \cdot K)$.

6.8 Podsumowanie

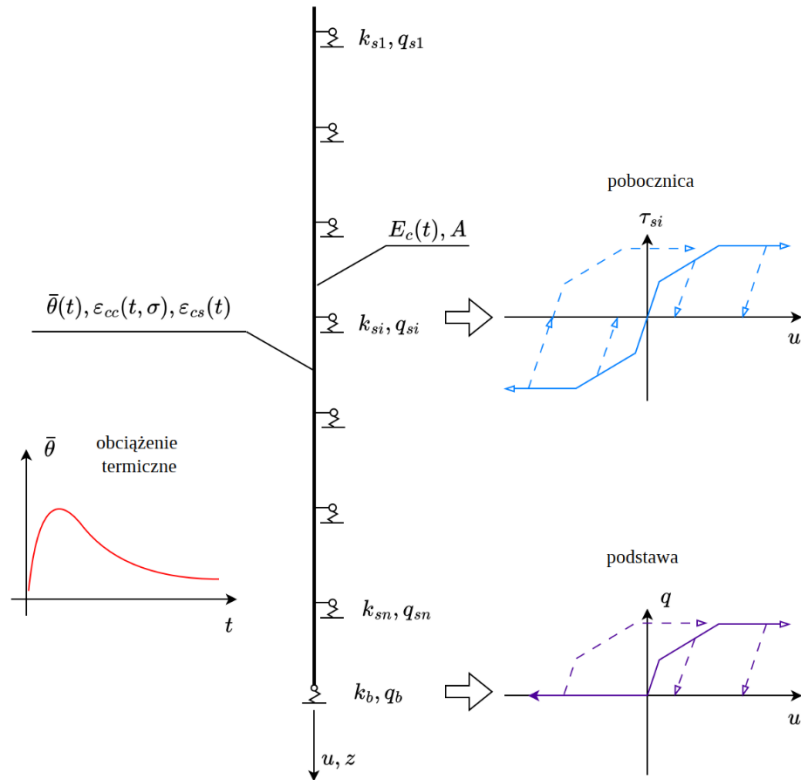
W niniejszym rozdziale przedstawiono podstawy teoretyczne opracowanego własnego modelu termicznego. Za pomocą modelu można uwzględnić kinetykę reakcji hydratacji wynikającą z temperatur początkowych betonu i gruntu oraz składu mieszanki betonowej. Wynikający z zachodzącej reakcji wydatek ciepła jest obliczany w każdym kroku czasowym, by jak najdokładniej oddać przebieg rzeczywistej reakcji. Przeprowadzono analizę faz wykonania sekcji wtórnej poprzez modelowanie wykopu pod osłoną zawiesziny bentonitowej oraz fazy wiązania betonu sekcji wtórnej.

7 Własny model elementu termosprężystego (model mechaniczny)

W niniejszym rozdziale przedstawiono opis własnego modelu mechanicznego elementu termosprężystego. Opisano założenia geometryczne oraz materiałowe dotyczące interakcji grunt-konstrukcja. Przedstawiono metody wyznaczania temperatury średniej w przekroju na podstawie danych pomiarowych oraz wyników modelu termicznego. W dalszych podrozdziałach zawarto informacje o sposobie uwzględnienia w modelu efektów skurczu i pęczania. W ostatnim podrozdziale opisano metody numeryczne i schemat algorytmu zastosowanego przy rozwiązywaniu zagadnienia mechaniki pręta na podłożu sprężysto-plastycznym.

7.1 Opis założeń geometrycznych modelu

Poprzez założenia geometryczne modelu mechanicznego przeprowadza się idealizację rzeczywistego głębokiego fundamentu jako elementu jednowymiarowego (rys. 7.1) na podłożu sprężysto-plastycznym. Celem modelu mechanicznego jest ilościowa i jakościowa analiza wpływu gruntu na ograniczenie swobody odkształceń we wczesnej fazie życia głębokich fundamentów. Oczekuje się, że efekty te będą silniejsze dla elementów głębokich. Idealizacja poprzez wykorzystanie elementu jednowymiarowego jest odpowiednia dla sekcji ścian szczelinowych oraz pali ze względu na dominujący wymiar głębokości w porównaniu z mniejszą średnicą pala lub grubością i szerokością sekcji ściany szczelinowej lub barety. Zakłada się, że analizowany element będzie poddany wyłącznie ścisaniu lub rozciąganiu. Wynika to z założenia, że oddziaływania termiczne są jednorodne w przekroju, a ich efekty nie będą działały mimośrodowo i nie będą wywoływały zginania. Zakłada się również, że przekrój elementu jest stały na jego długości.



Rys. 7.1 Model pręta termosprężystego

7.2 Uwzględnienie temperatury średniej elementu

Analiza głębokiego fundamentu jako pręta na podłożu sprężystym wymaga przyjęcia wartości $\bar{\theta}(t)$ reprezentatywnych dla całego przekroju. W pracy przyjęto podejście proponowane w brytyjskich rekomendacjach CIRIA C766 [85] jako średnią ważoną wg wzoru poniżej:

$$\bar{\theta} = \theta_s + \frac{2}{3}(\theta_p - \theta_s) = \frac{1}{3}(2\theta_p + \theta_s), \quad (7.1)$$

gdzie θ_p oznacza temperaturę maksymalną w środku przekroju, a θ_s oznacza temperaturę na powierzchni elementu.

W przypadku dysponowania danymi temperaturowymi z czujników znajdujących się na pewnej głębokości pod powierzchnią betonu można posłużyć się wyrażeniem poniżej.

$$\bar{\theta} = \theta_g + \left(1 - \frac{e^2}{12g^2}\right)(\theta_p - \theta_g), \quad (7.2)$$

gdzie θ_g oznacza temperaturę czujnika, e to grubość ściany, a g oznacza odległość czujnika od osi ściany i $g \leq e/2$.

7.3 Opis współpracy pręta z podłożem

Współpraca elementu głębokiego fundamentu z podłożem jest odwzorowana modelem prętowym z uwzględnieniem interakcji z podłożem gruntowym o charakterze nieliniowym. Istnieją liczne prace [1, 15, 24] dotyczące modelowania i weryfikacji różnych modeli interakcji grunt-konstrukcja.

Nieliniowe zależności wykorzystane w modelu zaczerpnięto z francuskiej metody obliczania pali opracowanej przez Franka i Zhao [17], gdzie zależności wartości tarcia na pobocznicy (t - z) i wartości oporu na podstawie pala (q - z) są podane w postaci triliniowej.

Podstawowe sztywności dla pobocznicy i podstawy pala, k_s i k_b , obowiązują na pierwszym odcinku charakterystyki, na drugim są redukowane do 20% podstawowej wartości. Ostatni odcinek opisuje plastyczne płygnięcie (rys. 7.2).

Metoda pierwotnie została stworzona do skalibrowania krzywej osiadań pala pod obciążeniem osiowym na podstawie wyników badań presjometrem Ménarda. Wyniki prac pokazały liniowe zależności pomiędzy modułem Ménarda a sztywnościami podstawy i pobocznicy.

Metoda Franka i Zhao posiada zalety klarownego modelu mechanicznego o dużym potencjale adaptacji do innych podobnych zastosowań. Widać to wyraźnie w zastosowaniach do pali obciążanych cyklicznie, przykładowo palowych wymienników ciepła. Zastosowania takie są aktualnie rozwijane i stają się coraz popularniejsze jako połączenie funkcji konstrukcyjnej fundamentu i pompy ciepła. Przykładem współczesnych adaptacji metody są opracowania [38, 40, 93], z powodzeniem wykorzystujące metodę Franka i Zhao, z różnymi modyfikacjami.

W niniejszej pracy dostosowano założenia do przewidywanej pracy elementu głębokiego fundamentu w cyklu ogrzania i schłodzenia, co prowadzi do powstania najpierw sił ściskających a następnie rozciągających. Charakterystyki sztywności uzupełniono o efekt odciążenia pozwalający na odwzorowanie przemieszczenia plastycznego elementu, odwrócenie zwrotu reakcji oraz, przy przekroczeniu przemieszczeń granicznych, osiągnięcie przybliżenia histerezy przy obciążeniu cyklicznym, podobnie do modeli opracowanych dla obliczeń obciążeń sejsmicznych [77]. Charakterystyki sztywności podstawy i pobocznicy zostały zamodelowane

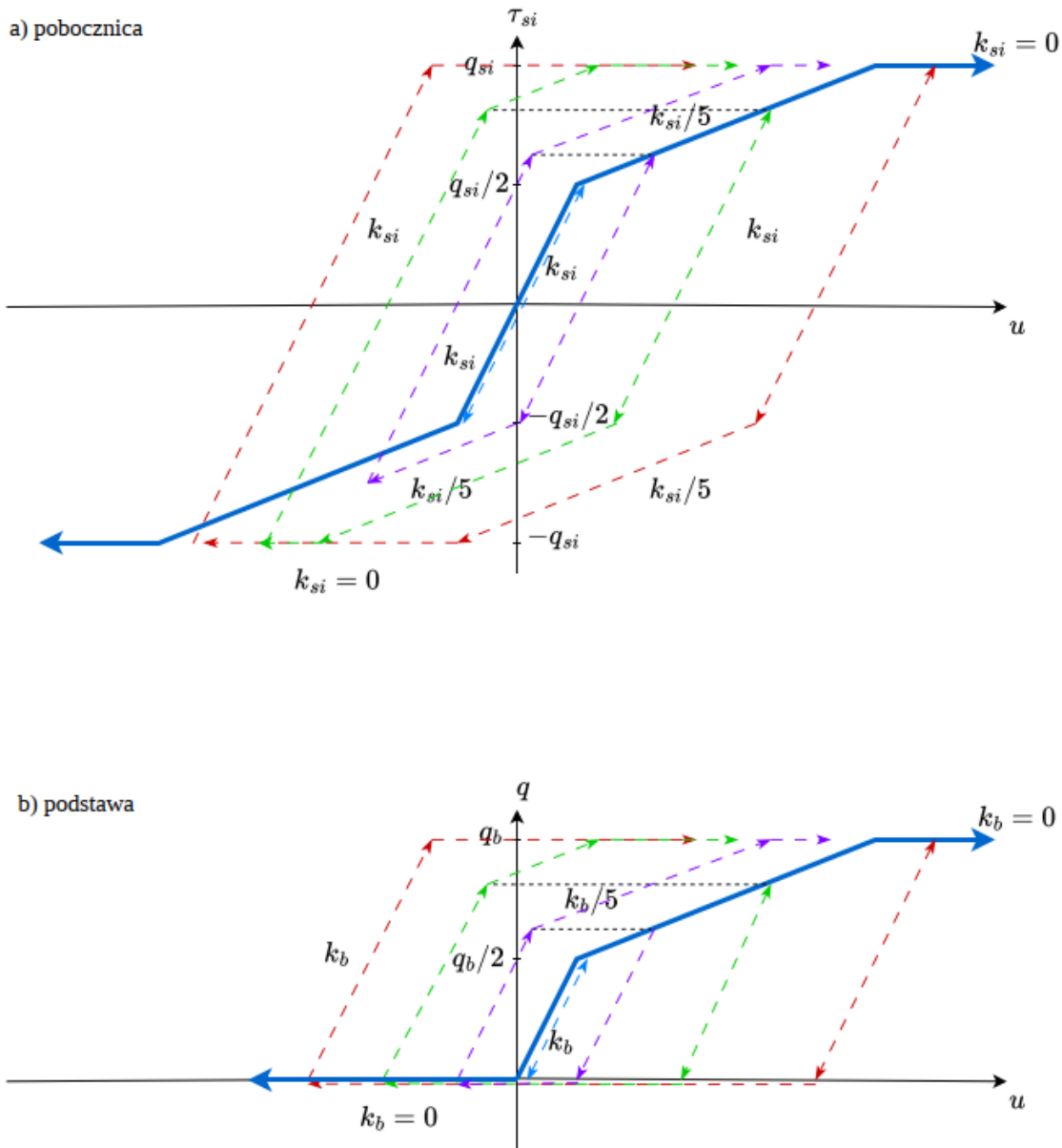
jak na rys. 7.2 poniżej. Grubą niebieską linią przedstawiono typowe charakterystyki, a przerywanymi kolorowymi przykładowe warianty przebiegu cyklu obciążenia w celu zilustrowania zachowania podpór modelujących podstawę i pobocznice elementu. W szczególności należy zwrócić uwagę na charakterystykę sztywności podstawy pała, która ma możliwość oderwania się od podłoża i ponownego oparcia przy zmianie kierunku obciążenia.

7.4 Wpływ skurczu i pęcznienia

Ze względu na potencjalnie dużą zmienność naprężeń w elemencie na skutek zmiennego obciążenia termicznego i mobilizacji odporów gruntu oraz zachodzących wraz z nimi efektów reologicznych w modelu uwzględniono wpływ skurczu i pęcznienia.

7.4.1 Wpływ skurczu

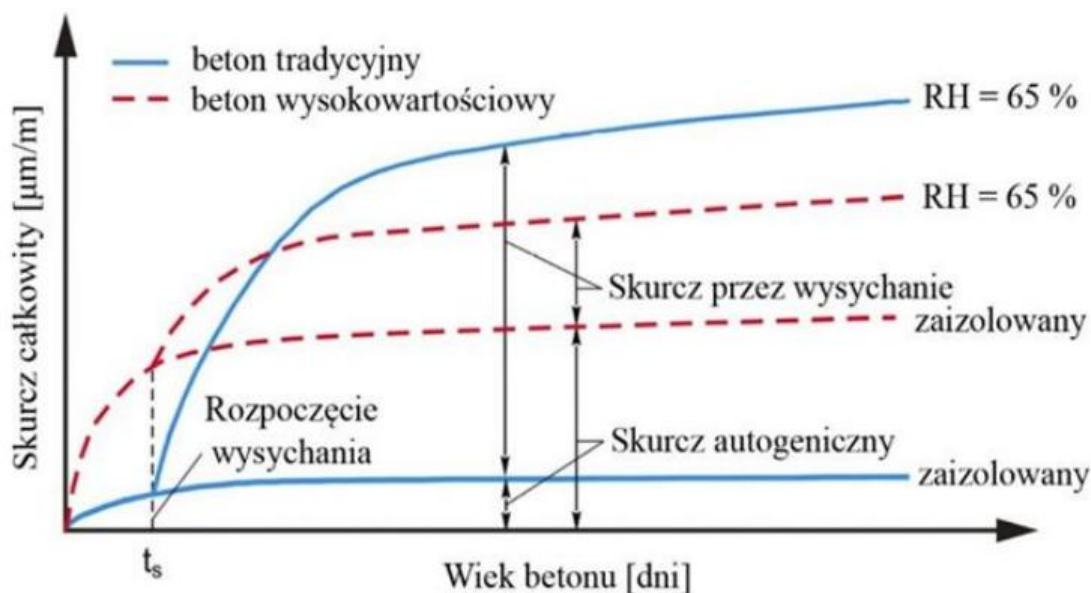
W przypadku skurczu istotne jest rozróżnienie skurczu autogenicznego oraz skurczu związanego z wysychaniem. W wykonawstwie specjalnych robót geotechnicznych stosuje się betony specjalne, których wymagania są określone aktualnie w załączniku D normy PN-EN 206 [92], ale w opracowaniu jest nowa wersja tej normy, której cała część trzecia (EN 206-3) będzie poświęcona betonom do specjalnych robót geotechnicznych. Obowiązujące wymagania narzucają minimalne zawartości cementu, co wpływa bezpośrednio na końcową wartość skurczu. Z punktu widzenia niniejszej pracy w szczególności istotny jest skurcz autogeniczny, który zachodzi w młodym betonie na skutek reakcji hydratacji.



Rys. 7.2 Schemat pracy podpór opisujących interakcję z gruntem a) pobocznicy b) podstawy

Wraz ze spowolnieniem reakcji spowalnia przyrost odkształceń skurczowych autogenicznych. W formułach normowych opisujących przyrost odkształceń skurczowych w [87, 89, 90] końcowe wartości skurczu autogenicznego zależą przede wszystkim od średniej wytrzymałości betonu na ściskanie. Pojawia się rozbieżność wynikająca ze specjalnych wymagań dotyczących minimalnych zawartości cementu dla betonów geotechnicznych, które przewyższają wymagania dla betonów konstrukcyjnych wynikające z przyjętych klas ekspozycji. Beton do specjalnych robót geotechnicznych, formalnie opisany jako C30/37 charakteryzuje się

średnią wartością wytrzymałości uzyskaną w badaniach około $f_{cm} = 50$ MPa, co klasyfikuje go pomiędzy betonem tradycyjnym a wysokowartościowym pod względem zagrożenia zarysowaniem skurczowym.



Rys. 7.3 Schematyczny przebieg skurczu w betonach tradycyjnych i wysokowartościowych za [82]

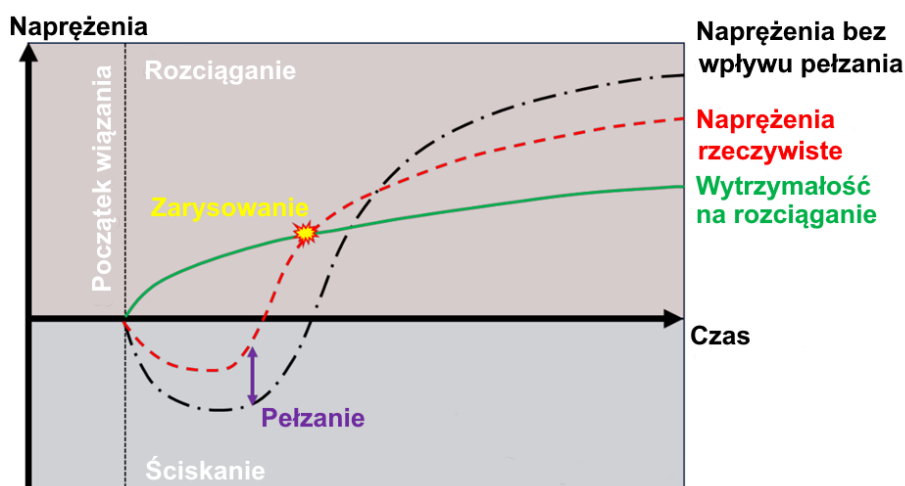
Przeciwnie do skurczu autogenicznego, skurcz związany z wysychaniem ma stosunkowo nieduży wpływ na głębokie fundamenty. Nawet w warstwach gruntów niespoistych, nienawodnionych, poza przesuszoną działaniem słońca warstwą przypowierzchniową, grunt zachowuje wilgoć na powierzchni ziaren zgodnie z krzywymi retencji wody [20]. Powoduje to, że powietrze w porach gruntu ma kontakt z wodą, a wilgotność tego powietrza jest zbliżona do 100% [5]. W przypadku gruntów nawodnionych pory są stale wypełnione wodą i stanowi to rodzaj pielęgnacji betonu.

Obliczenie odkształceń skurczowych wykonuje się zgodnie z wytycznymi Eurokodu 2 drugiej generacji do projektowania konstrukcji żelbetowych [90].

7.4.2 Wpływ pęczania

Wpływ pęczania jest bardziej subtelny niż wpływ skurczu. Zwyczajowo przyjmuje się, że pęczanie ma korzystny wpływ na ryzyko zarysowania młodego betonu [85]. Nowsze opracowania [11] jednak wskazują na szczególny przypadek młodego betonu poddanemu zewnętrznemu ograniczeniu swobody odkształceń. W takim wypadku zmniejszenie naprężeń

w fazie ogrzania elementu powoduje wcześniejsze wystąpienie naprężeń rozciągających w betonie na początku fazy schłodzenia. W połączeniu z mniejszą wytrzymałością betonu na rozciąganie może to podnosić ryzyko zarysowania, co zostało zilustrowane na rys. 7.4. Tym samym uwzględnienie wpływu pełzania jest kluczowe do prawidłowego odzwierciedlenia procesów prowadzących do wczesnego zarysowania termicznego.



Rys. 7.4 Schemat niekorzystnego wpływu pełzania dla młodego betonu skrapowanego zewnątrz [11]

W typowych zagadnieniach projektowych pełzanie jest uwzględniane poprzez modyfikację modułu sprężystości betonu o współczynnik pełzania, zależny od klasy i rodzaju betonu oraz czasu i wilgotności. Podejście to sprawdza się, ponieważ analiza konstrukcji uwzględnia zazwyczaj osobne przypadki obliczeniowe, w których model konstrukcji jest obciążany od stanu zerowego obciążenia. W analizach, w których uwzględnia się fazowanie robót, stan początkowy kolejnych kroków nie jest nieodkształcony, a czas upływający pomiędzy kolejnymi fazami ma pierwszorzędne znaczenie w odniesieniu do wyznaczenia prawidłowych odkształceń pełzania. W takich przypadkach stosuje się metodę zliczania odkształceń od pełzania zwaną superpozycją pełzania. Ta metoda zaproponowana przez D. McHenry'ego [51], pozwala na wyznaczenie odkształceń skurczowych przy znanej historii obciążenia z dobrą dokładnością, niedostępną dla innych metod [65]. W przypadku obciążenia zmieniającego się w sposób ciągły i nieliniowy konieczne jest użycie metod numerycznych w celu wyznaczenia skumulowanego efektu historii obciążenia [48].

W niniejszej pracy zastosowano podejście zliczania historii obciążenia w każdym kroku czasowym zgodnie z formułą normową Eurokodu 2 drugiej generacji [90] w załączniku B.8, która pozwala uwzględnić efekty opisane powyżej.

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, \sigma_c) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) + \int_{t_0}^t \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} \cdot J(t, \tau) d\tau \quad (7.3)$$

7.5 Metoda obliczeń

Obliczenia modelu mechanicznego przeprowadzono metodą macierzy sztywności iteracyjnie, ponieważ analizowane zagadnienie jest natury nieliniowej i nie obowiązuje zasada superpozycji.

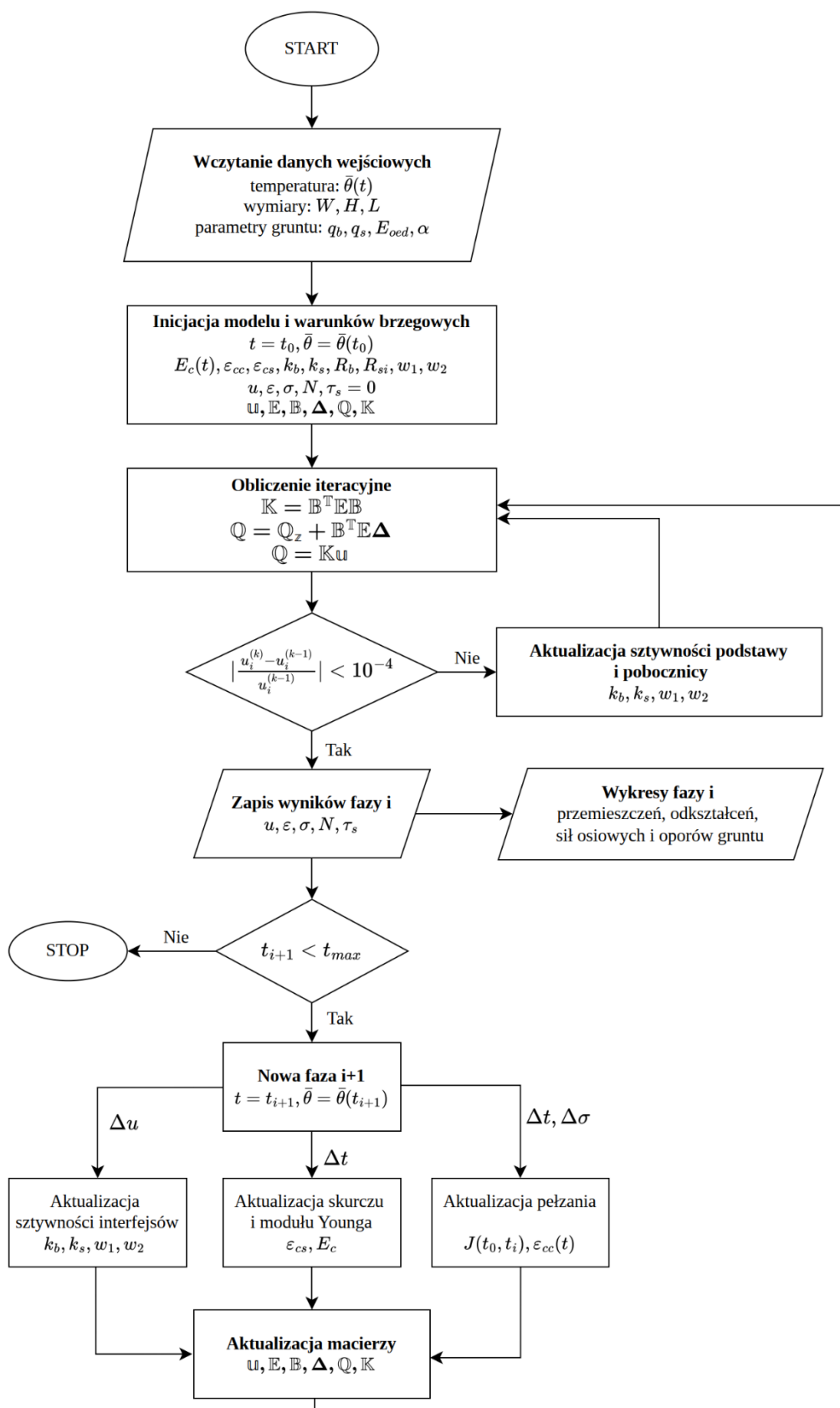
Obliczenia podzielono na kroki czasowe odpowiadające krokom czasowym w analizie modelu termicznego. Każdy krok czasowy był obliczany iteracyjnie do osiągnięcia wymaganej zbieżności tj. błędu względnego kolejnych iteracji, w których aktualizowane są na bieżąco sztywności podpór.

Kolejny krok czasowy zawiera aktualizację odkształceń termicznych, skurczowych i pęczania, przeliczanych na podstawie temperatury i naprężenia w kroku poprzednim.

Na rys. 7.5 zaprezentowano graf opisujący działanie własnego algorytmu rozwiązującego zadanie pręta termosprężystego.

7.6 Podsumowanie

W niniejszym rozdziale przedstawiono podstawy teoretyczne opracowanego własnego modelu mechanicznego. Analizy z wykorzystaniem modelu pozwalają uwzględnić zmienność parametrów podłoża, rozwój skurczu i pęczania oraz przyrost modułu sprężystości betonu. Umożliwiono odwzorowanie pracy elementu pod obciążeniem cyklicznym poprzez uwzględnienie dwukierunkowej mobilizacji oporów gruntu na podstawie i poboczniczy.



Rys. 7.5 Graf opisujący działanie własnego algorytmu rozwiązującego zadanie pręta termosprężystego

8 Analiza wyników badań własnych

W niniejszym rozdziale przeanalizowano rzeczywiste dane pomiarowe uzyskane z badań przeprowadzonych na poletkach badawczych oraz ich zgodność z przewidywaniami na podstawie własnych modeli termicznego i mechanicznego, a wyniki przedstawiono w formie wykresów temperatur i odkształceń. W wybranych krokach obliczeniowych przedstawiono szczegółowe wykresy wartości przemieszczeń, odkształceń, sił normalnych i tarc na poboczniczy.

8.1 Wprowadzenie

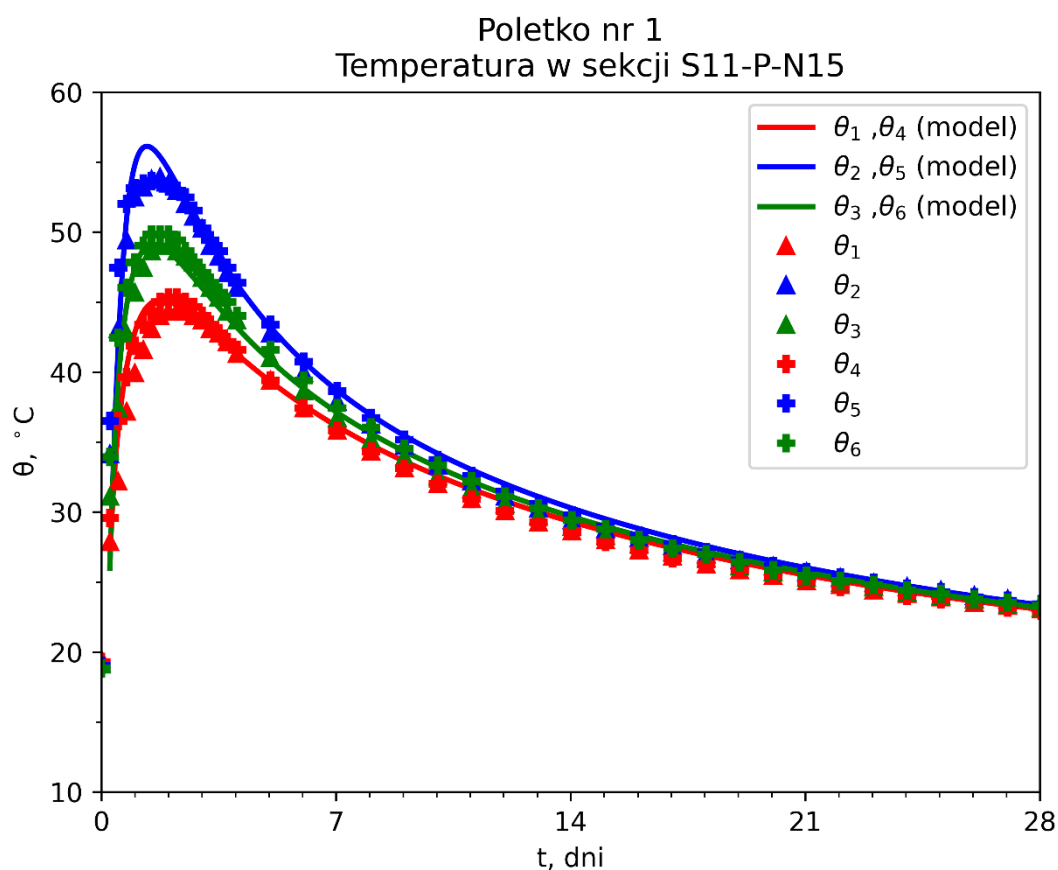
Dla opisanych w rozdziale 5 czterech poletek badawczych przeprowadzono analizę porównawczą pomierzonych wielkości z prognozami własnego, opracowanego modelu. Porównanie przeprowadzono dla 4 sekcji pierwotnych i 3 sekcji wtórnych. Łączna liczba punktów pomiarowych wyniosła 60. Wartości odkształceń i temperatury otrzymane z pomiarów porównywano w sposób następujący:

- 1) Wykresy wartości rzeczywistych temperatury porównywano z wartościami temperatury uzyskanymi w samodzielnie opracowanym modelu termicznym uwzględniającym przepływ ciepła w ośrodku niejednorodnym beton-grunt.
- 2) Wyniki z modelu termicznego przekształcono w celu wyznaczenia wartości średniej temperatury sekcji betonowej, zaimplementowano jako obciążenie termiczne we własnym modelu mechanicznym i obliczono wartości odkształceń.
- 3) Ze względu na znaczną liczbę kroków obliczeniowych modelu mechanicznego w pracy pokazano wyniki odpowiadające momentowi osiągnięcia maksymalnej wartości temperatury ($\theta_{\max}$) oraz w ostatnim kroku obliczeniowym - $t_{\max} = 90$ dni w przypadku poletek 1-3 i $t_{\max} = 210$ dni w przypadku poletka nr 4.
- 4) Wyniki badań z poletek badawczych w postaci wartości rzeczywistych odkształceń porównano z wartościami teoretycznymi uzyskanymi z modelu mechanicznego.
- 5) W przypadku zgodności przebiegu temperatury wg pkt 1. i odkształceń wg pkt 4. wnioskowano o poprawności pozostałych uzyskanych wyników tj. wartości przemieszczeń, sił normalnych oraz zmobilizowanego tarcia na poboczniczy.

