



Politechnika Poznańska
Wydział Inżynierii Lądowej i Transportu

Rozprawa doktorska:

**Wielokryterialna diagnostyka
systemów naprawczych wtórnego mocowania
warstw ściennych w technologii
wielkopłytywowej**

*Multicriterial diagnostics
of repair systems for a secondary fastening
of wall elements' layers in a large-panel technology*

mgr inż. Krzysztof Girus

promotor: prof. dr hab. inż. Józef Jasiczak

Poznań, 2023

“Concrete is a patient material but”...

A.M.Neville

Spis treści

1. Wprowadzenie.....	13
1.1. Wstęp.....	13
1.2. Cele pracy, hipoteza i założenia.....	14
2. Ściana trójwarstwowa – opis.....	16
2.1. Ideowa geneza projektu trójwarstwowego elementu ściennego	16
2.2. Studium występujących ścian trójwarstwowych	18
2.3. Charakterystyka sił działających w elemencie ściennym.....	21
2.4. Czynniki niszczące, wpływające na trwałość ścian zewnętrznych budynków wielkopłytowych	25
2.4.1. Trwałość a odporność – definicja i badania	25
2.4.2. Wpływ warunków środowiskowych (atmosferycznych)	28
2.4.3. Wpływ warunków eksploatacyjnych.....	30
2.4.4. Wpływ termomodernizacji – wprowadzenie izolacji termicznej	32
2.4.4.1. Podział ze względu na układ warstw po termomodernizacji	32
2.4.4.2. Analiza warunków ciepłno-wilgotnościowych.....	35
2.4.4.3. Modelowanie środowiska pracy elementu ściennego	37
2.5. Błędy wykonawcze i projektowe	43
2.5.1. Wiodące błędy wykonawcze dla ścian zewnętrznych	43
2.5.2. Ustalenie błędów projektowych dla powszechnych systemów technologicznych	45
3. Diagnostyka stanu elementów ścian zewnętrznych	47
3.1. Metody diagnozowania stanu technicznego	47
3.1.1. Podział metod diagnostycznych - metodyczny	47
3.1.2. Podział ze względu na obiekt badawczy (przedmiot identyfikacji)	49
3.2. Identyfikacja nieprawidłowości na przykładzie wybranych budynków	50
3.2.1. Krytyczny przegląd przykładów literaturowych	50
3.2.2. Wyniki własnych inwentaryzacji fasad	59
3.2.3. Budowa bazy danych zawierającej informacje o uszkodzeniach	68
4. Badania pojedynczych, zdegradowanych elementów ściennych.....	70
4.1. Metodyka badań.....	70
4.2. Opis wybranych metod badawczych	74
4.3. Wyniki badań	77
4.4. Opracowanie statystyczne dotyczące występowania uszkodzeń / wad	85

4.4.1.	Agregacja błędów wykonawczych i projektowych pod względem stopnia zagrożenia	85
4.4.2.	Klasyfikacja uszkodzeń pod względem częstości występowania	88
4.5.	Ustalenie próby reprezentatywnej i aktualizacja metodologii	91
4.5.1.	Określenie metody doboru próby	91
4.5.2.	Ponowna weryfikacja wybranych metod badawczych.....	94
5.	Analiza systemów naprawczych wtórnego mocowania	98
5.1.	Podział, zróżnicowanie i zastosowanie systemów wtórnego mocowania	98
5.2.	Określenie wiodących cech i parametrów	99
5.3.	Adaptacja obowiązujących założeń normowych projektowania łączników w stwardniałym betonie	102
5.3.1.	Założenia ogólne.....	102
5.3.2.	Schematy zniszczenia	103
5.3.3.	Oddziaływania na łączniki.....	104
5.3.4.	Wymagane sprawdzenia	106
5.4.	Badanie i modelowanie połączeń wtórnych.....	111
5.4.1.	Metody analizy i badań	111
5.4.2.	Budowa indywidualnego stanowiska badawczego	114
5.4.3.	Modyfikacja cech materiałowych.....	116
5.4.4.	Wyniki pomiarów	118
5.4.5.	Weryfikacja obliczeniowa uzyskanych wyników	124
6.	Wielokryterialna analiza doboru kotew	131
6.1.	Rozwiązanie zadania optymalizacyjnego	131
6.2.	Weryfikacja poprawności założeń poprzez modelowanie MES.....	137
6.3.	Próba uwzględnienia kryteriów jakościowych.....	139
6.4.	Propozycja algorytmu do wielokryterialnej diagnostyki ścian w celu doboru systemów wtórnego mocowania	140
7.	Zakończenie.....	144
7.1.	Podsumowanie wyników pracy badawczej	144
7.2.	Wnioski końcowe.....	145
7.3.	Przyszłe badania.....	147
	Bibliografia	149

Streszczenie

Wielokryterialna diagnostyka systemów naprawczych wtórnego mocowania warstw ściennych w technologii wielkopłytywowej.

Technologia betonowego budownictwa prefabrykowanego, wielkopłytwowego ukształtowana w powojennych realiach Europy (choć nie tylko), podległa znacznej ewolucji na przestrzeni kilkudziesięciu lat swojej prosperity. Jednym z istotniejszych rozwiązań modernizacyjnych dotyczących większości systemów było wprowadzenie trójwarstwowych ścian zewnętrznych. Poszczególne warstwy elementu miały za zadanie przenosić obciążenia wynikające z pracy konstrukcji, izolować termicznie oraz trwale chronić obiekt i pozostałe warstwy ściany przed wpływem warunków atmosferycznych. Ściana tego typu jest odporna na zmiany temperatury, zawilgocenie (poprzez odprowadzanie wilgoci za zewnątrz) i nie wymaga dalszych zabiegów na placu budowy. To właśnie sandwiczowe, warstwowe elementy ścienne są do dzisiaj wykorzystywane w realizowanych budynkach wielkopłytowych.

Na przestrzeni lat pojawiło się wiele systemowych i indywidualnych rozwiązań trójwarstwowych elementów, jednak założenia konstrukcyjne były niezmiennie: na części nośnej (lub też samonośnej) mocowanej do budynku zawieszano punktowo - z wykorzystaniem stalowych wieszaków i szpilek - warstwę fakturową. Pomiędzy nimi znajdowała się izolacja termiczna. To właśnie system stalowych łączników oraz trwałość warstwy licowej okazują się decydujące dla bezpieczeństwa użytkowania wielu zrealizowanych obiektów.

Popularne w ostatnich latach systemy wtórnego mocowania warstw z wykorzystaniem kotew wklejanych, stosowane są w wielu przypadkach dość bezkrytycznie, a ich dobór (najczęściej ograniczony do weryfikacji przypadających obciążeń) nie jest poprzedzony należyłą diagnostyką stanu technicznego elementów ściennych.

Przedmiotem niniejszej pracy stała się zatem w pierwszej kolejności możliwie pełna diagnostyka trójwarstwowych elementów ściennych, wraz z ustaleniem metodologii badań do prowadzenia oceny systemowej. Diagnostyka oparta została w dużej mierze na często unikanych badaniach niszczących – ze względu na najlepsze uzyskane rezultaty.

Wyniki badań własnych, poddane próbie statystycznej oraz przykłady literaturowe posłużyły do sformułowania autorskiej klasyfikacji istotności uszkodzeń i wad, czyli „wagi defektu”. Oparto ją o zamianę zmiennych jakościowych, niemierzalnych, na zmienne quasi-ilościowe określające częstotliwość występowania (w skali 1-3) i potencjalne zagrożenie dalszą degradacją (w skali 1-4). Suma wartości nadanych cech quasi-ilościowych określa wprowadzoną tzw. „wagę defektu”. Na tej podstawie ustalono listę 32 defektów (częściowo powtarzalnych), które mają istotny wpływ na trwałość elementu, z czego zaproponowane metody badawcze uwzględniają analizę 29 spośród nich.

Celem zarówno pracy jak i przeprowadzonej diagnostyki było wykazanie, że stan techniczny oraz wady warstwy fakturowej i warstwy izolacyjnej mają istotne znaczenie dla doboru systemu wtórnego mocowania opartego na kotwach wklejanych. Stąd w piątym rozdziale opisano istotne parametry oraz wymagania stawiane wykorzystywanym łącznikom. Wykonano obliczenia szacujące nośność, a docelowo przeprowadzono na wybranych rozwiązaniach badania wytrzymałościowe

z oceną wzajemnych przemieszczeń warstw. W ramach badań zastosowano zróżnicowanie: kotew (3 typy), układu kotew (pojedyncze i podwójne) oraz betonu warstwy fakturowej (4 klasy: C16/20, C12/15, LC16/18, LC12/13).

Pomierzone wyniki i analiza destrukcji posłużyły do przeprowadzenia kontrolnej weryfikacji obliczeniowej oraz określenia kryteriów decyzyjnych doboru mocowania. W następnym kroku rozwiązano wielokryterialne zadanie optymalizacyjne, w którym uwzględniono kryteria ugięcia kotwy δ oraz jej średnicy (w zakresie 12-50 mm) – kryteria te opisano funkcjami celu. Wprowadzono ograniczenia dla zadania w postaci warunku wytrzymałościowego $F_{Rdu} = A_{c0} \cdot \sigma_{Rd,max} \geq F_{c,Sd}$ oraz warunku sztywnościowego z założeniem $\delta_{max} \leq \delta_{dop} = 3 \text{ mm}$. Parametrami w zadaniu są m.in. wyniki przeprowadzonej diagnostyki, tj.: pomierzony przedział wytrzymałości na ściskanie f_{ck} , grubości warstwy fakturowej h_f oraz warstwy izolacyjnej h_i . Ostatecznie wyznaczono przedziały rozwiązań dopuszczalnych oraz określono obszar rozwiązań niedopuszczalnych - stanowiący potencjalne ryzyko nieświadomego przekroczenia nośności betonu, przy jednoczesnym spełnieniu pozostałych warunków. Wykazano, że do takiej sytuacji może dojść w przypadku błędnego ustalenia klasy betonu oraz grubości warstw. Weryfikacji pola powierzchni docisku A_{c0} dokonano z wykorzystaniem uproszczonego modelowania w metodzie elementów skończonych.

Ostatnim elementem pracy stało się opracowanie algorytmu diagnostyki elementów trójwarstwowych w celu doboru wtórnego mocowania warstw. W ramach schematu postępowania uzgodniono wartości graniczne, związane z oceną techniczną elementu, dla których wzmocnienie jest dyskusyjne i należy rozważyć demontaż warstwy fakturowej. Przejście pełnej ścieżki diagnostyki, ze spełnieniem wszystkich pośrednich założeń umożliwi natomiast podjęcie decyzji o braku potrzeby wykonania wzmocnień.

Co istotne, wyniki badań własnych potwierdziły w wielu przypadkach (przebadano łącznie kilkanaście budynków i około 2000 elementów ściennych) konieczność zastosowania wtórnego mocowania, a tym samym brak odpowiedniej stateczności ścian, co może powodować zagrożenie dla ludzi i mienia.

Abstract

Multicriterial diagnostics of repair systems for a secondary fastening of wall elements' layers in a large-panel technology.

The technology of concrete pre-fabricated, large-panel construction, shaped in the post-war realities of Europe (but not limited to), has undergone a significant evolution over several decades of its prosperity. One of the most important modernisation solutions for the majority of systems was the introduction of three-layer external walls. The individual layers of the element were used to transfer the loads, resulting from the structure's work, thermally insulating and permanently protecting the building, as well as other layers of the wall, against the influence of weather conditions. A wall of this type is resistant to temperature changes and moisture (through the removal of moisture from the outside) and does not require any further treatments at the construction site. The sandwiched, layered wall elements are used in large-panel buildings today.

Over the years, many systemic and individual solutions for three-layer elements have appeared. Still, the construction assumptions have remained unchanged: on the load-bearing (or self-supporting) part attached to the building, the textured layer was freely hung with the use of steel hangers and pins, with thermal insulation between them. The system of steel fasteners and the durability of the facing layer prove to be decisive for the safety of the use of many completed facilities.

The systems of the secondary fixing of layers, with the use of chemical anchors, popular in recent years, are used in many cases quite indiscriminately, and their selection (usually limited to the verification of the loads involved) is not preceded by proper diagnostics of the technical condition of the wall elements.

Therefore, the subject of this study was, in the first place, the most complete possible diagnostics of three-layer wall elements, together with the determination of the research methodology for the system assessment. The diagnostics was based largely on the often avoided destructive tests as they provided the best results.

The results of the research conducted as part of this study, which were subjected to a statistical test, and literature examples were used to formulate the author's classification of the significance of damage and defects, termed the "defect severity". This classification was based on the replacement of qualitative, non-measurable variables into quasi-quantitative variables determining the frequency of occurrence (on a scale of 1-3) and potential risk of further degradation (on a scale of 1-4). The sum of values of the assigned quasi-quantitative characteristics determines the introduced so-called "defect severity". On this basis, a list of 32 defects (partially repetitive) was established that has a significant impact on the durability of the element, of which the proposed research methods take into account the analysis of 29 of them.

The aim of both the work and the diagnostics carried out was to demonstrate that the technical condition and defects of the texture layer and the insulation layer are of significant importance for the selection of the secondary fixing system based on chemical anchors. Hence, the fifth chapter examines the important parameters and requirements for the fasteners used. Carrying capacity calculations were made, and ultimately, strength tests were carried out on selected

solutions with the assessment of mutual displacements of layers. As part of the research, the differentiation used was: anchors (3 types), an anchor layout (single and double) and concrete of the textured layer (4 classes: C16/20, C12/15, LC16/18, LC12/13).

The measured results and the destruction analysis were employed to implement the control verification (computational) and to define the decision criteria for the selection of the fastening. In the following step, the multi-criteria optimisation task was solved, in which the criteria for the deflection of the anchor δ and its diameter (in the range of 12-50 mm) were taken into account - these criteria were described with the objective functions. Restrictions were introduced for the task in the form of the strength condition $F_{Rdu} = A_{c0} \cdot \sigma_{Rd,max} \geq F_{c,sd}$ and the stiffness condition with the assumption $\delta_{max} \leq \delta_{dop} = 3 \text{ mm}$. The parameters in the task are, among others, the results of the diagnostics carried out, i.e.: the measured compressive strength range, the thickness of the texture layer and the insulation layer. Finally, the ranges of acceptable solutions were determined and the area of unacceptable solutions was determined - representing a potential risk of unknowingly exceeding the load capacity of concrete, while meeting other conditions. It has been demonstrated that such a situation may occur in the case of incorrect determination of the concrete class and layer thickness. The pressure area was verified with the use of simplified modelling in the finite element method.

The last element of the work was the development of an algorithm for the diagnosis of three-layer elements in order to select the secondary fastening of the layers. As part of the flowchart, limit values related to the technical assessment of the element have been agreed, for which the anchoring is questionable and the dismantling of the texture layer should be considered. On the other hand, completing the full diagnostic path with the fulfilment of all intermediate assumptions makes it possible to conclude the decision about no need to perform reinforcements.

Importantly, the results of the undertaken research confirmed in many cases (a total of several buildings and about 2,000 wall elements were tested) the necessity to use secondary fastening, and thus the lack of adequate stability of the walls, which may pose a threat to people and property.

Wykaz ważniejszych oznaczeń:

(w kolejności występowania w pracy)

symbol:	jednostka:	
h	<i>cm</i>	grubość elementu
l	<i>cm</i>	- wysokość płyty - długość wspornikowa trzpienia/kotwy
h_{eff}	<i>cm</i>	grubość efektywna elementu
$P(t)$		prawdopodobieństwo
P_{target}		założone na etapie projektowania docelowe prawdopodobieństwo
$R(t)$		nośność konstrukcji w stanie granicznym nośności w zależności od czasu (trwałość)
$S(t)$		odkształcenie lub przemieszczenie konstrukcji w stanie granicznym użyteczności
ρ_{p90}	<i>kg/m³</i>	gęstość rzeczywista po 90 cyklach
ρ_{p0}	<i>kg/m³</i>	gęstość rzeczywista przed cyklem starzeniowym
n		- liczba cykli starzeniowych (we wzorach dot. badań starzeniowych) - liczebność szeregu, zbiorowości (we wzorach dot. statystyki)
t_T	<i>lata</i>	czas trwałości
R_0	<i>MPa</i>	wytrzymałość materiału przed starzeniem
R_{min}	<i>MPa</i>	dopuszczalna wytrzymałość materiału
R_1	<i>MPa</i>	wytrzymałość materiału po 90 cyklach starzenia
$m_1(t)$		destrukcja mrozowa
$m_2(t)$		destrukcja powierzchniowa
M_1	<i>kg</i>	ubytek masy w czasie testu starzeniowego
M_{max}	<i>kg</i>	maksymalny dopuszczalny ubytek masy
(DRI)	<i>m</i>	wskaźnik zacinającego deszczu dla powierzchni pionowych
t_1, t_2	<i>°C</i>	temperatura w ośrodku, kolejno 1 i 2
\varnothing	<i>mm</i>	średnica
$H_{tr,ie}$	<i>W/K</i>	współczynnik przenoszenia ciepła przez przenikanie (ze strefy ogrzewanej do środowiska zewnętrznego)
$b_{tr,i}$		współczynnik redukcji obliczeniowej różnicy temperatur
A_i	<i>m²</i>	pole powierzchni i-tej przegrody
U_i	<i>W/(m²*K)</i>	współczynnik przenikania ciepła i-tej przegrody
l_i	<i>m</i>	długość liniowego mostka cieplnego
ψ_i	<i>W/(m²*K)</i>	liniowy współczynnik przenikania ciepła mostka cieplnego
f_{Rsi}		czynnik temperaturowy na powierzchni wewnętrznej
$f_{Rsi(kr)}$		krytyczny czynnik temperaturowy złącza
θ	<i>°C</i>	temperatura
θ_{min}	<i>°C</i>	minimalna temperatura powierzchni wewnętrznej
δ	<i>kg/(m³*Pa*s)</i>	współczynnik paroprzepuszczalności materiału
δ_0		współczynnik paroprzepuszczalności powietrza
r	<i>(m²*s*Pa)/kg</i>	opór dyfuzyjny
d, d_{nom}	<i>m</i>	- grubość warstwy materiału (we wzorach dot. fizyki cieplnej) - błąd szacowania (we wzorach dot. statystyki) - średnica kotwy (we wzorach wytrzymałościowych)
μ	<i>kg/(m³*Pa*s)</i>	względny współczynnik oporu dyfuzyjnego pary wodnej
λ	<i>W/(m*K)</i>	przewodność cieplna
$\nabla \theta$		operator Nabla lub Hamiltona
q	<i>W/m²</i>	gęstość strumienia cieplnego
R	<i>m²*K/W</i>	opór cieplny
$\Delta\theta$	<i>°C</i>	różnica temperatur
S_d	<i>m</i>	równowagowy współczynnik dyfuzji