Na koniec analiz, na podstawie uzyskanych w modelach wyników, przeprowadzono ocenę ryzyka zarysowania w poszczególnych przypadkach.

8.2 Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 1

W przypadku poletka nr 1 przeanalizowano wyłącznie wykonanie sekcji pierwotnej. Na rys. 8.1 przedstawiono wyznaczone w modelu numerycznym wykresy rozwoju wartości temperatury w czasie wraz z wykresami rzeczywistych wartości temperatury uzyskanymi w pomiarach prowadzonych na poletku badawczym.



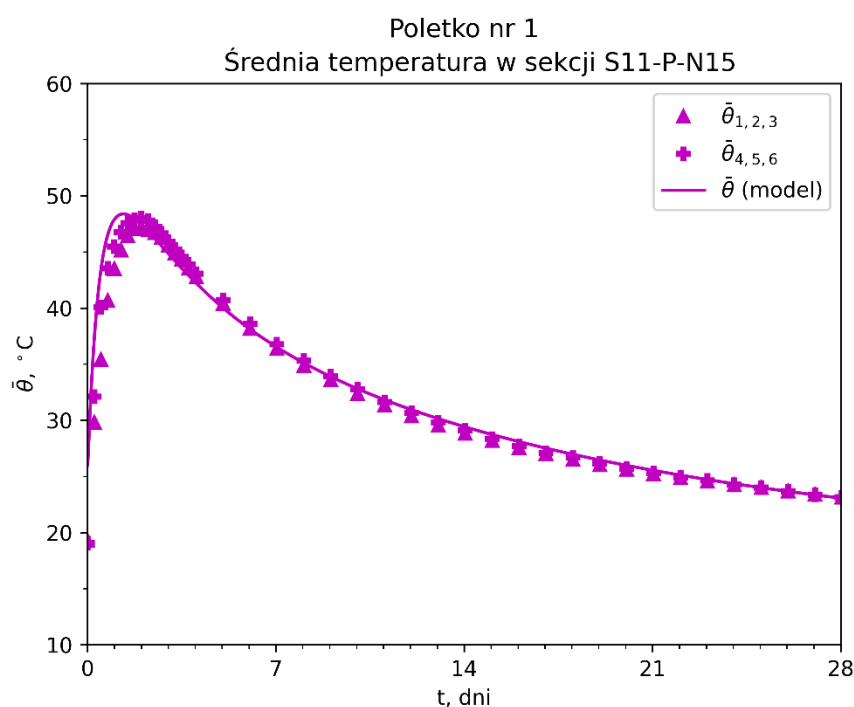
Rys. 8.1 Porównanie wyników pomiarów i przewidywań modelu termicznego - poletko nr 1

Znaczniki reprezentują wartości rzeczywistej temperatury czujników 1-6 (θ_1 - θ_6). Linie ciągłe pokazują przewidywane wartości temperatury modelu termicznego dla punktów odpowiadających lokalizacji rzeczywistych czujników (θ_1 (model) - θ_6 (model))

Uzyskano zgodność wyników własnych badań eksperymentalnych z wynikami wyznaczonymi w modelu numerycznym zjawiska. Dane pomiarowe pokazują brak symetrii pomiędzy stronami wewnętrzną i zewnętrzną. Różnice wartości maksymalnych temperatury sięgają 5 °C. Efekt taki może wynikać z nierównej grubości otuliny betonu po każdej ze stron

ściany na skutek spadku hydraulicznego (poletko nr 1 znajduje się przy rzece Prądnik) lub niesymetrycznego osadzenia szkieletu. Efekt ten uwzględniono w modelu poprzez odczyt temperatury z większej głębokości, co pozwoliło na uzyskanie zgodności wartości teoretycznych z pomiarami. Drugim zaobserwowanym w badaniach aspektem jest niewielka zmienność wartości temperatury wraz ze wzrostem głębokości – czujniki zainstalowane głębiej w ścianie szczelinowej, wykazują temperatury maksymalne wyższe o 1 °C. Można przyjąć, że rozkład temperatury nie przejawia zmienności na głębokości z zastrzeżeniem, że to stwierdzenie nie obowiązuje przy wystąpieniu wad technologicznych np. lokalnych obwałów gruntu do szczeliny. Należy zwrócić uwagę, że w praktyce stosuje się monitoring kształtów wykonanych w gruncie elementów betonowych i cementogruntowych polegający na korelacji profilu termicznego z kształtem fundamentu, tzw. TIP (ang. *Thermal Integrity Profiling*) [46].

Na podstawie prognozy rozwoju średniej wartości temperatury w elemencie uzyskanej w modelu termicznym $\bar{\theta}(\text{model})$ i wyznaczonej średniej temperatury (rys. 8.2) oddzielnie $\bar{\theta}_{1,2,3}$ dla czujników 1-3 i $\bar{\theta}_{4,5,6}$ dla czujników 4-6, wykonano analizę rozwoju stanu naprężenia i mobilizacji oporów gruntu w modelu mechanicznym.



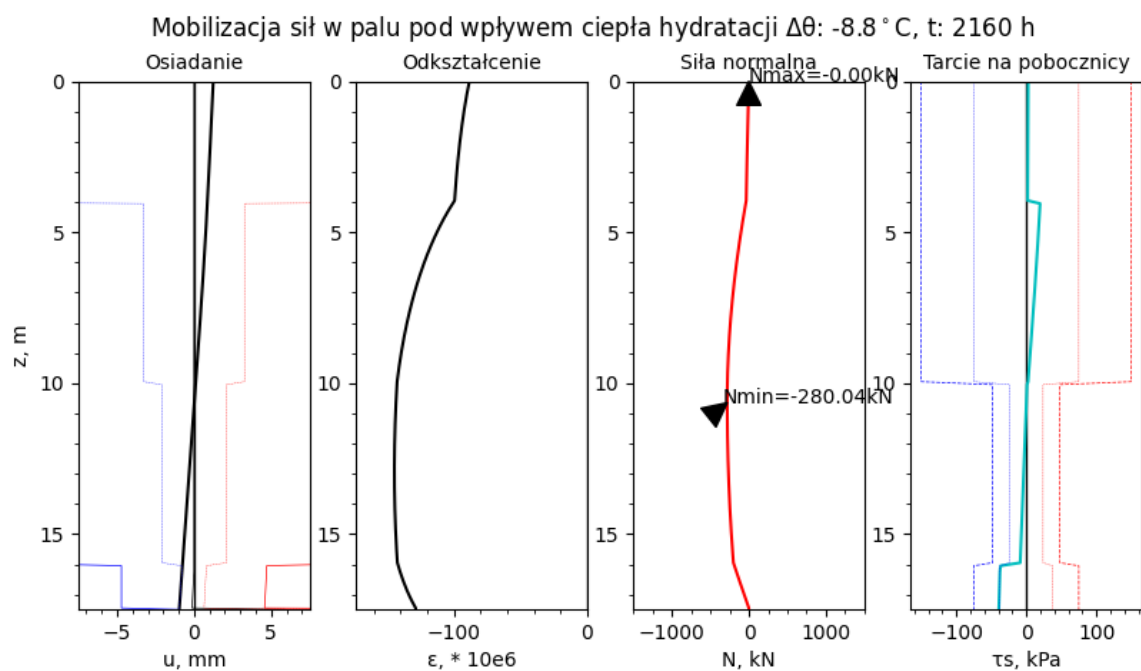
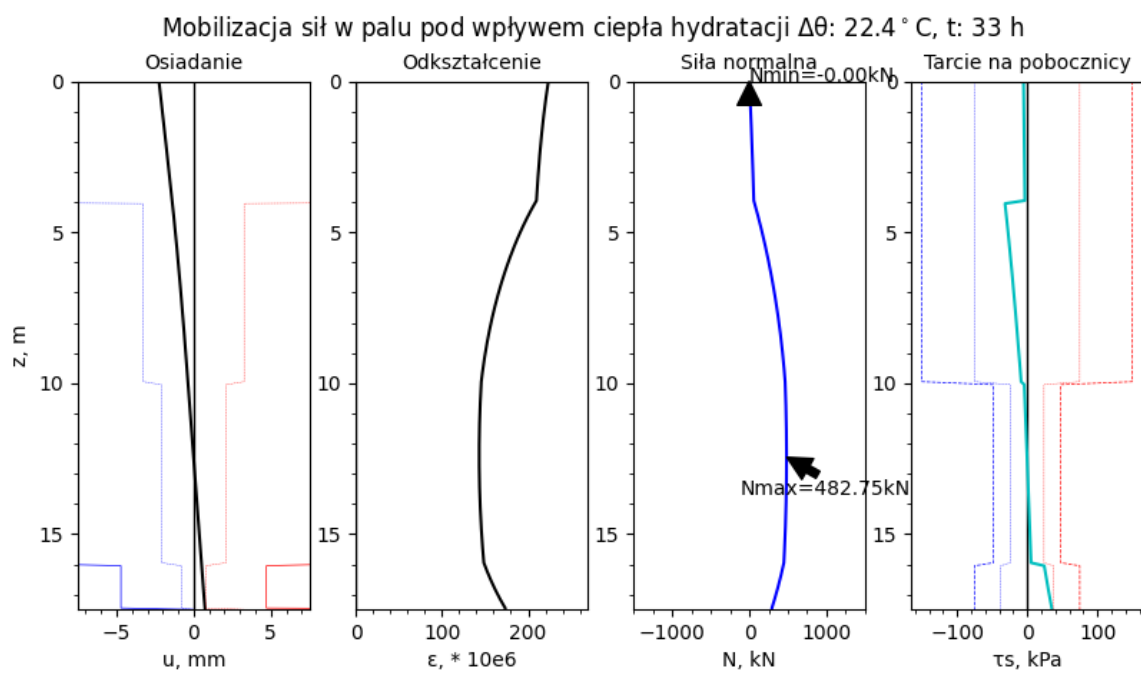
Rys. 8.2 Porównanie średniej wartości temperatury uzyskanej z pomiarów i przewidywań modelu - poletko nr 1

Zgodność wyników uzyskano, przyjmując wartości jednostkowych granicznych oporów podstawy q_b i pobocznicy q_s wg tab. 8.1 poniżej. W nawiasie podano obniżoną wartość modułu do głębokości 3 m w warstwie V_c , odwzorowując efekt osłabienia przypowierzchniowego oraz występowanie warstw gruntów słabonośnych w poziomie wierzchu ściany.

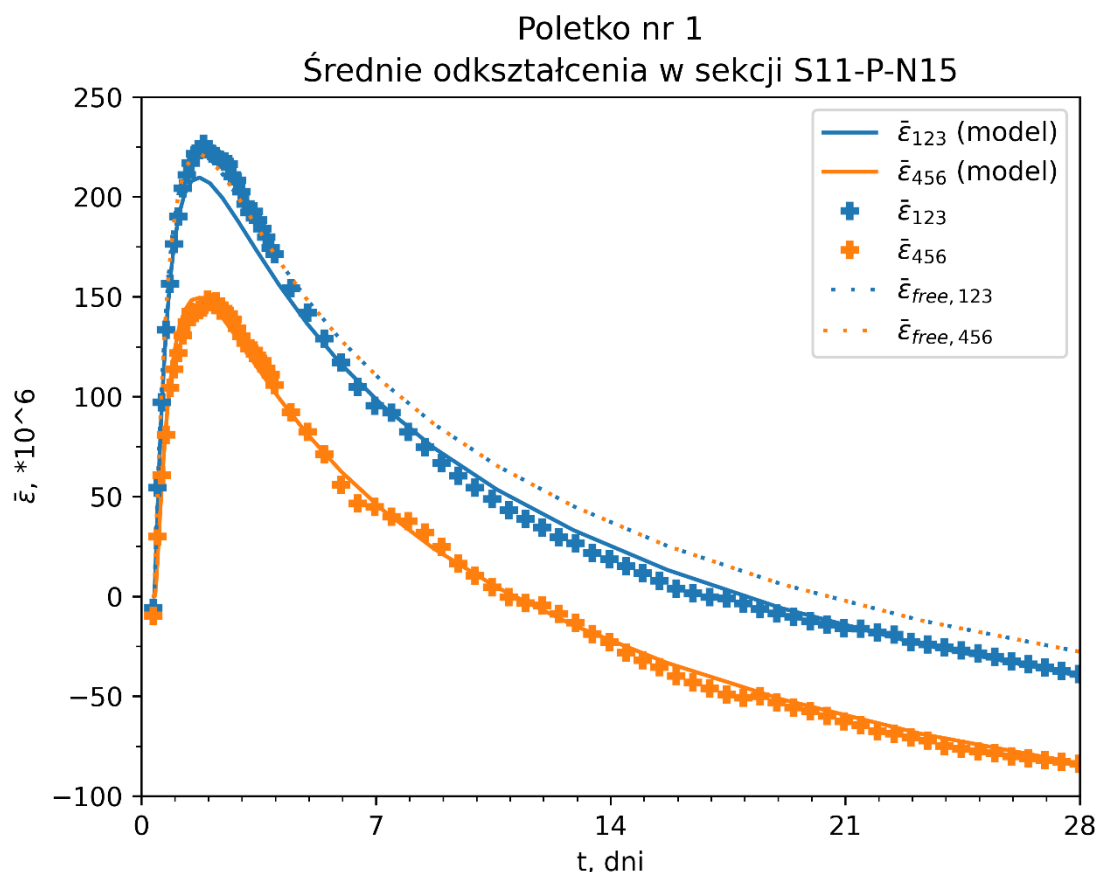
Tab. 8.1 Parametry gruntów przyjęte w modelu mechanicznym - poletko nr 1

Warstwa	Rodzaj gruntu	I_D/I_L	q_b (kPa)	q_s (kPa)	E_{oed} (MPa)
V_{c2}	Żwiry i pospółki (wodno- lodowcowe)	0,60	-	150	(12)
V_{c3}		0,80			150
V_{la2}	Gliny (lodowcowe)	0,20	-	40	15
V_{lla3}	Iły miocieńskie (morskie)	0,00	1800	75	65

Zgodnie z oczekiwaniami wyznaczono siły ściskające w fazie ogrzania oraz rezydualne siły rozciągające po uzyskaniu równowagi termicznej pod koniec analizy (rys. 8.3). Obliczone na podstawie modelu mechanicznego wartości odkształceń porównano ze średnim odkształceniem $\bar{\epsilon}$ odczytanym z czujników strunowych.



Rys. 8.3 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego w momencie uzyskania $\vartheta_{\max}$ i po 90 dniach



Rys. 8.4 Porównanie wyników pomiaru odkształceń z przewidywaniami modelu

Wyniki pomiarów odkształceń przedstawiono na wykresie na rys. 8.4 powyżej, łącznie z wynikami analiz uzyskanymi w modelu mechanicznym. Jako poziom odniesienia pokazano swobodne odkształcenie termiczne $\bar{\epsilon}_{free}$. Pomiar odkształceń pokazuje, że w fazie ogrzania sekcja ściany szczelinowej w poziomie górnym (czujniki 1-3) nie podlega ograniczeniu swobody odkształceń. Wynik ten jest zgodny z przewidywaniami, ponieważ czujniki znajdują się blisko wierzchu ściany w gruntach słabonośnych, w których nie mobilizują się znaczne reakcje. Czujniki niższego poziomu (czujniki 4-6) pokazują niższe wartości odkształcenia, co oznacza, że łączny wpływ ograniczenia swobody odkształceń i reologii w połowie głębokości sekcji, tj. różnica pomiędzy odkształceniem swobodnym a rzeczywistym wynosi $75 \mu\epsilon$.

W momencie wystąpienia maksymalnej średniej temperatury $\bar{\theta}_{max} = 48^\circ\text{C}$ siła ściskająca w sekcji wyniosła 483 kN, co odpowiada naprężeniu ściskającemu $\sigma = -321 \text{ kPa}$. Po upływie $t = 90$ dni siły rozciągające w sekcji wyniosły 280 kN, co odpowiada naprężeniu rozciągającemu $\sigma_{ct} = 187 \text{ kPa}$. Spadek temperatury θ_{drop} podczas fazy schłodzenia (różnica między maksymalną temperaturą a temperaturą w ostatnim kroku obliczeniowym) wynosi $30,8^\circ\text{C}$. Na skutek spadku

temperatury zmiana ekstremalnego naprężenia wyniosła $\Delta\sigma = 508$ kPa. Pozwala to wyznaczyć uśredniony współczynnik stopnia ograniczenia odkształceń $R_{ak}=0,06$ według równania (8.1):

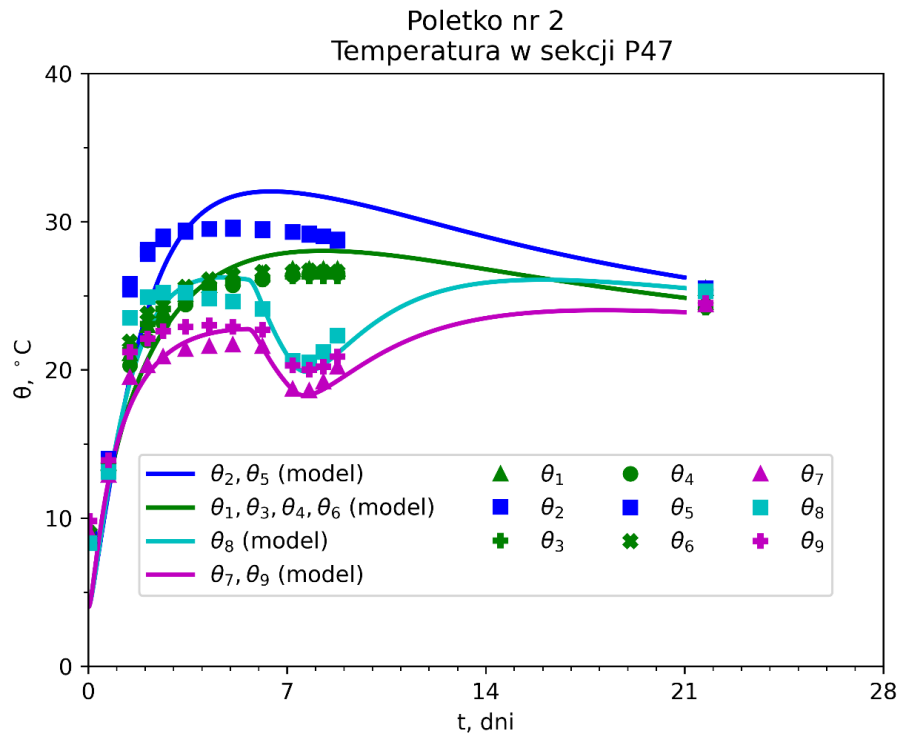
$$R = \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{fix}} = \frac{\Delta\sigma}{\alpha_t \cdot \theta_{drop} \cdot E_{c,28}} \quad (8.1)$$

Na tej podstawie obliczono, że dalsza dyssypacja ciepła aż do osiągnięcia temperatury otoczenia spowoduje wzrost naprężeń rozciągających o $\Delta\sigma = 127$ kPa. Na tej podstawie stwierdzono, że w przypadku poletka nr 1 rezydualne naprężenie rozciągające wyniesie $\sigma = 314$ kPa $\ll f_{ctm} = 3500$ kPa. Zarysowanie od efektów termicznych nie nastąpi.

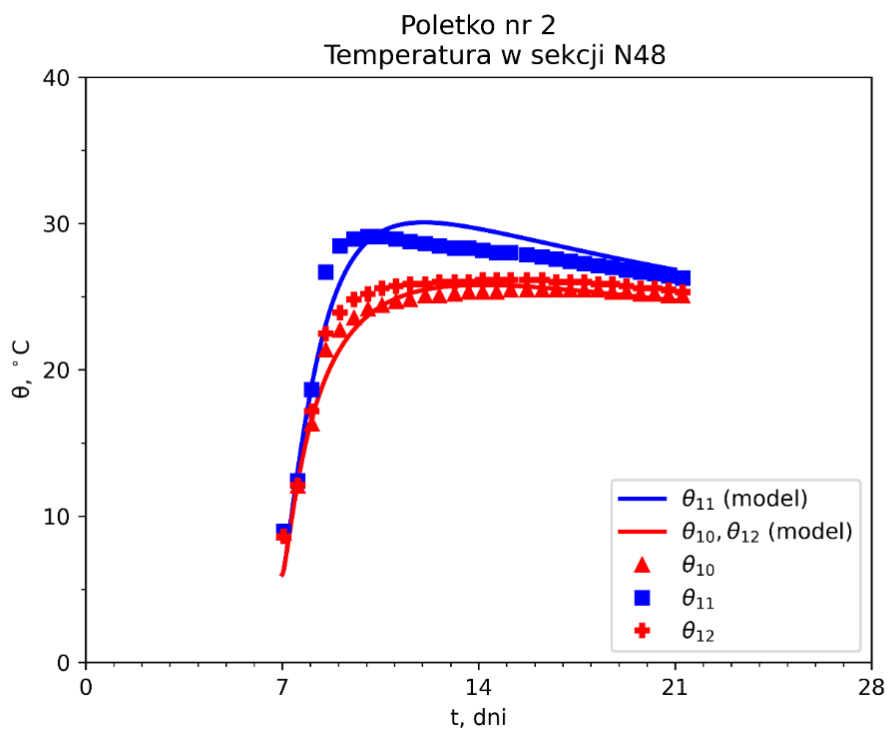
8.3 Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 2

W przypadku poletka nr 2 przeanalizowano sekcję pierwotną oraz wtórną. Na rys. 8.5 i rys. 8.6 przedstawiono wyznaczone w modelu numerycznym wykresy rozwoju wartości temperatury w czasie wraz z wykresami rzeczywistych wartości temperatury uzyskanych w pomiarach prowadzonych na poletku badawczym. Znaczniki reprezentują wartości rzeczywistej temperatury czujników 1-12 (θ_1 - θ_{12}). Linie ciągłe pokazują przewidywane wartości temperatury na podstawie modelu termicznego w punktach odpowiadających lokalizacji czujników ($\theta_1(\text{model})$ - $\theta_{12}(\text{model})$)

Uzyskano zgodność pomiarów z przewidywaniami modelu. Widoczna jest lokalna rozbieżność w fazie ogrzania, która wynika z szybszego osiągnięcia maksymalnej temperatury niż w przewidywaniach modelu. Dane pomiarowe są zbieżne we wszystkich czujnikach i pokazują przyspieszenie wzrostu temperatury około 1,5 dnia od betonowania sekcji pierwotnej (rys. 8.5), tuż przed osiągnięciem temperatury maksymalnej, a następnie gwałtowne spowolnienie reakcji. Powoduje to wyprzedzenie momentu uzyskania temperatury maksymalnej względem przewidywania modelu o ok. 2 dni. Mimo tej rozbieżności wartość maksymalnej temperatury jest dobrze odwzorowana, a dalsza ewolucja temperatur jest zbieżna z modelem.



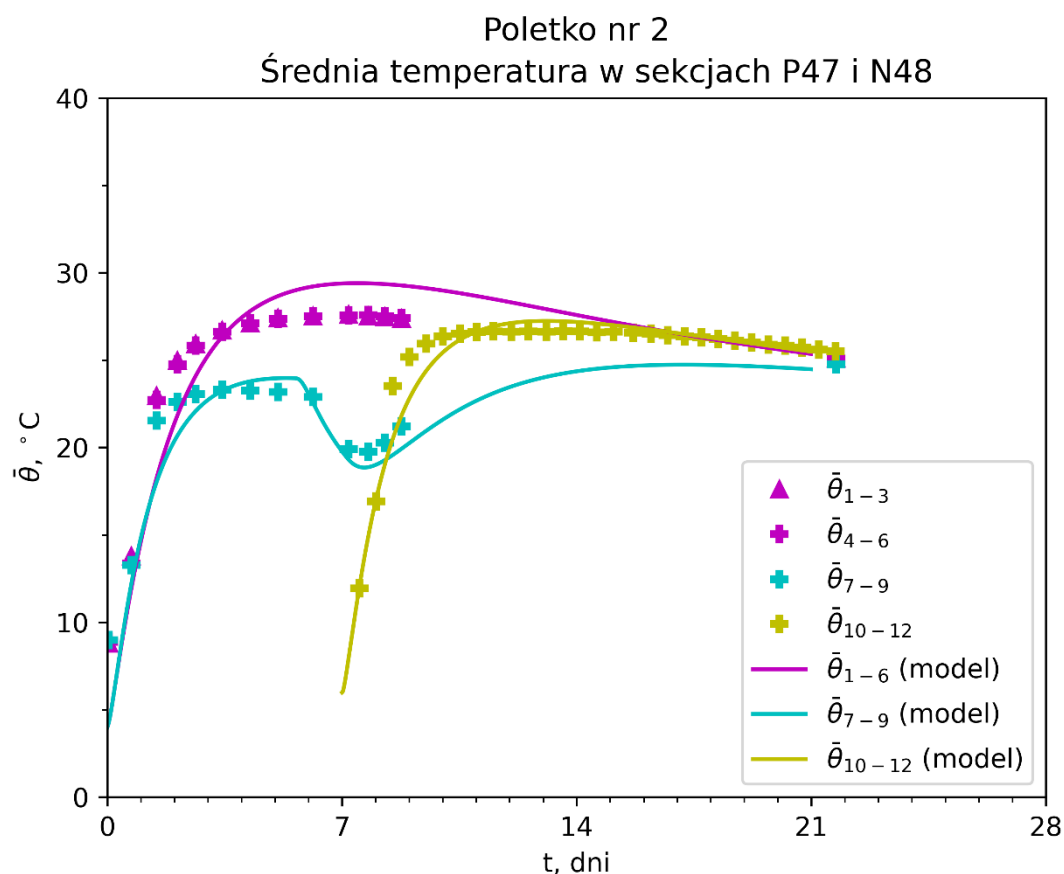
Rys. 8.5 Porównanie wyników pomiarów temperatury i przewidywań modelu - poletko nr 2 sekcja pierwotna



Rys. 8.6 Porównanie wyników pomiarów temperatury i przewidywań modelu - poletko nr 2 sekcja wtórna

Na rys. 8.7 przedstawiono wyznaczoną średnią temperaturę sekcji oddzielnie $\bar{\theta}_{1-3}$ dla czujników 1-3, $\bar{\theta}_{4-6}$ dla czujników 4-6, $\bar{\theta}_{7-9}$ dla czujników 7-9 i $\bar{\theta}_{10-12}$ dla czujników 10-12.

Do porównania naniesiono przewidywanie modelu termicznego dla średniej temperatury $\bar{\theta}(\text{model})$ w obszarach, gdzie umieszczono grupy czujników (1-3 i 4-6 dla części centralnej i 7-9 dla części krawędziowej sekcji pierwotnej oraz 10-12 dla części krawędziowej sekcji wtórnej).