ϕ	%	wilgotność
p_{sat}	Pa	ciśnienie pary wodnej nasyconej
p	Pa	ciśnienie pary wodnej
ϵ_r		jednostkowe odkształcenie termiczne
l/d		proporcja długości próbki (odwiertu rdzeniowego) do średnicy
f_{ck} $f_{ck, is}$	MPa	charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie (is = in-situ)
f_{cm} $f_{m(n), is}$	MPa	średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie, uzyskana z n wyników pomiaru (is = in-situ)
f_{ci} $f_{c, is, lowest}$	MPa	najmniejsza z oznaczonych wartości wytrzymałości betonu na ściskanie (is = in-situ)
k		- zmienna związana z małą liczbą wyników badań (we wzorach dot. wytrzymałości betonu) - liczba klas, przedziałów (we wzorach dot. statystyki)
$f_{ck, cube}$ $f_{ck, is, cube}$	MPa	charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie na próbkach sześciennych (is = in-situ)
R_e	MPa	granica plastyczności (R_{eL} – dolna gr. plastyczności, R_{eH} – górna gr. plastyczności)
R_m	MPa	wytrzymałość na rozciąganie stali zbrojeniowej
A_{gt}	%	wydłużenie przy maksymalnej sile
\bar{x}		średnia arytmetyczna
s		odchylenie standardowe
p		przedział ufności
α		- poziom istotności (we wzorach dot. statystyki) - współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej (we wzorach dot. parametrów stali)
$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$		wartość krytyczna odczytana z rozkładu normalnego
h_{ef}	mm	głębokość zaktowienia
h_n		grubość warstwy nośnej
CRF		współczynnik odporności korozyjnej
CRC		klasa odporności korozyjnej
c_{cr}	mm	odległość od krawędzi wymagana do zapewnienia char. nośności łącznika
s_{cr}	mm	charakterystyczny rozstaw łączników dla zapewnienia wymaganej nośności pojedynczego łącznika
γ_{Mc}		współczynnik częściowy zniszczenia betonu
γ_{inst}		współczynnik uwzględniający montaż łączników
c_1	mm	odległość od krawędzi w kierunku „1”
a	mm	rozstaw między łącznikami
M_{Ed}	Nm	moment zginający działający na łącznik
V_{Ed}	N	obciążenie ścinające działające na łącznik
l_a	mm	efektywne ramię działania siły ścinającej
a_3	mm	odległość pomiędzy powierzchnią betonu i przyjętym punktem utwierdzenia łącznika obciążonego siłą ścinającą z mimośrodem
e_1	mm	odległość pomiędzy obciążeniem ścinającym a powierzchnią betonu
α_M		współczynnik uwzględniający stopień utwierdzenia łącznika od strony elementu ustalającego
N_{Ed}	N	wypadkowa obliczeniowa siła rozciągająca
$N_{Rk, S}$	N	nośność charakterystyczna dla zniszczenia stali łącznika
γ_{Ms}		współczynnik częściowy zniszczenia stali
f_{uk}	MPa	nominalna charakterystyczna wytrzymałość stali na rozciąganie
f_{yk}	MPa	charakterystyczna granica plastyczności stali
$N_{Rk, C}$	N	nośność charakterystyczna dla zniszczenia betonu przez odłupanie stożka pod wpływem obciążenia rozciągającego
γ_c		współczynnik częściowy materiałowy dla betonu
$N_{Rk, C}^0$	N	nośność charakterystyczna, podstawowa (pojedynczego łącznika) dla zniszczenia betonu przez odłupanie stożka pod wpływem obciążenia rozciągającego

$\Psi_{s,N}$		współczynnik uwzględniający zaburzenie rozkładu naprężeń w betonie wynikające z bliskości krawędzi w elemencie betonowym, przy zniszczeniu betonu przez wyrwanie stożka
$\Psi_{re,N}$		współczynnik odpryskiwania otuliny
$\Psi_{ec,N}$		współczynnik uwzględniający wpływ efektu grupowego na zniszczenie przez wyrwanie stożka, gdy na łączniki działają różne obciążenia rozciągające
$\Psi_{M,N}$		współczynnik uwzględniający wpływ efektu działania siły ściskającej pomiędzy elementem ustalającym a betonem w przypadku działania momentu zginającego z siłą lub bez siły osiowej
k_1		- współczynnik zależny od zarysowania i rodzaju łącznika (wg Eurokodu 2 cz.4) - współczynnik we wzorze na $\sigma_{Rd,max}$ (wg Eurokodu 2 cz. 1)
$k_{cr,N}$		współczynnik dla zarysowanego betonu
$A_{c,N}^0$	mm ²	referencyjna powierzchnia rzutowana
$A_{c,N}$	mm ²	rzeczywista powierzchnia rzutowana, ograniczona przez zachodzące na siebie stożki betonowe oraz krawędzie elementu
$s_{cr,N}$	mm	charakterystyczny rozstaw łączników dla zapewnienia wymaganej nośności pojedynczego łącznika w przypadku zniszczenia przez wyrwanie stożka pod wpływem rozciągania
$c_{cr,N}$	mm	odległość od krawędzi wymagana do zapewnienia char. nośności łącznika w przypadku wyłamania przy rozciąganiu
s_1	mm	rozstaw łączników w grupie w kierunku „1”
c	mm	najmniejsza odległość osi łącznika od krawędzi
e_N	mm	mimośród wypadkowej siły rozciągającej
$N_{Rk,p}$	N	nośność charakterystyczna dla zniszczenia przez wyrwanie pod wpływem obciążenia rozciągającego
γ_{Mp}		współczynnik częściowy dla połączonego wyrwania ze zniszczeniem betonu
$N_{Rk,p}^0$	N	nośność charakter., podstawowa (pojedynczego łącznika) dla zniszczenia przez wyrwanie pod wpływem obc. rozciągającego
Ψ_{sus}		współczynnik uwzględniający wpływ długotrwałego obciążenia
α_{sus}		stosunek wartości oddziaływań długotrwałych (wraz z częścią stałą obciążeń zmiennych) do wartości wszystkich oddziaływań
Ψ_{sus}^0		współczynnik zależny od wyrobu, uwzględniający wpływ długotrwałego obciążenia na przyczepność (wg ETA)
τ_{Rk}	MPa	charakterystyczna wytrzymałość przyczepności klejanego łącznika, zależna od klasy wytrzymałości betonu
$\tau_{Rk,cr}$	MPa	jak wyżej, ale w zarysowanym betonie
$A_{p,N}$	mm ²	rzeczywista powierzchnia wpływu przyczepności, ograniczona przez nakładające się powierzchnie sąsiednich łączników i krawędzie elementu betonowego
$A_{p,N}^0$	mm ²	referencyjna powierzchnia wpływu przyczepności pojedynczego łącznika
$\Psi_{g,Np}$		współczynnik uwzględniający wpływ efektu grupowego łączników rozmieszczonych w bliskim rozstawie
$\Psi_{s,Np}$		współczynnik uwzględniający zaburzenie rozkładu naprężeń w betonie wynikające z bliskości krawędzi w elemencie betonowym, przy połączonym wyrwaniu i zniszczeniu betonu
$c_{cr,Np}$	mm	odległość od krawędzi wymagana do zapewnienia charakter. nośności łącznika w przypadku połączonego wyrwania łącznika i zniszczenia betonu
$s_{cr,Np}$	mm	charakterystyczny rozstaw łączników dla zapewnienia wymaganej nośności pojedynczego łącznika w przypadku połączonego wyrwania łącznika i zniszczenia betonu
$\Psi_{ec,Np}$		współczynnik uwzględniający wpływ efektu grupowego za połączone wyrwanie i zniszczenie betonu, gdy na łączniki działają różne obciążenia rozciągające
$N_{Rk,sp}$	N	nośność charakterystyczna dla zniszczenia przez rozłupanie pod wpływem obciążenia rozciągającego
γ_{Msp}		współczynnik częściowy zniszczenia betonu przez rozłupanie
h_{min}	mm	minimalna dopuszczalna grubość elementu betonowego
$N_{Rk,sp}^0$	N	nośność charakter., podstawowa (pojedynczego łącznika) dla zniszczenia przez rozłupanie pod wpływem obc. rozciągającego
$\Psi_{h,sp}$		współczynnik uwzględniający wpływ grubości elementu na nośność w przypadku

		zniszczenia betonu przez rozłupanie
$V_{Rk,s,M}$	N	nośność charakterystyczna dla zniszczenia stali pod wpływem obciążenia ścinającego działającego na mimośrodzie
$M_{Rk,s}$	Nm	nośność charakterystyczna na zginanie
h_i	mm	grubość warstwy izolacyjnej
h_f	mm	grubość warstwy fakturowej
$M_{Rk,s}^0$	Nm	nośność charakterystyczna, podstawowa pojedynczego łącznika na zginanie
$V_{Rk,cp}$	N	nośność charakterystyczna dla zniszczenia betonu przez wyłupanie pod wpływem obciążenia ścinającego
k_g		współczynnik uwzględniany przy zniszczeniu betonu przez odłupanie
C_d	mm	przemieszczenie
F, P, V, G, N, Q	$kN (N)$	obciążenia działające na wieszak/kotwę
$F_{ }, F_{\perp}$	kN	składowe siły
E	GPa	moduł Younga
δ_{max}	mm	ugięcie maksymalne
I_x	m	moment bezwładności
CS(10)		wytrzymałość na ściskanie przy 10% odkształceniu
$\sigma_{Rd,max}$	MPa	maksymalne naprężenie w strefie węzłowej betonu
ν'		współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego
f_{cd}	MPa	obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie betonu
F_{Rdu}	kN	nośność betonu na docisk
A_{c0}	m^2	powierzchnia docisku
F_d	$kN (kN/m^2)$	wartość sumarycznego obciążenia obliczeniowego płyty elewacyjnej
A	$M2$	powierzchnia płyty elewacyjnej
ρ_s	kg/m^3	gęstość stali
ρ_c	kg/m^3	gęstość betonu
F_{izol}	kN/m^2	obciążenie od nowej izolacji termicznej
γ_G		częściowy współczynnik (tzw. bezpieczeństwa) dla oddziaływań stałych
δ_{dop}	mm	ugięcie dopuszczalne

Nazwy polskich systemów wielkopłytowych wymienionych w pracy:

skrót (odmiana):	pełna nazwa:
CzWP	Częstochowska Wielka Płyta
Dąbrowa	Dąbrowa – Łódzka Sekcja Mieszkaniowa (ŁSM) Domino Fadom
OWT (-67, -67N, -75)	System Oszczędnościowy Wielkopłytowy - Typowy
PBU (-59)	System Przedsiębiorstw Budownictwa Uprzemysłowionego
R (-76)	Ratajska Wielka Płyta (Rataje)
RzWP	Rzeszowska Wielka Płyta
S-Sz, Szczecin	System Szczeciński
SL-85	System Szczeciński, odmiana lokalna
W-70 (Wk70)	system wielkopłytowy, otwarty W-70 („k” – od firmy Kesting z RFN)
WUF-T (75)	Warszawska Uniwersalna Forma - Typowa
WWP	Wrocławska Wielka Płyta
Winogrady	Wielka Płyta Winogradzka

1. Wprowadzenie

1.1. Wstęp

Problematyka eksploatacji budynków wielkopłytowych zrealizowanych w Polsce w drugiej połowie XX wieku doczekała się licznych opracowań. Zdawałoby się, że wszystkie zagadnienia zostały gruntownie przeanalizowane. Nadal jednak zainteresowanym brakuje zasadniczej pewności czy istniejące konstrukcje spełniają wymagania bezpieczeństwa użytkowania, nośności i stateczności, bezpieczeństwa pożarowego, a także oszczędności energii, izolacyjności cieplnej itd. Wymagania te jasno określa art. 5 pkt 2 (i przytaczany w nim pkt 1) obowiązującego Prawa Budowlanego [1] oraz adekwatnie - w ramach wymagań podstawowych i spełnienia oczekiwanej trwałości - rozdział 2 Eurokodu PN-EN 1990 „Podstawy projektowania konstrukcji” [2]. Dyrektywa Rady Wspólnot Europejskich z 21.12.1988 r. w sprawie zbliżenia ustaw i aktów wykonawczych Państw Członkowskich dotyczących wyrobów budowlanych (89/106/EEC) wnosi ponadto: materiały budowlane powinny posiadać takie cechy, które zagwarantują wymagania dotyczące właściwości użytkowych w obiektach, w których zostaną wbudowane [3].

Badania Instytutu Techniki Budowlanej poświęcone budynkom wielkopłytowym koncentrują się w ostatnich latach na ścianach zewnętrznych. Konstrukcje na bazie przesztywnionego układu tarcz pionowych i poziomych z poprawnie zaprojektowanymi i wykonanymi wieńcami ukrytymi (we wszystkich wiodących w Polsce wielkopłytowych systemach technologicznych) pozwalają na skupienie wysiłków badawczych na elementach ściennych zewnętrznych, a dokładnie – na zachowaniu się tych elementów w czasie.

Budynki wielkopłytowe wciąż potrzebują instytucjonalnych opracowań [4] i badań systemowych – szczególnie, że coraz bardziej świadomi właściciele lokali będą chcieli w najbliższych latach inwestować w poprawę komfortu i jakości mieszkań, gwarantując przy tym także zapewnienie należytego bezpieczeństwa. Już dzisiaj prace związane ze wzmacnianiem elementów ścian zewnętrznych są wykonywane dość powszechnie, stąd potrzebna jest analiza oraz weryfikacja podejmowanych w tej materii decyzji.

„Głównym paradygmatem badań systemowych jest holistyczne (całościowe) ujmowanie rzeczywistości i stosowanie wiedzy systemowej” [5]. Co więcej, taka uniwersalna analiza umożliwi wspomaganie osób odpowiedzialnych za podejmowanie decyzji na podstawie gotowych modeli [6]. W chwili pojawienia się licznych rozwiązań wzmocnień wielkiej płyty, poprzez wtórne mocowanie warstw, należy ponownie - kompleksowo i systemowo - podejść do ich trwałości w odniesieniu do stanu technicznego elementów ścian trójwarstwowych.

Struktura niniejszej pracy przedstawia się następująco: rozdział pierwszy stanowi wprowadzenie i określa cele rozprawy, rozdział drugi jest możliwie skrupulatnym opisem założeń

projektowych oraz czynników związanych z pracą i jakością trójwarstwowych elementów ściennych stosowanych w budownictwie wielkopłytkowym minionych lat.

Rozdział trzeci poświęcony został diagnostyce – przedstawiono istotne metody diagnostyczne oraz przykłady literaturowe przeprowadzonych badań, a także wyniki własnych inwentaryzacji elewacji budynków wielkopłytkowych.

W rozdziale czwartym opracowano i przeprowadzono autorską metodologię badań elementów ściennych z wyborem tych metod badawczych, które przynosiły najlepsze rezultaty. Ustalono ponadto listę defektów, które mają istotny wpływ na trwałość elementu, uwzględniając wprowadzoną „wagę defektu” – lista istotnych uszkodzeń została skorelowana z przyjętymi metodami badawczymi.

W rozdziale piątym opisano główne cechy wtórnego mocowania warstw poprzez kotwienie, zaprezentowano literaturowe metody analizy skuteczności wzmocnień oraz zaproponowano własne badania i stanowisko badawcze, które zostały następnie zweryfikowane obliczeniowo. Zebrane wyniki posłużyły do określenia (rozdział szósty) danych wejściowych dla wielokryterialnego zadania optymalizacyjnego w celu doboru kotew i ustalenia obszaru zarówno rozwiązań dopuszczalnych jak i niedopuszczalnych – czyli obszaru z ryzykiem nieświadomego przekroczenia nośności betonu.

Rozdział siódmy obejmuje podsumowanie i analizę wyników pracy oraz plan dalszych prac badawczych technologii betonowego budownictwa prefabrykowanego, wielkopłytkowego.

1.2. Cele pracy, hipoteza i założenia

Cechą charakterystyczną konstrukcji prefabrykowanych, a tym samym także wielkopłytkowych, są złącza pomiędzy poszczególnymi elementami. Specyficznymi złączami są te stanowiące **połączenie warstw** trójwarstwowego elementu ściennego. Liczne, prowadzone na terenie całego kraju, badania wskazują, że to właśnie połączenia trójwarstwowych ścian są najbardziej narażone na awarię w trakcie użytkowania obiektu, a tym samym wpływają bezpośrednio na **trwałość konstrukcji**.

Celem niniejszej pracy jest wykazanie, że dobór systemów naprawczych wtórnego mocowania warstw ściennych powinien być zależny od stanu i diagnostyki elementu oraz stopnia jego degradacji, a także od oczekiwanej trwałości rozwiązania naprawczego.

Cele pośrednie to m.in.:

- opracowanie algorytmu diagnostyki ścian trójwarstwowych do doboru systemów naprawczych wtórnego mocowania warstw ściennych, biorąc pod uwagę m.in. stan i trwałość elementów trójwarstwowych;
- weryfikacja stanu elementów ściennych i wpływu czynników degradujących wraz z oceną zagrożenia („waga” defektu);

- ustalenie wartości granicznych, dla zastosowania systemów wtórnego mocowania.

W Polsce w latach 1960-1990 wprowadzono kilka aktualizacji współczynnika przenikania ciepła dla przegród zewnętrznych budynków – ostatecznie po wprowadzeniu normy cieplnej PN-82/B-02020 wszystkie wiodące systemy wielkopłytkowe musiały zostać zmodernizowane poprzez zastosowanie „cieplejszych”, trójwarstwowych ścian zewnętrznych, składających się z warstw: nośnej, ocieplającej i fakturowej. Liczne błędy montażowe, zaniedbania produkcyjne oraz brak bieżącej konserwacji pozwalają na **postawienie hipotezy**, że ściany zewnętrzne budynków wielkopłytkowych nie posiadają odpowiedniej stateczności i mogą powodować zagrożenie dla ludzi i mienia. Potwierdzać to mogą ekspertyzy, publikacje i badania prowadzone na terenie kraju oraz przeprowadzone badania własne.

Niniejsza praca stanowi ponadto podsumowanie działań autora oraz zebranie dostępnej wiedzy (zarówno ze źródeł archiwalnych, jak i współczesnych) w obszarze trójwarstwowych ścian zewnętrznych budownictwa prefabrykowanego, wielkopłytkowego, minionego wieku.

2. Ściana trójwarstwowa – opis

2.1. Ideowa geneza projektu trójwarstwowego elementu ściennego

Uprzemysłowienie budownictwa w XX wieku doprowadziło do wyodrębnienia systemów technologicznych – w tym również systemów technologicznych budownictwa wielkopłytkowego [7]. Tuż obok mechanizacji, głównym celem uprzemysłowionego budownictwa, było wprowadzenie pełnej typizacji i unifikacji [8]. W następstwie tych założeń dla każdego systemu technologicznego opracowano rozwiązania ścian zewnętrznych. Poniżej przedstawiono możliwie najogólniejszy podział ze względu na konstrukcję ścian zewnętrznych w budynkach wielkopłytkowych (wg [9]):

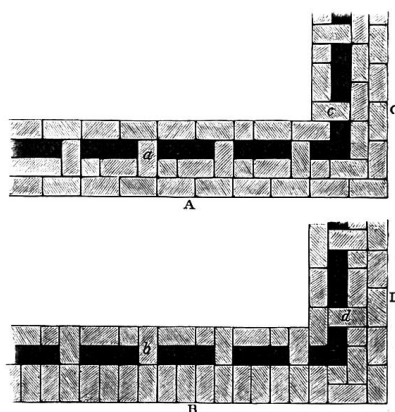
- 1) Betonowe, prefabrykowane ściany trójwarstwowe z wewnętrzną warstwą izolacyjną;
- 2) Prefabrykowane ściany jednowarstwowe z betonu lekkiego kruszywowego lub zwykłego;
- 3) Ściany jednowarstwowe z betonu komórkowego – wielkowymiarowe, scalone z dyli gazobetonowych (ściany osłonowe).

Z biegiem lat podstawowym rozwiązaniem przegród zewnętrznych w systemach budownictwa mieszkaniowego wielkopłytkowego zostały ściany z grupy 1) [10]. Ściany trójwarstwowe były następstwem dla ścian jednowarstwowych. Zastosowanie w Polsce nowych rozwiązań przegród zewnętrznych wymusiło wprowadzenie kolejnych norm cieplnych, w tym PN-82/B-02020 – zmiany wymagań szczegółowo opisano w [11]. Ewolucja dotyczyła m.in. systemów technologicznych: Szczecin i W-70, ale też lokalnych – np. Rataje, Winogrody. W niektórych systemach ściany trójwarstwowe były stosowane od samego początku – były to m.in. technologie: Wk-70, OWT, WUF-T, WWP, Fadom, PBU-59.

Założeniem ideowym prefabrykowanej ściany trójwarstwowej była **dystrybucja poszczególnych funkcji przegrody zewnętrznej na różne, komplementarne warstwy**, w których zastosowano do tego celu najlepsze (uwzględniając oczywiście również ekonomię) znane i dostępne materiały: beton zwykły lub keramzytobeton w warstwie nośnej; wełnę mineralną, styropian lub poliuretan w warstwie odpowiedzialnej za poprawę izolacyjności termicznej przegrody oraz beton (również zarówno zwykły jak i keramzytobeton) wykończony fakturą w warstwie zewnętrznej, osłaniającej przed czynnikami atmosferycznymi. Ściana warstwowa wymaga większych nakładów pracy, jednak pozwala na uzyskanie niższego współczynnika przenikania ciepła, przy mniejszej grubości przegrody niż adekwatny element jednowarstwowy [11].

Stosowanie ścian warstwowych znane było już w starożytności – Witruwiusz w I w. p.n.e. w traktacie „O architekturze ksiąg dziesięć” pisze na temat ścian warstwowych z pustką powietrzną,

łączonych żelaznymi klamrami, doceniając ich wpływ na trwałość kamiennego i ceglanego muru [12]. O współczesnym wykorzystaniu i zaletach ścian tzw. szczelinowych (hollow wall, cavity-wall) można przeczytać m.in. w XIX-wiecznej literaturze brytyjskiej – w Encyklopedii Architektury znajdujemy zapisy o stosowaniu drugiej cienkiej ściany zewnętrznej oddzielonej wnęką do cyrkulacji powietrza co jest niezbędne dla trwałości budynku (szczególnie budując na wilgotnym terenie), a także dla zdrowia mieszkańców (usunięcie nadmiaru wilgoci ze ściany) oraz w celu oszczędzenia materiałów i utrzymania jednolitej temperatury w mieszkaniu [13]. O pozytywnym wpływie na komfort cieplny (cieplejsze ściany warstwowe zimą i chłodniejsze latem) możemy przeczytać także u A.J. Downinga w obszernym opracowaniu na temat architektury domów wiejskich z 1851 r. [14] – zilustrowano tam także wzorcowe rozwiązania ścian zewnętrznych tzw. „hollow wall” (Rysunek 1).



Rysunek 1 Rozwiązania ściany warstwowej z pustkami powietrznymi (tzw. „hollow wall”) wg [14]

Całościowy system warstwowej ściany prefabrykowanej, tak jak pierwotnie, gwarantuje odpowiednią izolacyjność termiczną latem i zimą, skuteczną ochronę ściany przed warunkami atmosferycznymi poprzez masywną warstwę osłonową oraz wydajne odprowadzenie nadmiaru wilgoci dzięki kanałom dekompresji i otwartym spoinom.

Również natura daje dobre przykłady technice budowlanej – serce człowieka (samo posiadające warstwową budowę: wsierdzie, śródserdzie i nasierdzie) wraz z jamą osierdziową i otaczającym całość osierdziem [15] tworzą swego rodzaju przegrodę zewnętrzną, której funkcje możemy porównać do ściany trójwarstwowej. Ściany serca (ze śródserdziem w roli głównej) czyli jednocześnie mięsień i szkielet (tzn. tkanka włóknista zbita) to warstwa nośna, dodatkowo odpowiadająca też za izolację elektryczną. Następnie jama osierdziowa z płynem surowiczym, która przenosi naprężenia skurczowe - pozwala na swobodne przesuwanie komór serca podczas ich pracy. Wreszcie osierdzie włókniste, czyli nasza warstwa fakturowa, licowa. Zapewnia ona ochronę przed czynnikami zewnętrznymi (urazami), „kotwaczy” serce w klatce piersiowej a dodatkowo, swoją sztywnością, zapobiega przepiętleniu narządu napływającą krwią.

Oczywiście powyższe, luźne, porównanie, ma na celu jedynie egzemplifikację idei warstwowej ściany zewnętrznej budynku. Idąc tym tropem warto również co najmniej wspomnieć o warstwowej budowie skóry ssaków i jej rozwiniętej technologicznie warstwie zewnętrznej – naskórku, który niczym elewacja przyszłości zdolny jest do złuszczenia i regeneracji...

2.2. Studium występujących ścian trójwarstwowych

Projektanci systemów technologicznych w wielu krajach świata opracowali rozwiązania trójwarstwowych ścian budownictwa wielkopłytkowego. Szczegółowe studium krajowych rozwiązań przedstawiono w instrukcjach ITB [16, 17], monografiach [8, 9, 18], a także w katalogach poszczególnych systemów. Rozwiązania występujące w innych krajach opisano m.in. w: [19] (rozwiązania amerykańskie), [20] [21] (brytyjskie), [22, 23] (niemieckie), [24] (bułgarskie), [25] (rumuńskie), [26] (rosyjskie) czy węgierskie [27].

Zasadniczy podział rozwiązań trójwarstwowych elementów ściennych związany jest z kryteriami przedstawionymi w Tabeli 1 (oprac. własne na podstawie [9]).

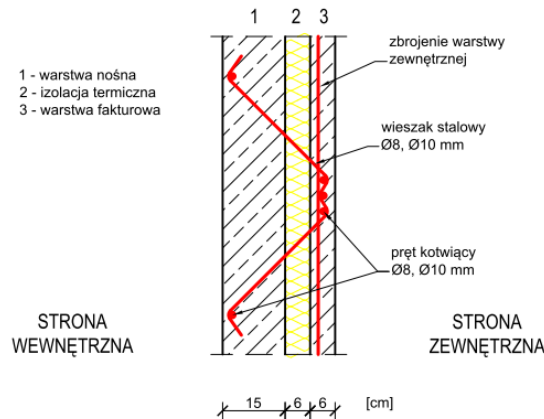
Tabela 1 Podział rozwiązań ścian trójwarstwowych ze względu na wybrane kryteria

podział rozwiązań:		typy elementów:
konstrukcja budynku	- układ poprzeczny	ściany osłonowe, ściany nośne szczytowe
	- układ podłużny	ściany nośne
	- układ krzyżowy	ściany nośne, ściany osłonowe
funkcja przegrody zewnętrznej	- oddzielenie od środowiska zewnętrznego	ściany osłonowe
	- współpraca przy zapewnieniu nośności i sztywności budynku	ściany nośne
rozwiązanie materiałowe (struktura)	- ściany betonowe trójwarstwowe	podstawowe rozwiązanie - warstwa fakturowa i nośna z betonu, a warstwa środkowa z materiału izolacyjnego
	- ścianki warstwowe wypełniające, tzw. "lekkie"	lekka obudowa, np. z materiału drewnopodobnego lub płyty cementowo-drzazgowej (filarki międzyokienne, ścianki loggii)
gabaryt elementów	- elementy o wysokości całej kondyg. i długości wg układu pomieszczeń	standardowe elementy wielkowymiarowe
	- elementy nietypowe - niższe, węższe	elementy niestandardowe, pasma podokienne, filarki międzyokienne

Poszczególne warstwy (fakturowa, izolacyjna i nośna) w standardowym elemencie trójwarstwowym połączone są stalowymi łącznikami – wieszakami i szpilkami (Rysunek 2).

Adekwatnie, warstwa wewnętrzna (nośna) mocowana jest do konstrukcji budynku poprzez zespół pionowych i poziomych złączy (stalowych i żelbetowych). Detale te zostały opisane w podrozdziale 2.3 niniejszej pracy.

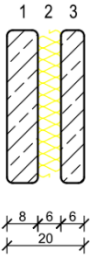
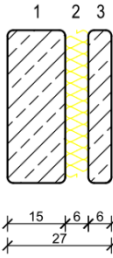
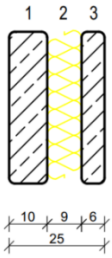
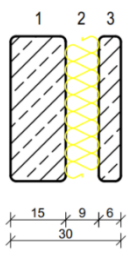
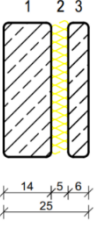
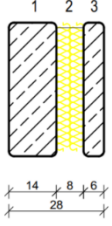
W polskich systemach technologicznych rozwiązania ścian trójwarstwowych są zróżnicowane ze względu na grubości poszczególnych warstw, wykorzystane materiały (w tym wykończenie lica ściany), typy złączy i wieszaków, gabaryty oraz technologię wykonania – wiodące rozwiązania przedstawiono w Tabeli 2.



Rysunek 2 Fragment przekroju pionowego przez element trójwarstwowy z widocznym kształtem wieszaka

Tabela 2 Występujące w Polsce układy warstw w elementach ściennych trójwarstwowych: 1 - warstwa nośna (samonośna), 2 - izolacja termiczna, 3 - warstwa fakturowa (zewnątrzna)

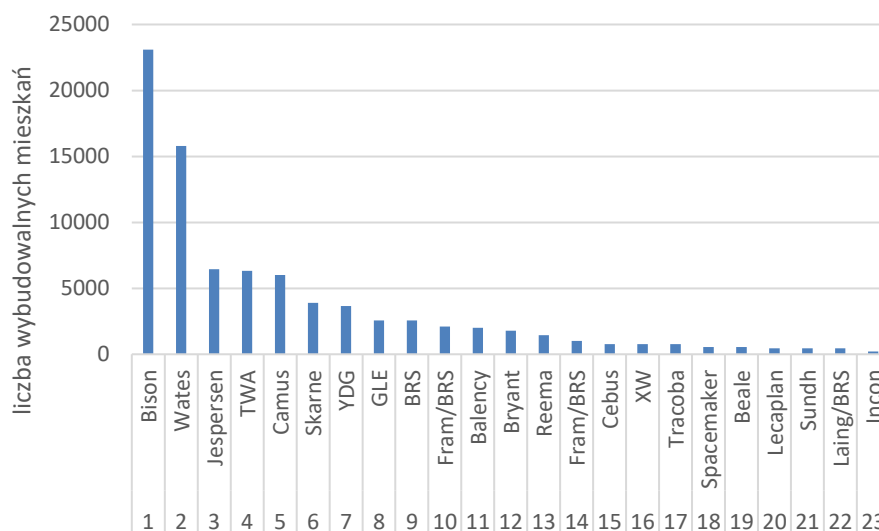
System	Rozwiązanie pierwotne:		Rozwiązanie zmodernizowane:	
	ściany osłonowe	ściany szczytowe / nośne	ściany osłonowe	ściany szczytowe / nośne
1 OWT (67 i 75) <ul style="list-style-type: none"> ściany formowane fakturą do góry, faktura i warstwa nośna ze żwirobetonu, izolacja – styropian, złącza elementów: dyble w krawędziach pionowych oraz zespawanie prętów i kątowników łączących ściany i stropy. 				
2 W-70 / Wk70 <ul style="list-style-type: none"> ściany formowane fakturą do dołu lub do góry, faktura i warstwa nośna ze żwirobetonu, izolacja – styropian lub wełna min., złącza elementów: dyblowe złącza pionowe. Zbrojenie złącza połączone jest ze zbrojeniem wierca, a w poziomie podokiennika dodatkowo z pętlą wypuszczoną ze ściany wewnętrznej. 				

<p>3 Szczeciński *</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ ściany formowane fakturą do dołu, ▪ faktura i warstwa nośna ze żwirobetonu lub z keramzytobetonu (przykłady obok podano dla żwirobetonu), ▪ izolacja – wełna min. (odm. „120”), ▪ złącza elementów: zunifikowane wycięcia na wysokości elementu z wystającymi pętlami łączonymi klamrami $\phi 12$. 				
<p>4 WUF-T</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ ściany formowane fakturą do góry, ▪ faktura i warstwa nośna ze żwirobetonu, ▪ izolacja – styropian, ▪ złącza elementów: stalowe, spawane, zapewniające stateczność w fazie montażu. 				
<p>* Pierwotnie w systemie Szczecińskim stosowano ściany zewnętrzne jednowarstwowe, keramzytobetonowe</p> <p>** Podano przykładowe rozwiązanie modernizacyjne danego systemu. W praktyce występowało wiele unowocześnień, w tym także w odmianach lokalnych.</p>				

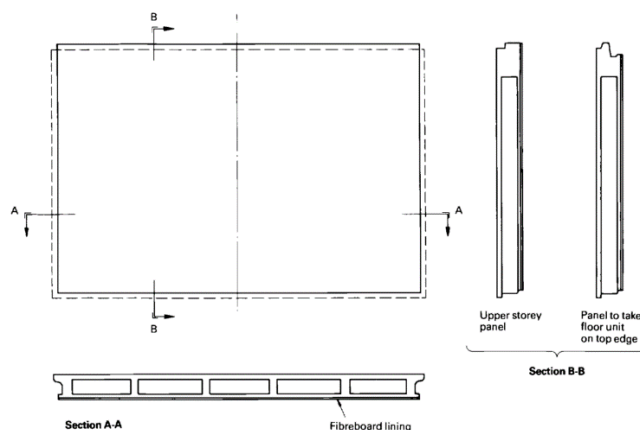
Warto wymienić także rozwiązania ścian trójwarstwowych występujące na świecie, w tym m.in. niemiecki WohnungsBauSerie 70 (WBS 70), z warstwami 6+5+15 cm; Wohnhochhaus Großtafelweise (WHH Gt18); Q3A oraz Parallel 2 (P2).

We Francji adekwatnie występowały systemy: Estiot (1 cm tynku lub warstwy wykończeniowej ceramicznej + 3-5 cm betonu żwirowego; 6 cm styropianu lub wełny min.; 15 cm betonu żwirowego, 3 cm tynku), Camus (8 cm betonu żwirowego; 3 cm styropianu; 9 lub 14 cm betonu żwirowego), Pascal (7 cm betonu żwirowego z wykończeniem; 4 cm styropianu; 9 lub 14 cm betonu żwirowego), Coignet (6 cm betonu żwirowego z wykończeniem; 3 cm styropianu; 16 cm betonu żwirowego) [8].

W Wielkiej Brytanii jako wiodące systemy należy wymienić [20]: Bison (2,5 cm styropianu), Wates (10 cm betonu żwirowego z betonem licującym; 2,5 cm styropianu; 10 lub 17,5 cm betonu żwirowego), Jespersen, TWA, Camus, Skarne, YDG, GLE, BRS, Fram (7,5 cm betonu z warstwą wykładzinową; 2,5 cm styropianu; 13 cm betonu) – udział w rynku poszczególnych rozwiązań pokazuje Wykres 1. System Reema prezentuje różne podejścia do rozwiązań ścian zewnętrznych w ramach jednego układu przewodniego, np.: Reema Hollow Panel, Reema Conclad (z Reema Sandwich Panel), Reema Contrad (Rysunek 3) [28].



Wykres 1 Udział systemów budownictwa mieszkaniowego z prefabrykatów betonowych w Wielkiej Brytanii – w malejącym porządku liczbowym wg [20]



Rysunek 3 System Reema - ściana zewnętrzna "Hollow Panel" [28]

Dla pełnego obrazu należałoby przedstawić jeszcze występujące warianty złączy między elementami, które są stosowane w poszczególnych systemach. Jednakże biorąc pod uwagę zakres poniższej pracy omówienie połączeń elementów nie jest niezbędne - wszelkie potrzebne informacje dostarcza literatura przedmiotu [18, 9, 8, 11, 16, 29, 30, 31].

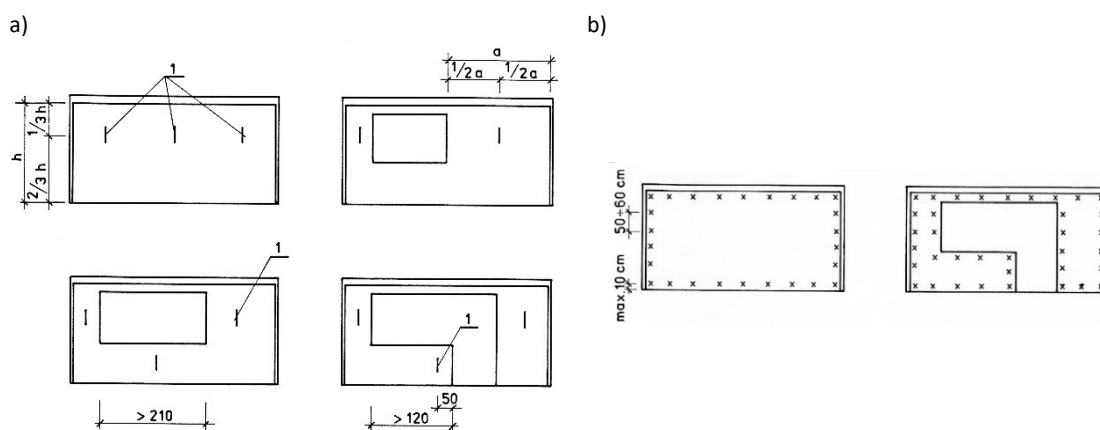
2.3. Charakterystyka sił działających w elemencie ściennym

Analizując statykę warstwowego elementu wielopłytowego należy przyjąć, że mamy do czynienia z dwoma elementami płytowymi¹ o ustalonej sztywności i wzajemnej podatności (związanej ze sztywnością izolacji termicznej oraz punktowych połączeń wieszakowych) oraz - co

¹ Elementy płytowe, płaskie charakteryzują się dwiema osiami obojętnymi w jednej płaszczyźnie.

bardzo istotne – o punktach podparcia z ograniczonymi przemieszczeniami w złączach. Płyty współpracują przestrzennie z innymi elementami (jako układy tarczowo-płytowe).

Metalowe łączniki (wieszaki i szpilki) umożliwiają dość swobodne odkształcanie pod wpływem zmian temperatury oraz przenoszą bezpośrednio obciążenie od warstwy zewnętrznej (fakturowej) na warstwę nośną. O ile wieszaki przenoszą głównie ciężar warstwy fakturowej, to natomiast szpilki obwodowe umożliwiają współpracę warstw przy przenoszeniu sił ssania wiatru [16] oraz przy powstaniu odkształceń termicznych warstwy zewnętrznej (wpływ insolacji). To właśnie stan i jakość stalowych łączników, a także warstwy fakturowej, stanowi o integralności, współpracy i trwałości całego elementu ściennego. Ważne pod względem rozkładu sił i reakcji w elemencie jest rozmieszczenie łączników, które jest charakterystyczne nie tylko dla danego systemu technologicznego, ale także jego lokalnej odmiany [16, pp. 26-32]. Rysunek 4 pokazuje ogólne zasady rozmieszczenia wieszaków i szpilek w elemencie z otworem i bez otworu.