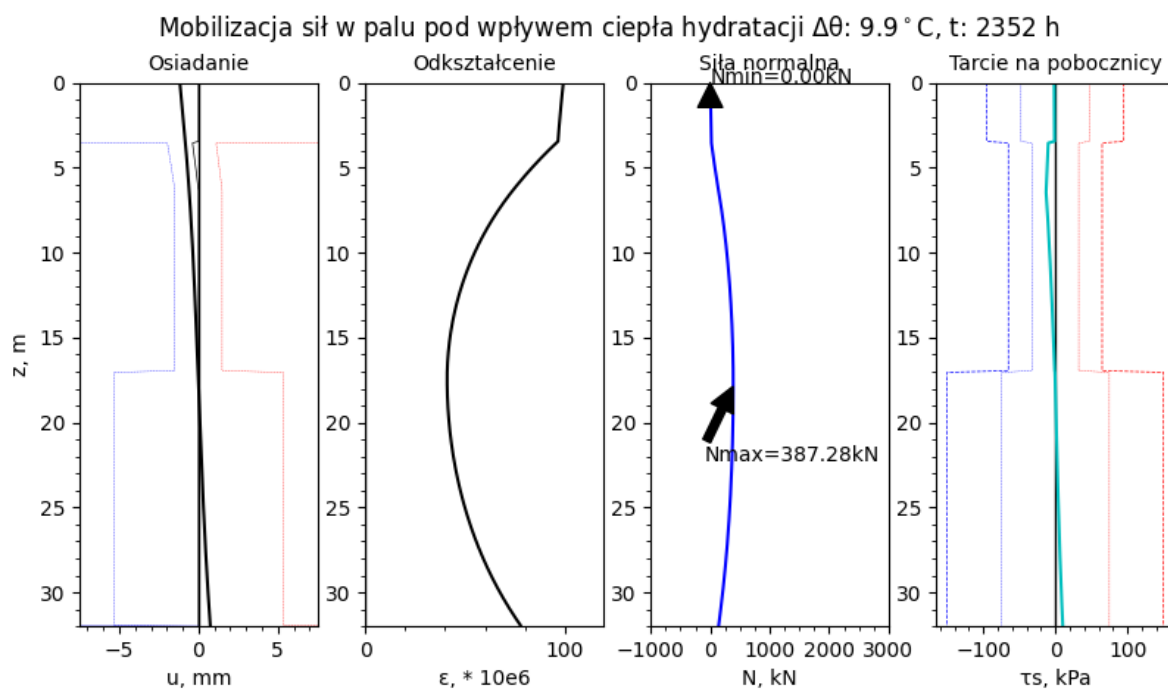
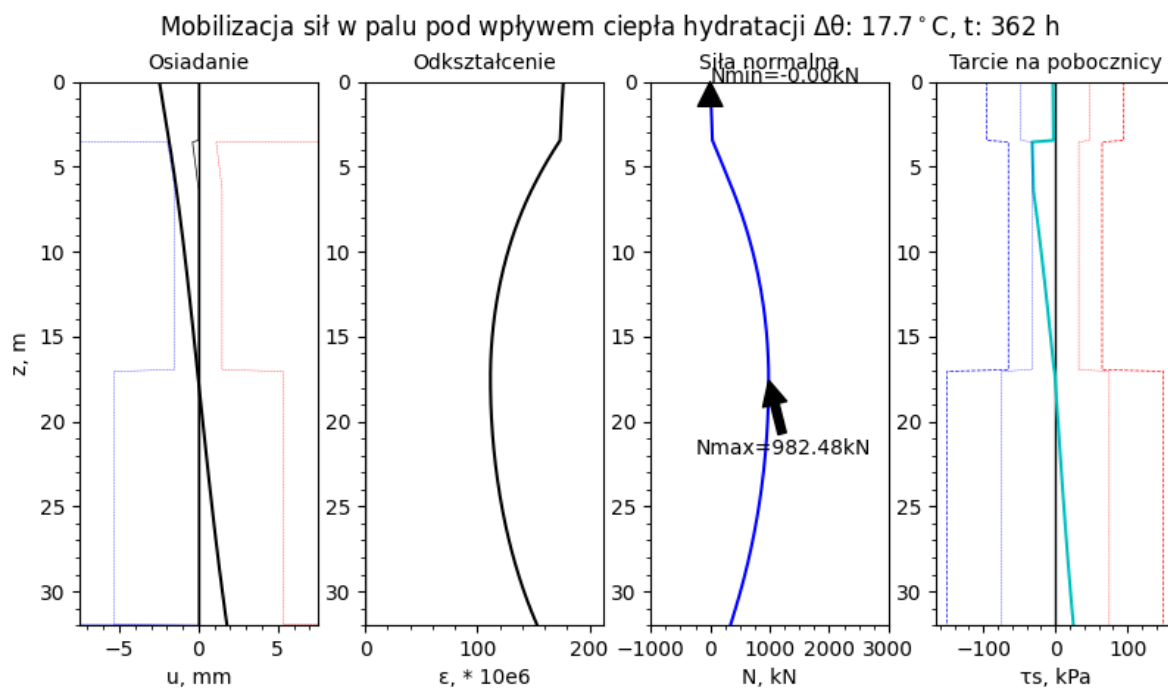
Rys. 8.7 Porównanie temperatury średniej uzyskanej z pomiarów i przewidywań modelu – poletko nr 2

Porównanie wyznaczonej z pomiarów wartości temperatury średniej $\bar{\theta}$ i przewidywania modelu pokazano na rys. 8.7. Dane te wykorzystano w modelu mechanicznym do wyznaczenia przemieszczeń, odkształceń i sił wewnętrznych w badanych sekcjach na skutek oddziaływań termicznych. Zgodność wyników uzyskano przyjmując jednostkowe graniczne wartości oporów na podstawie q_b i na pobocznicach q_s wg tab. 8.2. W nawiasie podano obniżoną wartość modułu do głębokości 3 m w warstwie VI D, odwzorowującą efekt osłabienia przypowierzchniowego.

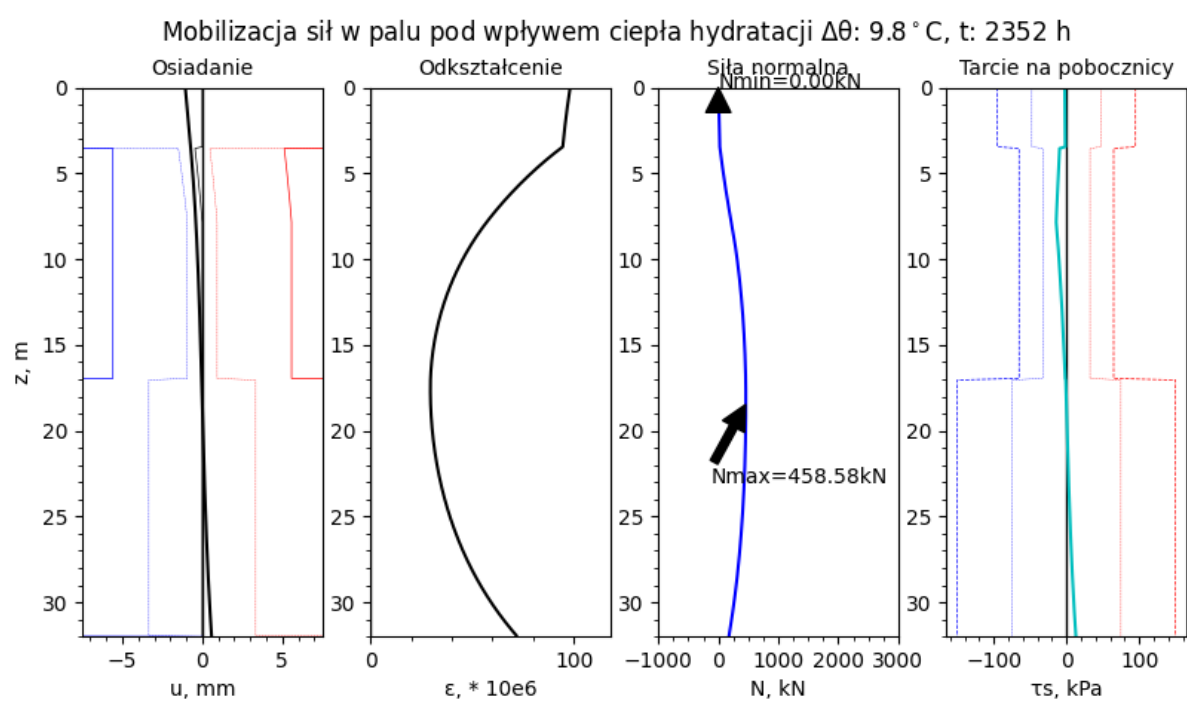
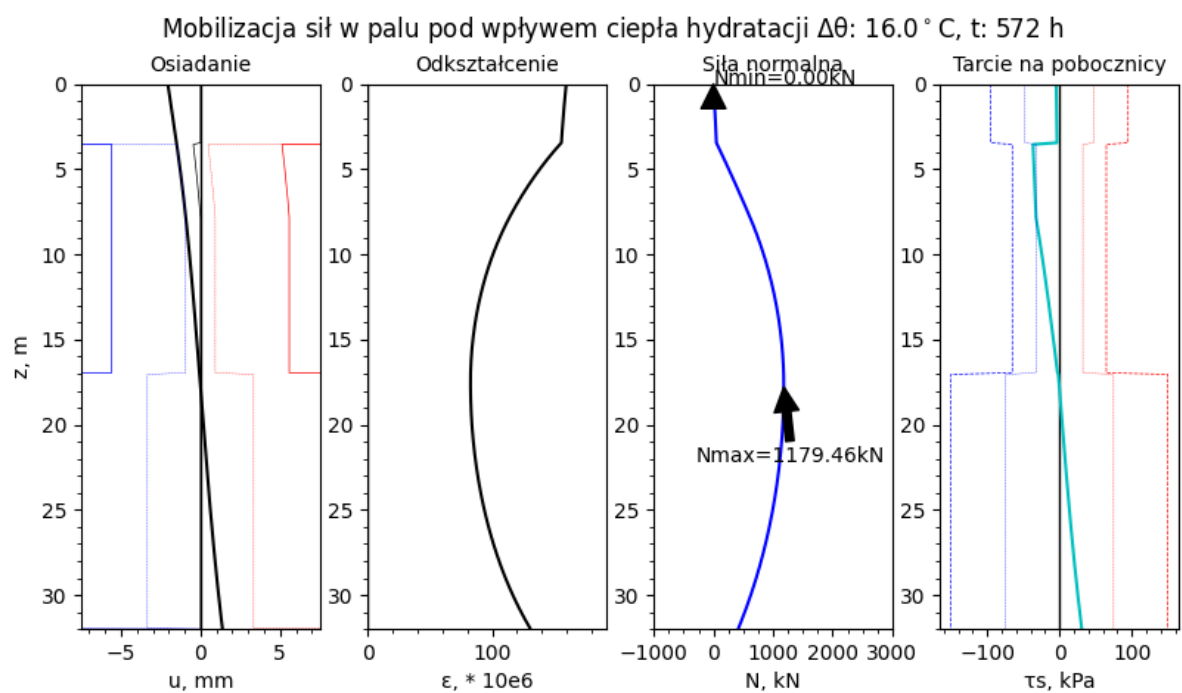
Tab. 8.2 Parametry gruntów przyjęte w modelu mechanicznym - poletko nr 2

Warstwa	Rodzaj gruntu	I_D/I_L	q_b (kPa)	q_s (kPa)	E_{oed} (MPa)
VI D	Piaski drobne i średnie ze żwirem (wodno- lodowcowe)	0,55	-	95	(8,5)
VI F		0,80	4650	150	90
VII A	Gliny (lodowcowe)	0,05	-	65	30

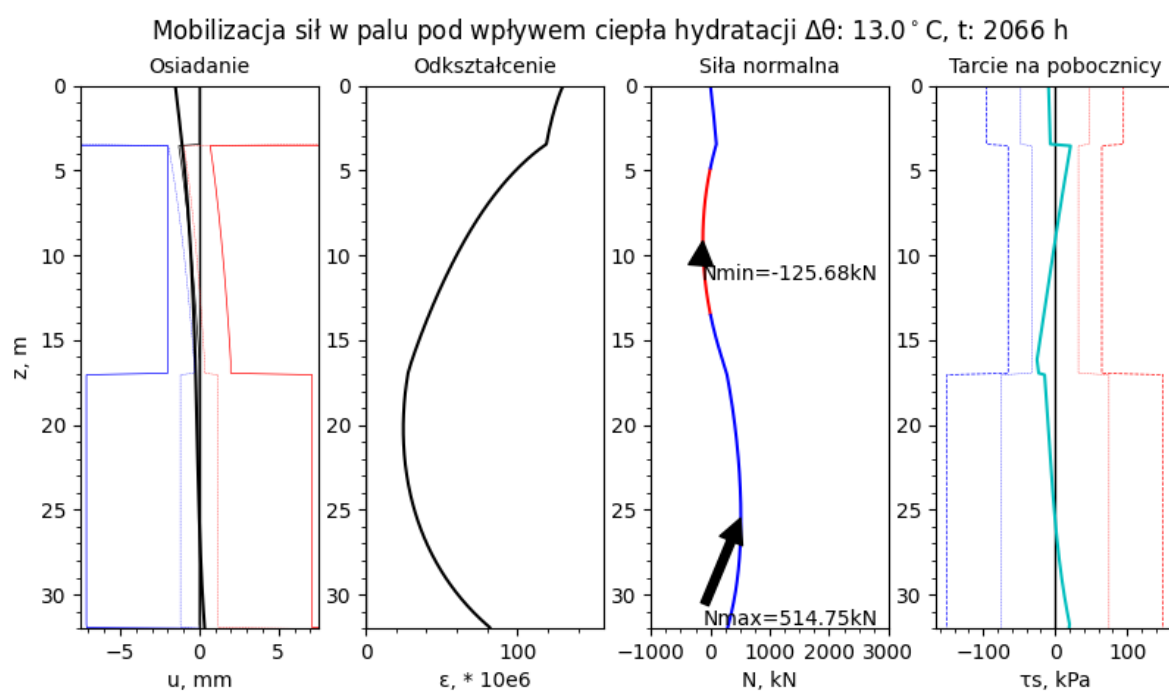
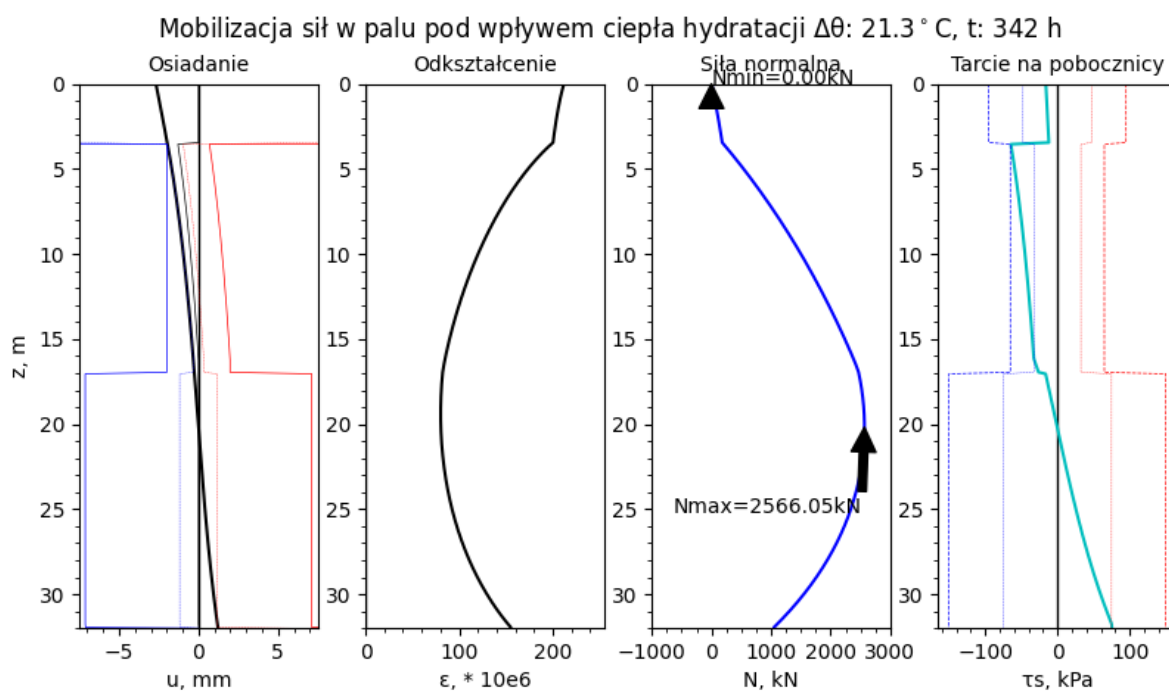
Na rys. 8.8, rys. 8.9 i rys. 8.10 przedstawiono wyniki z modelu mechanicznego dla sekcji pierwotnej i wtórnej, z uwzględnieniem różnych warunków kontaktu tj. kontaktu z gruntem lub wpływu sekcji sąsiedniej. Ponieważ opomiarowane sekcje betonowane były zimą, beton nie osiągnął wysokiej temperatury, a proces schładzania był wolniejszy przez niższy gradient temperatury. W okresie trwania pomiarów temperatura betonu spadła jedynie o 5 °C z całkowitego przyrostu 20 °C. Wygenerowana została siła ściskająca rzędu 1000 kN w przypadku sekcji pierwotnej i 2500 kN w przypadku sekcji wtórnej, co potwierdza możliwość generowania znacznych sił w głębokich fundamentach na skutek oddziaływań termicznych. Proces schładzania zaszedł w 25% w momencie zakończenia pomiarów.



Rys. 8.8 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla części środkowej sekcji (czujniki 1-6)



Rys. 8.9 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji pierwotnej (czujniki 7-9)



Rys. 8.10 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji wtórnej (czujniki 10-12)

Na rys. 8.11 przedstawiono wyniki pomiarów odkształceń oraz wyniki uzyskane w modelu. Dodatkowo jako wartości referencyjne na wykresie oznaczono swobodne odkształcenie termiczne $\bar{\epsilon}_{\text{free}}$. Uzyskano zgodność odkształceń dla sekcji pierwotnej do momentu rozpoczęcia wykonywania sekcji wtórnej. Uzyskano zgodność odkształceń w sekcji wtórnej, stosując współczynnik korekcyjny do sztywności poboczniczy o wartości 4,5. Jest to wartość obrazująca

wzrost uśrednionej sztywności otoczenia na skutek tarcia pomiędzy sekcjami wtórną i pierwotną. Obserwuje się rozbieżność wyników pomiaru z przewidywaniem modelu dla sekcji pierwotnej od momentu wykonania wykopu dla sekcji wtórnej. W modelu mechanicznym nie przewidziano interakcji innej niż termiczna, co przy schłodzeniu krawędzi sekcji pierwotnej prowadziłoby do lokalnego skrócenia termicznego. Wyniki pomiaru wskazują na zwiększenie odkształceń, co oznacza, że sekcja pierwotna podlega wydłużeniu najpierw na skutek usunięcia gruntu blokującego wydłużenie (w fazie wykopu) a następnie na skutek tarcia i wydłużenia termicznego generowanego przez sekcję wtórną.

Łączny wpływ ograniczenia swobody odkształceń i reologii dla sekcji pierwotnej wynosi $50 \mu\epsilon$ (czujniki 1-3), a dla sekcji wtórnej $70 \mu\epsilon$ (czujniki 10-12).

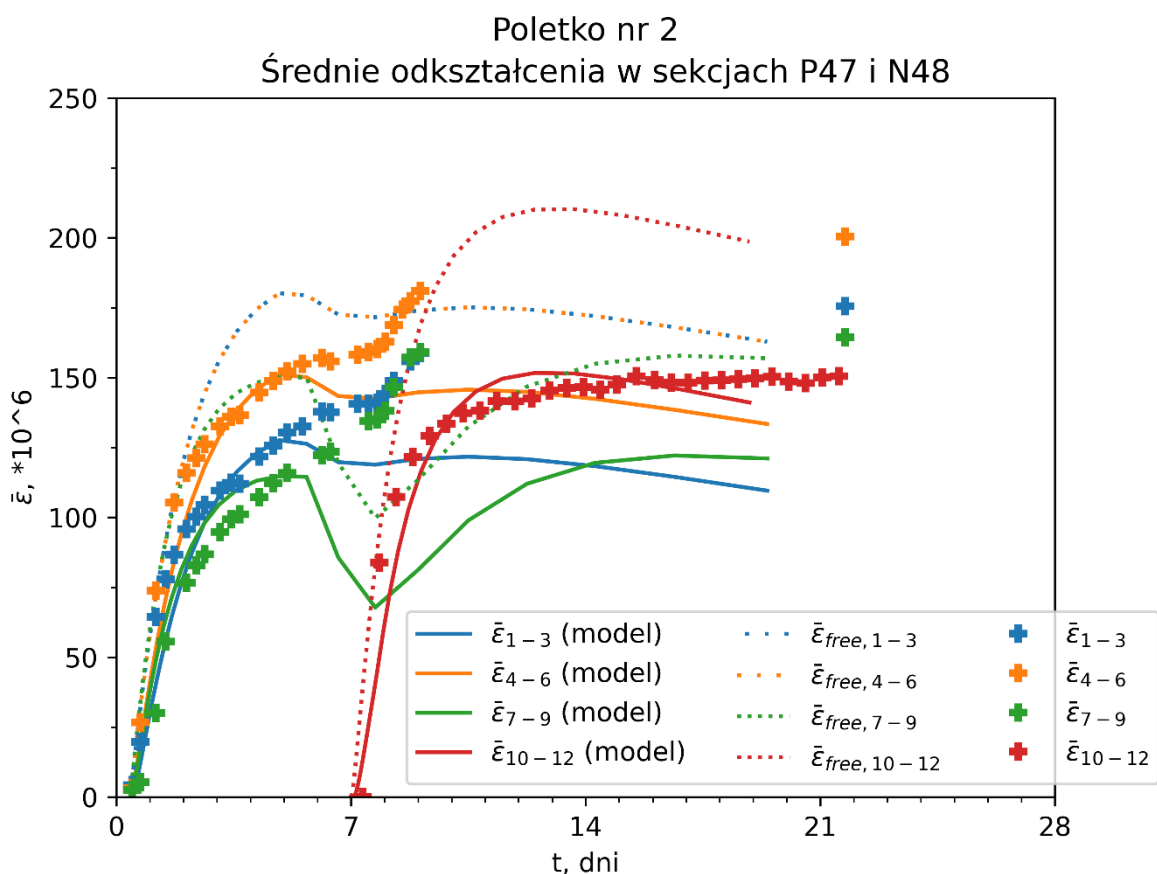
Po upływie $t = 90$ dni siły w badanych sekcjach pierwotnej i wtórnej pozostają ściskające. W ostatnim kroku obliczeniowym dla sekcji wtórnej (rys. 8.10) pojawia się lokalnie rozciąganie, co świadczy o osiągnięciu momentu zmiany znaku naprężeń w sekcji.

W momencie wystąpienia maksymalnej temperatury $\bar{\theta}_{\max} = 27,6^\circ\text{C}$ siła ściskająca w sekcji pierwotnej wyniosła 982 kN, Po upływie $t = 90$ dni siły ściskające w sekcji wyniosły 387 kN, Spadek temperatury θ_{drop} podczas fazy schłodzenia wynosi $9,1^\circ\text{C}$. Na skutek spadku temperatury zmiana ekstremalnego naprężenia wyniosła $\Delta\sigma = 265 \text{ kPa}$. Pozwala to wyznaczyć uśredniony współczynnik stopnia ograniczenia odkształceń sekcji pierwotnej $R_{\text{ax}} = 0,10$ według równania (8.1).

Na tej podstawie obliczono, że dalsza dyssypacja ciepła spowoduje spadek naprężeń ściskających o $\Delta\sigma = 260 \text{ kPa}$. Na tej podstawie stwierdzono, że w przypadku poletka nr 2 rezydualne naprężenie rozciągające wyniesie $\sigma = 90 \text{ kPa}$, a zarysowanie od efektów termicznych w sekcji pierwotnej nie nastąpi.

W momencie wystąpienia maksymalnej temperatury $\bar{\theta}_{\max} = 26,7^\circ\text{C}$ siła ściskająca w części krawędziowej sekcji wtórnej wyniosła 1179 kN, Po upływie $t = 90$ dni siły ściskające w sekcji wyniosły 459 kN, Spadek temperatury θ_{drop} podczas fazy schłodzenia wynosi $8,4^\circ\text{C}$. Na skutek spadku temperatury zmiana ekstremalnego naprężenia wyniosła $\Delta\sigma = 1200 \text{ kPa}$. Pozwala to wyznaczyć uśredniony współczynnik stopnia ograniczenia odkształceń sekcji wtórnej $R=0,47$ według równania (8.1).

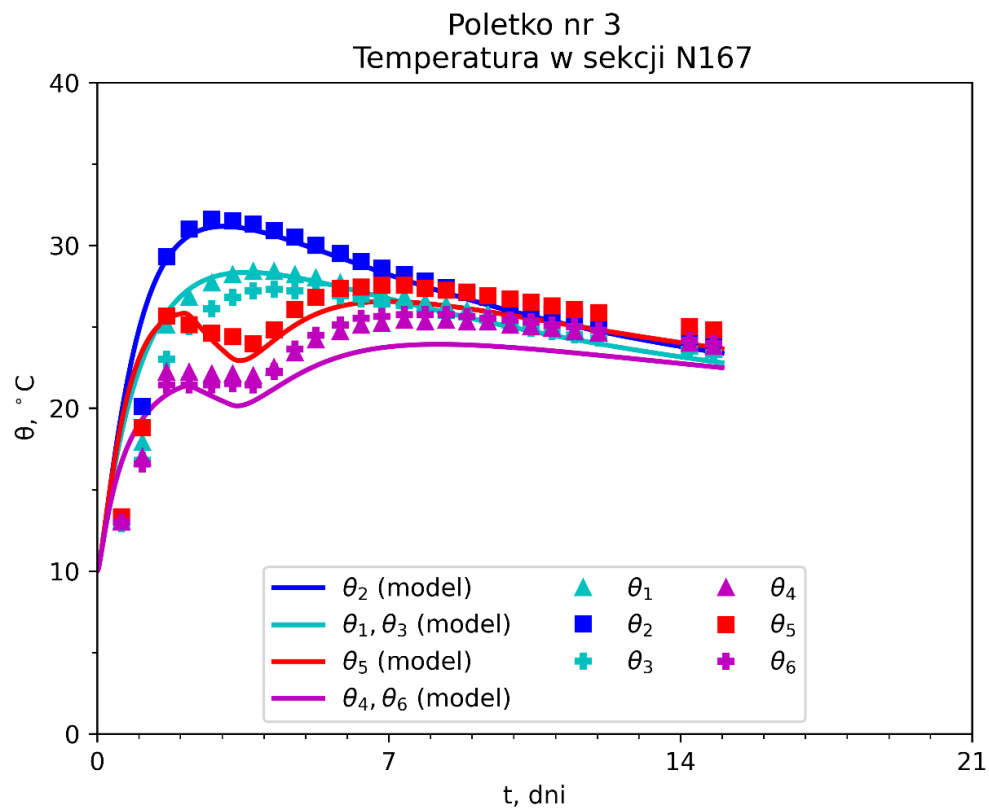
Na tej podstawie obliczono, że dalsza dyssypacja ciepła spowoduje spadek naprężeń ściskających o $\Delta\sigma = 1250$ kPa. Na tej podstawie stwierdzono, że w przypadku poletka nr 2 rezydualne naprężenie rozciągające wyniesie $\sigma_{ct} = 1300$ kPa $< f_{ctm} = 3500$ kPa. Zarysowanie od efektów termicznych w części krawędziowej sekcji wtórnej nie nastąpi.



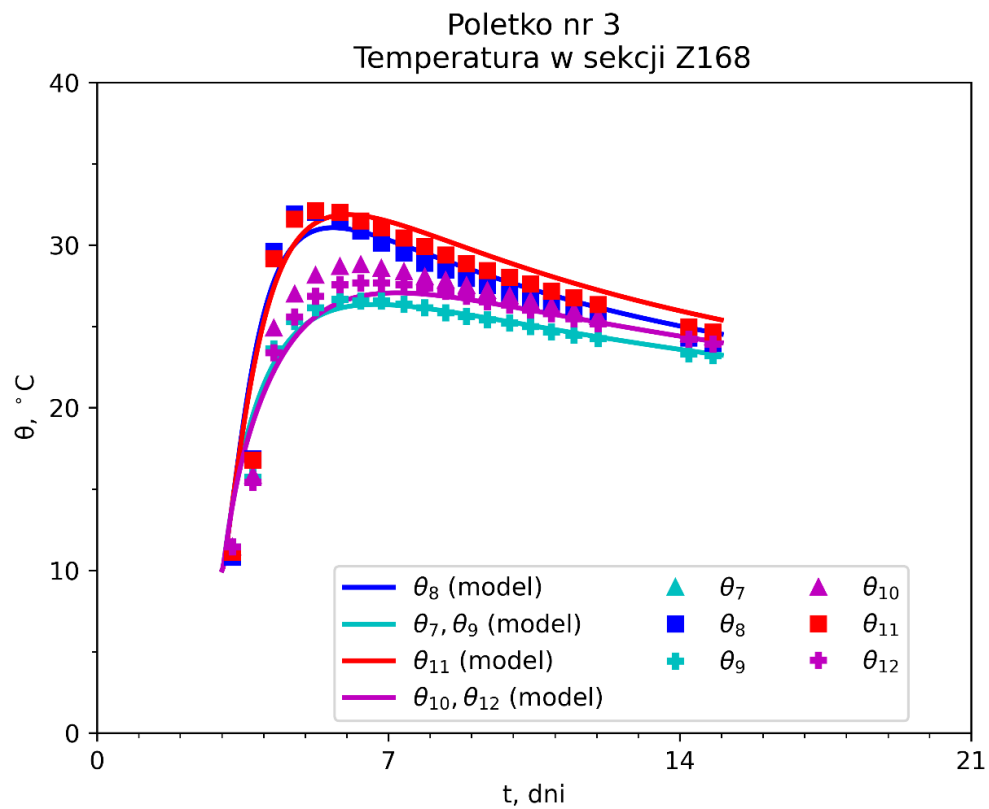
Rys. 8.11 Porównanie wyników odkształceń i przewidywań modelu - poletko nr 3

8.4 Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 3

W przypadku poletka nr 3 przeanalizowano sekcję pierwotną oraz wtórną. Na rys. 8.12 i rys. 8.13 przedstawiono uzyskane w modelu numerycznym wykresy rozwoju wartości temperatury w czasie wraz z wykresami rzeczywistych wartości temperatur uzyskanych w pomiarach prowadzonych na poletku badawczym. Znaczniki reprezentują wartości rzeczywistej temperatury czujników 1-12 ($\theta_1 - \theta_{12}$). Linie ciągłe pokazują przewidywane wartości temperatury modelu termicznego dla punktów odpowiadających lokalizacji rzeczywistych czujników ($\theta_1(\text{model}) - \theta_{12}(\text{model})$)



Rys. 8.12 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 3 sekcja pierwotna

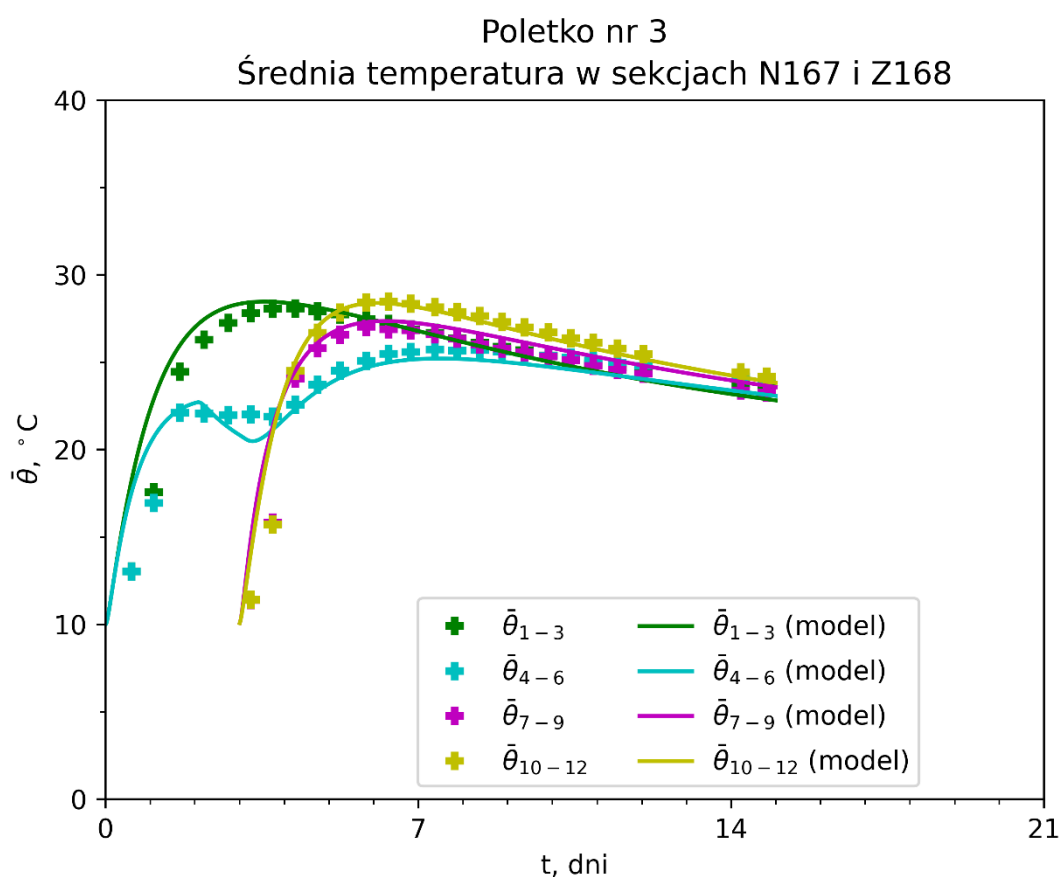


Rys. 8.13 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 3 sekcja wtórna

Uzyskano zgodność wyników pomiarów z przewidywaniami modelu, rozbieżność w oszacowaniu temperatur wynosi 2 °C dla temperatury maksymalnej przy zgodnym czasie osiągnięcia maksymalnej temperatury dla sekcji pierwotnej i różnicy 24h dla sekcji wtórnej.