Rysunek 4 Zasady rozmieszczenia łączników w elemencie: a) wieszaki, b) szpilki [9]

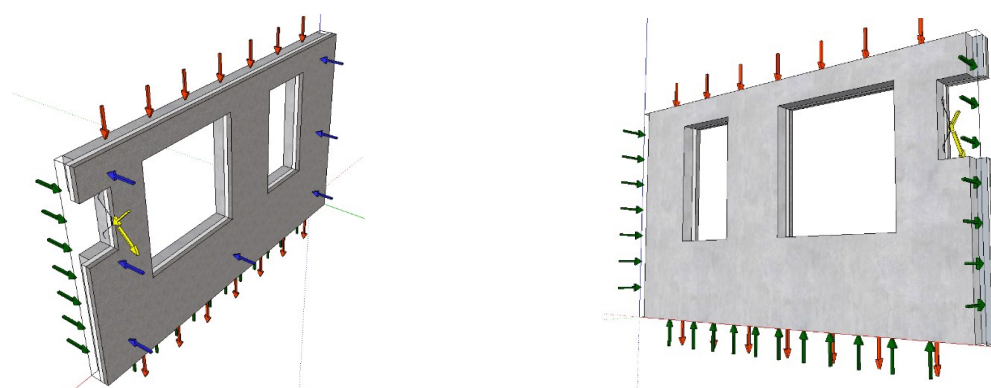
Odpowiednio połączone ze sobą elementy stanowią układ konstrukcyjny, charakteryzujący się sztywnością przestrzenną – jest on zdolny do przenoszenia zarówno obciążeń użytkowych, jak i sił zewnętrznych. Usytuowanie ściennych elementów nośnych względem osi podłużnej budynku może być: równoległe (układ konstrukcyjny podłużny), prostopadłe (układ poprzeczny) lub mieszane (układ dwukierunkowy)². W przypadku gdy elementy nośne występują zarówno prostopadle jak i równoległe do osi podłużnej budynku mówimy o układzie krzyżowym – jest to szczególny przykład układu dwukierunkowego, w którym wszystkie płyty stropowe są krzyżowo zbrojone [8].

Zależnie od występowania jednego z powyższych układów konstrukcyjnych rozróżniamy elementy ścian zewnętrznych według funkcji: nośne, samonośne (przenoszą ciężar własny) oraz osłonowe (spełniają funkcję przegrody termicznej i akustycznej).

² Zobacz: Tabela 1

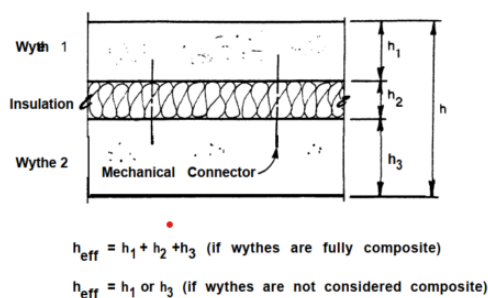
W układzie podłużnym, zastosowanie mają zewnętrzne ściany nośne (oraz usztywniające ściany szczytowe), które przenoszą obciążenia od stropów. Powoduje to znaczne skomplikowanie technologii wykonania tego typu elementów. W układzie poprzecznym, ściany zewnętrzne pełnią rolę ścian osłonowych (nienośnych), niezależnych od układu konstrukcyjnego budynku. Naturalnym dążeniem projektantów było minimalizowanie masy elementów osłonowych poprzez stosowanie betonów lekkich bądź zmniejszanie grubości obu warstw betonu (np. w systemie OWT występuje warstwa samonośna gr. 6 cm oraz fakturowa gr. 5 cm)³.

Poniżej obrazowo przedstawiony został układ sił, od oddziaływań na warstwę fakturową, w trójwarstwowym, nośnym elemencie ściennym wraz z reakcjami podporowymi (Rysunek 52).



Rysunek 5 Układ sił i reakcji w elemencie ściennym od oddziaływań z warstwy fakturowej (zielone strzałki do reakcje podporowe w złączach)

Istotne z punktu widzenia przenoszenia obciążeń przez płytę (ustrój powierzchniowy) są jej: geometria (powierzchni środkowej), smukłość (h/l) oraz stan naprężeń. Analizowany element rozpatrujemy jako płytę cieką, gdy $\frac{h}{l} < \frac{1}{10}$ (obowiązuje teoria Kirchhoffa-Love'a) lub ewentualnie umiarkowanie grubą (obowiązuje teoria Mindlina-Reissnera). Dla płyty przyjmujemy liniowo zmienny rozkład naprężeń wzdłuż grubości. Przykłady literaturowe [19] wskazują także na możliwość określenia grubości efektywnej elementu wg poniższego schematu (Rysunek 6).

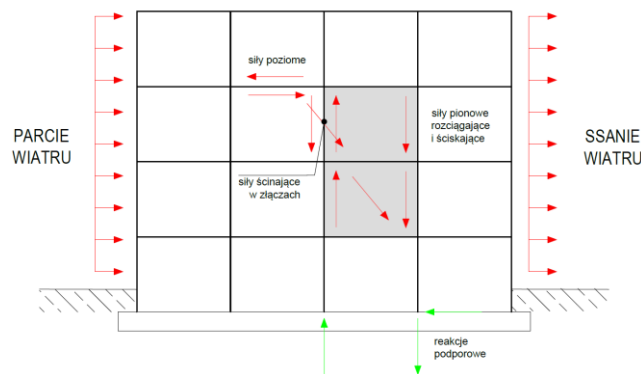


Rysunek 6 Określenie efektywnej grubości elementu typu sandwich panel [19]

³ Zobacz: Tabela 2

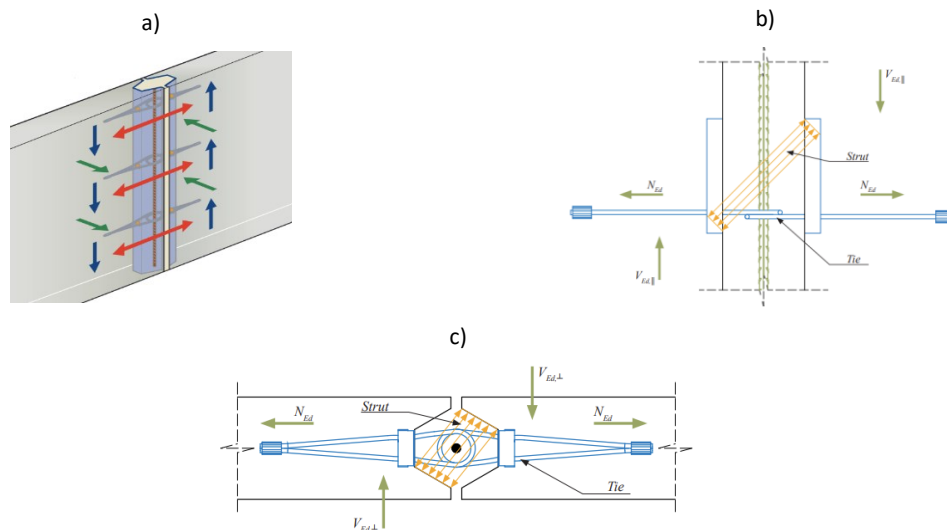
Jeśli nie ma pełnej współpracy i przenoszenia sił ścinających pomiędzy warstwami (wraz z izolacją) przyjmujemy za grubość efektywną grubość jednej warstwy. Gdy mamy wątpliwość co do charakteru współpracy zaleca się przeprowadzać testy w celu weryfikacji zachowania elementu trójwarstwowego z konkretnymi łącznikami i warstwami.

Istotnym miejscem zmiany właściwości wytrzymałościowych są złącza – to w nich następuje koncentracja odkształceń od sił wewnętrznych (wywołanych oddziaływaniami zewnętrznymi na konstrukcję, ale także przez skurcz betonu, zmiany temperatury, nieprawidłowe wypełnienie złączy itp.) - Rysunek 7.



Rysunek 7 Schemat przenoszenia obciążeń poziomych w konstrukcji prefabrykowanej (rozkład sił w złączach)

Na Rysunku 8 pokazano model ST (strut-and-tie) dla złącza pionowego według normy [32] - oznaczono ściskane „pręty” betonowe (strut) i rozciągane zbrojenie (tie).



Rysunek 8 Siły w złączach w oparciu o model ST: a) wizualizacja sił w trzech kierunkach [33], b) przekrój pionowy [34] c) przekrój poziomy [34]

Naprężenia wewnętrzne powodują zarysowanie elementu, ale warto zaznaczyć, że zarysowanie samych złączy oraz szerokość rys są bezpośrednio związane z efektywnością zbrojenia obwodowego.

2.4. Czynniki niszczące, wpływające na trwałość ścian zewnętrznych budynków wielkopłytowych

2.4.1. Trwałość a odporność – definicja i badania

W celu analizy destrukcji materiału należy jeszcze wyjaśnić dwa pojęcia, które wiążą się z rozwojem prognozowania wpływu czynników zewnętrznych, a wymienione zostały m.in. w publikacji z 2000 roku poświęconej metodyce owych badań materiałowych [35] – trwałość i odporność. Oba pojęcia mogą być parametrem danego materiału, analiza trwałości wymaga jednak złożonego rozeznania budowy, właściwości i mechanizmów starzeniowych w konkretnym środowisku [36]. Odporność, cytując za [35], to „opór struktury materiału na oddziaływania czynników destrukcyjnych (chemicznych, fizykochemicznych i fizycznych) w umownych warunkach ich oddziaływania i w umownym czasie”. Trwałość to zatem odporność w warunkach rzeczywistych i w rzeczywistym czasie eksploatacji.

Badania odporności związane są z budową wewnętrzną materiału. Oceniając trwałość należy badać zmiany w materiale i jego strukturze. Dokonać tego można na kilka sposobów:

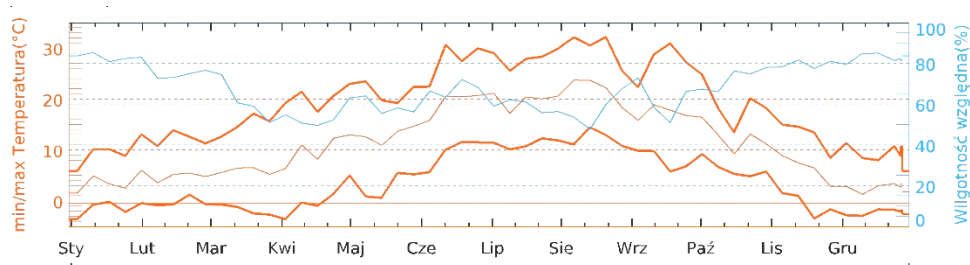
- badania długotrwałe (w warunkach rzeczywistych),
- badania krótkotrwałe w warunkach quasirzeczywistych (przyspieszone lub skrócone).

Dziś właściwie każdy materiał wprowadzany do obrotu powinien przechodzić przyspieszone testy starzeniowe [37], na które składają się m.in. badania [38]:

- odporności na warunki atmosferyczne,
- odporności na promieniowanie UV,
- odporności na korozję,
- barwy i połysku,
- zwilżalności (i nasiąkliwości),
- odporności na szoki termiczne,
- odporności na temperaturę i wilgotność,
- czasu życia wyrobu w oparciu o testy klimatyczne (symulacja warunków atmosferycznych w wybranej strefie klimatycznej).

Znaczna część wymienionych badań dotyczy polimerów [39], gdyż to one jako pierwsze doczekały się normalizacji i określenia metod badawczych dla odporności na czynniki atmosferyczne – m.in. w ramach normy [40]. Testy przeprowadza się w tzw. komorach starzeniowych (klimatycznych), z zastosowaniem takich czynników jak: nawilżanie, suszenie, ogrzewanie, zamrażanie, promieniowanie (ultrafioletowe i podczerwone). Istotne z punktu widzenia oceny

oporności materiału, a następnie jego trwałości, jest porównanie częstotliwości cykli pracy komory z rokiem meteorologicznym (Wykres 2).



Wykres 2 Dobowa zmienność temperatury w 2020 roku dla miasta Poznania (52.41°N / 16.93°E, 61 m n.p.m.) wg [41]

Poza symulacją klimatyczną zastosować można także wiele metod bezpośrednich i pośrednich, które polegają na pomiarze wielkości takich jak: porowatość (pomiar porozymetryczny), nasiąkliwość czy wytrzymałość.

Porównanie doświadczalnej i teoretycznej analizy trwałości materiałów jest przedmiotem wielu publikacji [35, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48] – wprowadzane modele matematyczne posiadają sprzężenia między wszystkimi zmiennymi (stanu i dodatkowo zmiennymi wewnętrznymi) stąd są trudne do rozwiązania numerycznego. Opracowuje się tym samym indywidualne programy, m.in. COMES-GEO - do analizy mechanicznej materiałów porowatych, o połączonych porach, w których ma miejsce przepływ jednej lub więcej faz płynnych [42, 49]. Złożoność mechanizmów starzeniowych wciąż uniemożliwia jednak jednoznaczne określenie trwałości.

Powyższe badania odnoszą się do stosowanych materiałów, niemniej zagadnienie trwałości dotyczy również stricte konstrukcji. Elementy konstrukcyjne powinny być dobrane ze względu na nośność (stan graniczny nośności, ULS), użyteczność (SLS) i właśnie trwałość (ILS). Pierwowzorem znormalizowania zagadnienia trwałości konstrukcji była rekomendacja wydana przez organizację RILEM w 1987 roku [50]. W następstwie powstała norma General principles on the design of structures for durability [51]. Normę oraz rekomendację szeroko opisuje publikacja [52]. Według przytoczonej normy warunek stanu granicznego trwałości zapisujemy jako funkcję prawdopodobieństwa zniszczenia konstrukcji P:

1

$$P(t) = P_f[R(t) - S(t) \leq 0] < P_{target}$$

gdzie:

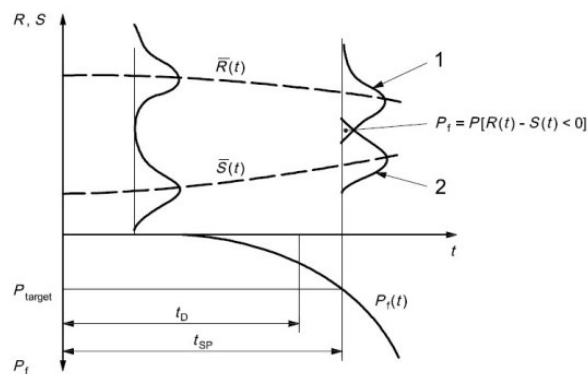
$$k = \rho_{p90} / \rho_{p0}$$

$S(t)$ – odkształcenie lub przemieszczenie konstrukcji w SLS

$R(t)$ – nośność konstrukcji w ULS

P_{target} – założone na etapie projektowania docelowe prawdopodobieństwo

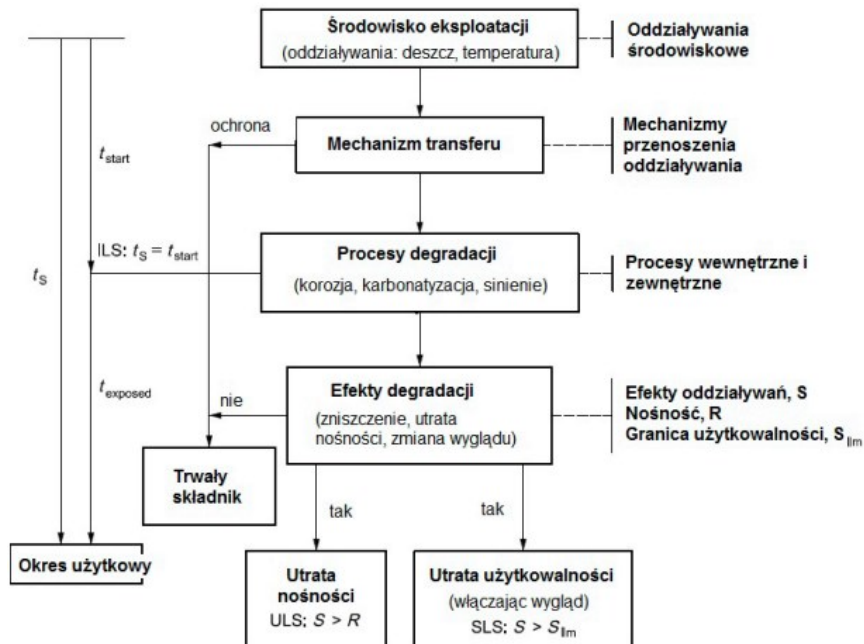
Powyższe wyrażenie możemy przedstawić także w formie graficznej (Wykres 3).



- 1 funkcja gęstości prawdopodobieństwa $R(t)$ t_D projektowany okres użytkowy
 2 funkcja gęstości prawdopodobieństwa $S(t)$ t_{SP} prognozowany okres użytkowy

Wykres 3. Matematyczny model prognozy okresu użytkowania t_{sp}

Ponadto norma wskazuje wymagania dotyczące projektowania konstrukcji budowlanych ze względu na trwałość, określaną poprzez analizę: środowiska eksploatacji, mechanizmów przenoszenia oddziaływań środowiskowych na elementy budowlane (zjawiska fizyczne takie jak grawitacja czy podciąganie kapilarne), procesów degradacji (wewnętrzne i zewnętrzne, korzystne i niekorzystne) oraz efektów degradacji – np. redukcja przekroju zbrojenia [51, 52] - (Rysunek 9).



Rysunek 9. Schemat ideowy metody stanu granicznego trwałości konstrukcji wg [51] [52]

Istotne z punktu widzenia dalszych rozważań w niniejszej pracy są także opisane w rekomendacji RILEM [50] parametry opisu oddziaływań środowiskowych, takie jak: okres zawilgocenia (TOW), wilgotność względna (RH), czas ekspozycji (TOE), koncentracja, czas (T),

położenie geograficzne itp. Dokładne ich określenie jest niezbędne w celu rozpoczęcia analizy wg powyższego schematu.

2.4.2. Wpływ warunków środowiskowych (atmosferycznych)

Warunki atmosferyczne stanowią najistotniejszy czynnik wpływający na trwałość i degradację ścian zewnętrznych budynków wielopłytowych. W literaturze najczęściej wymieniane są wpływy zewnętrzne takie jak: niszczący wpływ wody opadowej (zawilgocenie ścian i materiałów powodujące korozję betonu oraz stali zbrojeniowej), temperatura (odkształcenia termiczne elementu) oraz przemarzanie ścian (w powtarzających się cyklach przejścia przez temperaturę 0°C) [35]. Równie istotnym czynnikiem degradującym jest atmosfera (gazowa) zawierająca dwutlenek węgla i chlorki, przyczyniające się do procesów karbonizacyjnych i korozyjnych [53, 44, 46, 47, 54, 55]. Literatura opisuje także występowanie synergicznego efektu destrukcji mrozowej i karbonatyzacji [56]. Szczególnym przypadkiem degradacji jest biodeterioracja, czyli korozja biologiczna betonu [57, 58, 59]. Należy ponadto przyjąć, że na trwałość elementu poddanego działaniu środowiska agresywnego wpływają bezpośrednio zmiany zachodzące w porowatej strukturze materiałów w okresie eksploatacji [42, 48], w tym zmieniający się współczynnik dyfuzji CO₂ [60, 55].

Główne defekty spowodowane przez warunki atmosferyczne dotyczące zewnętrznych elementów prefabrykowanych prezentuje Rysunek 10.

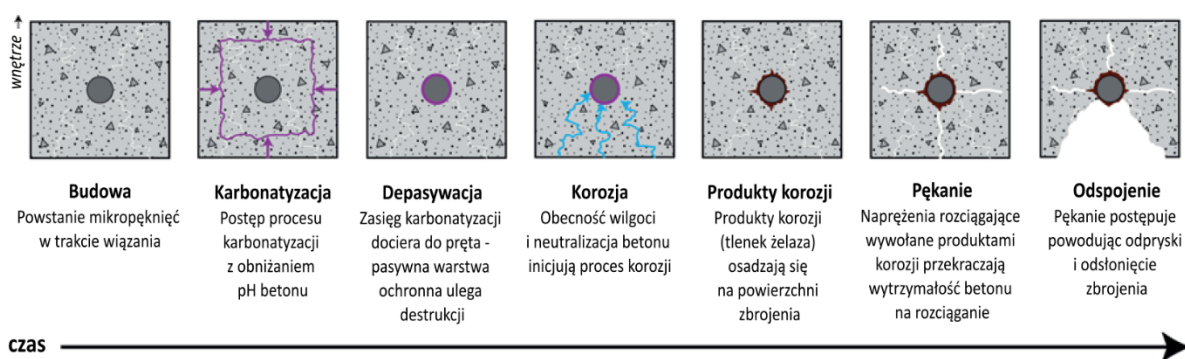


Rysunek 10 Najczęstsze uszkodzenia budynków wielopłytowych powstałe w wyniku działania warunków atmosferycznych

Korozję stali zbrojeniowej poprzedzają zmiany w betonie (zobojętnienie otuliny, korozja betonu, czy przeniknięcie substancji agresywnych z otaczającego środowiska, np. jonów chlorkowych) [60]. Częste oscylowanie temperatury wokół 0°C i tym samym ciśnienie hydrauliczne powstałe w wyniku zamarzania wody wpływa destrukcyjnie na beton warstwy fakturowej – czym szybsze zamarzanie i większa zawartość wody w betonie tym wartość ciśnienia większa. Wymagania względem betonów odpornych na cykliczne zamarzanie podaje norma [61], niemniej przyjmuje się,

że maksymalna bezpieczna wartość stopnia nasycenia porów wodą wynosi 92% (woda w trakcie zamarzania zwiększa objętość molową o około 9%) [42].

Korozja atmosferyczna (Rysunek 11), czyli niszczące i żrące działanie wody oraz powietrza (oraz znajdujących się w nim gazów), ale także korozja biologiczna, wywiera stały wpływ na zewnętrzne części konstrukcji. Intensywność tych procesów uzależniona jest od usytuowania budynku (w tym ekspozycji fasad na geograficzne kierunki świata), a także od pór roku i od strefy klimatycznej.



Rysunek 11 Zwizualizowanie zmian czasowych w strukturze betonu w elemencie żelbetowym zewnętrznym: karbonatyzacja, depasywacja, korozja, wytworzenie produktów korozji, powstanie pęknięć i finalnie odprysk - uszkodzenie otuliny wg [62].

Liczne badania starzeniowe materiałów elewacyjnych [35, 63, 64] opierają się na przybliżonych modelach trwałości, wyrażających zmiany wytrzymałości (opisując stan użyteczności) i zmiany masy (stan destrukcji). Modele w oparciu o wytrzymałość mogą przybrać poniższą postać [35]:

2

$$R(t) = R_{28}[1 - (0,8 * k)^{0,25 * n * t}]$$

3

$$t_T = (R_0 - R_{min}) / (R_0 - R_1)$$

gdzie:

$$k = \rho_{p90} / \rho_{p0}$$

ρ_{p90} – gęstość rzeczywista po 90 cyklach

ρ_{p0} – gęstość rzeczywista przed testem starzeniowym

n – liczba cykli starzeniowych

t_T – czas trwałości w latach

R_0 – wytrzymałość materiału przed starzeniem

R_{min} – dopuszczalna wytrzymałość materiału w fazie użytkowej

R_1 – wytrzymałość materiału po 90 cyklach starzenia

Natomiast model w oparciu o zmianę masy poprzez destrukcję mrozową $m_1(t)$ i powierzchniową $m_2(t)$ może przyjmować postać:

4

$$M(t) = m_1(t) + m_2(t)$$

$$m_1(t) = k_1 * (R_{28} + 8)^{-1,4} * t$$

$$m_2(t) = k_2 * R_{28}^{-3,3} * t$$

5

$$t_T = M_{max}/M_1$$

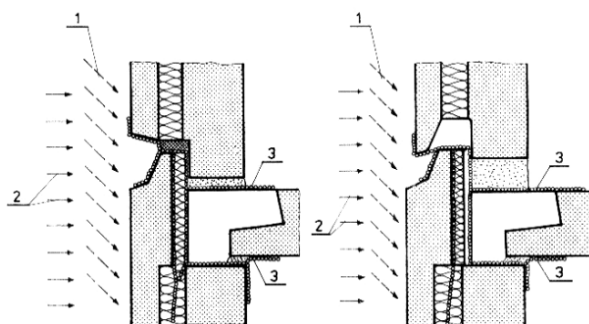
gdzie:

M_1 – ubytek masy w czasie testu starzeniowego

M_{max} – dopuszczalny ubytek masy

Obciążenia termiczne mają również wpływ na cały ustrój konstrukcyjny – szczególnie jeśli jest ekspozycyjny na działanie zmiennej temperatury⁴. Jednak w przypadku konstrukcji, a nie samego materiału, trwałość jest wymaganiem stawianym równoznacznie z nośnością i użytecznością.

Podsumowując zapisy dotyczące analizy trwałości konstrukcji ze względu na wpływ warunków atmosferycznych (ten i poprzedni podrozdział) oraz biorąc pod uwagę problematykę niniejszej pracy warto również przytoczyć normę dotyczącą obliczania wskaźnika zacinającego deszczu dla powierzchni pionowych (DRI) - [65]. Pozwala ona określić poziom zagrożenia ścian budynków penetracją wilgoci (Rysunek 12).



Rysunek 12 Penetracja wilgoci poprzez wadliwie ukształtowanie progu w złączy (1 - deszcz, 2 - wiatr, 3 - zawilgocenie) [9]

Łatwo wywnioskować, że ze względu na kierunek wiatru i jego prędkość, zawilgocenie ściany będzie największe w najwyższych położonych fragmentach elewacji zachodniej - nawet kilkukrotnie wyższa wartość niż dla innych elewacji [66].

2.4.3. Wpływ warunków eksploatacyjnych

Główne oddziaływania degradujące, wymienione między innymi w publikacji [36] to: oddziaływania mechaniczne (dynamiczne i statyczne), chemiczne, termiczne, elektryczne, biologiczne oraz promieniowanie. Część z nich w sposób bezpośredni, a część w pośredni związana jest ze sposobem użytkowania obiektu oraz świadomością i działaniami zarządców oraz właścicieli. Wiele

⁴ Więcej w tej kwestii zostało wyjaśnione w podrozdziale 2.4.4

publikacji na przestrzeni ostatnich lat [9, 16, 67, 68, 69], zgodnie przyznaje, że na trwałość budynków wielkopłytowych, powstałych w drugiej połowie XX wieku, mają znaczący wpływ decyzje dotyczące prowadzonych napraw, konserwacji, remontów i modernizacji. Badania ITB [70] wskazują, że błędy w użytkowaniu budynków były przyczyną w różnych latach od 30% do 50% awarii i katastrof.

Jakość techniczna wykonanych konstrukcji, a tym samym wady technologiczne (opisywane już w publikacjach z lat 80, m.in. [11, 71]) oraz błędy powstałe na poszczególnych etapach⁵: projektowania, wykonania, transportu i montażu; wpływają na konieczność prowadzenia bieżących prac naprawczych.

Tym samym jako eksploatacyjne przyczyny degradacji ścian zewnętrznych wymienić należy [72, 69, 73]:

- brak konserwacji lub niewłaściwa konserwacja budynków;
- brak bieżącego uzupełniania ubytków w stykach między płytami (przedostanie się wody do wnętrza konstrukcji);
- wykorzystanie złych materiałów do napraw (wypełnianie spoin pianą poliuretanową lub użycie farb emulsyjnych i materiałów gipsowych bezpośrednio na zbrojenie (przyspieszenie procesu korozji);
- niewłaściwa eksploatacja pod względem usuwania i diagnozowania awarii instalacji wodnych i c.o. (przecieki powodujące degradację złączy i elementów);
- niewłaściwa eksploatacja pod względem zwiększania ponad projektowane wartości obciążeń stropów oraz wprowadzanie zmian w konstrukcji, w tym niekontrolowanych przekuć przez ściany zewnętrzne oraz elementy nośne;
- niewłaściwa eksploatacja poprzez wykonanie izolacji termicznej od wewnątrz lub obustronnie (zwiększając zawilgocenie wewnątrz elementu ściennego).

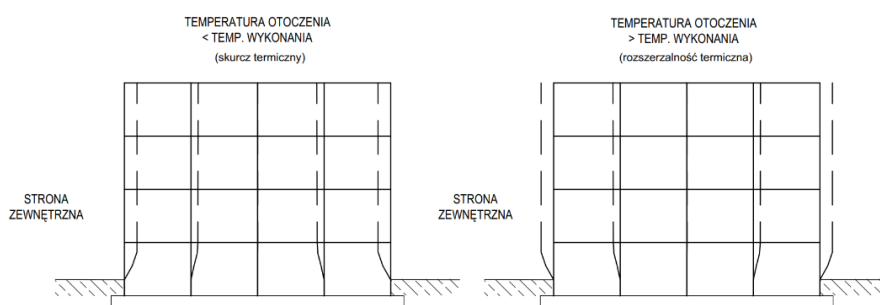
Reasumując, wady technologiczne występujące łącznie ze złymi decyzjami zarządców, właścicieli i użytkowników bądź łącznie z brakiem remontów w okresie eksploatacji stanowią najistotniejsze pozaśrodowiskowe i co więcej synergistyczne oddziaływania niszczące, mogące znacząco zmniejszyć trwałość elementów i konstrukcji. Analogicznie, prawidłowe działania naprawcze, zmniejszają wagę pierwotnych błędów i ryzyko dalszej degradacji ze względu na wady technologiczne.

⁵ Szerzej przedstawione w podrozdziale 2.5

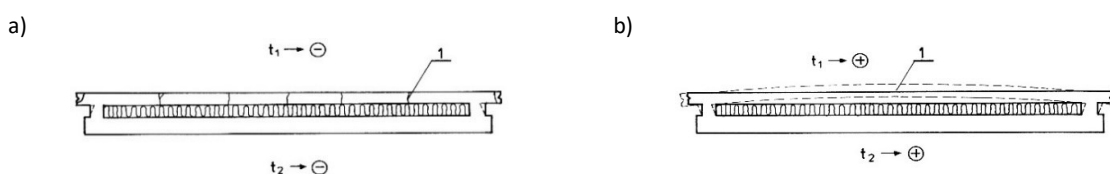
2.4.4. Wpływ termomodernizacji – wprowadzenie izolacji termicznej

2.4.4.1. Podział ze względu na układ warstw po termomodernizacji

Termomodernizacja ma znaczący wpływ na zmniejszenie ekspozycji ustroju konstrukcyjnego budynku wielkopłytkowego na zmienną temperaturę otoczenia oraz na penetrację wilgoci. W przypadku braku odizolowania konstrukcji rozszerzalność termiczna (lub skurcz dla temperatur mniejszych od temperatury wykonania konstrukcji) w pierwszej kolejności ma wpływ na warstwę fakturową trójwarstwowego elementu ściennego. Z tego względu warstwa zewnętrzna ma z założenia jedynie w minimalnym stopniu ograniczoną swobodę odkształceń, a tym samym zminimalizowane siły wywołane rozszerzalnością termiczną⁶. Siły są zatem wprost proporcjonalne do wartości ograniczenia swobody ruchu. W układzie idealnie nieskrępowanym, zapewniającym pełną swobodę odkształceń nie powstałyby żadne reakcje oddziałujące na ustrój [74]. Przykład odkształcenia konstrukcji ekspozowanej na zmianę temperatury pokazuje Rysunek 13. Przykład odkształcenia termicznego częściowo skrępowanej warstwy fakturowej obrazuje Rysunek 14.



Rysunek 13 Wpływ temperatury na ustrój konstrukcyjny - wg [74]



Rysunek 14 Odkształcenia termiczne ścian trójwarstwowych: a) w zimie ($t_1 < t_2$), b) w lecie ($t_1 > t_2$) - wg [9]

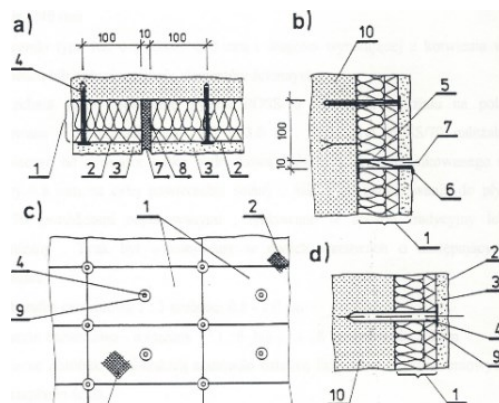
Wśród publikacji opisujących w sposób szczegółowy ściany zewnętrzne systemów wielkopłytkowych pod względem izolacyjności cieplnej warto wymienić m.in. [75, 76, 9, 77, 78, 79]. Nowoczesne podejście do izolacji termicznej z zastosowaniem tynku na bazie aerożelu, na przykładzie berlińskiego budynku wielkopłytkowego, opisano w [80]. Zalety wprowadzenia dodatkowej warstwy izolacji, wskazane m.in. w [81] to poza zmniejszeniem odkształceń termicznych, również poprawa warunków pracy łączników poprzez zmniejszenie możliwości zawilgocenia wewnątrz ściany, ale także

⁶ W podrozdziale 2.5 podano przykłady większego ograniczenia swobody odkształceń warstwy fakturowej poprzez żebra obwodowe oraz obetonowanie wieszaków.

ograniczenie działania agresywnych czynników z atmosfery, w tym zmniejszenie szybkości postępu karbonatyzacji betonu.

Najczęściej występujące w Polsce układy warstw w elementach ściennych trójwarstwowych wskazano w Tabeli 2 (podrozdział 2.2). Niemniej już w latach 70.-90. realizowane były pierwsze systemowe prace remontowo-naprawcze i zarazem termomodernizacyjne ścian. Były one związane z wadami technologicznymi ścian trójwarstwowych (przecieki wody deszczowej i przemarzanie ścian) [77], a ich realizacja oparta została na wytycznych ITB. Zależnie od budynku prace dotyczyły wszystkich ścian bądź tylko ścian szczytowych. Najczęściej stosowane dodatkowe warstwy izolacji, mające zapobiec przeciekom wody i zlikwidować kondensację powierzchniową pary wodnej to [9]:

- **Płyty styropianowe gr. 5 cm z lekką wyprawą tynkarską** (dopuszczone do stosowania dopiero w 1989 r.) – system zbliżony do dzisiejszego ETICS⁷;
- **Płyty POSS-70 z tynkiem**. Płyty fabrycznie dwuwarstwowe o wymiarach 50x100 cm i grubości 70 mm (płyta wiórowo-cementowa „Suprema” gr. 20 mm i płyta styropianowa gr. 50 mm). Elementy kotwione były łącznikami stalowymi do warstwy nośnej ściany. W celu zabezpieczenia styków płyt stosowano całopowierzchniowo siatkę stalową „Rabitzą” (uwzględniając podział na oddylatowane pola o maksymalnej powierzchni 12x3 m) i nakładano tynk dwuwarstwowy (obrzutka cementowa i narzut cementowo-wapienny o łącznej grubości około 1,5-2,0 cm);

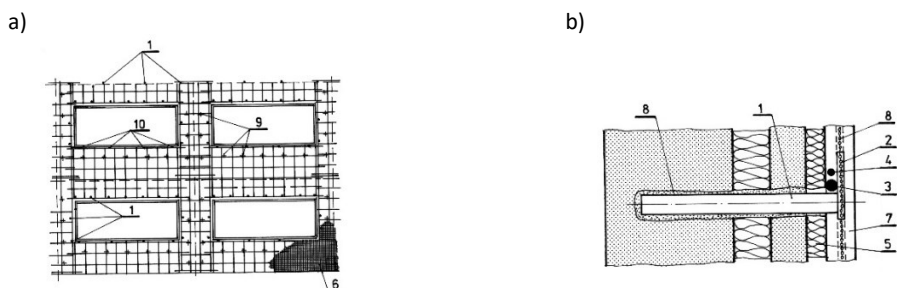


Rysunek 15 Docieplanie płytami POSS-70: a) dylatacja pionowa, b) dylatacja pozioma, c) mocowanie płyt POSS, d) kotwienie (1 - płyta POSS-70, 2 - siatka "Rabitzą", 3 - tynk, 4 - łącznik RZ, 5 - wspornik z blachy, 10 - ściana istniejąca) [9]

- **Płyty styropianowe z tynkiem zbrojonym**. Stosowane były w tej metodzie zarówno ciężkie siatki zbrojeniowe ($\varnothing 8$ i $\varnothing 4,5$ mm) w połączeniu z siatką „Rabitzą” jak i siatki zbrojeniowe $\varnothing 4,5$ mm w połączeniu z siatką cięto-ciągnioną typu „Ledóchowskiego”. Siatki kotwione były bezpośrednio do warstwy nośnej za pomocą trzpieni kotwiących (stosowano też specjalne kątowniki kotwiące). Całość wykończona była trójwarstwowym

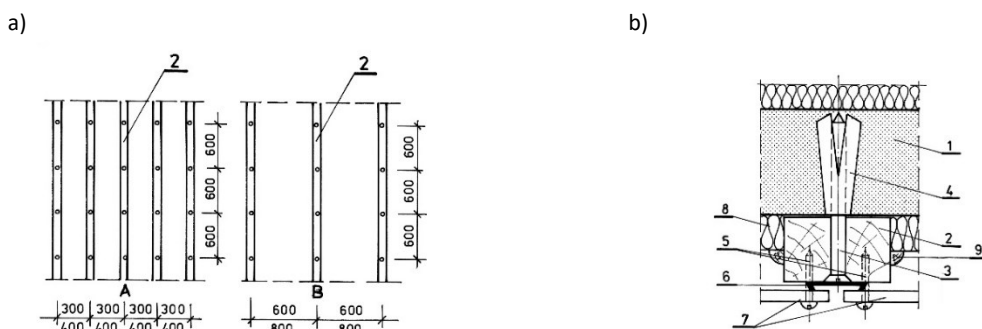
⁷ ang. External Thermal Insulation Composite Systems. Wcześniej znane jako metoda „lekka-mokra” lub bezspoinowy system ociepleń (BSO).

tyńkiem: obrzutka cementowa gr. 1,5 cm, narzut cementowo-wapienny gr. 1,5 cm i gładź cementowo-wapienna lub tynk nakrapiany gr. 0,5 cm.