Porównanie wyznaczonej z pomiarów wartości temperatury średniej $\bar{\theta}$ i przewidywania modelu pokazano na rys. 8.14. Dane te wykorzystano w modelu mechanicznym do wyznaczenia przemieszczeń, odkształceń i sił wewnętrznych w badanych sekcjach na skutek oddziaływań termicznych.

Przedstawiono wyznaczoną średnią temperaturę sekcji oddzielnie $\bar{\theta}_{1-3}$ dla czujników 1-3, $\bar{\theta}_{4-6}$ dla czujników 4-6, $\bar{\theta}_{7-9}$ dla czujników 7-9 i $\bar{\theta}_{10-12}$ dla czujników 10-12 oraz przewidywanie modelu mechanicznego dla średniej temperatury w obszarach, gdzie umieszczono grupy czujników (1-3 i 4-6 dla części centralnej, 7-9 i 10-12 dla części krawędziowych odpowiednio sekcji pierwotnej i wtórnej) $\bar{\theta}(\text{model})$,



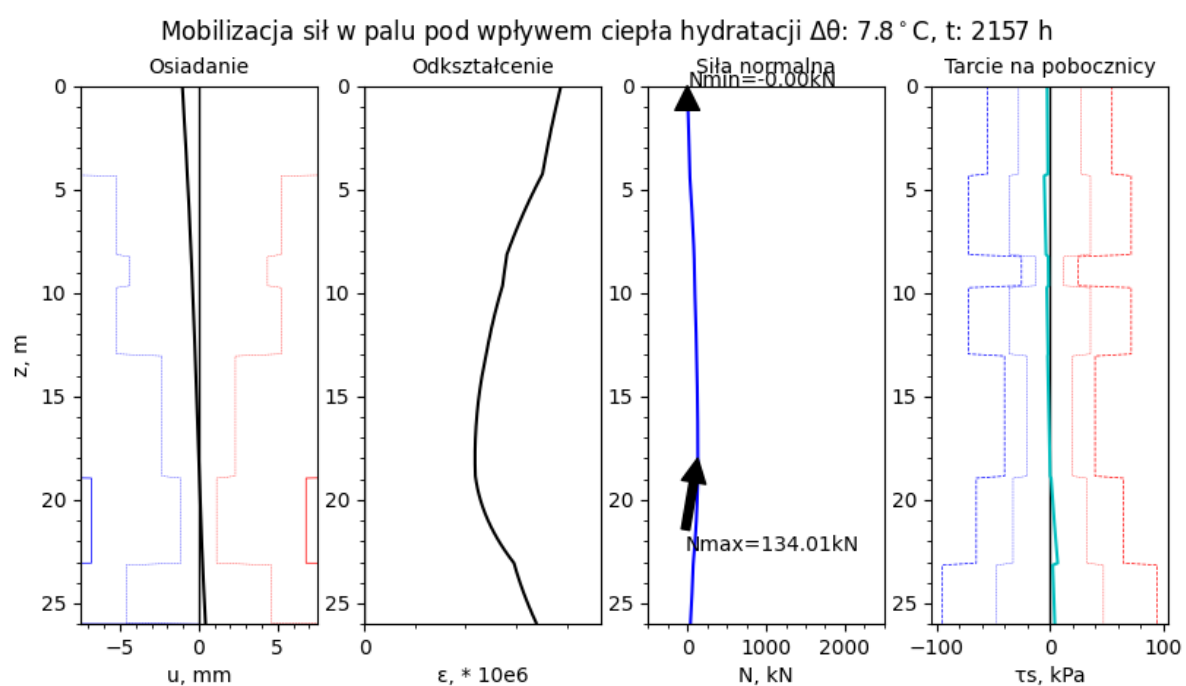
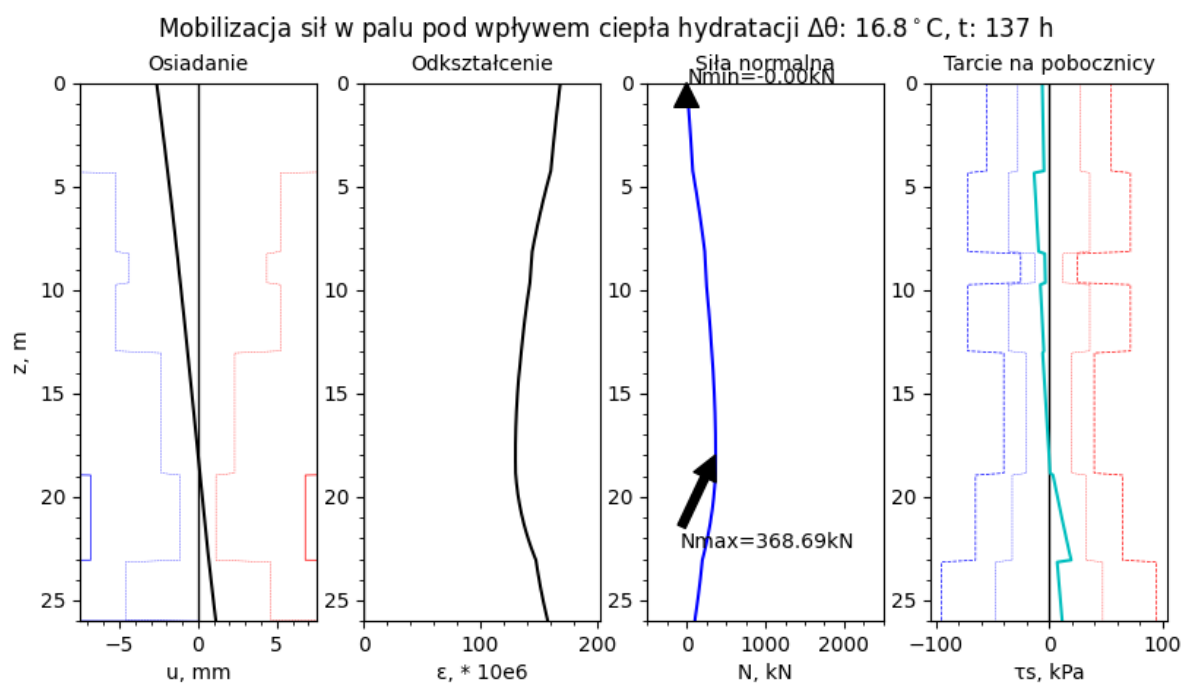
Rys. 8.14 Porównanie temperatury średniej uzyskanej z pomiarów i przewidywań modelu - poletko nr 3

Zgodność wyników odkształceń uzyskano przyjmując jednostkowe graniczne opory podstawy q_b i poboczniczy q_s wg tab. 8.3 poniżej. W nawiasie podano obniżony moduł do głębokości 4 m dla warstwy Vb, odwzorowujący efekt osłabienia przypowierzchniowego.

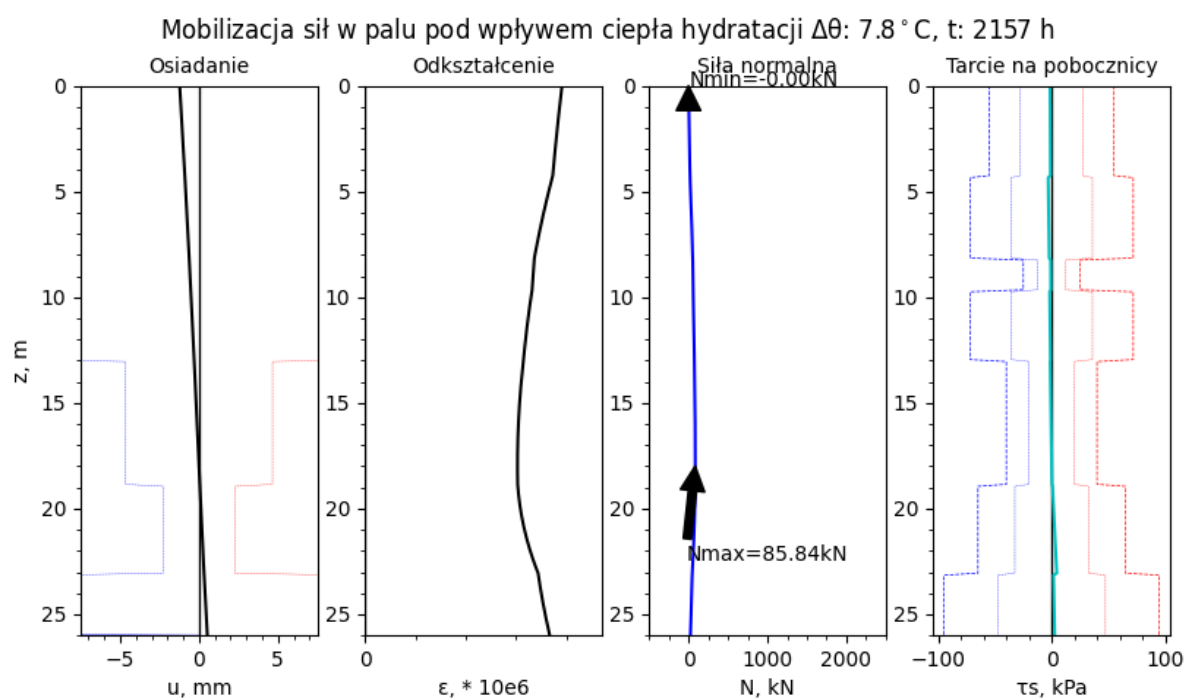
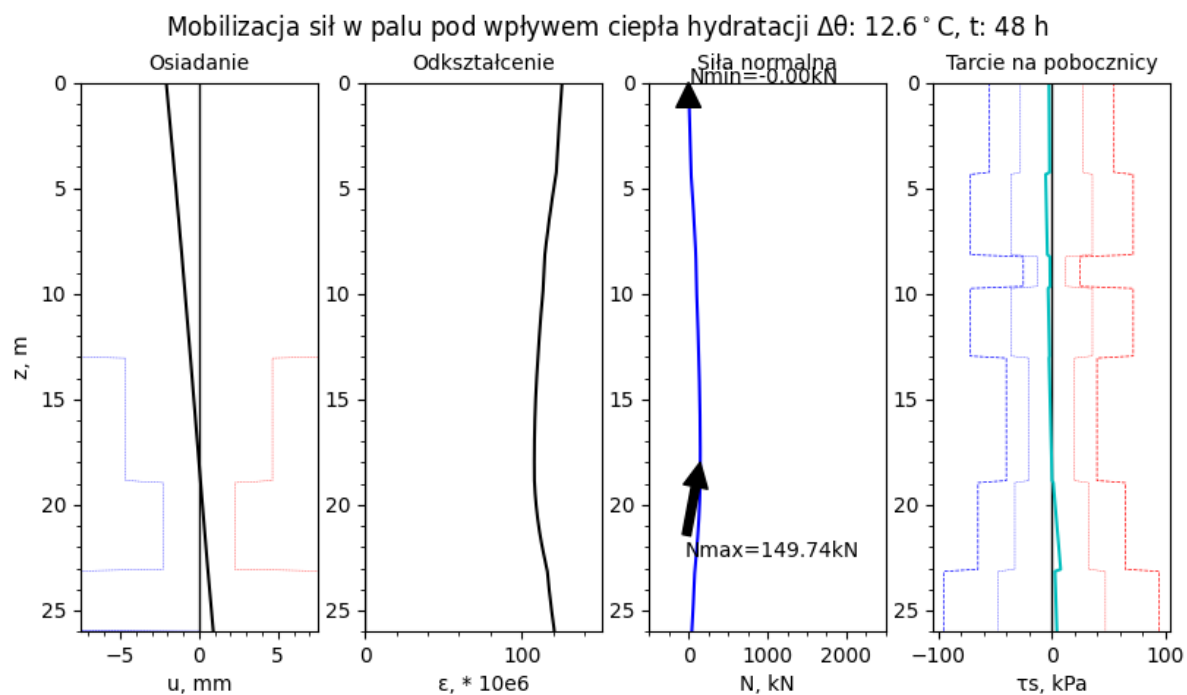
Tab. 8.3 Parametry gruntów przyjęte w modelu mechanicznym - poletko nr 3

Warstwa	Rodzaj gruntu	I_D/I_L	q_b (kPa)	q_s (kPa)	E_{oed} (MPa)
Vb	Piaski drobne i średnie (wodno- lodowcowe)	0,60	-	70	(12)/35
Vc		0,75	4650	95	55
IIa	Torfy	-	-	25	3
IIb	Torfy				
IIc	Namuły				
IIIc	Gytie eemskie (jeziorne)		-	40	9
VIId	Gliny (lodowcowe)	0,00	-	65	30

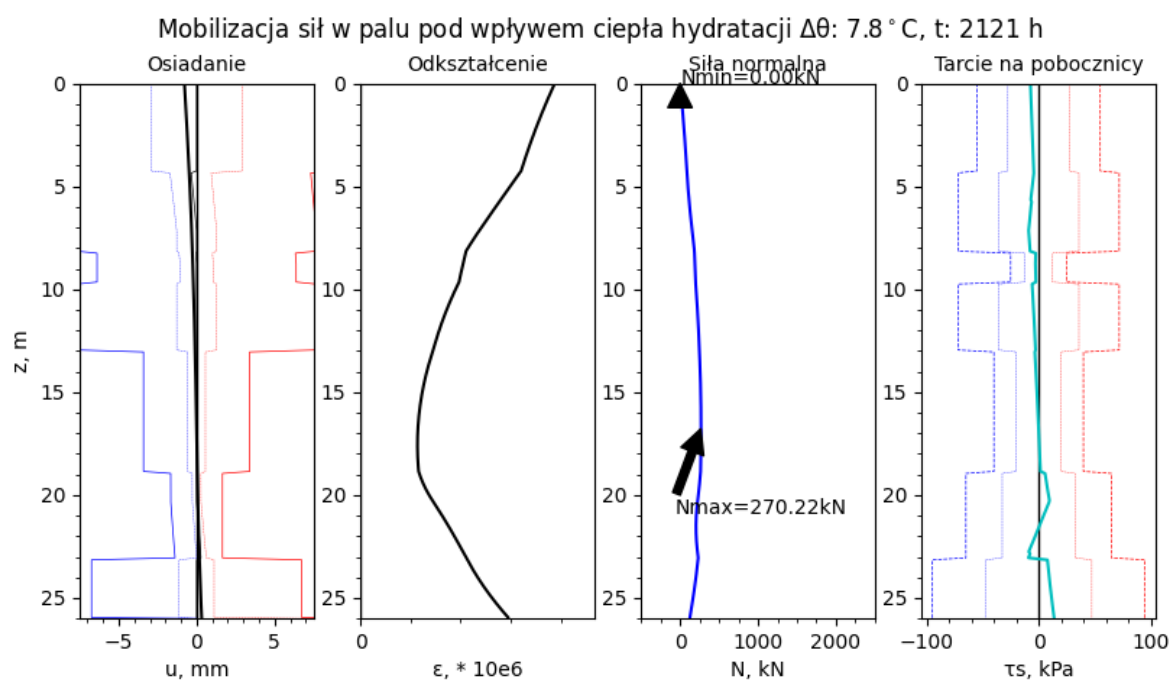
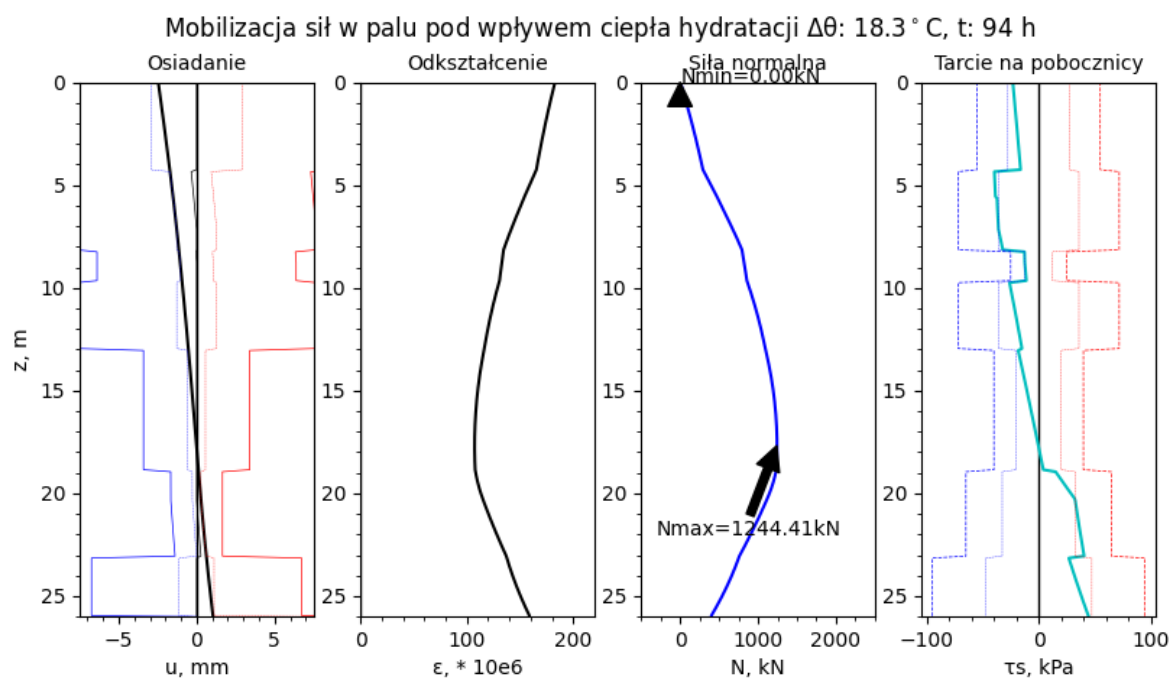
Na rys. 8.15, rys. 8.16, rys. 8.17 i rys. 8.18 przedstawiono wyniki z modelu mechanicznego w momencie uzyskania maksymalnej temperatury i w ostatnim kroku obliczeniowym dla sekcji pierwotnej i wtórnej, z uwzględnieniem różnych warunków kontaktu tj. kontaktu z gruntem lub wpływu sekcji sąsiedniej.



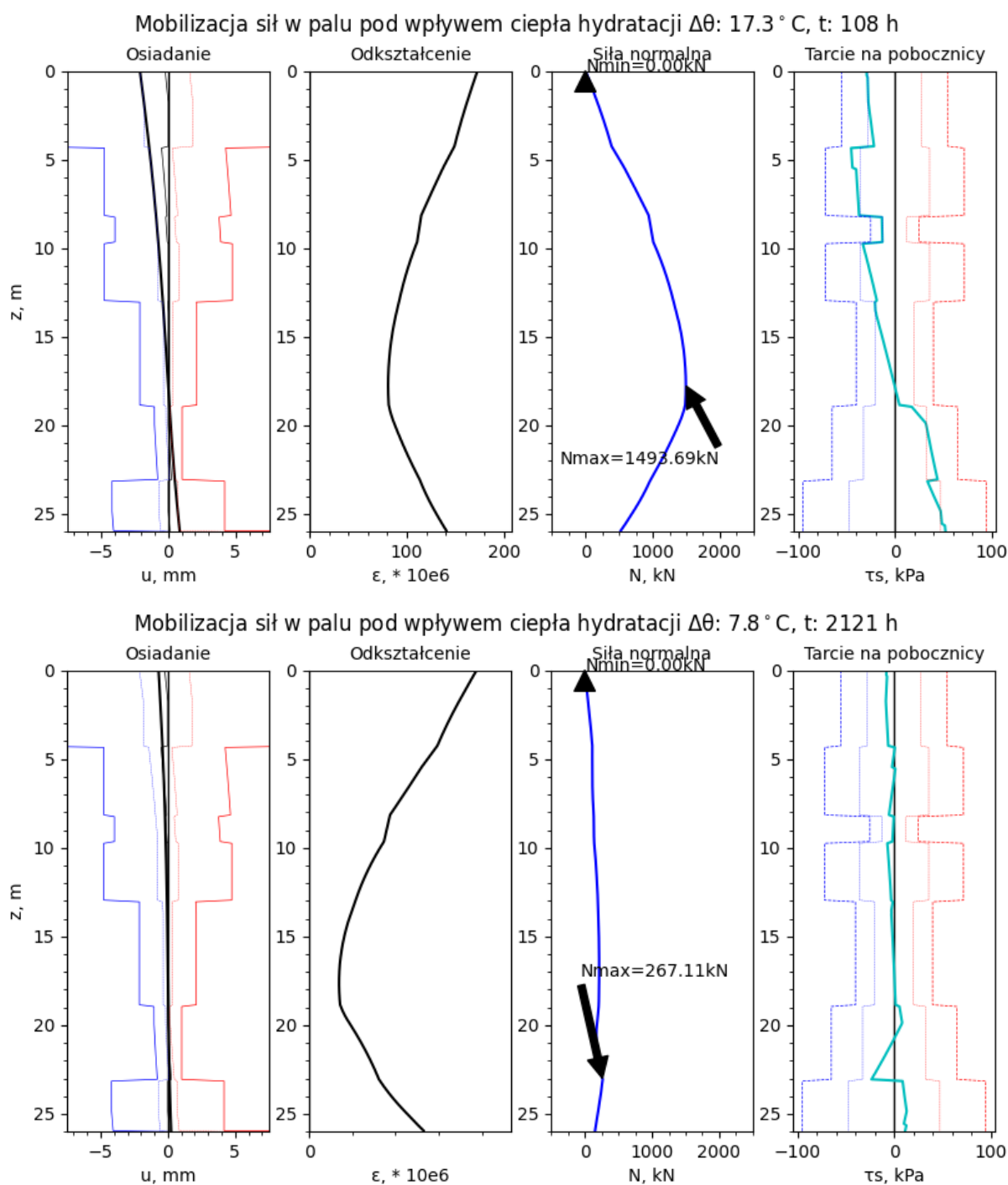
Rys. 8.15 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla sekcji pierwotnej (czujniki 1-3)



Rys. 8.16 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji pierwotnej (czujniki 4-6)



Rys. 8.17 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla styku sekcji wtórnej (czujniki 7-9)



Rys. 8.18 Wyniki obliczeń modelu mechanicznego dla sekcji wtórnej (czujniki 10-12)

Wygenerowana została siła ściskająca rzędu 370 kN w przypadku sekcji pierwotnej i 1500 kN w przypadku sekcji wtórnej, co potwierdza możliwość generowania znacznych sił w głębokich fundamentach na skutek oddziaływań termicznych. W przekrojach blisko styku sekcji mobilizowane siły są mniejsze niż w centralnej części sekcji – o 55% w przypadku sekcji pierwotnej i 16% w przypadku sekcji wtórnej. W przypadku sekcji pierwotnej zmniejszenie sił

należy przypisywać osłabieniu kontaktu z gruntem i niższej temperaturze na krawędzi sekcji, natomiast w przypadku sekcji wtórnej przyczyną niewielkiego spadku siły jest niższa temperatura, ponieważ warunki kontaktu od początku wiązania są dobre, typu beton-beton.

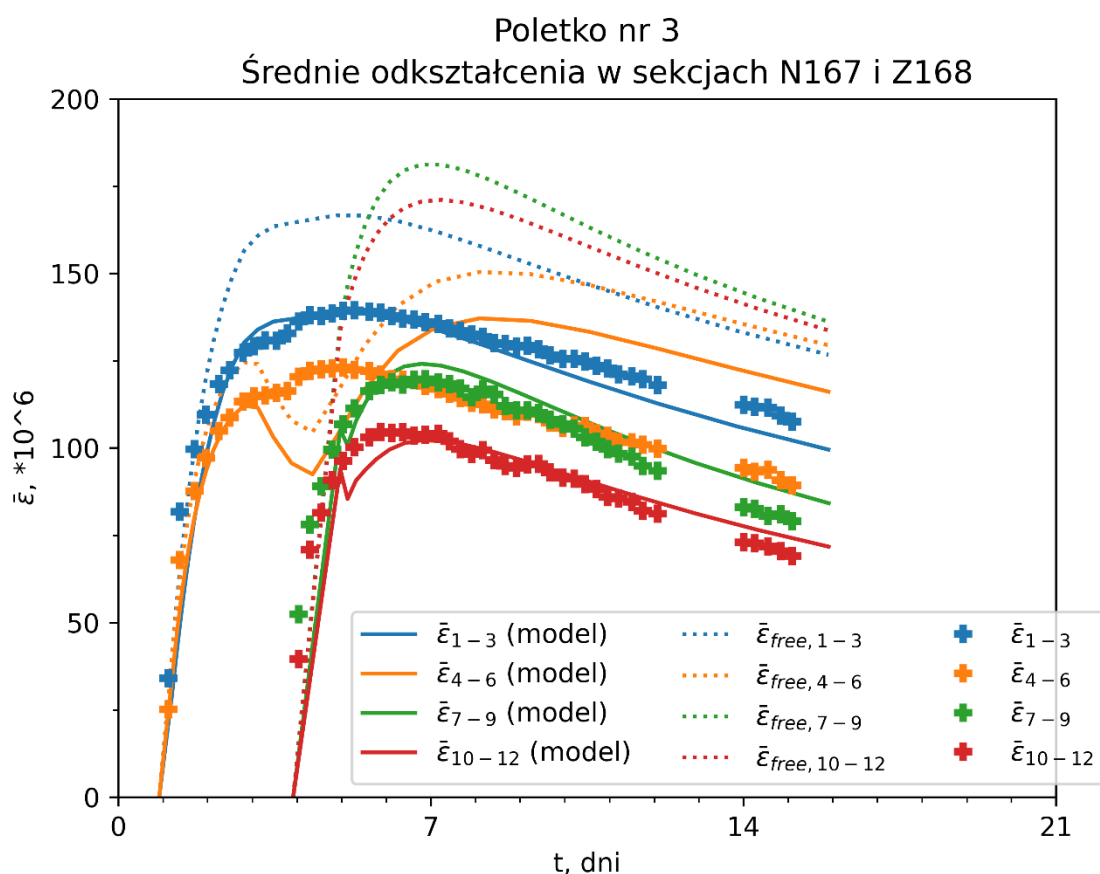
Na rys. 8.19 przedstawiono porównanie pomiarów odkształceń i wyników uzyskanych w modelu. Jako poziom odniesienia naniesiono wartość swobodnego odkształcenia termicznego $\bar{\epsilon}_{\text{free}}$. Uzyskano zgodność odkształceń dla sekcji wtórnej, stosując współczynnik korekcyjny do sztywności pobocznic o wartości 6,6. Jest to wartość obrazująca wzrost uśrednionej sztywności otoczenia na skutek tarcia pomiędzy sekcjami wtórną i pierwotną. Uzyskano zgodność dla sekcji pierwotnej w okresie przed rozpoczęciem głębinienia sekcji wtórnej. Analogicznie jak dla poletka nr 2 widać efekt osłabienia kontaktu na pobocznicach na skutek rozpoczęcia głębinienia, co skutkuje wzrostem odkształceń mimo spadku temperatury, co należy interpretować jako spadek odkształceń wymuszonych. Przeciwnie niż w przypadku poletka nr 2 nie ma widocznego efektu wydłużenia w sekcji pierwotnej na skutek rozszerzania sekcji wtórnej, mimo wzrostu temperatury w sekcji wtórnej. Może to być spowodowane gorszą jakością styku lub zanieczyszczeniem bentonitem, co powoduje gorsze przekazywanie sił w styku. łączny wpływ ograniczenia swobody odkształceń i reologii dla sekcji pierwotnej wynosi $40 \mu\epsilon$ (czujniki 1-3) i $20 \mu\epsilon$ (czujniki 4-6), a dla sekcji wtórnej $60 \mu\epsilon$ (czujniki 7-9) oraz $70 \mu\epsilon$ (czujniki 10-12).

W momencie wystąpienia maksymalnej temperatury $\bar{\theta}_{\text{max}} = 30,4^\circ\text{C}$ siła ściskająca w sekcji pierwotnej wyniosła 369 kN, Po upływie $t = 90$ dni siły ściskające w sekcji wyniosły 134 kN, Spadek temperatury θ_{drop} podczas fazy schłodzenia wynosi $12,7^\circ\text{C}$. Na skutek spadku temperatury zmiana ekstremalnego naprężenia wyniosła $\Delta\sigma = 155 \text{ kPa}$. Pozwala to wyznaczyć uśredniony współczynnik stopnia ograniczenia odkształceń sekcji pierwotnej $R_{\text{ax}} = 0,04$ według równania (8.1).

Na tej podstawie obliczono, że dalsza dyssypacja ciepła spowoduje spadek naprężeń ściskających o $\Delta\sigma = 100 \text{ kPa}$. Na tej podstawie stwierdzono, że w przypadku poletka nr 3 rezydualne naprężenie rozciągające wyniesie $\sigma_{\text{ct}} = 10 \text{ kPa}$, a zarysowanie od efektów termicznych w sekcji pierwotnej nie nastąpi.