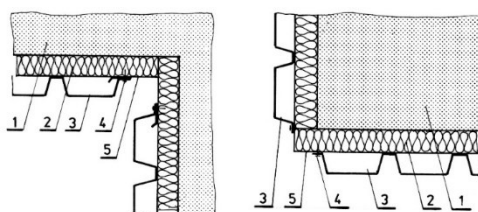
Rysunek 16 Ocieplenie tynkiem zbrojonym na styropianie: a) osiatkowanie ścian, b) przekrój (1 - trzpień, 2 - zaczep z pręta, 3 - pręt górny, 4 - pręt dolny wyższej siatki, 5 - styropian, 6 - siatka "Rabitz", 7 - tynk, 8 - zaprawa, 9 - kołki styr., 10 - wieszaki) [9]

- **Płyty azbestowo-cementowe na drewnianym ruszcie** (łaty 38x63 mm co 30 lub 60 cm) z wypełnieniem płytami z półtwardej wełny. Spoiny między płytami (5-10 mm) uszczelniane były uszczelką kauczukową, wyprofilowaną blachą ocynkowaną albo aluminiową.



Rysunek 17 Ocieplenie wełną mineralną z elewacją z płyt azbestowo-cementowych: a) ruszt b) przekrój (1 - warstwa betonowa ściany, 2 - łąta drewniana, 3 - wkręt, 4 - tuleja rozporowa, 5 - wkręty do mocowania płyt, 6 - uszczelka, 7 - płyta a-c, 8 - izolacja, 9 - ćwierćwałek) [9]

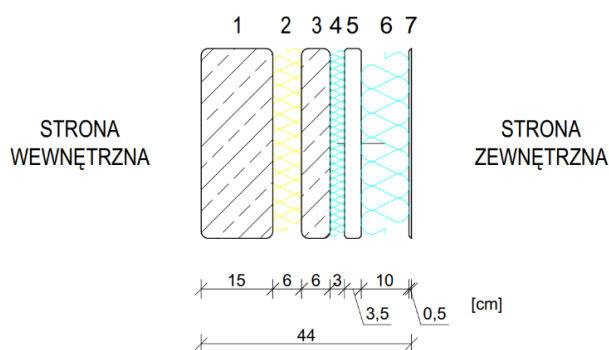
- **Blacha stalowa fałdowa, powlekana na ruszcie z profili zimnogiętych** gr. 1,5 mm z wypełnieniem płytami z twardej wełny mineralnej. Arkusze blachy typu T30 i T55 mocowano nitami lub blachowkrętami do rusztu. Metodę stosowano tylko przy ścianach bez okien (szczytowych).



Rysunek 18 Ocieplenie wełną mineralną z elewacją z blach fałdowych: naroże wklęsłe i wypukłe (1 - istniejąca ściana, 2 - płyty z wełny, 3 - blacha fałdowa, 4 - wkręt samogwintujący, 5 - listwa z blachy powlekanej) [9]

Wszystkie wymienione technologie wymagały zastosowania odpowiednich obróbek blacharskich w celu zabezpieczenia i uszczelnienia systemu.

Wprowadzenie instrukcji ITB [82] (wraz z późniejszymi nowelizacjami) wiąże się z kolejnymi warstwami izolacji termicznej (w technologii ETICS), które w ostatnich latach pojawiły się na większości budynków wielkopłytowych zrealizowanych w Polsce w drugiej połowie XX wieku. Dwoma wiodącymi materiałami izolacyjnymi w ramach kompletnego systemu są styropian, najczęściej EPS 70 (wyjątek stanowią często balkony) i twarda wełna mineralna w płytach. Oba materiały stosowane są w zróżnicowanej grubości, zależnie od oczekiwań i obliczeń izolacyjności termicznej - najczęściej w zakresie od 10 do 20 cm. Biorąc pod uwagę liczbę poszczególnych warstw i brak pewności co do jakości wcześniej zrealizowanych prac, często przed wykonaniem izolacji w systemie ETICS wykonuje się prace demontażowe izolacji naprawczych z lat 70.-90. ubiegłego wieku. Zdarzają się jednak sytuacje tzw. dokładania warstw izolacji i sumowania ich wpływu na izolacyjność termiczną ściany – te przypadki wymagają szczególnej analizy cieplno-wilgotnościowej oraz oceny nośności przegrody zewnętrznej. Poniżej Rysunek 19 przedstawia jeden z bardziej skomplikowanych układów warstw ściany, wykonanej pierwotnie jako trójwarstwowa, z warstwą izolacji naprawczej (otynkowanej) i warstwą docelowej izolacji termicznej w systemie ETICS.



Rysunek 19 Układ warstw na ścianie trójwarstwowej po dwukrotnej modernizacji termicznej (1 - warstwa nośna, 2 - izolacja termiczna, 3 - warstwa fakturowa, 4 - styropian, 5 - tynk trójwarstwowy ze stalową siatką zbrojeniową, 6 - styropian gr. 10 cm, 7 - siatka z tynkiem cienkowarstwowym wg ETICS

2.4.4.2. Analiza warunków cieplno-wilgotnościowych

Ewolucja wymagań cieplnych dla budynków począwszy od strategii oszczędności energii na cele ogrzewcze (i normę PN-82/B-02020) poprzez PN-91/B-02020 aż do wymagań zaktualizowanych warunków technicznych podana została w instrukcji ITB [77] w [83] oraz w skrócie w publikacji [68] i magisterskiej pracy dyplomowej poświęconej budynkom wielkopłytowym [84].

Dwa najważniejsze zagadnienia związane z problemami fizykalnymi w kształtowaniu struktury termoizolacyjnej ścian zewnętrznych to przenikalność cieplna i zawilgocenie ścian, w tym kondensacja powierzchniowa [85]. Przenikalność cieplna wiąże się z rozwiązaniem kryterium energetycznego ($U \leq U_{\max}$)⁸. Dla określenia całkowitego strumienia ciepłego przez pewien fragment przegrody korzystamy ze wzoru na współczynnik przenoszenia ciepła przez przenikanie [86]:

6

$$H_{tr,ie} = \sum [b_{tr,i} (A_i U_i + \sum l_i \psi_i)], \quad [W/K]$$

gdzie:

$b_{tr,i}$ – współczynnik redukcyjny obliczeniowej różnicy temperatur,

A_i – pole powierzchni i-tej przegrody, [m²]

U_i – współczynnik przenikania ciepła i-tej przegrody, [W/(m²*K)]

l_i – długość liniowego mostka cieplnego, [m]

ψ_i – liniowy współczynnik przenikania ciepła mostka liniowego. [W/(m²*K)]

W przypadku kryterium wilgotnościowego wymieniamy dodatkowo pojęcia dotyczące wilgoci kapilarnej (niekorzystny charakter przejściowy) i sorpcyjnej (stan powietrzno-suchy, związany z pochłanianiem pary wodnej z otaczającego powietrza przez materiał hydrofobowy, porowaty). Źródłem kapilarnego ruchu wilgoci nie jest tylko wilgoć przenikająca z gruntu, ale także ukośne deszcze oraz kondensacja pary wodnej.

Sorpcja wilgoci ustaje w chwili osiągnięcia tzw. równowagi powietrzno-suchej, czyli maksymalnej wilgotności sorpcyjnej materiału. Utrzymanie nadmiernej wilgotności i kondensacji wilgoci w przegrodzie może następować zarówno międzywarstwowo (co należy przewidzieć i wykazać obliczeniowo), ale także na zewnętrznej powierzchni termoizolacji o dużym oporze dyfuzyjnym (systemy ETICS) - doprowadzając np. do skażenia głonami elewacji [85]. Szczególnym przypadkiem jest kondensacja pary wodnej na powierzchni wewnętrznej przegrody ($f_{Rsi} > f_{Rsi(kr)}$)⁹ – w celu weryfikacji tego kryterium konieczne jest obliczenie minimalnej temperatury powierzchni wewnętrznej (θ_{\min}) zgodnie z normami [87, 88] i literaturą [89], biorąc pod uwagę tzw. temperaturę punktu rosy. Adekwatnie norma [87] wskazuje także metodę przewidywania kondensacji międzywarstwowej. Należy ponadto pamiętać, że kondensację wilgoci powoduje dyfuzja pary wodnej (molekularna), która natomiast występuje jedynie w przypadku różnicy ciśnień pomiędzy stronami przegrody budowlanej – para przemieszcza się w kierunku ciśnienia niższego, czyli z mniejszą zawartością pary wodnej (w sezonie grzewczym z pomieszczenia do atmosfery).

⁸ Współczynnik przenikania ciepła określonej przegrody, względem dopuszczalnej wartości maksymalnej.

⁹ Czynniki temperaturowe na powierzchni wewnętrznej względem krytycznego czynnika temp. złącza

Istotne są tu następujące pojęcia i symbole: δ – współczynnik paroprzepuszczalności, r - opór dyfuzyjny (Równanie 7), μ – współczynnik oporu dyfuzyjnego¹⁰, s_d – grubość warstwy powietrza, która jest równoważna dyfuzyjnie warstwie materiału o grubości d (zamiast oporu dyfuzyjnego) oraz izoterma sorpcji – właściwa dla danego materiału (Wykres 4).

Są to wybrane, ale z punktu widzenia tematyki tej rozprawy, najistotniejsze zagadnienia dotyczące migracji wilgoci w przegrodzie wielowarstwowej.

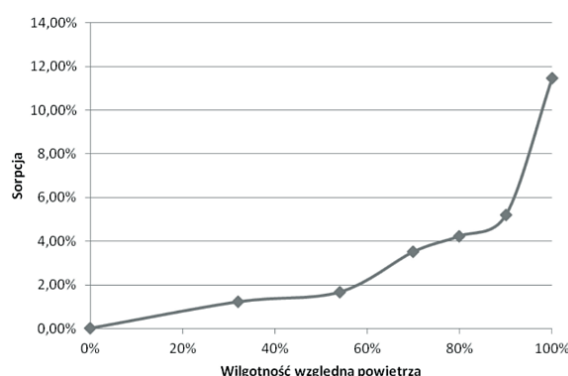
7

$$r = \frac{d}{\delta}, \quad [(m^2 \cdot h \cdot Pa)/g] \text{ lub } [(m^2 \cdot s \cdot Pa)/kg]$$

gdzie:

d – grubość warstwy materiału [m]

δ – współczynnik paroprzepuszczalności [$kg/(m \cdot Pa \cdot s)$]



Wykres 4 Doświadczalna sorpcja materiału izolacyjnego na bazie krzemianu wapnia o gęstości ok 220 kg/m³ [90]

2.4.4.3. Modelowanie środowiska pracy elementu ściennego

Chcąc wykazać prawidłowość ukształtowania wielowarstwowej przegrody ściennej należy wykorzystać symulacje numeryczne procesu przenikania ciepła i masy z uwzględnieniem dyskretyzacji przestrzeni, podziałem na siatki dwu- i trójwymiarowe pola temperatury i wilgotności (elementy skończone) przy zadanych, złożonych warunkach brzegowych [85, 91]. Metody numeryczne uzyskują w tym przypadku rozwiązanie problemu z wykorzystaniem równań Laplace'a i zazwyczaj z procesu iteracyjnego Gaussa-Seidla. Zasady modelowania zostały bogato opisane w literaturze przedmiotu [85]. Określony, wąski zakres fizyki budowli wykorzystywany w ramach poniższej pracy pozwala jednak na znaczące uproszczenie cyklu obliczeniowego, uwzględniając również uproszczone jednowymiarowe pole, obejmujące wymianę ciepła przez przegrodę tylko w jednym kierunku ($\theta = f(x, t)$) – prostopadłym do powierzchni (założenie jest najbardziej poprawne dla przekrojów w pewnej odległości od ich złączy):

¹⁰ Odnosi paroprzepuszczalność powietrza δ_o do paroprzepuszczalności danego materiału δ .

8

$$\frac{\partial \theta}{\partial y} = \frac{\partial \theta}{\partial z} = 0$$

gdzie:

θ – temperatura

Kolejnym uproszczeniem jest uwzględnienie tylko przewodzenia ciepła (z pominięciem konwekcji i promieniowania). Punktem odniesienia do obliczeń jest prawo Fouriera: gęstość strumienia cieplnego (q) jest proporcjonalna do gradientu temperatury, mierzonego wzdłuż kierunku przepływu ciepła:¹¹

9

$$q = -\lambda \cdot \text{grad } \theta = -\lambda \cdot \nabla \theta$$

gdzie:

λ – przewodność cieplna, [W/(m·K)]¹²

$\nabla \theta$ – tzw. operator Nabla lub Hamiltona

Równanie obowiązuje dla ciał izotropowych. W postaci skalarnej (i w polu jednowymiarowym) powyższe równanie przyjmuje postać:

10

$$q = -\lambda \frac{d\theta}{dx}$$

Odcinkowi dx (wzdłuż kierunku przepływu ciepła – od temperatury wyższej do niższej) odpowiada ujemny przyrost temperatury ($-d\theta$), stąd znak minus w równaniu. Dalsze rozważania związane z podstawowymi równaniami fizyki cieplnej, wraz z podziałem warunków granicznych przedstawiono w literaturze przedmiotu [85]. Niemniej warto wspomnieć jeszcze o trzech etapach przenoszenia ciepła przez przegrodę: napływ ciepła na powierzchnię, przewodzenie i odpływ ciepła z powierzchni. W przypadku ścian trójwarstwowych zdarza się, że wewnątrz ściany występują szczeliny wypełnione powietrzem – ruch ciepła powoduje w takich miejscach głównie mechanizm konwekcji i promieniowania, a nie przewodzenie. Ostatnim pojęciem niezbędnym do identyfikacji przewodzenia ciepła (i zarazem określenia temperatur w poszczególnych warstwach przegrody) jest opór cieplny (R):

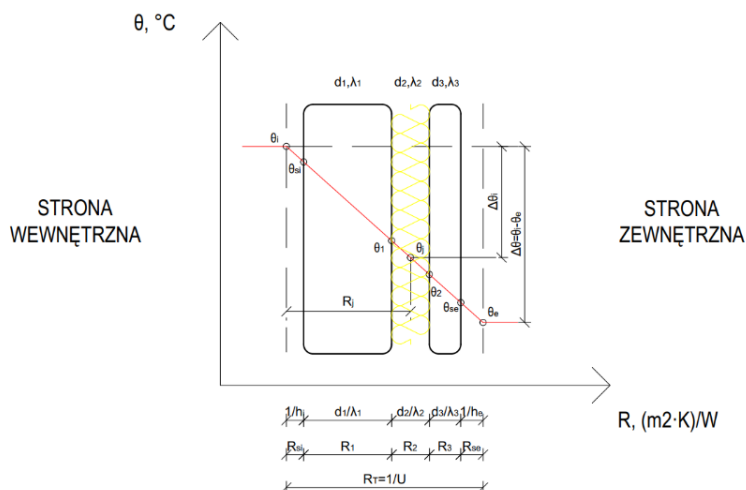
11

$$R = \frac{d}{\lambda}, \quad [(m^2 \cdot K/W)]$$

Poniższy schemat przekazywania ciepła przez przegrodę warstwową (Rysunek 20) ilustruje zależność pomiędzy oporem cieplnym a temperaturą z wykorzystaniem wyżej opisanych wartości.

¹¹ Adekwatnie gęstość strumienia dyfundującej pary wodnej można określić prawem Ficka ($g = -\delta \text{ grad } p$)

¹² Współczynniki λ i δ są wartościami analogicznymi kolejno dla przepływu ciepła i wilgoci



Rysunek 20 Schemat przenikania ciepła przez przegrodę – na podstawie [92]

Zgodnie z Równaniem 12 możemy także wyznaczyć temperaturę (θ_j) w miejscu przegrody odległym o opór R_j od płaszczyzny, na której występuje temperatura wewnętrzna (θ_i):

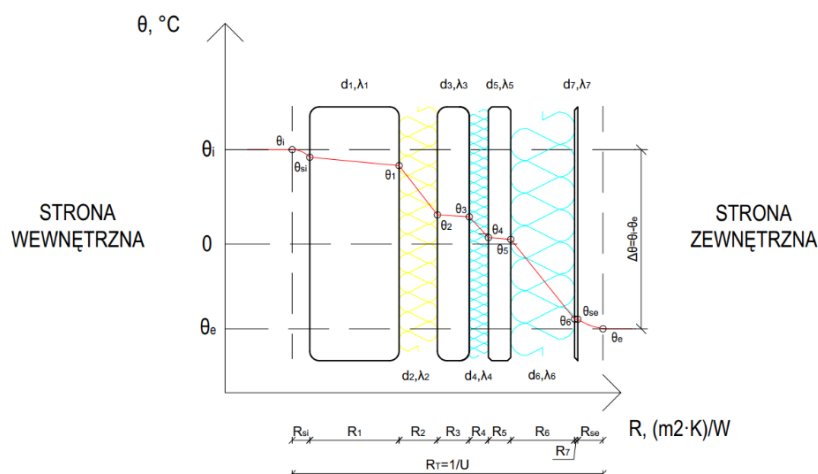
12

$$\theta_j = \theta_i - \Delta\theta_j = \theta_i - U \cdot R_j \cdot \Delta\theta$$

gdzie:

$$\Delta\theta = \theta_i - \theta_e \text{ [}^\circ\text{C]}$$

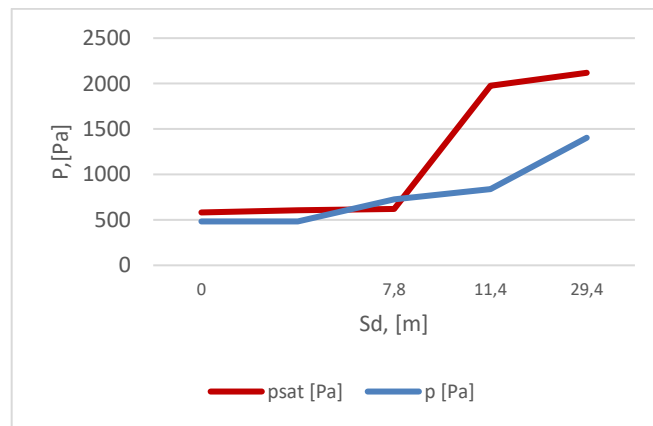
Dla przykładu w ścianie z dodatkowymi warstwami izolacji termicznej (opisanej w poprzednim podrozdziale) rozkład temperatury przyjmuje postać wg Rysunku 21, a podstawowe obliczenia zestawiono w Tabeli 3. Adekwatnie przepływ dyfuzyjny pary wodnej i kondensacja wewnętrzna (oszacowana prostą metodą dyfuzyjną) zostały zobrazowane poniżej: Wykres 5 - dla ściany trójwarstwowej oraz Wykres 6 dla ściany z dodatkowymi warstwami izolacji - zgodnie z Rysunkiem 19. Wartości obliczeniowe i parametry powyższych przegród zostały zebrane w: Tabeli 4, Tabeli 5 oraz Tabeli 6. W poniższych obliczeniach przyjęto dane klimatyczne dla Poznania (najzimniejszy miesiąc - styczeń, średnia temperatura $-0.6 \text{ }^\circ\text{C}$, wilgotność powietrza 83%).