W momencie wystąpienia maksymalnej temperatury $\bar{\theta}_{\max} = 28,5^{\circ}\text{C}$ siła ściskająca w części sekcji wtórnej wyniosła 1494 kN, Po upływie $t = 90$ dni siły ściskające w sekcji wyniosły 267 kN, Spadek temperatury θ_{drop} podczas fazy schłodzenia wynosi $10,6^{\circ}\text{C}$. Na skutek spadku temperatury zmiana ekstremalnego naprężenia wyniosła $\Delta\sigma = 820$ kPa. Pozwala to wyznaczyć uśredniony współczynnik stopnia ograniczenia odkształceń sekcji wtórnej $R_{\text{ax}}=0,26$ według równania (8.1).

Na tej podstawie obliczono, że dalsza dyssypacja ciepła spowoduje spadek naprężeń ściskających o $\Delta\sigma = 650$ kPa. Na tej podstawie stwierdzono, że w przypadku poletka nr 3 rezydualne naprężenie rozciągające wyniesie $\sigma_{\text{ct}} = 470$ kPa $\ll f_{\text{ctm}} = 3500$ kPa. Zarysowanie od efektów termicznych w sekcji wtórnej nie nastąpi.

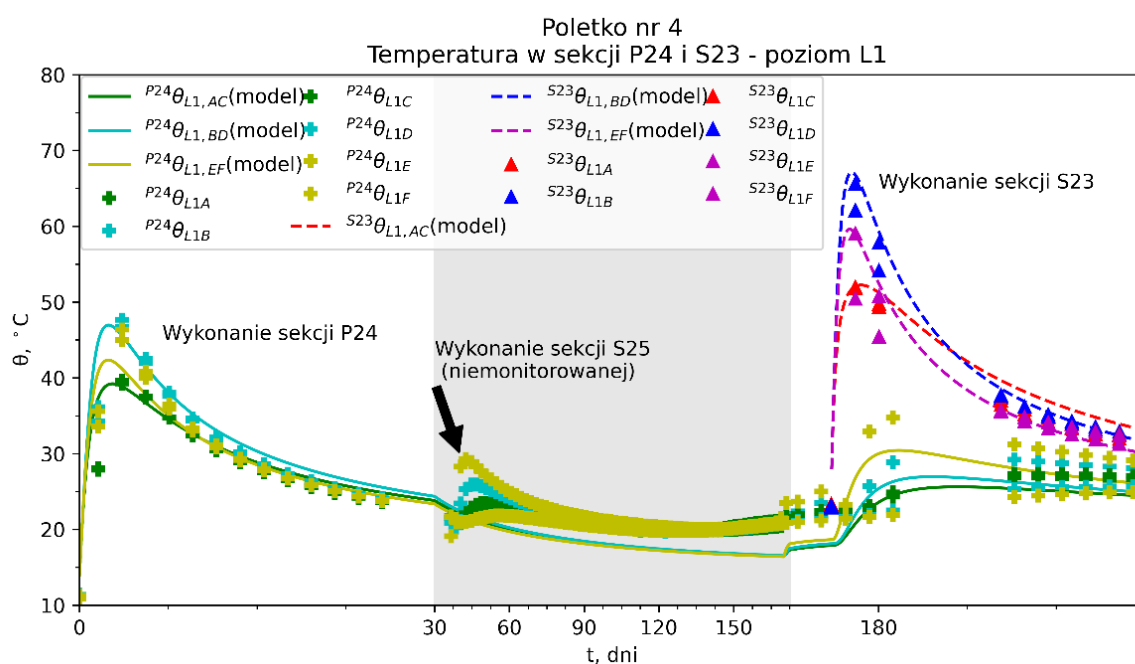


Rys. 8.19 Porównanie wyników odkształceń i przewidywań modelu - poletko nr 3

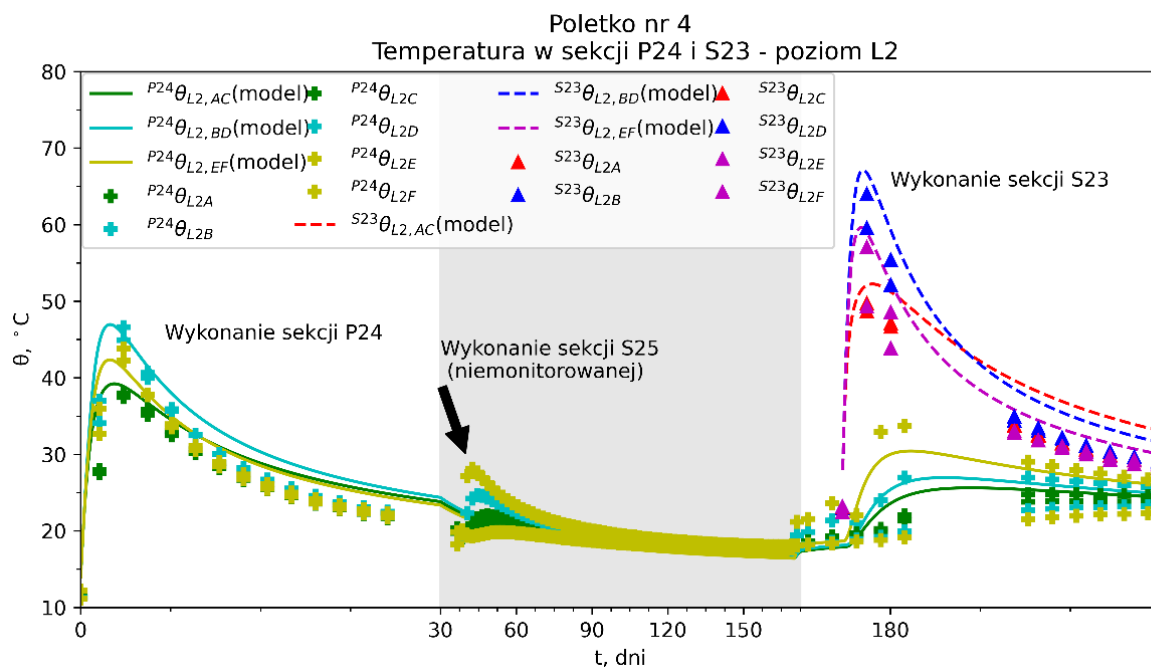
8.5 Porównanie wyników eksperymentalnych z wynikami modeli obliczeniowych - poletko nr 4

W przypadku poletka nr 4 przeanalizowano sekcję pierwotną P24 oraz wtórną S23. Przed wykonaniem sekcji S23 została wykonana sekcja S25, co znajduje odzwierciedlenie w wynikach w postaci lokalnych ekstremów temperatur, w szczególności dla czujników znajdujących się bliżej sekcji S25, ale nie jest ujęte w analizie ze względu na zastosowaną symetrię modelu. Wyniki przedstawiono na rys. 8.20 do rys. 8.24.

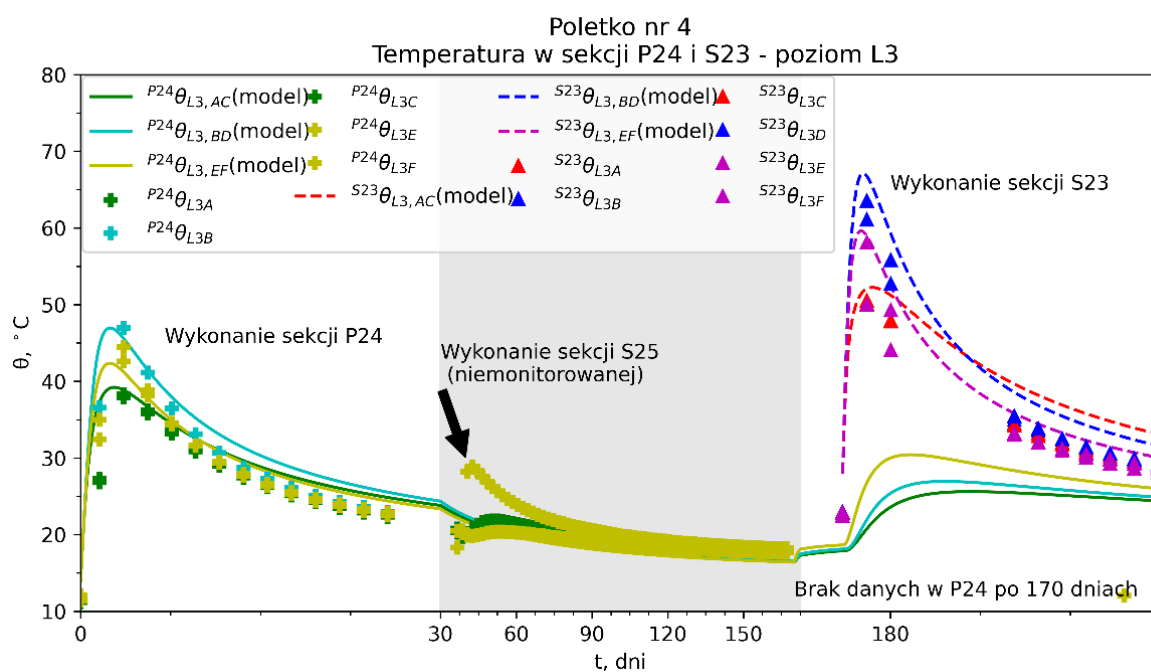
Uzyskano zgodność wyników własnych badań eksperymentalnych z wynikami uzyskanymi w modelu numerycznym zjawiska mimo zmienności warunków od słabych warstw spoistych przez skonsolidowane grunty spoiste po miękkie skały (kredę) na długości ściany sięgającej ponad 70 m. Świadczy to o ograniczonym wpływie zmienności parametrów termicznych gruntu na rozwój i dyssypację ciepła ze ściany do gruntu. Osiągnięto zgodność temperatur do 5 °C, za wyjątkiem wpływu pominiętej w analizie nieopomiarowanej sekcji S25.



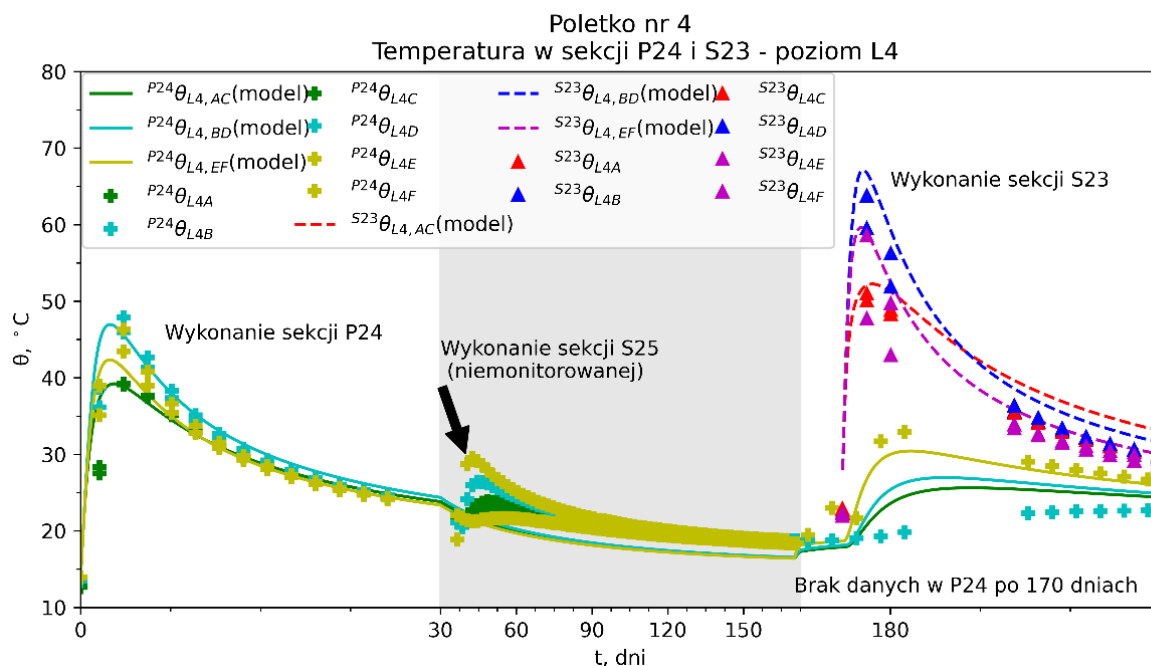
Rys. 8.20 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L1



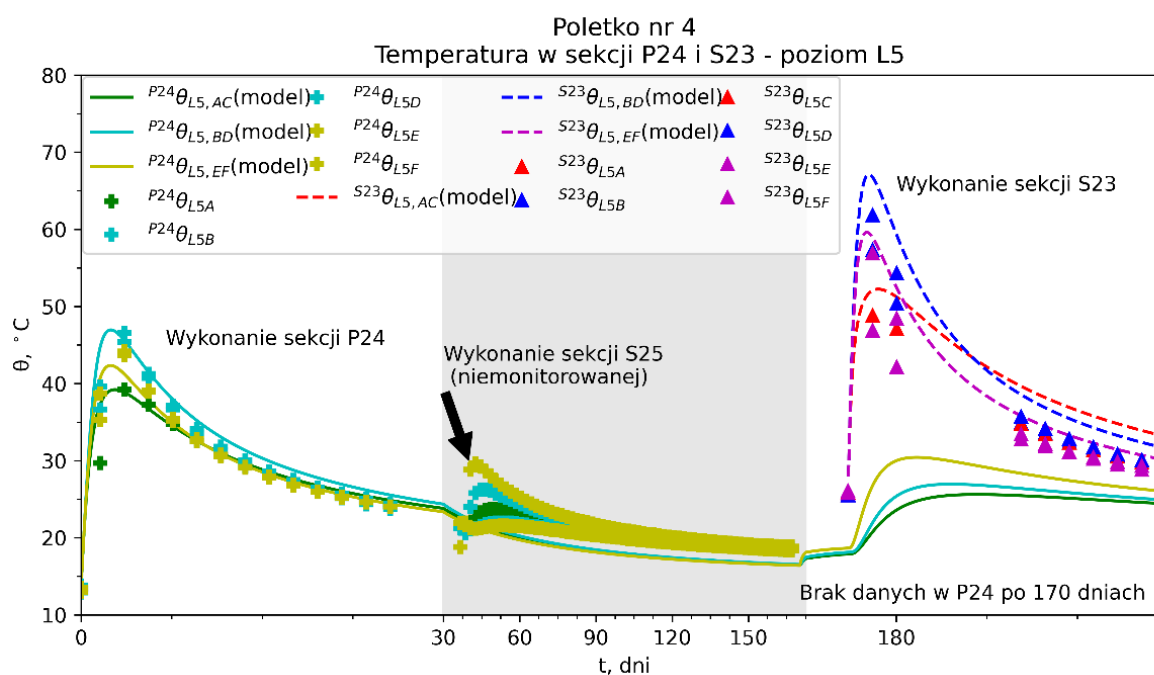
Rys. 8.21 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L2



Rys. 8.22 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L3



Rys. 8.23 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L4

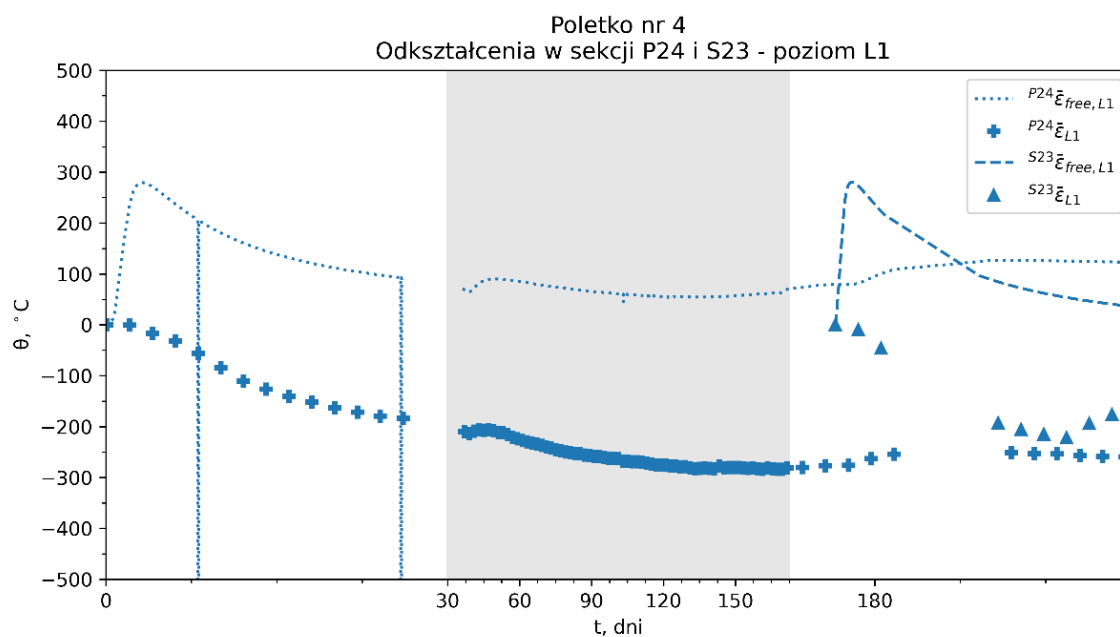


Rys. 8.24 Porównanie wyników pomiarów temperatury z przewidywaniem modelu - poletko nr 4 P24/S23 L5

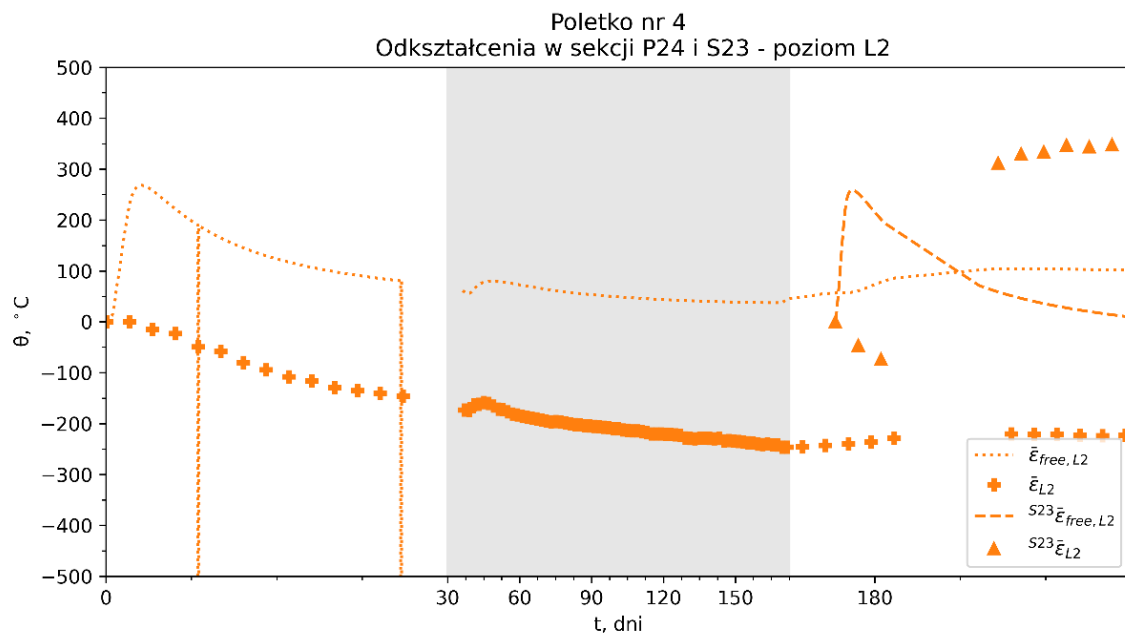
Przeanalizowano wartości odkształceń uzyskane z czujników strunowych. Pomiary wykazały nieoczekiwane skrócenie czujnika podczas fazy ogrzania. Takie zjawisko jest niemożliwe do wyjaśnienia bez udziału obciążenia zewnętrznego, którego nie było na etapie

wiązania sekcji. Na rys. 8.25, rys. 8.26 i rys. 8.27 przedstawiono wyniki średniego odkształcenia dla poziomów L1, L2 i L4. Uszkodzenia czujników w poziomach L3 i L5 spowodowały, że nie dało się wyznaczyć wiarygodnej wartości średniej.

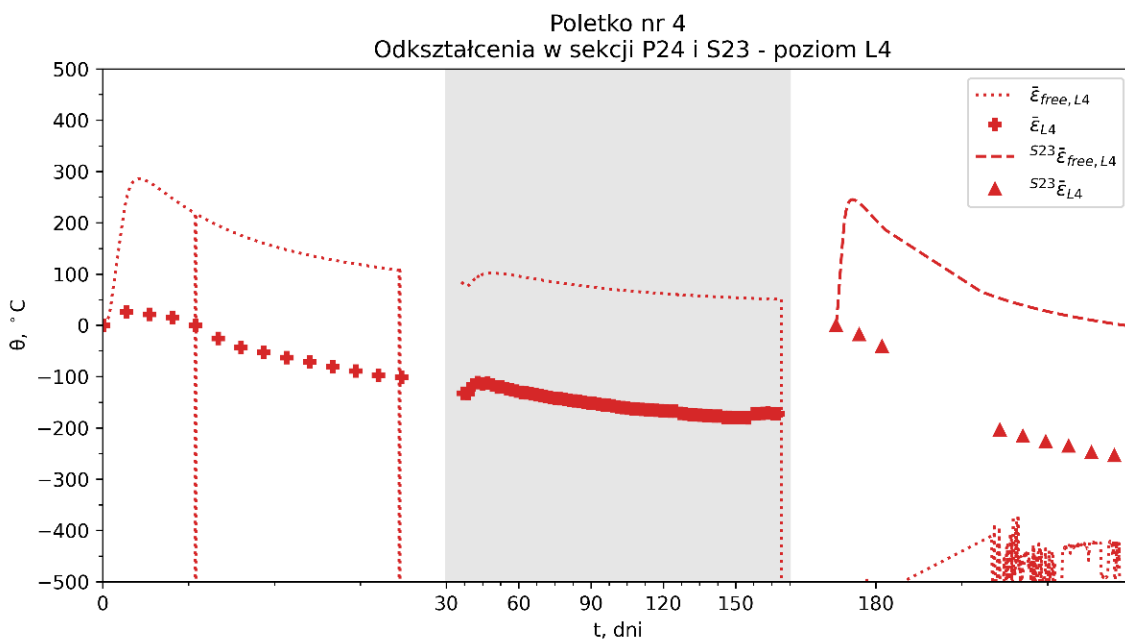
Stwierdzono, że pomiar należy uznać za nieprawidłowy i wynikający z konstrukcji samego czujnika. Na poletkach nr 1 – nr 3 stosowano czujniki strunowe o długościach 15,6 – 16,5 cm, zakończone talerzykami, instalowane pomiędzy prętami głównymi i strzemionami, a więc w optymalnym miejscu do rejestrowania odkształceń młodego betonu. Na poletku nr 4 zastosowano czujniki w tzw. prętach siostrzanych (ang. *sister bars*). Część pomiarowa wynosiła 50 mm, ale cały pręt miał długość 900 mm i średnicę 16 mm, nie posiadał też talerzyków. Powoduje to dużą różnicę sztywności pomiędzy czujnikiem a młodym betonem, którego niska początkowa wytrzymałość nie umożliwia przekazania obciążenia na czujnik. Tym samym, do momentu uzyskania wystarczającej wytrzymałości, wielkości rejestrowane przez czujnik nie odzwierciedlają odkształceń młodego betonu.



Rys. 8.25 Wyniki pomiarów odkształcenia- średnie odkształcenie - poletko nr 4 P24/S23 L1



Rys. 8.26 Wyniki pomiarów odkształcenia- średnie odkształcenie - poletko nr 4 P24/S23 L2



Rys. 8.27 Wyniki pomiarów odkształcenia- średnie odkształcenie - poletko nr 4 P24/S23 L4

Od momentu osiągnięcia przez beton maksymalnej temperatury wartości odkształceń zaczynają co do charakteru odpowiadać odkształceniom swobodnym. Może to oznaczać, że o ile rozszerzanie czujnika było ograniczone, to jego skrócenie jest swobodne- może to świadczyć o zerwaniu przyczepności z betonem na skutek zbyt dużej różnicy sztywności w okresie ogrzania. Z powyższych powodów pomiary odkształceń dla poletka nr 4 pominięto w analizie.

8.6 Analiza wpływu parametrów wiodących na ryzyko zarysowania

W celu zidentyfikowania potencjalnych obszarów ryzyka wystąpienia zarysowania na skutek oddziaływań termiczno-skurczowych przeprowadzono analizę dla kombinacji następujących parametrów wiodących:

- 1) Grubość ściany e – 0,5 m, 1,0 m, 1,5 m
- 2) Skład spoiwa K+S 400 kg/m³ (K - klinkier portlandzki, S - żużel wielkopiecowy)
K=100%, K=35%, K=15%
- 3) Temperatura początkowa mieszanki θ_0 - 10 °C, 20 °C, 30 °C
- 4) Głębokość ściany L – 25 m, 50 m, 75 m
- 5) Moduł edometryczny gruntu (podłoże nieuwarstwione) E_{oed}
25 MPa (gr. spoisty), 50 MPa (gr. niespoisty), 100 MPa (gr. niespoisty)

Wyniki przedstawiono dla sekcji pierwotnych (P) i wtórnych (S) przyjmując, że współczynnik usztywnienia sekcji wtórnej wynosi 5.

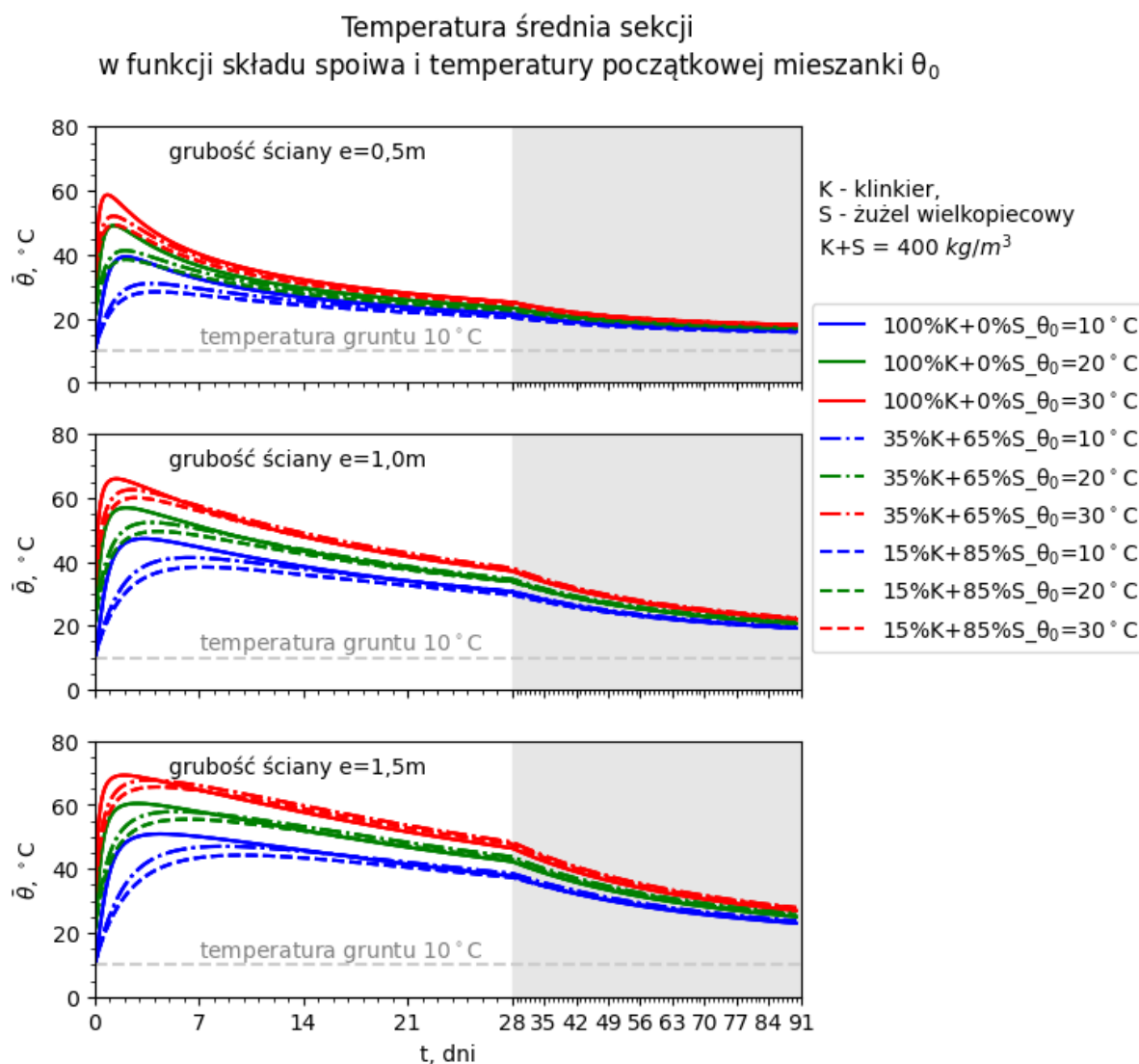
Analizowane grubości ścian szczelinowych od 0,5 m do 1,5 m reprezentują typowe gabaryty głębokich fundamentów realizowanych w Polsce i Europie Zachodniej. Analogicznie, głębokości ścian w analizie dobrano tak, aby pokazać wielkość efektów termicznych w ścianach średniej głębokości (25 m), głębokich (50 m) i bardzo głębokich (75 m). Aktualny rekord głębokości w Polsce wynosi 60 m dla ścian o grubości 1,0 m głębokości na budowie stacji metra C18 „Trocka” w Warszawie.

Wybór analizowanych składów spoiwa ma na celu odzwierciedlenie przypadków zastosowania mieszanek betonowych zgodnych z normą PN-EN 206 [92] (400 kg/m³) na bazie cementu CEM I (100% klinkieru), CEM III/A (35% klinkieru i 65% żużla wielkopiecowego) oraz cementu o bardzo niskim cieple hydratacji VLH CEM III/C (15% klinkieru i 85% żużla wielkopiecowego).

Analizowane przypadki temperatury wbudowywanej mieszanki mają za zadanie obrazować zmienność sezonową warunków prowadzenia robót. 10 °C jest temperaturą podgrzewanej mieszanki, często spotykaną zimą, 20 °C obrazuje warunki umiarkowane wiosenno-jesienne, a 30 °C reprezentuje betonowanie latem podczas długotrwałych dni upalnych.

Przyjęte w kombinacjach moduły edometryczne podłoża gruntowego nieuwarstwionego mają za zadanie reprezentowanie uśrednionych parametrów podłoża z gruntów spoistych lub niespoistych od 25 MPa do 100 MPa. Nie uwzględniano wielkości modułów odpowiadających skałom. W analizie uwzględnia się efekt osłabienia przypowierzchniowego.

Przeprowadzono obliczenia dla 486 kombinacji parametrów wiodących dla okresu $t = 90$ dni. Poniżej na rys. 8.28 przedstawiono wyniki rozwoju temperatury.



Rys. 8.28 Temperatura średnia sekcji w funkcji grubości ściany, składu spoiwa i temperatury początkowej mieszanki betonowej

Na powyższym wykresie można zauważyć, że po 90 dniach temperatura dla każdego typu spoiwa i każdej temperatury początkowej jest zbliżona. Równowaga termiczna nie została osiągnięta dla żadnej z analizowanych grubości ścian. Spadek temperatury potrzebny

do uzyskania temperatury otoczenia to 8 °C dla ściany o grubości 0,5 m, 10 °C dla ściany o grubości 1,0 m i 15 °C dla ściany o grubości 1,5 m.

Na rys. 8.29 - rys. 8.37 przedstawiono wyniki rozwoju naprężeń w analizowanych przypadkach obliczeniowych. Na wykresy naniesiono przyrost średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie f_{ctm} i charakterystycznej wytrzymałości betonu na rozciąganie $f_{ctk} = f_{ctk,0,05}$ dla betonu C40/50 jako reprezentatywnego dla betonów do specjalnych robót geotechnicznych. Znajduje to potwierdzenie w badaniach na próbkach pobranych ze świeżej mieszanki i dojrzewających w warunkach laboratoryjnych. W niniejszej pracy jako poziom referencyjny przyjmuje się wartości projektowe wytrzymałości, należy jednak pamiętać, że rzeczywiste próbki rdzeniowe pobrane z konstrukcji będą miały przeważnie niższe wytrzymałości niż uzyskane w laboratorium, na skutek niekorzystnego wpływu technologii betonowania, braku wibrowania mieszanki i warunków in-situ.

Załącznik D nowej generacji Eurokodu 2 [90] zawiera rekomendacje dotyczące oceny zarysowania na skutek ograniczenia swobody odkształceń. Wprowadzono parametr liczbowy nazwany ryzykiem zarysowania R_{cr} oraz jego wartość dopuszczalną $R_{ea,cr}$ (8.2).

$$R_{cr}(t) = \frac{\sigma_{ct}(t)}{0,8f_{ct,eff}(t)} < R_{ea,cr} \quad (8.2)$$

W praktycznym zastosowaniu można przyjąć $f_{ct,eff}(t) = f_{ctm}(t)$. Interpretacją powyższego równania jest, że zarysowanie wystąpi przy naprężeniu $\sigma_{ct} = 0,8 \cdot R_{ea,cr} \cdot f_{ctm}(t)$. Wartość 0,8 uwzględnia niekorzystne efekty wynikające z długotrwałego obciążenia, a $R_{ea,cr}$ może być dostosowana do oczekiwanego poziomu ryzyka (wartość domyślna 1,0).

W niniejszej pracy zaproponowano odmienne podejście wykorzystujące dwie granice, $f_{ctm}(t)$ oraz $f_{ctk}(t)$, ponieważ odpowiadają one określonym udziałom populacji niespełniającej deklarowanej wytrzymałości – odpowiednio wartości średniej oraz dolnemu percentylowi 5%. Ponieważ liczbowo odpowiadają one dopuszczalnym naprężeniom $\sigma_{ct} = 1,0 \cdot R_{ea,cr} \cdot f_{ctm}(t)$ (górna krzywa) oraz $\sigma_{ct} = 0,7 \cdot R_{ea,cr} \cdot f_{ctm}(t)$ (dolna krzywa), proponuje się podejście umożliwiające ich interpretację jako dwóch poziomów bezpieczeństwa. Dolna krzywa może być wykorzystana jako bardziej konserwatywna względem EC2 wartość graniczna dla fazy eksploatacji, uwzględniająca dodatkowo część ryzyka związanego ze zmiennością wytrzymałości materiału. Górna krzywa może natomiast stanowić wartość graniczną dla przypadków o ograniczonym

wpływie obciążeń długotrwałych, np. gdy decydująca faza oddziaływań występuje w okresie budowy, a w eksploatacji naprężenia rozciągające ulegają redukcji. Takie podejście może stanowić alternatywę dla EC2, gdzie zmienność parametrów wytrzymałościowych jest ujęta pośrednio, a długotrwały wpływ naprężeń rezydualnych jest przyjmowany w sposób stały. W przypadku fundamentów nie jest to zawsze oczywiste, ponieważ faza krytyczna może występować w okresie budowy, a nie w fazie eksploatacji, co prowadzi do odmiennej oceny ryzyka zarysowania.

Wyniki znajdujące się poniżej wartości $f_{ctk}(t)$ można traktować jako odpowiadające niskiemu prawdopodobieństwu zarysowania termicznego, przy czym mogą one wspomagać propagację rys wywołanych obciążeniami zewnętrznymi. Przekroczenie wartości charakterystycznej $f_{ctk}(t)$ w analizowanym okresie ($t = 90$ dni) można interpretować jako stan umiarkowanego prawdopodobieństwa zarysowania, zwłaszcza po osiągnięciu równowagi termicznej i przy utrzymaniu poziomu naprężeń rezydualnych. Przekroczenie średniej wartości wytrzymałości na rozciąganie $f_{ctm}(t)$ należy traktować jako stan o wysokim prawdopodobieństwie powstania rys, w tym również w fazie długotrwałej.

Sekcje pierwotne charakteryzują się znacznie niższym ryzykiem wystąpienia zarysowania z powodu mniejszego niż w sekcjach wtórnych ograniczenia swobody odkształceń wywoływanego przez otaczający grunt. Dla przebadanych sekcji z poletek próbnych nr 1-3 wyznaczono współczynniki ograniczenia swobody odkształceń w zakresie $R_{ax} = 0,04 - 0,10$. Można przyjąć, że sekcje pierwotne są w niewielkim stopniu zagrożone zarysowaniem na skutek efektów termiczno-skurczowych. Dla sekcji wtórnych współczynniki ograniczenia swobody odkształceń zawierały się w przedziale $R_{ax} = 0,21 - 0,47$. Efekt ograniczenia swobody odkształceń widać również w wartościach naprężeń, które są kilkukrotnie wyższe niż w analogicznych sekcjach pierwotnych.

Można zauważyć, że mimo podobnych temperatur w czasie $t = 90$ dni, wartości naprężeń rezydualnych znacznie się od siebie różnią, przy czym większe naprężenia występują w tych przypadkach, w których osiągnięto wyższą temperaturę maksymalną i wystąpił większy spadek temperatury. Gdy reakcja hydratacji zachodzi szybciej (więcej klinkieru i wyższa temperatura początkowa mieszanki (θ_0), spadają maksymalne naprężenia ściskające w fazie ogrzania i wzrastają rezydualne naprężenia rozciągające. Przyczyną może być niższy moduł sprężystości

betonu (na skutek niższego końcowego stopnia hydratacji przy większej zawartości klinkieru) oraz szybsze rozpoczęcie fazy schładzania i bardziej intensywna dyssypacja ciepła (z uwagi na większy gradient temperatury).

Temperatura początkowa mieszanki ma istotny wpływ na wartości naprężeń. W analizowanych przypadkach z temperaturą mieszanki $\theta_0 = 30\text{ }^{\circ}\text{C}$ najczęściej wartości naprężeń przekraczały wytrzymałości betonu na rozciąganie, podczas gdy $\theta_0 = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$ można uznać za bezpieczną. Wartości pośrednie przejawiają umiarkowane ryzyko zarysowania w zależności od pozostałych czynników.

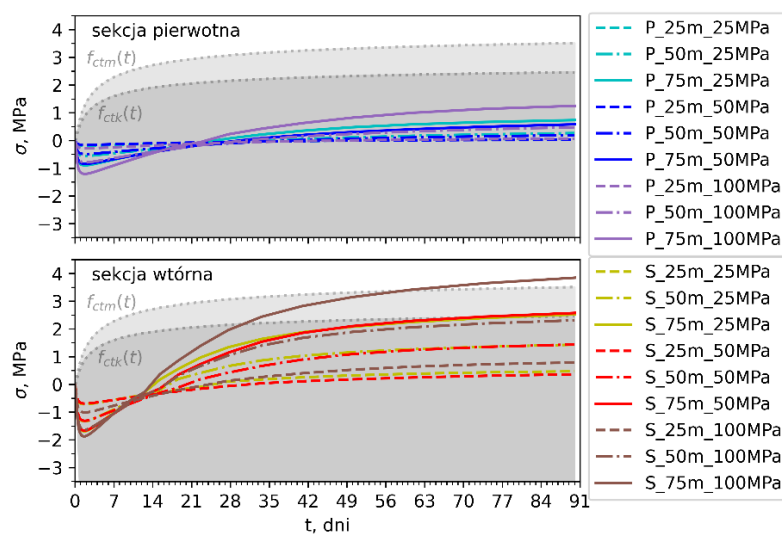
Można przyjąć, że wpływ składu spoiwa ogranicza się do szybkości osiągnięcia maksymalnej temperatury i prędkości procesu dyssypacji ciepła. W spoiwach o dużej zawartości żużla wielkopieczowego widać wydłużenie fazy ogrzania co zmniejsza w niewielkim stopniu wartości naprężeń rozciągających. Przy stałej zawartości spoiwa korzystny efekt jest niewielki.

Głębokość ściany ma istotniejszy wpływ niż sztywność otaczającego gruntu. We wszystkich analizowanych przypadkach wartości naprężeń obliczonych dla różnych głębokości ściany tworzą powtarzalny układ grup krzywych ułożonych w kolejności rosnącej głębokości. Jednocześnie naprężenia rosną również w funkcji wzrastającej sztywności gruntu.

Na podstawie przeprowadzonych analiz stwierdzono, że grubość ściany ma umiarkowany wpływ na ryzyko zarysowania termicznego. Ilość dostarczanego ciepła hydratacji powoduje osiągnięcie najwyższych średnich temperatur. Jednocześnie pojemność cieplna betonu i przeciętna przewodność cieplna gruntu powoduje, że spadek temperatury zachodzi wolniej, a potencjalne zarysowanie nastąpi później w porównaniu z mniej masywną ścianą. Końcowe naprężenie rozciągające rośnie wraz z grubością ściany co jest bezpośrednim skutkiem wyższej temperatury maksymalnej. Z drugiej strony w ścianach o grubości 0,5 m widać szybki przyrost naprężeń rozciągających związanych z szybkim schładzaniem przekroju.

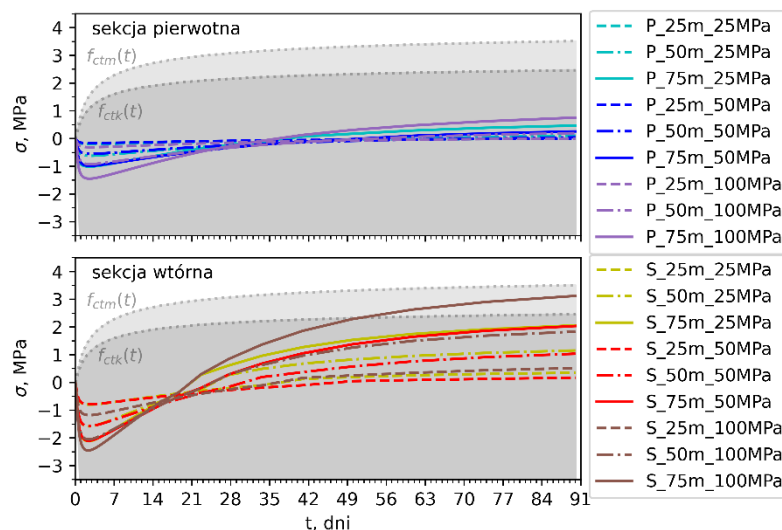
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5m$ 100%K+0%S $\theta_0 = 30^\circ C$



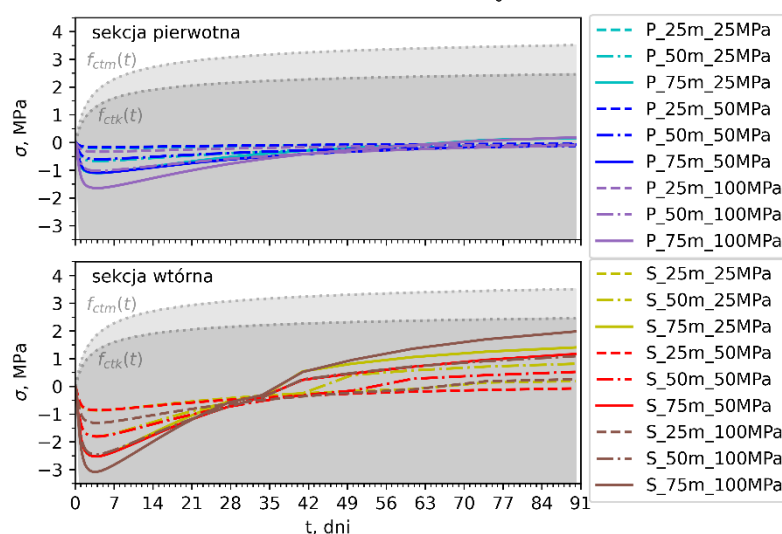
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5m$ 100%K+0%S $\theta_0 = 20^\circ C$



c)

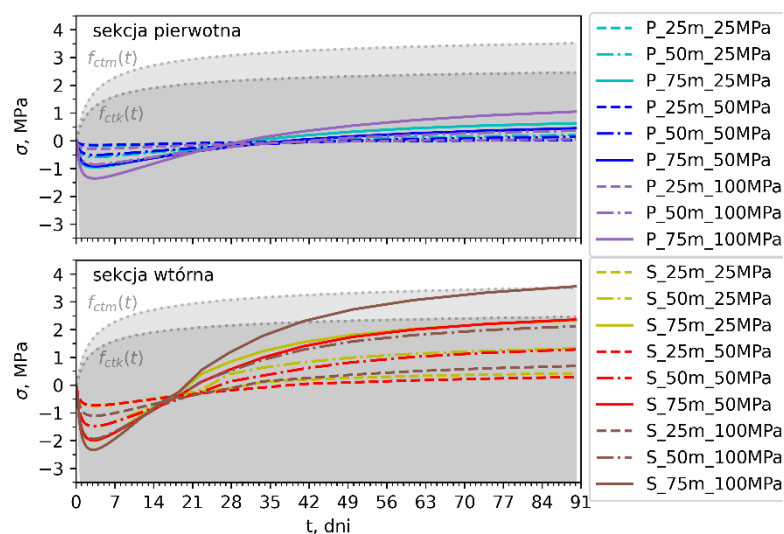
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5m$ 100%K+0%S $\theta_0 = 10^\circ C$



Rys. 8.29 Napężenia w ścianach o $e=1.5m$, 100% K + 0% S a) $\theta_0=30^\circ C$ b) $\theta_0=20^\circ C$ c) $\theta_0=10^\circ C$

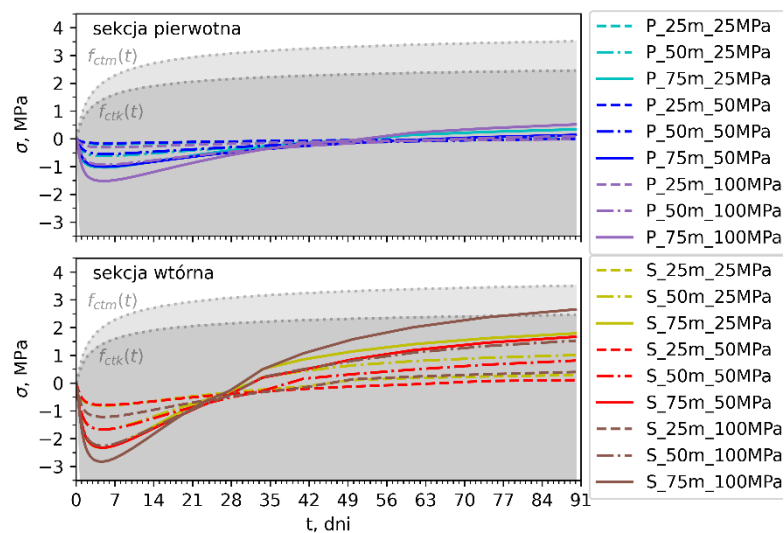
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



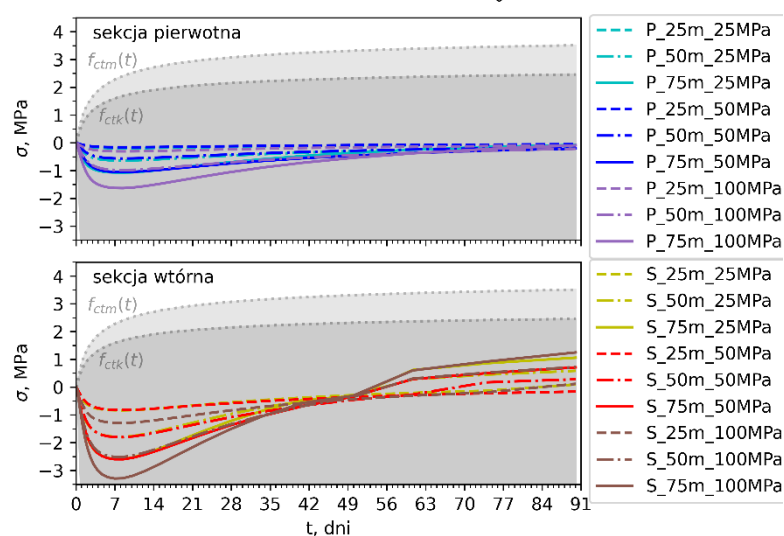
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

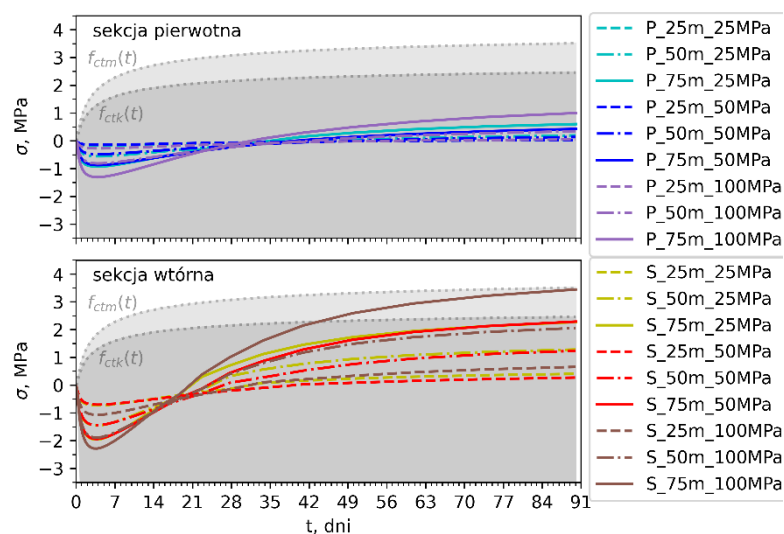
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.30 Napężenia w ścianach o $e=1,5\text{m}$, 35% K + 65% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

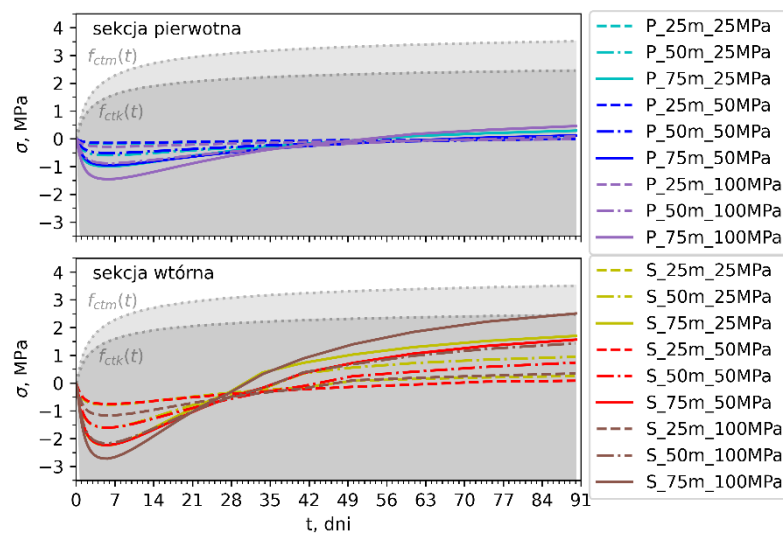
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



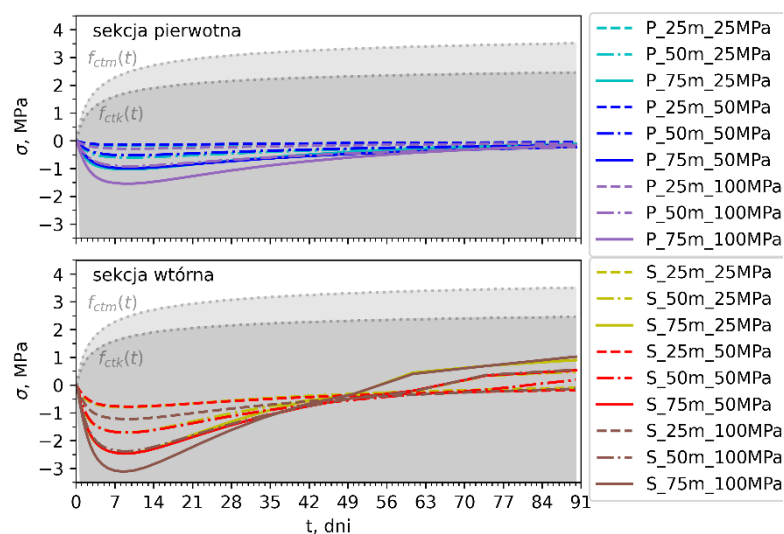
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

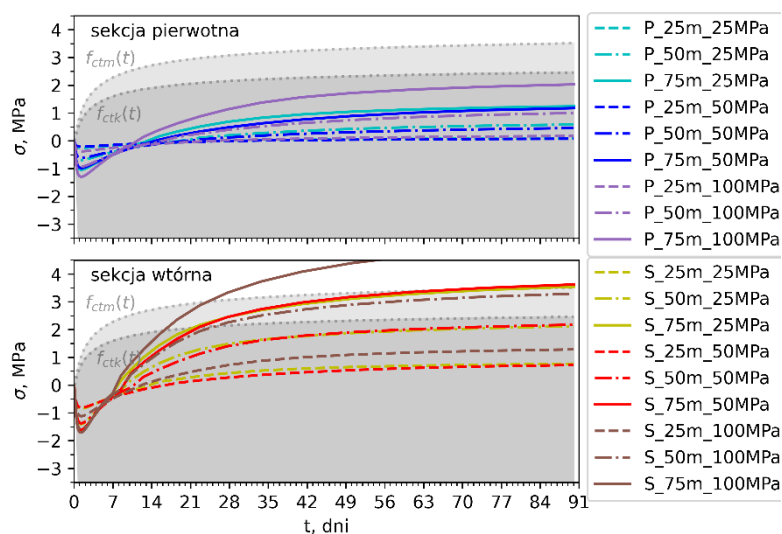
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.5\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.31 Napężenia w ścianach o $e=1,5\text{m}$, 15% K + 85% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

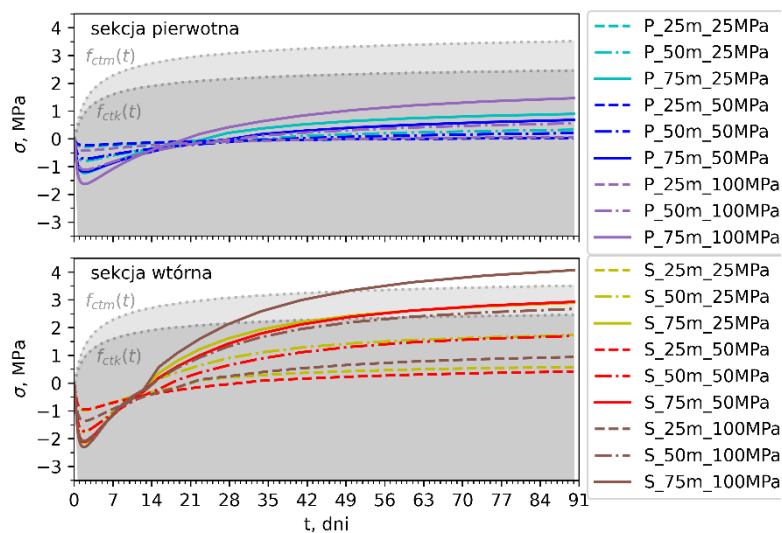
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 100%K+0%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



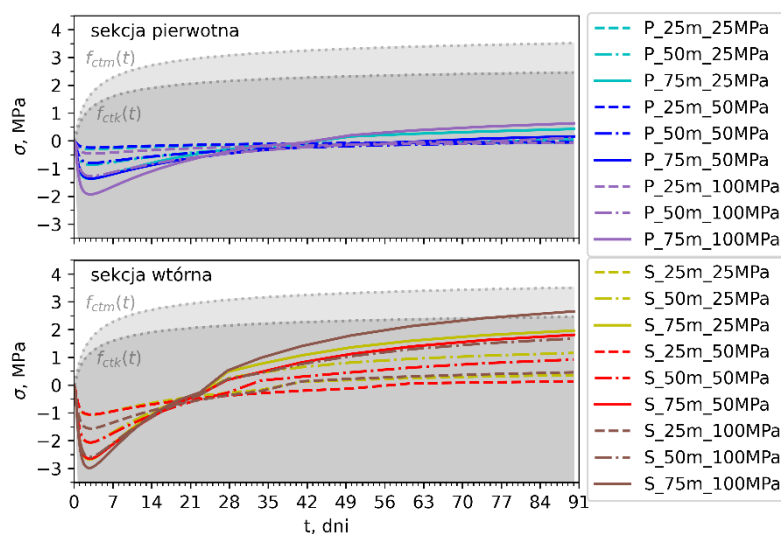
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 100%K+0%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

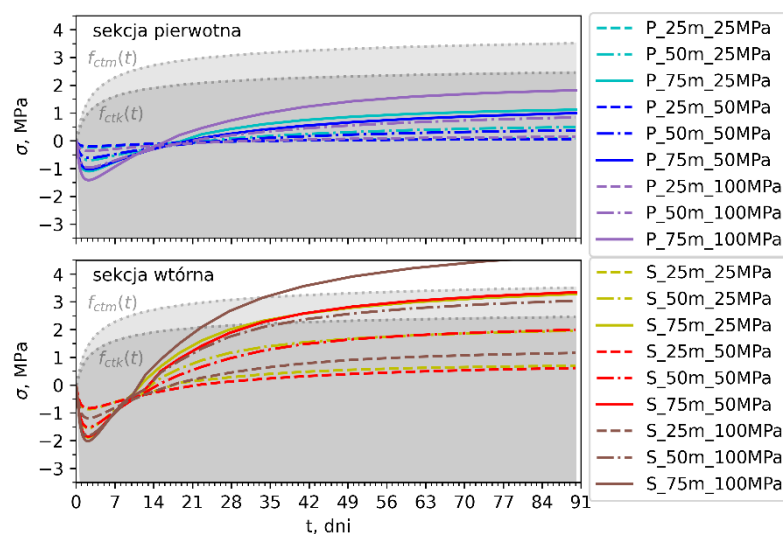
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 100%K+0%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.32 Napężenia w ścianach o $e=1,0\text{m}$, 100% K + 0% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

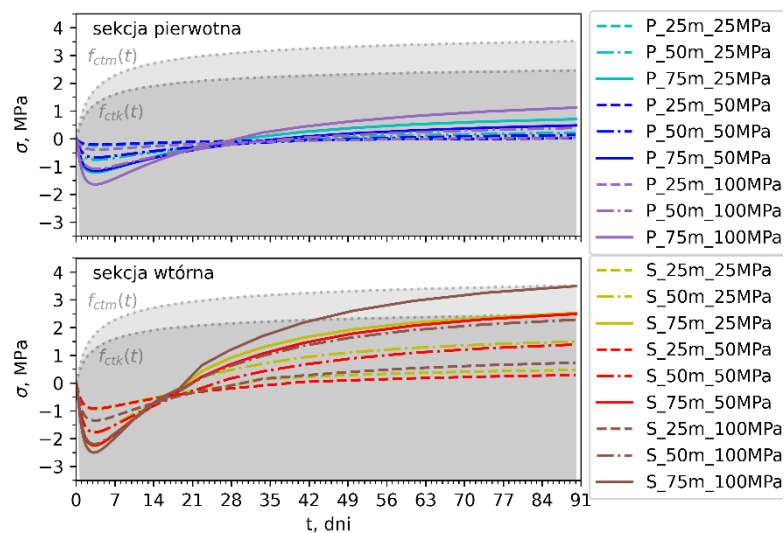
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



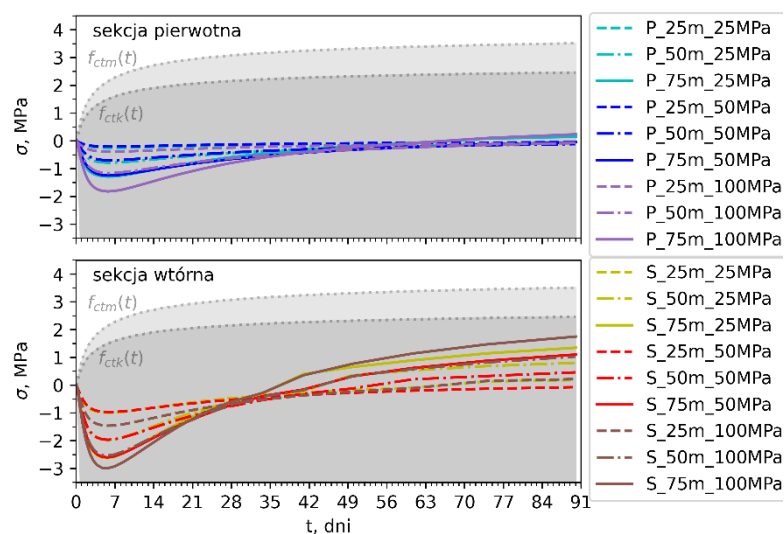
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