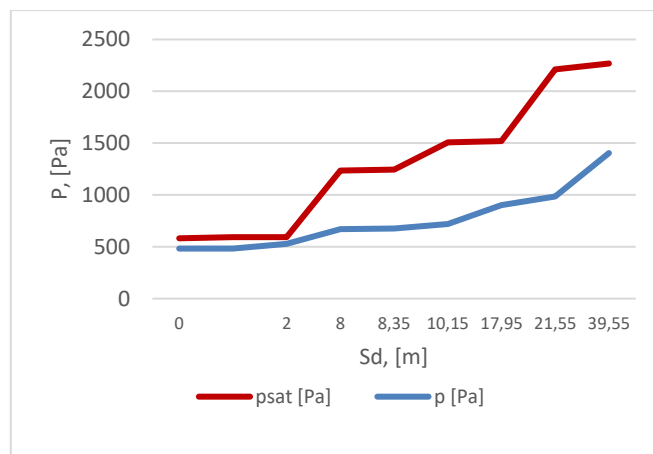
Rysunek 21 Przenikanie ciepła przez ścianę pierwotnie trójwarstwową z dodatkowymi warstwami izolacji

Tabela 3 Parametry cieplne i rozkład temperatur w przegrodzie wielowarstwowej

	Warstwa	Grubość warstwy d	Współ. λ	Opór cieplny d/λ	Różnica temperatur $\Delta\theta$	Temperatura θ		Temp. 0 °C wzgl. x
		[m]	[W/(m*K)]	[(m ² *K)/W]	[K]	[°C]		[m]
θ_i	powietrze wewnętrzne	-	-	0,13	1,01	20,00	18,99	
1	warstwa betonowa	0,15	1,65	0,09	0,70	18,29		
2	styropian	0,06	0,043	1,40	10,80		7,49	
3	warstwa fakturowa	0,06	2,5	0,02	0,19	7,31		
4	styropian	0,03	0,043	0,70	5,40		1,91	
5	tynk trójwarstwowy z siatką stalową	0,035	1,2	0,03	0,23	1,68		
6	styropian	0,1	0,04	2,50	19,35		-17,67	0,344
7	siatka z tynkiem wg ETICS	0,005	1,8	0,00	0,02	-17,69		
θ_e	powietrze zewnętrzne	-	-	0,04	0,31		-18,00	
			RT=	4,91				
			Rj=	2,58				



Wykres 5 Bilans wilgotnościowy w ścianie trójwarstwowej



Wykres 6 Bilans wilgotnościowy w ścianie wielowarstwowej (trójwarstwowa z dodatkowym podwójnym dociepleniem)

Tabela 4 Parametry cieplno-wilgotnościowe w przegrodzie trójwarstwowej niezbędne do szacowania kondensacji wilgoci

	Warstwa	Grubość warstwy d	Współczynnik λ	Opór cieplny d/ λ	Różnica temp. $\Delta\theta$	Temperatura θ		μ	Sd $\mu \cdot d$
		[m]	[W/(m*K)]	[(m ² *K)/W]	[K]	[°C]			[m]
θ_i	powietrze wewnętrzne	-	-	0,13	1,59	20,00	18,41		
1	warstwa betonowa	0,15	1,65	0,09	1,11	17,29		120,00	18
2	styropian	0,06	0,043	1,40	17,11	0,18	60,00	3,6	
3	warstwa fakturowa	0,06	2,5	0,02	0,29		-0,11	130,00	7,8
θ_e	powietrze zewnętrzne	-	-	0,04	0,49	-0,60			
			RT=	1,68				$\Sigma s_d=$	29,4

Tabela 5 Parametry ściany trójwarstwowej obliczone prostą metodą dyfuzyjną

Płaszczyzna przegrody	Temperatura θ	Wilgotność ϕ	p_{sat}	p
	[°C]	[%]	[Pa]	[Pa]
powietrze zewnętrzne	-0,6	83	582	483
zewnętrzna, se	-0,11		605	483
międzywarstwowa 1 (faktura-styropian)	0,18		621	727
międzywarstwowa 2 (styropian-beton)	17,29		1976	840
wewnętrzna, si	18,41		2119	1404
powietrze wewnętrzne	20	60	2340	1404
			$\Delta p=$	920,94

Tabela 6 Parametry ściany wielowarstwowej obliczone prostą metodą dyfuzyjną

Płaszczyzna przegrody	Temperatura θ	Wilgotność ϕ	p_{sat}	p
	[°C]	[%]	[Pa]	[Pa]
powietrze zewnętrzne	-0,6	83	582	483
zewnętrzna, se	-0,43		592	483
międzywarstwowa 1 (siatka-styropian)	-0,42		592	530
międzywarstwowa 2 (styropian-tynk zbroj.)	10,07		1237	669
międzywarstwowa 3 (tynk zbroj. - styropian)	10,19		1245	677
międzywarstwowa 4 (styropian-faktura)	13,12		1508	719
międzywarstwowa 5 (faktura-styropian)	13,22		1518	901
międzywarstwowa 6 (styropian-beton)	19,07		2212	985
wewnętrzna, si	19,45		2268	1404
powietrze wewnętrzne	20	60	2340	1404
			$\Delta p=$	920,94

W przegrodzie trójwarstwowej może dojść do wewnętrznej kondensacji wilgoci (przecinające się linie p i p_{sat} - Wykres 5) w strefie izolacji wewnętrznej, co w następstwie prowadzi do skorodowania wieszaków stalowych oraz pogorszenia izolacyjności ściany. Skutki zawilgocenia to także zmiana objętości materiału wywołująca skurcz i dodatkowe naprężenia, a w konsekwencji

rysy i pęknięcia. Rysy natomiast są powodem utraty wytrzymałości i przyspieszenia starzenia: np. zmniejszenie przyczepności, osłabienie mrozoodporności.

Jak widać termomodernizacja ma znaczący wpływ na możliwość uniknięcia kondensacji wewnętrznej (Wykres 6). Należy jednak uwzględnić, że w przegrodach warstwowych, w przypadku kryterium wilgotnościowego, istotna jest także kolejność warstw o różnych współczynnikach oporu dyfuzyjnego. Przykładowe materiały do termoizolacji i ich parametry zebrane zostały w Tabeli 7, a opis technologiczny rozwiązań podano w [93, 94].

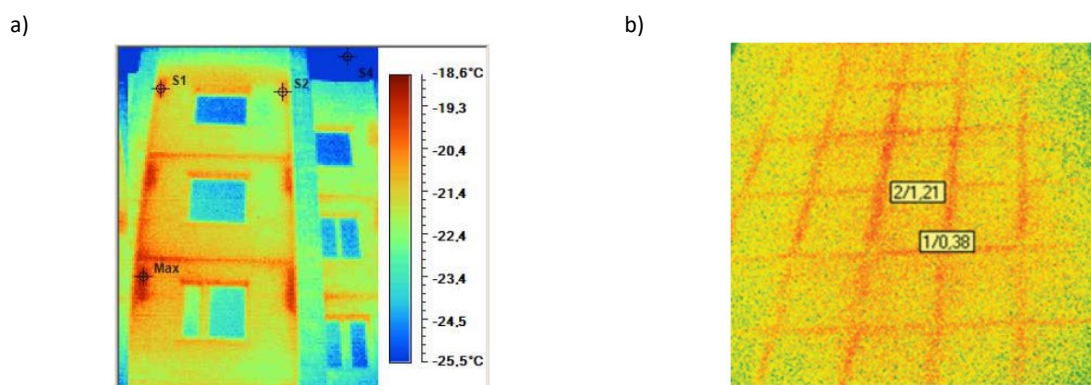
Tabela 7 Parametry materiałów polimerowych do izolacji cieplnej w zestawieniu z wełną mineralną

	tworzywa termoplastyczne		duropasty				wełna skalna
	EPS	XPS	PIR	PUR	PU - natrysk	PF	
	polistyren ekspandowany	polistyren ekstrudowany	poliizocyjanurat	pianka poliuretanowa	pianka poliuretanowa	piana fenolowa	
Gęstość:	12-40 kg/m ³	20-50 kg/m ³	32-42 kg/m ³	32-42 kg/m ³	30-35 kg/m ³	35 kg/m ³	10-180 kg/m ³
Grubość:	1-30 cm	2-20 cm	2-20 cm	2-20 cm	dowolne	2-20 cm	2-30 cm
Naprężenia ściskające przy 10% odkształceniu:	0,05-0,20 MPa	0,30-0,70 MPa	0,10-0,15 MPa	0,10-0,15 MPa	0,04-0,10 MPa	0,10 MPa	0,01-0,10 MPa
Współczynnik przewodzenia ciepła: (λ [W/m*K])	0,031-0,045	0,027-0,040	0,020-0,029	0,020-0,029	0,023-0,035	0,021-0,023	0,036-0,045
Palność: /klasa reakcji na ogień	samogasnący (z dodatkiem antypirenow) /E	samogasnący (z dodatkiem antypirenow) /E	trudno zapalny /C	łatwopalny (emisja gazów toksycznych) /E	łatwopalna (emisja gazów toksycznych) /E	trudno zapalna /C, D	niepalna (A1)
Formowanie / montaż:	plyty / m. mech. lub chem.	plyty / m. mech. lub chem.	plyty / m. mech. lub chem.	plyty / m. mech. lub chem.	natrysk	plyty / m. mech. lub chem.	plyty, rolka / m. mech. lub chem.
Nasiąkliwość/ paroz izolacyjność:	≤5% (dodatki), paroz izolacyjny	≤1,5%, paroz izolacyjny	≤3,0%, paroz izolacyjny	≤5%, paroz izolacyjny	≤5%, paroz izolacyjna	≤5%, paroz izolacyjna	paroprzepusz.
Rozszerzalność cieplna: (określone warunki temp. wilg.)	≤5%	≤5%	2,5-7,5%	≤5%	≤5%	≤5%	≤1%
Odporność na czynniki biologiczne:	odporny	odporny	odporny	odporny	odporna	odporna	odporna
Odporność na promieniowanie UV:	nie	nie (konieczne stabilizatory)	nie	nie	nie	nie	odporna

*właściwości mogą się różnić zależnie od składu (dodatki) i technologii produkcji. W tabeli podano zakresy dla materiałów najczęściej występujących na rynku.

Oczywiście powyższe obliczenia można wykonać z wykorzystaniem oprogramowania – przykład dla ściany trójwarstwowej analizowanej w poszczególnych miesiącach roku pokazano w podręczniku do modułu obliczeniowego „Przenikanie ciepła” w ramach oprogramowania służącego do analizy konstrukcji [95]. Przykłady obliczeń cieplnych przegród budynków wielopłytowych można także odnaleźć w [96].

Według założeń projektowych ściany jednowarstwowe systemu szczecińskiego miały charakteryzować się współczynnikiem przenikania ciepła na poziomie 1,22-1,24 W/(m²K), natomiast systemy trójwarstwowe nie wyżej niż 0,7 W/(m²K). W obliczeniach nie uwzględniano jednak mostków cieplnych (współczynnik dla centralnej części ściany). Liczne badania potwierdziły, że w rzeczywistości izolacyjność ścian zewnętrznych nie spełniała wymagań obowiązujących w chwili wznoszenia i była dużo niższa od projektowanej – nawet dwukrotnie [97, 9]. Jak dużą rolę w izolacyjności termicznej przegrody odgrywają mostki termiczne opisano w publikacjach [78, 85, 98, 79, 99, 100] – obrazują to także poniższe zdjęcia z kamery termowizyjnej (Rysunek 22).



Rysunek 22 Zdjęcia termowizyjne mostków ciepła na fasadzie budynku wielkopłytowego: a) ściana z oknami [78], b) ściana szczytowa [98]

2.5. Błędy wykonawcze i projektowe

2.5.1. Wiodące błędy wykonawcze dla ścian zewnętrznych

Błędy wykonawcze (realizacyjne) budownictwa wielkopłytowego dotyczą zarówno etapu wykonania elementów w zakładzie prefabrykacji (produkcyjne), jak i etapów: transportu, składowania oraz montażu na placu budowy. Poniżej wymienione zostały te błędy wykonawcze, które w najszerszym zakresie dotyczą ścian zewnętrznych użytkowanych budynków wielkopłytowych [72, 9, 75, 81, 29]:

- wykorzystanie gorszej od zakładanej jakości materiałów (kruszywa, cementu, stali, wełny o większej ściśliwości);
- niedopełnienie wymagań projektowych oraz brak kontroli dot. rozmieszczenia zbrojenia (jego stabilizacji w formie czy zakotwienia wieszaków),
- niedopełnienie wymagań dotyczących przygotowania (nieodpowiednia receptura, w tym też urabialność), ułożenia i zagęszczenia mieszanki betonowej;

- nieprawidłowe ułożenie izolacji termicznej (niedosunięcie do krawędzi, przerwy między płytami);
- niedobory zbrojenia prefabrykatów, wieszaków i detali montażowych;
- brak kontroli nad temperaturą procesu naparzania (szczególnie wytwórnie poligonowe), doprowadzając np. do tzw. „szoku termicznego”;
- rozformowywanie i transport elementów nieposiadających wymaganej wytrzymałości rozformowania;
- odrywanie przy rozformowywaniu warstwy fakturowej od formy (dotyczy elementów betonowanych „fakturą do dołu”), co było przyczyną spękania warstwy;
- obciążenia dynamiczne w trakcie transportu;
- nieprawidłowe podnoszenie, transportowanie i składowanie elementu (w złej pozycji i z nieprawidłowym podparciem);
- nieprzestrzeganie wymagań projektowych dotyczących schematów i głębokości oparcia płyt na ścianach;
- montaż elementów ze zbyt dużymi odchyłkami od płaszczyzn pionowych i poziomych, biorąc też pod uwagę wadliwą rektyfikację;
- montaż elementów uszkodzonych;
- nieprawidłowe wykonanie stalowych połączeń montażowych (zbrojonych, skręcanych i spawanych) z nieprawidłowym rozmieszczeniem i z wykorzystaniem złych materiałów (łącniki z nieodpowiedniego gatunku stali i o zbyt małym przekroju) – w konsekwencji brak odpowiedniej sztywności połączenia;
- brak zapewnienia odpowiedniego stopnia monolityczności połączeń powodowany niedostatecznym lub całkowitym brakiem wypełnień styków i złączy, brakiem przyczepności betonu (lub zaprawy) do stali i betonu prefabrykatu (mieszanka betonowa o niedobrej recepturze i konsystencji);
- nieprawidłowe ułożenie bądź brak izolacji termicznej w złączach (w tym w wieńcach);
- wykorzystanie prętów o zbyt małej długości zakotwienia między poszczególnymi przęsłami płyt oraz w wieńcach;
- niewłaściwe wykonanie lub całkowity brak dylatacji konstrukcyjnych oraz obwodowych (dla elementów poddanych wahaniom temperatury, w tym dla płyt pokrycia dachowego – w efekcie powstanie rys termicznych w ścianach);
- użycie podpór pośrednich z materiałów o niewłaściwej wytrzymałości (powstanie naprężeń w miejscach ich oparcia);
- montaż obiektów w złych warunkach atmosferycznych;

- powtarzanie i nieeliminowanie powyższych błędów w kolejnych realizacjach.

Powyższe błędy wykonawcze starano się usystematyzować chronologicznie, biorąc pod uwagę kolejne fazy procesu technologicznego. Jak słusznie rozpoznano w pracy [29] odchyłki w fazie montażu powodują niekorzystne powiększenie sumarycznego mimośrodowo obciążenia, co przekłada się na nośność konstrukcji. Uchybienia montażowe prowadzą także do koncentracji naprężeń, nierównomiernego przekazywania obciążeń i lokalnych przekroczeń nośności, w następstwie czego uwidaczniają się zarysowania, pęknięcia i wykruszenia.

W wielu publikacjach dotyczących budownictwa wielkopłytowego podkreślany jest fakt, że liczne wady wykonawcze ujawniały się już w pierwszych latach użytkowania, a część z nich udało się wyeliminować w początkowym okresie eksploatacji [29]. Jednakże, wiele wad zostało jedynie miejscowo ograniczonych i do dzisiaj mają wpływ na przyspieszoną degradację budynku. Co istotne, błędy montażowe podczas wznoszenia są wymieniane jako główne przyczyny dalszych problemów dotyczących budynków wielkopłytowych [72]. We współczesnej prefabrykacji zwraca się szczególną uwagę na wykorzystanie odpowiednich materiałów i technologii [101], ale także na zastosowanie systemu zarządzania jakością w celu redukcji potencjalnych błędów [102].

2.5.2. Ustalenie błędów projektowych dla powszechnych systemów technologicznych

Wady projektowe krajowych systemów wielkopłytowych, które warto wymienić [9, 103] to:

- ukształtowanie złączy, które uniemożliwiało lub znacząco utrudniało pełne i prawidłowe wypełnienie mieszanką betonową wraz z umieszczeniem izolacji termicznej. Często było to przyczyną penetracji wody opadowej do wnętrza (np. w systemie W-70);
- zastosowanie betonowych obwodowych żeberek łączących warstwę fakturową z warstwą nośną – poza ewidentnymi mostkami termicznymi, żeberka powodowały liczne spękania i wybrzuszenia warstwy fakturowej z powodu występowania odkształceń termicznych. Różnica temperatur zimą (między wewnętrzną i zewnętrzną stroną) rzędu 35 st. C powodowała jednostkowe odkształcenie termiczne $\epsilon_r = 3,5 \cdot 10^{-4}$ przekraczając odkształcenie termiczne betonu na rozciąganie. Latem natomiast nagrzana warstwa fakturowa mogła wygiąć się na zewnątrz elementu;
- obetonowywanie wieszaków ze stali zwykłej – dopuszczone do stosowania po 1982 roku przez ITB. Wieszaki stanowiły w ten sposób sztywne połączenie warstw co prowadziło do spękań. Betonowe żebra stanowiły mostki termiczne z dodatkową możliwością kondensacji pary wodnej na wewnętrznej powierzchni ściany;

- stosowanie w wieńcach ukrytych połączeń na klamry (połączenie pętli poziomych) lub na spirale (połączenie pętli pionowych) – oba charakteryzują się dużą odkształcalnością;
- brak zapisów projektowych dotyczących dopuszczalnych odchyłek wymiarowych, co jest niezbędne w przypadku technologii prefabrykowanych.

Błędy projektowe również zostały opisane w licznych publikacjach [104, 11]. Należy tu również uwzględnić zbyt duże „zaufanie” projektantów do wykonawstwa i wytwórni przy określaniu założeń projektowo-technologicznych - pomimo pełnej świadomości panujących warunków rynkowych, materiałowych, produkcyjnych w „erze prymatu ilości nad jakością” [103]. W przytoczonej publikacji wymieniono także zagrożenie w postaci pojawienia się oddziaływań pierwotnie nieprzewidzianych (niemożliwych lub trudnych do przewidzenia), np.: przemieszczenia pionowe gruntu, głębokie wykopy w pobliżu, nieprzewidziane prace podziemne, wstrząsy parasejsmiczne, wybuchy lub uderzenie przez pojazd. Trudno to zakwalifikować jako błąd projektowy, jednak zdaniem autora publikacji [103] oddziaływania nieprzewidziane są obecnie najczęstszą przyczyną zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielkopłytowych.