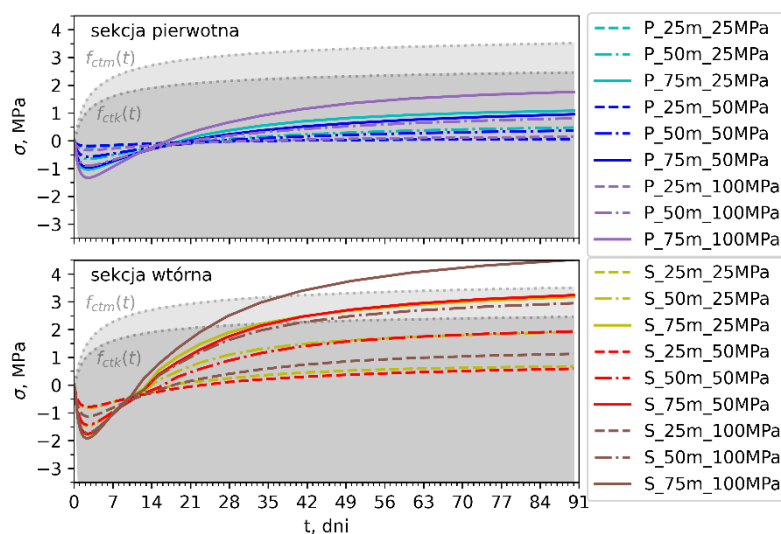
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.33 Napężenia w ścianach o $e=1,0\text{m}$, 35% K + 65% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

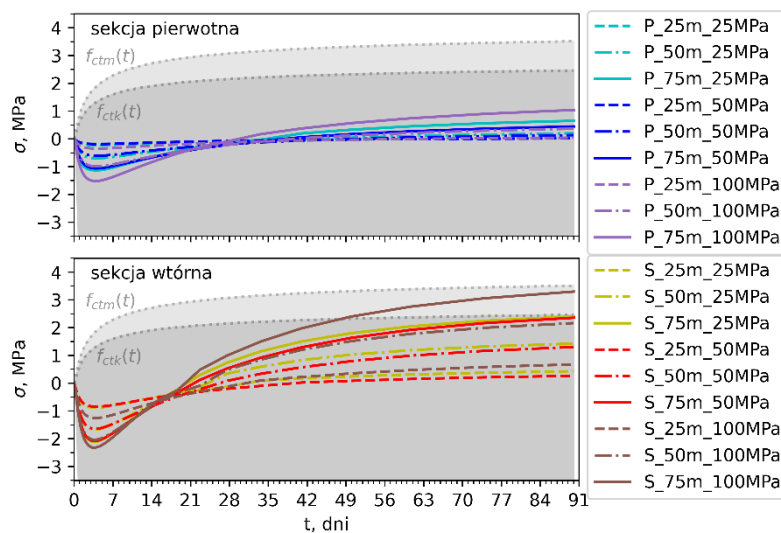
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



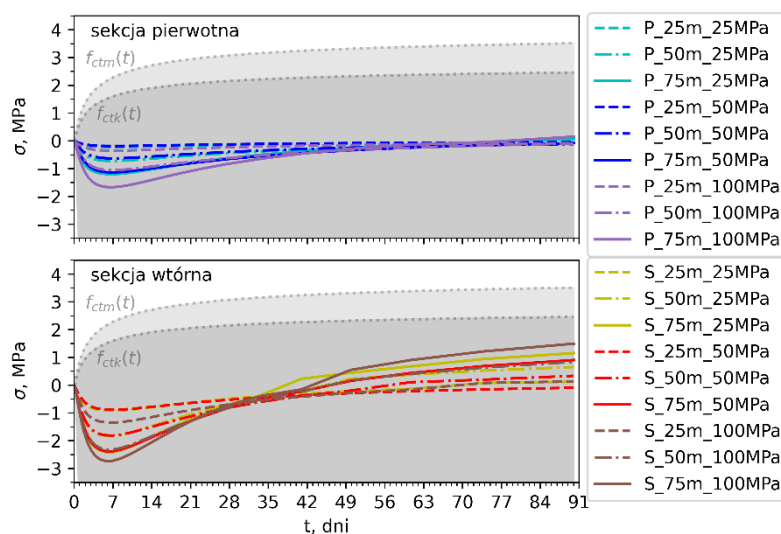
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

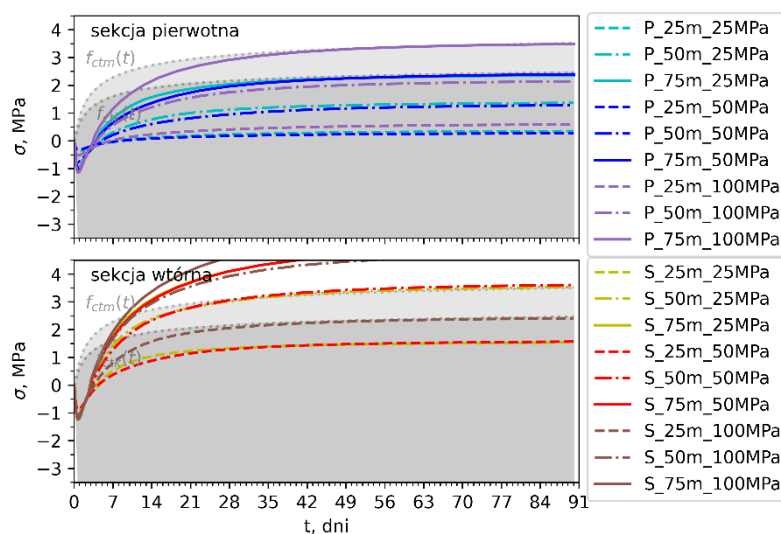
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=1.0\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.34 Napężenia w ścianach o $e=1,0\text{m}$, 15% K + 85% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

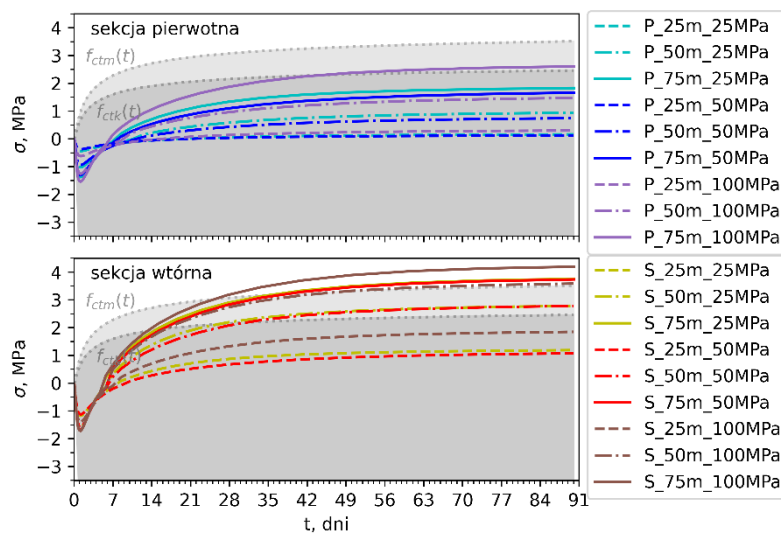
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 100%K+0%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



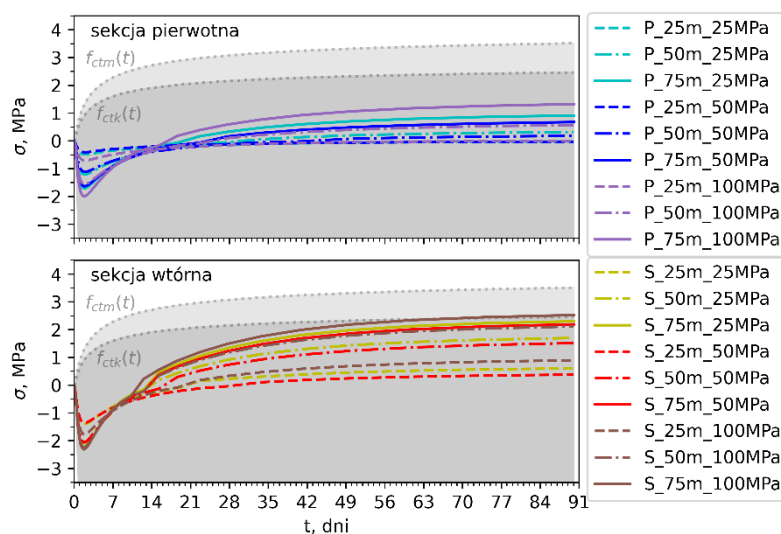
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 100%K+0%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

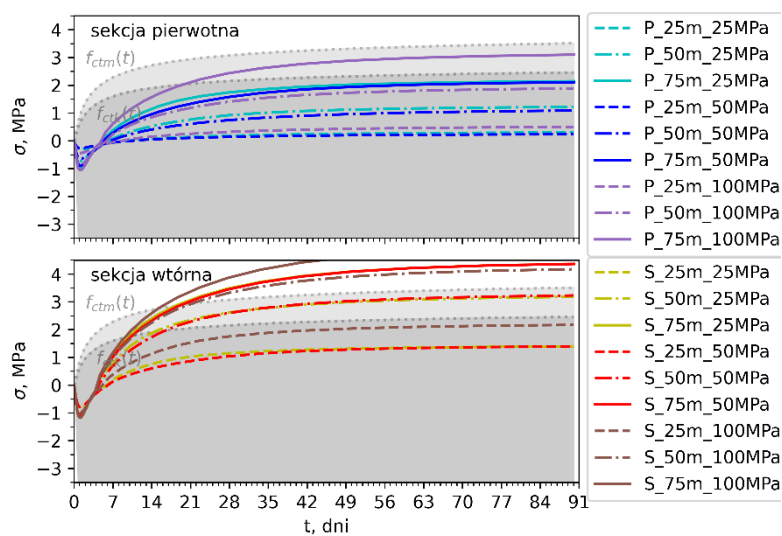
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 100%K+0%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.35 Napężenia w ścianach o $e=0,5\text{m}$, 100% K + 0% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

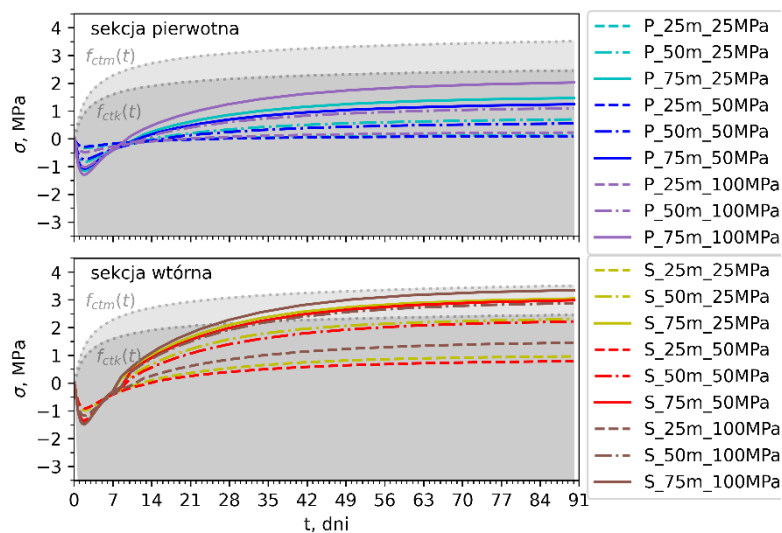
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



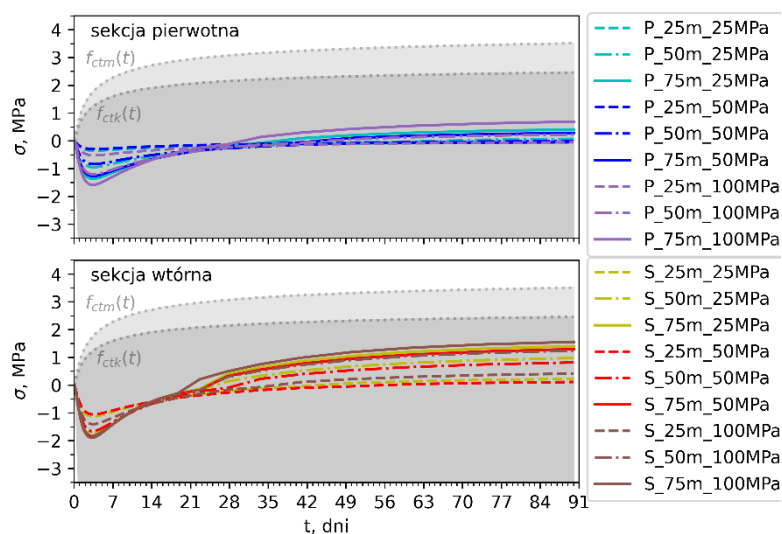
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

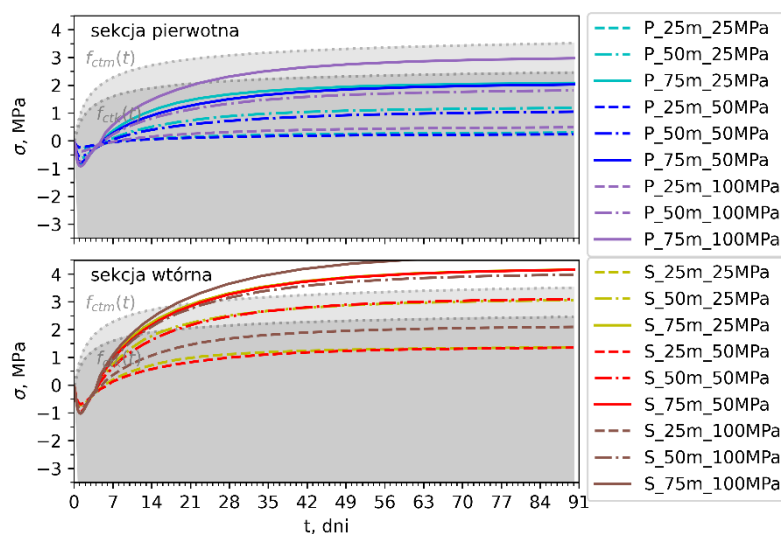
Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 35%K+65%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.36 Napężenia w ścianach o $e=0,5\text{m}$, 35% K + 65% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

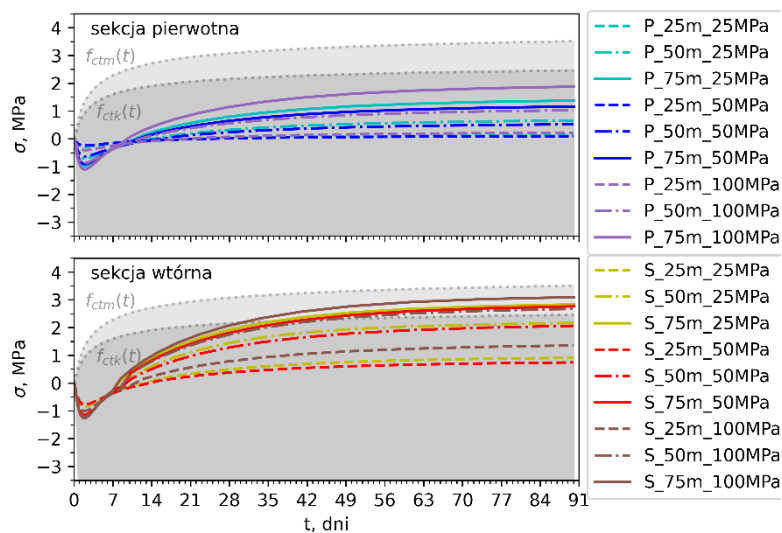
a)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 30^\circ\text{C}$



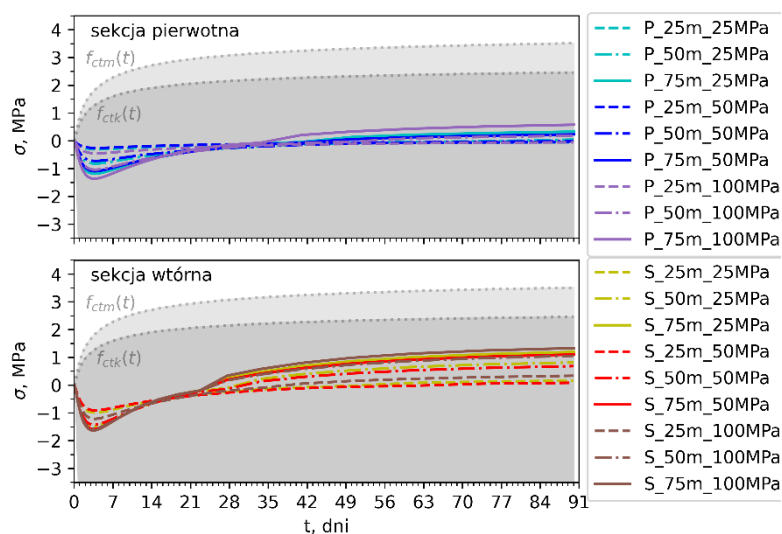
b)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 20^\circ\text{C}$



c)

Napężenia ekstremalne w sekcji pierwotnej i wtórnej
 $e=0.5\text{m}$ 15%K+85%S $\theta_0 = 10^\circ\text{C}$



Rys. 8.37 Napężenia w ścianach o $e=0,5\text{m}$, 15% K + 85% S a) $\theta_0=30^\circ\text{C}$ b) $\theta_0=20^\circ\text{C}$ c) $\theta_0=10^\circ\text{C}$

8.7 Podsumowanie

W celu udowodnienia postawionej w pracy tezy, że przyczyną obserwowanych zarysowań masywnych elementów żelbetowych betonowanych w gruncie są oddziaływania termiczno-skurczowe we wczesnym okresie dojrzewania betonu, zaprojektowano i wykonano badania własne. Na 4 poletkach badawczych w Polsce i Wielkiej Brytanii przeprowadzono pomiary temperatury i odkształceń sekcji pierwotnych i wtórnych ścian szczelinowych. Następnie opracowano własne modele numeryczne – termiczny i mechaniczny – rozwiązujące zagadnienia przepływu ciepła i mechaniki pręta termosprężystego na podłożu sprężysto-plastycznym. Modele zostały skalibrowane na podstawie wartości rzeczywistych temperatury i odkształceń wyznaczonych w pomiarach. Następnie przeprowadzono analizę ryzyka wystąpienia zarysowania na podstawie wytypowanych kombinacji sześciu parametrów wiodących. Ryzyko wystąpienia zarysowania termiczno-skurczowego w funkcji wartości parametrów wiodących przedstawiono w postaci poniższej macierzy.

Tab. 8.4 Uproszczona analiza ryzyka wystąpienia zarysowań termicznych

Skala ryzyka	niskie	średnie	wysokie
Ryzyko wystąpienia zarysowania wg parametru wiodącego			
Sekcja pierwotna (P) / wtórna (S)	P		S
Grubość ściany	0,5 m	1,0 m	1,5 m
Skład spoiwa K+S = 400 kg/m ³	15%K+85%S	35%K+65%S	100%K+0%S
Temperatura początkowa mieszanki	10 °C	20 °C	30 °C
Głębokość sekcji	25 m	50 m	75 m
Moduł edometryczny gruntów	25 MPa	50 MPa	100 MPa

9 Podsumowanie i wnioski

Na podstawie całości przeprowadzonych prac badawczych sformułowano wnioski dotyczące udowadnianej tezy oraz dodatkowe spostrzeżenia, które są istotne z punktu widzenia przyszłych analiz przypadków zarysowania termicznego w głębokich fundamentach.

9.1 Wnioski ogólne

- 1) Na podstawie uzyskanych danych dotyczących wymiarów badanych sekcji oraz receptur mieszanki betonowej i jej początkowej temperatury opracowano dane wejściowe do modelu termicznego. Można stwierdzić, że aktualny stan wiedzy pozwala na dokładne odwzorowanie przebiegu reakcji hydratacji w przypadku mieszanek betonowych przeznaczonych do specjalnych robót geotechnicznych
- 2) Końcowe ciepło hydratacji, grubość ściany i temperatura początkowa mieszanki betonowej są jednymi z wiodących parametrów dodatnio skorelowanymi z maksymalnymi temperaturami występującymi w dojrzewającym betonie.
- 3) Uzyskano zgodność przewidywań własnego modelu termicznego i wykonanych pomiarów wartości rzeczywistej temperatury betonu w trakcie wiązania, co dowodzi prawidłowości przyjmowanych założeń. Zgodność dotyczy również lokalnych efektów związanych z technologią robót tj. lokalnego schłodzenia sekcji na skutek wykonywanego obok pod osłoną zawiesziny bentonitowej wykopu sekcji wtórnej. To potwierdza poprawność opracowanego modelu termicznego.
- 4) Zmierzone małe zróżnicowanie temperatury w przekroju sekcji ściany szczelinowej dowodzi, że ośrodek gruntowy nie jest dobrym przewodnikiem cieplnym, a warunki wewnątrz elementu betonowego w fazie ogrzania są zbliżone do adiabatycznych. Powoduje to powstanie dużych przyrostów temperatury względem temperatury początkowej mieszanki i dużych spadków temperatury aż do uzyskania równowagi termicznej z otaczającym gruntem.
- 5) Na podstawie uzyskanych prognoz temperatury w grubości przekroju sekcji ściany szczelinowej wyznaczono średnie wartości temperatury jako głównego obciążenia w modelu mechanicznym. Na podstawie modelu mechanicznego wyznaczono wartości średnie odkształcenia w przekrojach centralnych i krawędziowych

badanych sekcji. Uzyskano zgodność przewidywań modelu i wykonanych pomiarów odkształceń, co dowodzi poprawności przyjętych założeń.

- 6) Długość sekcji oraz parametry mechaniczne podłoża - moduły edometryczne są wiodącymi parametrami wpływającymi na zachowanie sekcji jako elementu termosprężystego. Są one dodatnio skorelowane z wielkością sił wewnętrznych generowanych przez obciążenie termiczne.
- 7) W obliczeniach modelu mechanicznego sekcji wtórnych wyznaczono współczynnik usztywnienia stanowiący proporcję pomiędzy przyjętymi wartościami modułów edometrycznych gruntów w sekcji pierwotnej a równoważnymi modułami edometrycznymi gruntów w sekcji wtórnej. Współczynnik ten opisuje efekt wpływu sekcji pierwotnej na swobodę odkształceń sekcji wtórnej. Uzyskane wartości współczynnika usztywnienia z poletka nr 2 i z poletka nr 3 znajdowały się w przedziale 4,5-6,5. Świadczy to o znaczącym wpływie kolejności wykonywania robót na stan naprężenia, co powoduje zwiększenie wartości sił wewnętrznych w sekcji wtórnej w porównaniu z sekcją pierwotną.
- 8) Na podstawie wyników obliczeń modelu mechanicznego wyznaczono rezydualne wartości naprężeń w badanych sekcjach. Mimo, że w żadnej z nich nie stwierdzono ryzyka zarysowania wyłącznie na skutek oddziaływań termicznych, uzyskano rezydualne naprężenia rozciągające, które będą sprzyjały wystąpieniu i propagacji rys w trakcie dalszej pracy konstrukcji.
- 9) W celu zidentyfikowania obszarów ryzyka związanych z zarysowaniem termicznym głębokich fundamentów przeprowadzono analizę wariantową dla parametrów wiodących. Wyniki tej analizy przedstawiono w rozdziale 8.6. Na tej podstawie stwierdzono jednoznacznie, że efekty termiczne mogą generować naprężenia rozciągające, które przekroczą wytrzymałość na rozciąganie betonu i będą prowadzić do zarysowania.

9.2 Wnioski szczegółowe

Na podstawie przeanalizowanych danych badawczych i wyników uzyskanych z modeli termicznego i mechanicznego z poletek 1 do 4 sformułowano szereg wniosków szczegółowych, z których najistotniejsze przedstawiono poniżej:

- 1) Wartości parametrów termicznych gruntów przyjmowane w zakresie odpowiednim dla gruntów nawodnionych, pozwalają na odwzorowanie rozwoju temperatury w głębokim fundamencie
- 2) Zmienność tych parametrów wynikająca z rzeczywistego uwarstwienia podłoża nie wpływa w sposób znaczący na zgodność wyników z przewidywaniami modelu. W związku z tym, w przypadku braku danych proponuje się stosowanie parametrów w zakresach $\lambda = 1,20-1,80 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$ i $c_p = 1,30-1,80 \text{ kJ/(kg} \cdot \text{K)}$. W przypadku braku wiarygodnych danych wartości $\lambda = 1,50 \text{ W/(m} \cdot \text{K)}$ i $c_p = 1,50 \text{ kJ/(kg} \cdot \text{K)}$ mogą pełnić funkcję pierwszego przybliżenia.
- 3) Pojawienie się rozciągania w przekroju zależy od szybkości reakcji, a więc również temperatury początkowej mieszanki betonowej, co czyni warunki letnie bardziej predysponującymi do generowania niekorzystnych efektów temperaturowych.
- 4) Większa grubość ścian, a zatem całkowita ilość wygenerowanego ciepła, wpływa na wzrost maksymalnej wartości temperatury w sekcji, co należy uznać za efekt negatywny. Jednocześnie większa objętość betonu oznacza większą pojemność cieplną, co powoduje wolniejszy spadek temperatury w czasie. To wpływa pozytywnie na ryzyko powstania zarysowań i opóźnia ich powstanie.
- 5) Mniejsza grubość ścian szczelinowych prowadzi do szybszego schłodzenia i wcześniejszego wystąpienia zarysowania. Mniejszy przekrój oznacza również większe naprężenia przy podobnych siłach tarcia generowanych przez otaczający grunt lub sąsiednie sekcje. Nawet ściany szczelinowe o głębokości rzędu 50 m są zagrożone zarysowaniem przy niesprzyjającej kombinacji pozostałych czynników
- 6) Efekt mniejszej sztywności gruntu jest widoczny w przebadanych przypadkach i jego wpływ jest korzystny. Niższa wartość modułu edometrycznego gruntu skutkuje niższymi odkształceniami wymuszonymi, co zmniejsza ryzyko pojawienia się rys.
- 7) Zaobserwowano efekt przypowierzchniowego osłabienia wartości oporu gruntów w badanych sekcjach. Analiza za pomocą własnego modelu mechanicznego umożliwia uwzględnienie tego efektu poprzez obniżenie sztywności pobocznic. Jest to uproszczenie w stosunku do prawdziwego mechanizmu związanego

- z mobilizacją tarcia. W metodach projektowania pali uwzględnia się taki efekt poprzez obniżenie możliwego do zmobilizowania tarcia, zazwyczaj w zakresie od $2D$ do $4D$, gdzie D to miarodajna szerokość lub średnica głębokiego fundamentu.
- 8) Ściany szczelinowe na poletkach badawczych były wykonywane z betonu z mieszanek o niskim cieple hydratacji. Dzięki temu maksymalne temperatury w przekrojach nie przekraczały temperatury równej $70\text{ }^{\circ}\text{C}$ latem (poletko nr 1 i sekcja S23 poletka nr 4) i $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ zimą (poletko nr 2 i poletko nr 3 i sekcja P24 poletka nr 4). Potencjalne zastosowanie mieszanek na bazie CEM I może spowodować osiągnięcie znacznie wyższych temperatur i nasilonych efektów temperaturowych z tym związanych. Dodatkowo, przy osiągnięciu temperatury powyżej $70\text{ }^{\circ}\text{C}$ pojawia się ryzyko wad betonu wynikających z opóźnionego powstawania ettringitu (ang. *Delayed Ettringite Formation*, DEF).
- 9) Skład spoiwa nie wpływa w sposób istotny na ryzyko wystąpienia zarysowania termiczno-skurczowego przy założeniu stałej zawartości spoiwa. W celu ograniczenia ryzyka zarysowania należałoby rozważyć zmniejszenie zawartości spoiwa lub zamiany części jego składników na dodatki o mniejszym wydatku ciepła podczas wiązania np. popioły lotne krzemionkowe.
- 10) Różnice temperatury wewnątrz przekroju są kilkukrotnie mniejsze niż różnice temperatury mierzone pomiędzy maksymalną temperaturą elementu a temperaturą otoczenia. Wynika to z faktu, że grunt nie jest dobrym przewodnikiem ciepła, a warunki w fazie ogrzania są zbliżone do adyabatycznych wewnątrz elementu betonowego. Można przyjąć, że ewentualne zarysowanie wynikające z wewnętrznego ograniczenia swobody odkształceń na skutek różnic temperatury wewnątrz przekroju nie jest czynnikiem wiodącym, a najwyżej wspierającym zarysowanie. Dzieje się tak na skutek ograniczenia swobody odkształceń wywieranego przez otaczający grunt i sąsiadujące elementy.
- 11) Stwierdzono, że grubość ścian nie jest najważniejszym czynnikiem wpływającym na ryzyko wystąpienia zarysowania termiczno-skurczowego. W związku z tym, klasycznie rozumiane pojęcie masywności jako stosunku objętości do powierzchni wymiany ciepła nie obrazuje właściwie zjawisk zachodzących w głębokich fundamentach i nie świadczy o rzeczywistym ryzyku wystąpienia zarysowania.

- 12) Dalsze badania są konieczne w celu dokładniejszego określenia obszarów ryzyka zarysowania termicznego, w tym dla innych rodzajów cementów oraz w celu uwzględnienia przekazywania sił tarcia na pobocznicę stykających się sekcji.

10 Wnioski końcowe i kierunki dalszych badań

10.1 Wnioski końcowe

Na podstawie wyników własnych badań doświadczalnych oraz analiz numerycznych opisanych w rozdziałach od 5. do 8. sformułowano następujące wnioski końcowe pracy:

- Przyczyną obserwowanych zarysowań masywnych ścian żelbetowych betonowanych w gruncie są oddziaływania termiczno-skurczowe we wczesnym okresie dojrzewania betonu, które działają w każdym rodzaju głębokiego fundamentu. Tym samym udowodniono postawioną w pracy tezę.
- Stwierdza się znaczący wpływ kolejności wykonywania robót na stan naprężenia w sekcjach ściany szczelinowej, co powoduje zwiększenie wartości sił wewnętrznych w sekcji wtórnej w porównaniu z sekcją pierwotną. Dlatego wyznaczono współczynnik usztywnienia opisujący efekt wpływu sekcji pierwotnej na swobodę odkształceń sekcji wtórnej. Współczynnik ten jest proporcją między przyjętymi wartościami modułów edometrycznych gruntów w sekcji pierwotnej a równoważnymi modułami edometrycznymi gruntów w sekcji wtórnej. Uzyskane wartości współczynnika usztywnienia z poletka nr 2 i z poletka nr 3 znajdowały się w przedziale 4,5-6,5. W efekcie ryzyko wystąpienia zarysowań jest większe w sekcjach wtórnych i tłumaczy obserwowane w praktyce większe zarysowanie tych sekcji.
- Stwierdza się, że końcowe ciepło hydratacji, grubość ściany i temperatura początkowa mieszanki betonowej są jednymi z wiodących parametrów dodatnio skorelowanymi z maksymalnymi temperaturami osiąganymi w dojrzewającym betonie. Szczegółowo ten wniosek udowodniono w rozdziale 8. pracy.
- Stwierdza się, że długość sekcji oraz wartości modułów edometrycznych gruntów są wiodącymi parametrami wpływającymi na zachowanie sekcji ściany szczelinowej jako elementu termosprężystego.
- Przeprowadzono uproszczoną analizę ryzyka wystąpienia zarysowań termiczno-skurczowych, której wyniki przedstawiono w tab. 8.4.
 - Stwierdzono, że parametrami o największym wpływie na ryzyko zarysowania są: kolejność wykonania elementów (pierwotny/wtórny), temperatura początkowa mieszanki i głębokość sekcji. Wartości tych parametrów silnie różnicują wartości

rezydujących naprężeń rozciągających w betonie. Niekorzystna wartość dowolnego z tych parametrów znacząco podnosi ryzyko wystąpienia zarysowania.

- o Grubość ściany i skład spoiwa nie różnicują znacząco naprężeń rozciągających w przekroju sekcji i mają we wszystkich przeanalizowanych przypadkach średni wpływ na ryzyko wystąpienia zarysowania. Łącznie oba parametry opisują ilość ciepła dostarczonego do układu i wpływają przede wszystkim na czas potrzebny do osiągnięcia równowagi termicznej z otoczeniem i ustabilizowanie rezydujących naprężeń rozciągających. Większa łączna ilość ciepła wydłuża ten czas.
- o Sztywność otaczającego gruntu ma mały lub średni wpływ na ryzyko wystąpienia zarysowania. Z uwagi na charakterystykę warunków gruntowych przeważających na terenie Polski, nie analizowano zakresów sztywności odpowiadających skałom. Należy oczekiwać, że wraz ze wzrostem sztywności gruntu i skał będzie rosło ryzyko zarysowania.

10.2 Aspekty wdrożeniowe

Inspiracją dla niniejszej pracy były występujące, niewyjaśnione zarysowania w głębokich szybach kołowych wykonywanych w technologii ścian szczelinowych. Z uwagi na korzystną formę tych konstrukcji ich zarysowanie na skutek obciążeń zewnętrznych jest mało prawdopodobne, a mimo to obserwuje się czasami wystąpienie rys poziomych, które prowadzą ilości wody większe od typowych rys pochodzących od zginania. W przypadku wystąpienia takich wad na budowie jako przyczynę wskazuje się niedostateczną ilość zbrojenia i traktuje jako wadę projektu.

Potwierdzenie tezy pracy, że przyczyną takich zarysowań jest w głównej mierze aspekt termiczno-skurczowy oraz ograniczenie swobody odkształceń przez grunt i sąsiednie elementy pozwala rozważyć inną ścieżkę oceny obserwowanych wad. Nie bez znaczenia jest rozszerzenie tezy na masywne elementy betonowe o kształcie innym niż kołowy. W praktyce oznacza to rozszerzenie elementów podatnych na zarysowanie termiczno-skurczowe na wszystkie głębokie fundamenty, które są betonowane w gruncie i których wymiary pozwalają

na mobilizację dużych naprężeń rozciągających – ścian szczelinowych o dowolnym kształcie, baret oraz pali.

W pracy przedstawiono sześć parametrów wiodących decydujących o wielkości naprężeń wymuszonych wraz z prostą trójstopniową oceną ich wpływu na ryzyko powstania zarysowania. Jest to wstępna informacja powstała na podstawie wykonanych na potrzeby tej pracy badań. Stosując tę samą metodologię, można przewidywać efekty dla konstrukcji projektowanych lub, posiadając odpowiednie dane, uzupełnić diagnostykę dla obiektów już wybudowanych.

W ramach prac badawczych stworzono modele termiczny i mechaniczny, które mogą służyć jako podstawa do dalszych prac i, po dalszej weryfikacji, uzupełnić metody projektowania głębokich fundamentów o efekty termiczne i ograniczenia swobody odkształceń.

Odrębnym aspektem są kwestie ryzyka związanego z uczestnictwem w kontraktach budowlanych dotyczących lub zawierających specjalne roboty geotechniczne. Inwestorzy, przede wszystkim podmioty publiczne, w celu ograniczenia ryzyka związanego z budową, organizują kontrakty w formule „projektuj i buduj”, która pozwala na udział w projektowaniu firm wykonawczych. Przedsiębiorstwa te są w stanie ująć w przygotowywanym rozwiązaniu również planowaną metodę wykonania i związane z nią aspekty wykonawcze. W praktyce jednak jednoczesne spełnienie wielokryterialnych wymagań przy zachowaniu konkurencyjności rozwiązania i z uwzględnieniem wszystkich niepewności nieuchronnie związanych z fundamentowaniem i ogólnie inżynierią lądową jest niezwykle trudne. Zazwyczaj prowadzi się analizę ryzyka uwzględniając prawdopodobieństwo wystąpienia niekorzystnych czynników w sposób stochastyczny. Jest to metoda skuteczna pod warunkiem uwzględnienia wszystkich ryzyk wraz z prawidłowymi szansami ich wystąpienia. Możliwość dokładniejszej oceny jednego z ryzyk, lub uwzględnienie wcześniej pomijanego efektu może pozwolić uniknąć dodatkowych komplikacji podczas prowadzenia prac, w szczególności na dużych kontraktach infrastrukturalnych.

Wszelkie wady występujące na budowie mają konsekwencje kontraktowe. Naprawy występujących wad mają istotny wymiar finansowy. Dodatkowo, może dochodzić do sprzężenia zwrotnego tj. konieczność wykonania napraw wymaga dodatkowego czasu,

co może spowodować naliczenie kar umownych za opóźnienie oddania elementu w stanie należyтым. W skrajnych przypadkach wykonawcy grozi wykonawstwo zastępcze. Czy i które z instrumentów zostaną ostatecznie użyte zależy od współpracy pomiędzy uczestnikami procesu budowlanego, jednak potencjalne skutki są poważne i stanowią istotny element ryzyka kontraktowego przy wykonywaniu obudów głębokich wykopów w szczególności, ale ogólnie dotyczą wszystkich specjalnych robót geotechnicznych.

10.3 Opis wdrożenia w przedsiębiorstwie

Wdrożenie wyników niniejszej pracy w przedsiębiorstwie Soletanche Polska polegało na zastosowaniu opracowanej procedury oceny ryzyka zarysowania masywnych głębokich fundamentów w rzeczywistym projekcie infrastrukturalnym. Procedurę tę wykorzystano przy realizacji komory odbiorczej „Fabryczna” wykonywanej w ramach inwestycji Centralnego Portu Komunikacyjnego (CPK).

Podstawą wdrożenia były wyniki badań przedstawionych w rozdziale 5 oraz opracowane i zweryfikowane modele termiczny i mechaniczny opisane w rozdziałach 6 i 7. Na ich podstawie sformułowano procedurę postępowania obejmującą: identyfikację czynników wpływających na ryzyko zarysowania, uproszczoną kwalifikację przypadków wymagających szczególnej uwagi oraz możliwość przeprowadzenia bardziej szczegółowej weryfikacji z wykorzystaniem modeli obliczeniowych.

Pierwsze zastosowanie procedury miało charakter pilotażowy i zostało przeprowadzone w 2025 r. w pierwszym etapie realizacji projektu komory „Fabryczna”. W ramach tego etapu wykorzystano opracowane podejście do oceny ryzyka zarysowania elementów głębokiego fundamentowania na etapie przygotowania rozwiązań oraz analizy warunków wykonawczych. W szczególności uwzględniono wpływ parametrów uznanych w pracy za wiodące, tj. temperatury początkowej mieszanki betonowej, głębokości elementu oraz sztywności podłoża, a także zastosowano uproszczone kryteria kwalifikacji przypadków wymagających dalszej analizy.

Wdrożenie nie ograniczyło się zatem do sformułowania zaleceń o charakterze ogólnym, lecz polegało na praktycznym wykorzystaniu opracowanej procedury w procesie decyzyjnym

przedsiębiorstwa na konkretnym kontrakcie infrastrukturalnym. Uzyskane doświadczenia z etapu pilotażowego stanowiły podstawę do dalszego stosowania opracowanego podejścia.

Kontynuację wdrożenia przewidziano w drugim etapie realizacji projektu, prowadzonym w 2026 r. W aktualnym etapie inwestycji procedura jest wykorzystywana jako element wspomagający ocenę przypadków potencjalnie krytycznych oraz dobór zakresu dalszych analiz szczegółowych. Oznacza to, że opracowane w pracy narzędzie zostało nie tylko zastosowane w praktyce przedsiębiorstwa, lecz również włączone do dalszych działań projektowych związanych z realizacją tego samego przedsięwzięcia.

Znaczenie wdrożenia polega na bezpośrednim powiązaniu wyników badań naukowych z praktyką projektową i wykonawczą przedsiębiorstwa realizującego specjalne roboty geotechniczne. Zastosowanie procedury na projekcie komory „Fabryczna” umożliwiło usystematyzowaną ocenę ryzyka zarysowania, wcześniejsze rozpoznanie przypadków wymagających pogłębionej weryfikacji oraz bardziej świadome uwzględnienie oddziaływań termiczno-skurczowych w procesie przygotowania i realizacji robót.

Tym samym wdrożenie zrealizowane w przedsiębiorstwie Soletanche Polska spełnia zasadnicze założenie doktoratu wdrożeniowego, polegające na praktycznym zastosowaniu wyników badań naukowych do rozwiązania konkretnego problemu inżynierskiego występującego na rzeczywistym projekcie budowlanym oraz na kontynuacji tego zastosowania w dalszych działaniach przedsiębiorstwa.

10.4 Kierunki dalszych badań

Niniejsza praca nie wyczerpuje zagadnienia występowania zarysowań termiczno-skurczowych w masywnych głębokich fundamentach. Dalsze badania zarysowania termiczno-skurczowego w masywnych elementach żelbetowych betonowanych w gruncie powinny uwzględniać:

- 1) Wpływ sił tarcia przekazywanych na granicy elementów, a nie jedynie efekt schłodzenia w fazie wykopu i efekt ogrzania w fazie wiązania sekcji wtórnej.
- 2) Kontynuację badań za pomocą metod pomiarowych wykorzystujących technologię światłowodową, co pozwoli jednoznacznie zidentyfikować miejsca i czasy

wystąpienia rys w młodym betonie. W niniejszych badaniach nie było to możliwe ze względu na liczbę i wymiar zastosowanych czujników strunowych.

- 3) Weryfikację modeli termicznego i mechanicznego na większej liczbie danych pomiarowych, najlepiej na innych rodzajach mieszanek betonowych i w warunkach innych niż zimowe, które dominowały w badaniach do niniejszej pracy.
- 4) Uwzględnienie wpływu zbrojenia poprzecznego, jako elementu inicjującego powstawanie rys w młodym betonie, na lokalizację i rozstaw zarysowań.
- 5) Sprawdzenie zgodności formuł Eurokodu 2 dotyczących rozwoju wytrzymałości, modułu sprężystości i skurczu z wynikami eksperymentalnymi uzyskanymi dla mieszanek wykorzystywanych w betonach do specjalnych robót geotechnicznych, których składy są zróżnicowane, a normowe podejście bazujące na klasie wytrzymałości wczesnej cementu może nie uwzględniać zróżnicowania parametrów tych mieszanek.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abchir, Z. *et al.*, “t-z Curves for Piles From Pressuremeter Test Results,” *Geotechnique*, vol. 66, no. 2, pp. 137–148, 2016, doi: 10.1680/jgeot.15.P.097.
- [2] Abd El-Latief, A. M., Khader, S. E., “Exact solution of thermoelastic problem for a one-dimensional bar without energy dissipation,” *ISRN Mechanical Engineering*, vol. 2014, 2014, doi: 10.1155/2014/694259.
- [3] Al-Hasani, L. E. *et al.*, “Quantifying concrete adiabatic temperature rise based on temperature-dependent isothermal calorimetry; modeling and validation,” *Materials and Structures*, vol. 55, no. 7, p. 191, 2022, doi: 10.1617/s11527-022-02023-6.
- [4] Beckhaus, K., “Tremie Concrete for special geotechnical works – a story about performance and sustainability,” *Geotechnical Engineering Challenges to Meet Current and Emerging Needs of Society*, pp. 178–186, 2024, doi: 10.1201/9781003431749-12.
- [5] Bittelli, M. *et al.*, *Soil Physics with Python*. Oxford University Press, 2015. doi: 10.1093/acprof:oso/9780199683093.001.0001.
- [6] Carslaw, H. S., Jaeger, J. C., *Conduction of Heat in Solids*, 2nd ed. Clarendon Press, 1986.
- [7] Carvalho, A. *et al.*, “Design of geotechnical structures for Thames Tideway Tunnel East Section Conception,” in *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2022, pp. 161–162. doi: 10.1016/0266-1144(84)90012-8.
- [8] Chadwick, P., Sneddon, I. N., “Plane waves in an elastic solid conducting heat,” *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 6, no. 3, pp. 223–230, 1958, doi: 10.1016/0022-5096(58)90027-9.
- [9] Crank, J., *The Mathematics of Diffusion*. in Oxford science publications. Clarendon Press, 1975.
- [10] Dabarera, A. *et al.*, “Models for predicting hydration degree and adiabatic temperature rise of mass concrete containing Ground Granulated Blast Furnace Slag,” *Engineering Journal*, vol. 21, no. 3, pp. 157–171, 2017, doi: 10.4186/ej.2017.21.3.157.
- [11] Delsaute, B. *et al.*, “Modelling compressive basic creep of concrete at early age,” *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 2024, doi: 10.1007/s11043-024-09668-6.
- [12] DeVries, D. A., “Thermal Properties of soils,” in *Physics of Plant Environment*, 2nd ed., W. R. van Wijk, Ed., Amsterdam: North-Holland Publishing Co., 1963, pp. 210–235.
- [13] Dunnicliff, J., *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. in A Wiley-Interscience publication. Wiley, 1993. [Online]. Available: <https://books.google.pl/books?id=pBZOQfnmTulC>
- [14] Farouki, O. T., “Thermal properties of soils,” 1981.

- [15] Fellenius, B. H., Rahman, M. M., "Load-movement Response by t-z and q-z Functions," *Geotechnical Engineering*, 2019.
- [16] Flaga, K., Furtak, K., "Problem of thermal and shrinkage cracking in tanks vertical walls and retaining walls near their contact with solid foundation slabs," *Architecture Civil Engineering Environment*, vol. 2, no. 2, pp. 23–30, 2009.
- [17] Frank, R., Zhao, S. R., "Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins," *Bulletin Liaison Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées*, no. 119, pp. 17–24, 1982.
- [18] Freiesleben Hansen, P., Pedersen, E. J., "Maleinstrument til kontrol af betons haerdning," *Nord Betong*, no. 1, 1977.
- [19] Geankoplis, C. J. *et al.*, *Transport Processes and Separation Process Principles*, 5th ed. Pearson Education, 2018.
- [20] van Genuchten, M. T., "A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils," *Soil Science Society of America Journal*, vol. 44, no. 5, pp. 892–898, 1980, doi: 10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x.
- [21] Grabowski, Ł., Mitew-Czajewska, M., "Early-Age Thermal-Shrinkage Cracking in Deep Foundations," *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. 43, no. S1, pp. 510–520, 2021, doi: 10.2478/sgem-2021-0033.
- [22] Grzegorzewicz, K. *et al.*, *Ściany szczelinowe i baretty - konstrukcje i zastosowania*. Warszawa: Instytut Badawczy Dróg i Mostów, 2020.
- [23] Guglielmetti, V. *et al.*, "Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design methodology and construction control," CRC Press. doi: 10.1201/9780203938515.
- [24] Gwizdała, K., Tejchman, A., "Numerical modeling of pile-subsoil interaction," *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hamburg)*, 1997.
- [25] Harapin, A. *et al.*, "Long-Term Effects in Structures: Background and Recent Developments," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 14, no. 6, 2024, doi: 10.3390/app14062352.
- [26] Hetényi, M., *Beams on Elastic Foundation: Theory with Applications in the Fields of Civil and Mechanical Engineering*. in Studies. Scientific series. University of Michigan Press, 1946.
- [27] Hillel, D., *Introduction to Soil Physics*. San Diego, CA: Academic Press, 1982. doi: 10.1016/C2009-0-03052-9.
- [28] Hoffmann, K. A., Chiang, S. T., *Computational Fluid Dynamics Volume I*. Wichita: Engineering Education System, 2000.
- [29] Holt, E. E., "Early age autogenous shrinkage of concrete," *VTT Publications*, no. 446, pp. 2–184, 2001.

- [30] Jemioło, S., Andreev, V. I., "Zagadnienia graniczne klasycznej termosprężystości," in *Termosprężystość i przepływ ciepła w materiałach anizotropowych*, Warszawa: OWPW, 2015.
- [31] Jurowski, K., Grzeszczyk, S., "The influence of concrete composition on Young's modulus," in *Procedia Engineering*, Elsevier B.V., 2015, pp. 584–591. doi: 10.1016/j.proeng.2015.06.181.
- [32] Jury, W., Horton, R., *Soil Physics*, 6th ed. 2004.
- [33] Kinsler, L. E. et al., *Fundamentals of Acoustics*, 4th ed. Wiley & Sons, 2000.
- [34] Klemczak, B. et al., "Analytical model for evaluation of thermal-shrinkage strains and stresses in RC wall-on-slab structures," *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, vol. 17, no. 1, 2017, doi: 10.1016/j.acme.2016.08.006.
- [35] Klemczak, B., Knoppik-Wróbel, A., "Early age thermal and shrinkage cracks in concrete structures - description of the problem," *Architecture Civil Engineering Environment*, vol. 4, no. 2, pp. 35–48, 2011.
- [36] Klemczak, B., Żmij, A., "External restraint factors in early-age massive foundation slabs," *ACI Structural Journal*, vol. 117, no. 2, 2020, doi: 10.14359/51721362.
- [37] Klemczak, B., Żmij, A., "Reliability of standard methods for evaluating the early-age cracking risk of thermal-shrinkage origin in concrete walls," *Construction and Building Materials*, vol. 226, 2019, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.07.167.
- [38] Knellwolf, C. et al., "Geotechnical Analysis of Heat Exchanger Piles," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 137, no. 10, 2011, doi: 10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000513.
- [39] Knoppik-Wróbel, A., "Analysis of early-age thermal – shrinkage stresses in reinforced concrete walls," no. May, 2015.
- [40] Laloui, L., Rotta Loria, A. F., *Analysis and Design of Energy Geostructures: Theoretical Essentials and Practical Application*. 2019. doi: 10.1016/B978-0-12-816223-1.00017-5.
- [41] Larisch, M. D., "Fundamental Mechanisms of Concrete Bleeding in Bored Piles," in *Concrete 2019 Conference*, 2019, p. 9.
- [42] Lavagna, L., Nisticò, R., "An Insight into the Chemistry of Cement—A Review," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 13, no. 1, 2023, doi: 10.3390/app13010203.
- [43] Lim, S., Yang, S., "Laboratory Evaluation of Tensile Creep Behavior of Concrete at Early Ages," *Applied Sciences (Switzerland)*, vol. 14, no. 3, 2024, doi: 10.3390/app14031275.
- [44] Liou, D. D., "Thermal cracking in the diaphragm-wall concrete of Kawasaki Island," in *Thermal Cracking in Concrete at Early Ages*, 1st ed., R. Springenschmid, Ed., CRC Press, 1994, pp. 393–400. doi: 10.1201/9781482271294-64.

- [45] Liou, D. D., "Thermal Effects in Large-Sized Diaphragm Wall," *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 13, no. 1, 1999, doi: 10.1061/(asce)0887-3828(1999)13:1(17).
- [46] Liu, R. Y. W. *et al.*, "A practical heat of hydration model for concrete curing for geotechnical applications," *Geotechnical Research*, vol. 9, no. 1, pp. 23–31, 2022, doi: 10.1680/jgere.21.00054.
- [47] Liu, J. *et al.*, "Evaluation Method and Mitigation Strategies for Shrinkage Cracking of Modern Concrete," *Engineering*, vol. 7, no. 3, pp. 348–357, 2021, doi: 10.1016/j.eng.2021.01.006.
- [48] Liu, R. *et al.*, "Numerical simulation of concrete creep behaviour using integral creep algorithm with alternating stresses," *Structures*, vol. 29, no. November 2020, pp. 1979–1987, 2021, doi: 10.1016/j.istruc.2020.11.081.
- [49] Loser, R. *et al.*, "A volumetric technique for measuring the coefficient of thermal expansion of hardening cement paste and mortar," *Cement and Concrete Research*, vol. 40, no. 7, pp. 1138–1147, 2010, doi: 10.1016/j.cemconres.2010.03.021.
- [50] Matus, M., "Temperature measurement in dimensional metrology – Why the Steinhart-Hart equation works so well," *Ptb-Oar*, pp. 1–6, 2013.
- [51] McHenry, D., "A New Aspect of Creep in Concrete and its Application to Design," *Proceedings ASTM*, vol. 5, no. 43, pp. 1069–1086, 1943.
- [52] Michel, L. *et al.*, "Structural build-up at rest in the induction and acceleration periods of OPC," *Cement and Concrete Research*, vol. 186, pp. 1–22, 2024, doi: 10.1016/j.cemconres.2024.107665.
- [53] Mills, R. H., "Factors Influencing Cessation of Hydration in Water Cured Cement Pastes," *Highway Research Board Special Report*, no. 90, 1966.
- [54] Mosser, J.-F. *et al.*, "Innovation et hydrofraises," *Travaux - Revue Technique des Entreprises de Travaux Publics*, no. 941, pp. 30–35, 2018.
- [55] Nagaraj, A., Girish, S., "Rheology of Fresh Concrete-a Review," *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, vol. 9, no. 3. 2021. doi: 10.22075/jrce.2021.20557.1425.
- [56] Nofziger, D. L., Wu, J., "Soil Temperature Changes with Time and Depth: Theory," <http://soilphysics.okstate.edu/software/SoilTemperature/document.pdf>, 2003.
- [57] Nowacki, W., *Termosprężystość*. Ossolineum, 1972.
- [58] Nowacki, W., *Zagadnienia termosprężystości*. PWN, 1960.
- [59] Nowacki, W., *Thermoelasticity*, 2nd ed. Pergamon Press, 1986. doi: <https://doi.org/10.1016/C2013-0-03247-1>.
- [60] Oke, T. R., *Boundary Layer Climates - 2nd edition*. 2002.

- [61] Pietrzykowski, P., "Eemskie gytie i kreda jeziorna z Warszawy jako przykład 'mocnych' gruntów organicznych," *Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego*, no. 446, pp. 385–396, 2011.
- [62] Poole, J., "Modeling Temperature Sensitivity and Heat Evolution of Concrete." 2007.
- [63] Puller, M., *Deep Excavations: A Practical Manual*. Thomas Telford, 2003.
- [64] Riding, K. A. *et al.*, "Modeling hydration of cementitious systems," *ACI Materials Journal*, vol. 109, no. 2, 2012, doi: 10.14359/51683709.
- [65] Ross, A. D., "Creep of Concrete under Variable Stress," *Journal of the American Concrete Institute*, no. 54–41, pp. 739–758, 1958.
- [66] Ruiz, J. *et al.*, "Prediction of Heat Transport in Concrete Made with Blast Furnace Slag Aggregate," 2003.
- [67] Schindler, A. K., "Effect of temperature on hydration of cementitious materials," *ACI Materials Journal*, vol. 101, no. 1, 2004, doi: 10.14359/12990.
- [68] Schindler, A. K., Folliard, K. J., "Heat of hydration models for cementitious materials," *ACI Materials Journal*, vol. 102, no. 1, 2005, doi: 10.14359/14246.
- [69] Schmitt, P., "Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design," *Revue française de géotechnique*, no. 71, pp. 3–10, 1995, [Online]. Available: <http://cat.inist.fr/?aModele=afficheN&cpsidt=3564501>
- [70] De Schutter, G., Taerwe, L., "Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete," *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, vol. 29, no. 190, pp. 335–344, 1996, doi: 10.1007/bf02486341.
- [71] Siemińska-Lewandowska, A., *Głębokie wykopy. Projektowanie i wykonawstwo*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKL, 2010.
- [72] Skibicki, S., "Optimization of Cost of Building with Concrete Slabs Based on the Maturity Method," *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, vol. 245, no. 2, 2017, doi: 10.1088/1757-899X/245/2/022061.
- [73] Smith, G. D., *Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods*. in Oxford applied mathematics and computing science series. Clarendon Press, 1985.
- [74] Steinhart, J. S., Hart, S. R., "Calibration curves for thermistors," *Deep-Sea Research and Oceanographic Abstracts*, vol. 15, no. 4, pp. 497–503, 1968, doi: 10.1016/0011-7471(68)90057-0.
- [75] Strutt, J. W., *Theory of Sound*. 1945.
- [76] Szwabowski, J., "Aktualne problemy technologii robót betonowych," 2025.

- [77] Takeda, T. et al., "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," *Journal of the Structural Division*, vol. 96, no. 12. pp. 2557–2573, 1970. doi: 10.1061/jsdeag.0002765.
- [78] Timoshenko, S. P. et al., "Theory of Elasticity (3rd ed.)," *Journal of Applied Mechanics*, vol. 37, no. 3, p. 888, Sep. 1970, doi: 10.1115/1.3408648.
- [79] Tomczak, U., Gondek, M., "Wielofunkcyjne podziemie Dworca Zachodniego - rozwiązania projektowe i realizacja," in *GeoVIB2025 - Geotechniczne Vademecum Inżyniera Budowlanego*, 2025.
- [80] Westergaard, H. M. M., "Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis," *Journal of Highway Research*, vol. 7, no. 2, pp. 25–35, 1926.
- [81] Woyciechowski, P. et al., "Thermal shock as a cause of cracking of concrete in massive bridge support elements - a case study," *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, vol. 19, no. 4, 2020, doi: 10.7409/rabdim.020.019.
- [82] Zieliński, A., "Skurcz autogeniczny betonów wysokowartościowych," *Inżynieria i Budownictwo*, vol. 7, pp. 348–350, 2021.
- [83] Żmij, A., "External restraints in early age massive foundation slabs External restraints in early age massive foundation slabs Cracking of massive concrete elements , arising in the phase of their erection , is common," no. April, 2017.

NORMY I WYTYCZNE

- [84] Bamforth, P., *CIRIA C660 Early-Age thermal crack control in concrete*. CIRIA, 2007.
- [85] Bamforth, P., *CIRIA C766 Control of cracking caused by restrained deformation in concrete*. CIRIA, 2018.
- [86] *Draft CEB guide to durable concrete structures*. in CEB Bulletin. FIB - International Federation for Structural Concrete, 1985.
- [87] *fib Model Code for Concrete Structures (2020)*. Lausanne: FIB - International Federation for Structural Concrete, 2024, p. 780.
- [88] *PN-EN 1538:2015 - Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych. Ściany szczelinowe*. PKN, 2015.
- [89] *PN-EN 1992-1-1:2008 - wersja polska. Eurokod 2 -- Projektowanie konstrukcji z betonu -- Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*. PKN, 2008.
- [90] *PN-EN 1992-1-1:2024-05E Eurokod 2 -- Projektowanie konstrukcji z betonu -- Część 1-1: Reguły ogólne oraz reguły dla budynków, mostów i konstrukcji inżynierskich*. PKN, 2024.
- [91] *PN-EN 1992-3:2008 Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 3: Silosy i zbiorniki*. PKN, 2008.
- [92] *PN-EN 206+A1:2016-12 - wersja polska. Beton -- Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*. PKN, 2016.

- [93] *Recommandations pour la conception, le dimensionnement et la mise en oeuvre des géostructures thermiques*, no. 149. CFMS, SYNTEC INGENIERIE, SOFFONS-FNTP, 2016, p. 120. doi: 10.1051/geotech/2017012.

ŹRÓDŁA INTERNETOWE

- [94] IMGW-PIB, "Mapy klimatu Polski." Accessed: Mar. 15, 2026. [Online]. Available: https://klimat.imgw.pl/pl/climate-maps/#Mean_Temperature/Yearly/1991-2020/
- [95] UK Meteorological Office, "UK climate maps and data." Accessed: Mar. 15, 2026. [Online]. Available: <https://www.metoffice.gov.uk/research/climate/maps-and-data/uk-actual-and-anomaly-maps>

DOKUMENTACJE I PROJEKTY

- [96] GC Projekt, "Budowa drogi S52 - Projekt architektoniczno-budowlany - Tom 13.5 - Dokumentacja geologiczno-inżynierska określająca warunki geologiczno - inżynierskie posadowienia obiektów budowlanych - dodatek," 2018.
- [97] Geotest, "Budowa trasy tramwaju szybkiego od ul. Kasprzaka do Wilanowa na odcinku od Dworca Zachodniego do węzła z ulicą Grójecką," 2024.
- [98] Mott MacDonald, "KEMPF Geotechnical Summary Design Note," 2019.
- [99] Pracownia Geologiczno-Inżynierska, "Udrożnienie Łódzkiego Węzła Kolejowego etap II odcinek Łódź Fabryczna - Łódź Kaliska/Łódź Żabieniec - Projekt budowlany - Tom III zał. 2 Geotechniczne Warunki Posadowienia," 2021.
- [100] Soletanche Polska, "Projekt wykonawczy komory technologicznej dla linii cięcia wzdłużnego w odlewni taśm aluminiowych," 2018.
- [101] Soletanche Polska, "Wykonanie robót związanych z budową stacji Warszawa Zachodnia oraz budową trasy tramwajowej do Wilanowa w ramach projektu pt. 'Prace na linii średnicowej w Warszawie na odcinku Warszawa Wschodnia - Warszawa Zachodnia' oraz "Budowa trasy tramwajowej do Wil," 2022.
- [102] Sud Architekt Polska *et al.*, "Udrożnienie Łódzkiego Węzła Kolejowego etap II odcinek Łódź Fabryczna - Łódź Kaliska/Łódź Żabieniec - Projekt wykonawczy - Tom II branża konstrukcyjna - ściany szczelinowe." 2020.
- [103] SWS, "Budowa drogi S52 - Projekt wykonawczy ścian szczelinowych tunelu TS-04," 2020.
- [104] TORPROJEKT, "Wykonanie dokumentacji projektowej, przetargowej oraz prowadzenie nadzoru autorskiego nad opracowaną dokumentacją dla realizacji robót budowlanych związanych z przebudową stacji Warszawa Zachodnia w ramach projektu "Prace na linii średnicowej w Warszawie," 2019.