Dla pewnego uporządkowania warto przytoczyć także kilka zasadniczych norm, które w czasie rozwoju budownictwa wielkopłytowego określały podstawy dotyczące kształtowania konstrukcji i mogły być zarazem podstawą do popełnienia błędów przez jednostki projektowe. Zgodnie z normą [105] sposób kształtowania połączenia warstwy fakturowej i nośnej ściany zewnętrznej był bardzo swobodny (brak narzuconych rozwiązań), jednakże zalecano stosowanie łączników ze stali nierdzewnej gatunku H13N4G9 i klasy I. Następnie norma [106] dopuściła stosowanie innych gatunków stali, niż stale nierdzewne (pkt. 2.4.6 normy), pod warunkiem dopuszczenia przez jednostkę naukowo-badawczą. Umożliwiło to projektowanie łączników ze stali zwykłych, co dzisiaj jest znaczącym problemem w ocenie stanu warstwowych elementów ściennych. Opracowanie niejako wycofujące poprzednie zapisy i precyzujące wymagania dotyczące wieszaków stalowych to „Katalog elementów konstrukcyjnych zbrojeń produkowanych przez Metalplast przeznaczonych dla budownictwa z elementów prefabrykowanych betonowych” [107] – od 1982 roku wytwarzano pięć zasadniczych typów wieszaków dla podstawowych systemów technologicznych. Dodatkowo w instrukcji COBPBO [108] ponownie zalecono stosowanie łączników ze stali nierdzewnej i określono konkretne gatunki i wymagania w tym zakresie.

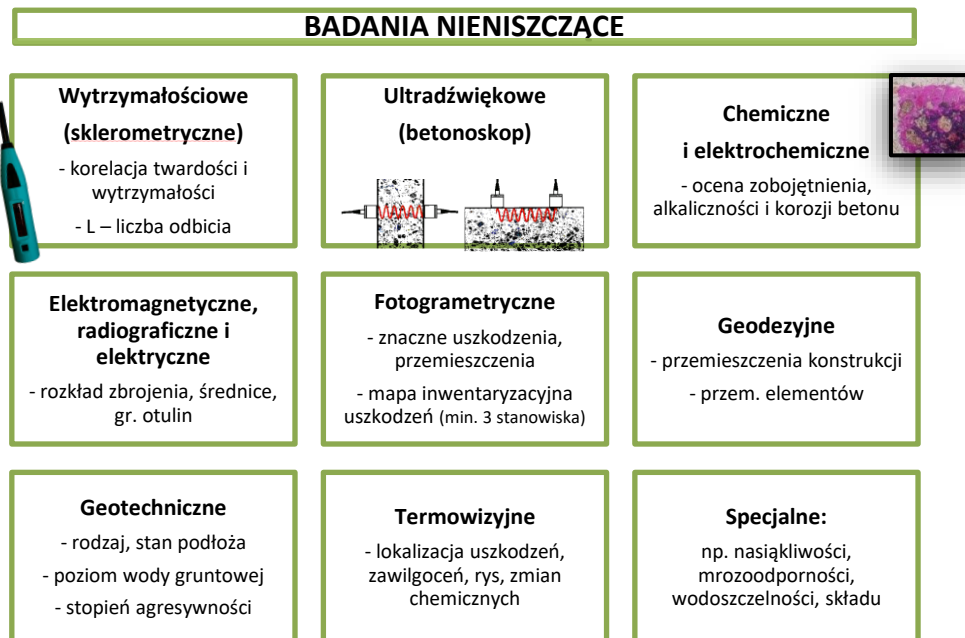
3. Diagnostyka stanu elementów ścian zewnętrznych

3.1. Metody diagnozowania stanu technicznego

3.1.1. Podział metod diagnostycznych - metodyczny

Zależnie od dziedziny metody badawcze przyjmują charakter obserwacyjny, eksperymentalny, monograficzny, heurystyczny, badania dokumentów, indywidualnych przypadków, sondażu diagnostycznego, analizy i krytyki piśmiennictwa, konstrukcji logicznej czy weryfikacji statystycznej [109, 110]. Diagnostyka konstrukcji to szerokie zagadnienie z obszaru dziedziny inżynierii lądowej. Zagadnienie szczegółowo opisuje literatura przedmiotu, m.in. [111, 112, 113, 114], a zastosowanie diagnostyki w ramach badań konstrukcji i budynków wielkopłytowych w sposób ogólny prezentuje [17].

Podstawowy podział diagnostycznych metod badawczych związany jest z miejscem badania (in situ lub badania laboratoryjne), a następnie, biorąc pod rozwagę ingerencję w konstrukcję lub element, wyszczególniamy badania: nieniszczące, seminiszczące i niszczące [111, 115, 113, 112, 116]. Najważniejsze badania nieniszczące w diagnostyce konstrukcji opisuje schemat na Rysunku 23.



Rysunek 23 Najważniejsze badania nieniszczące w diagnostyce konstrukcji

Do badań seminiszczących zaliczamy te polegające na wrywaniu, odrywaniu lub ścinaniu bezpośrednio na elemencie (np. pull-out, lock-out, pull-off, break-off). W ramach badań niszczących wykonuje się odkrywki, odwierty (pobieranie próbek) lub doprowadza się do zniszczenia całego elementu.

W diagnostyce prefabrykowanych konstrukcji wielkopłytowych zastosowanie znajdują przede wszystkim badania nieniszczące [103, 16, 17, 117, 118], zdecydowanie rzadziej stosowane są badania niszczące - związane głównie z pobieraniem próbek [119, 120]. W przypadku ścian trójwarstwowych budownictwa wielkopłyтового wyszczególnić można następujące, stosowane badania¹³:

- sklerometryczne – pomiar wytrzymałości;
- akustyczne - ultradźwiękowe, echa, analiza spektralna fal powierzchniowych;
- chemiczne – np. pomiar karbonatyzacji;
- elektrochemiczne – określenie różnicy potencjałów między zbrojeniem a betonem;
- elektromagnetyczne - lokalizacja zbrojenia, pomiar średnicy, wielkość otuliny;
- geodezyjne – ustalenie przemieszczeń i odchyłek;
- termowizyjne – weryfikacja mostków termicznych, w tym zawilgocenia;
- rzadziej badania specjalne lub hybrydowe.

Zgodnie z [103] w budownictwie prefabrykowanym szczególną rolę odgrywa reżim zachowania dopuszczalnych odchyłek wymiarowych stąd szczególna rola badań geodezyjnych. Dodatkowo zwraca się uwagę na pomiar rozwarcia rys i ich zmienność w czasie. Praca [103] dość szczegółowo opisuje przyczyny i różne lokalizacje powstających rys. Genezę rys określamy tworząc m.in. mapy zarysowań z podziałem na rozwarości oraz biorąc pod uwagę lokalizację uszkodzenia względem płyty i całej fasady.

Badania z wykorzystaniem młotka Schmidta (sklerometryczne) pomagają wskazać lub podważyć jednorodność wytrzymałościową [62, 121]. Niemniej powtarzając za powyższą publikacją autorstwa Bohdana Lewickiego, żeby uzyskać najbardziej wiarygodne badania wytrzymałości betonu w istniejącej konstrukcji należy skorzystać z badań niszczących, tzn. wykorzystać pobrane odwierty i badanie ich wytrzymałości

Przyjmując założenia uniwersalizmu niniejszych badań (zgodnie z wstępem do pracy) w doborze metodologii istotne jest możliwe całościowe, kompleksowe ujmowanie rzeczywistości. Tym samym w rozdziale 4 podano dobór metod badawczych, które zdaniem autora gwarantują uznanie ich za badania systemowe, uwzględniając kryteria związane z trwałością wymienione w podrozdziale 2.4.1. Należy pamiętać, iż dla uzyskania rzetelnych wyników niezbędne jest uwzględnienie rzeczywistych warunków pracy, wymiarów i właściwości badanych materiałów. Ponadto badania powinny być reprezentatywne, a eksploatowane konstrukcje poddane analizie powinny spełniać wymagania jak dla konstrukcji nowoprojektowanych.

¹³ Literatura wskazująca zastosowanie poszczególnych metod wymieniona została w rozdziale 3.2.

3.1.2. Podział ze względu na obiekt badawczy (przedmiot identyfikacji)

Niniejsza praca rozpatruje badania elementów ścian trójwarstwowych, a tym samym materiałów, z których są wykonane: betonu (zwykłego bądź lekkiego - keramzytowego), stali zbrojeniowej oraz częściowo izolacji termicznej. W celu doboru metody istotne jest określenie jej korelacji z obiektem badawczym. Identyfikacja przedmiotowa związana jest zatem m.in. z podziałem na systemy technologiczne budownictwa wielkopłytkowego i zastosowane w nich (i ich lokalnych odmianach) rozwiązania technologiczne i materiałowe ścian. Badania elementów i materiałów w poszczególnych systemach opisane zostały w kolejnych podrozdziałach. Wybrany, proponowany podział metod badawczych ze względu na obiekt badawczy (i kryteria go wyróżniające) pokazano poniżej (Tabela 8).

Tabela 8 Kryteria przedmiotowe doboru metod badawczych

Kryterium	Podział ogólny	Podział szczegółowy
System technologiczny:	ogólnopolski	OWT-67 (-67/N, -75), W-70 (Wk-70), Szczeciński, WUF-T (75), PBU
	regionalny	Domino, Dąbrowa, FADOM, Rataje, Wrocławska Wielka Płyta, Rzeszowska WP, Częstochowska WP, Winogrody
Materiał:	beton (warstwa nośna lub warstwa fakturowa)	beton zwykły, beton lekki, beton keramzytowy
	izolacja	wełna mineralna, styropian, piana poliuretanowa
	stal	zwykła (węglowa), uszlachetniona, nierdzewna, z powłokami (cynkowymi, aluminiowymi)
Sposób wykończenia lica zewnętrznego:	ocieplone	systemy lekko-mokre, ocieplenie tradycyjne, ocieplenie podwójne lub potrójne
	nieocieplone	grys, witromozaika, malatura lub tynk, odcisk
Grubość warstwy betonowej:	> 10 cm	warstwa nośna
	< 10 cm	warstwa fakturowa, warstwa wewnętrzna w ścianach osłonowych
Wiek budynku (zaawansowanie degradacji):	< 10 lat	brak bądź niskie zaawansowanie degradacji poprzez warunki atmosferyczne
	10 lat - 20 lat	niskie bądź średnie zaawansowanie degradacji poprzez warunki atmosferyczne
	20 lat - 50 lat	średnie bądź wysokie zaawansowanie

		degradacji poprzez warunki atmosferyczne
	> 50 lat	wysokie zaawansowanie degradacji poprzez warunki atmosferyczne
Sposób wytworzenia elementów:	fabryki domów	dzienna zmiana produkcyjna, nocna zmiana produkcyjna
	wytwórnice poligonowe	dzienna zmiana produkcyjna, nocna zmiana produkcyjna
Konserwacja i utrzymanie:	budynki podlegające przeglądom i bieżącej konserwacji zgodnie z prawem budowlanym	brak, niskie lub średnie zaawansowanie degradacji
	budynki niepodlegające przeglądom i/lub bieżącej konserwacji zgodnie z PB	niskie, średnie bądź wysokie zaawansowanie degradacji
	budynki po generalnym remoncie	brak lub niskie zaawansowanie degradacji
Lokalizacja:	budynku	strefa klimatyczna, szkody górnicze
	elementu	elewacja względem kierunków świata: północ, południe, wschód, zachód

3.2. Identyfikacja nieprawidłowości na przykładzie wybranych budynków

3.2.1. Krytyczny przegląd przykładów literaturowych

Inwentaryzacja i ocena makroskopowa to zasadnicze metody diagnostyczne, znajdujące istotne zastosowanie w przypadku oceny stanu ścian zewnętrznych budynków wielkopłytowych. Powstałe w formie poradników, publikacje Instytutu Techniki Budowlanej (ITB), opisujące w sposób szczegółowy metodykę oceny stanu technicznego ścian zewnętrznych [16, 77, 17] do dziś stanowią istotne źródło wiedzy. Liczne inwentaryzacje i badania wykonane przez ITB są podstawą do weryfikacji stanu budynków wielkopłytowych poszczególnych systemów technologicznych w całym kraju.

Publikacja [16] wskazuje, że trwałość dobrze wykonanej ściany trójwarstwowej można określić na 100 lat, podając tym samym założenia poprawnego wykonania elementu: grubości warstw i ich rozwiązania materiałowe, grubości otuliny (np. 15 mm w miejscach zgięcia wieszaków), zakotwienie, odporność na karbonatyzację, zapewnienie swobody odkształceń, wykonanie odpowiedniej liczby wieszaków, prawidłowe zagęszczenie i lokalizacja szpilek, prawidłowo ukształtowane wieszaki (z przytoczeniem pięciu podstawowych typów łączników produkowanych po 1982 r., z określeniem gatunku stali i sposobu zabezpieczenia przed korozją). W następstwie za omówieniem założeń prawidłowej produkcji i montażu w opracowaniu wyszczególnione zostały wady: dotyczące stali wieszaków i ich kotwienia (wraz z podanym sumarycznym udziałem odstępstw). Publikacja podsumowuje badanie ponad 800 płyt warstwowych, głównie budynków wykonanych przed 1984 rokiem. W ramach badań odsloniętych zostało 512 wieszaków, a z 27 pobrano próbki do dalszych

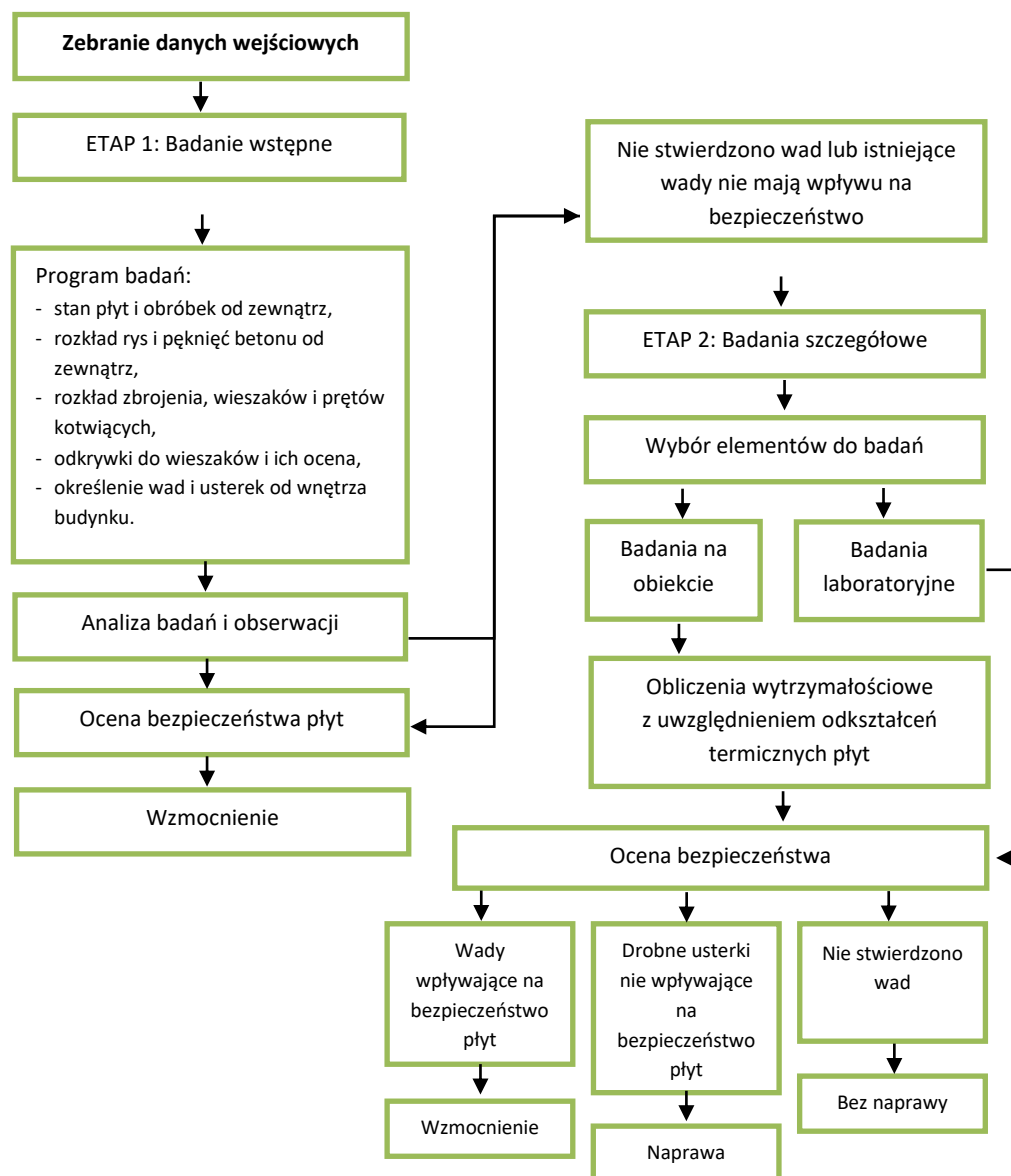
analiz – stosunkowo niewielka liczba próbek związana była z koniecznością zapewnienia bezpieczeństwa ścian. Stateczność ścian była również podstawą ograniczeń przy pobieraniu próbek do badań w ramach niniejszej pracy (problem częściowo został rozwiązany poprzez wykonanie dodatkowych kotwień osłabionych ścian). W poradniku wymieniono liczne występujące uszkodzenia i wady płyt warstwowych (analiza zjawisk mogących wystąpić w płytach), biorąc także pod uwagę czynniki mające wpływ na trwałość i procent elementów z wadami. Określono metody prowadzenia badań i obserwacji, w tym podział na dwa rodzaje kontroli – okresowa, przeprowadzana co 12 miesięcy i obejmująca określenie:

- zakresu zawilgocenia i zagrzybienia na ścianach wewnątrz mieszkań,
- uszkodzeń warstwy elewacyjnej lub tynku,
- rozmieszczenia spękań,
- obecności raków (lub słabego zagęszczenia),
- miejsc braku otuliny zbrojenia (w tym wieszaków),
- stanu uszczelnień złączy między elementami,
- stanu obróbek blacharskich.

Drugim rodzajem jest kontrola pełna, związana z planowaną termomodernizacją lub ze złym stanem elewacji. Obejmuje ona badania szczegółowe. Istotnym wkładem publikacji jest zaproponowanie pozycjonowania nieprawidłowości względem ich częstości występowania: *„Jeśli wada powtarza się we wszystkich lub w większości badanych elementów (co najmniej kilkunastu) można uznać, że wszystkie elementy w elewacji mają tę wadę. Natomiast jeśli występuje ona w 1÷3 przypadków, zachodzi potrzeba rozszerzenia zakresu badań o kolejną partię elementów i sprawdzenia powtarzalności wady. Wyjątek stanowi przerwanie ciągłości wieszaków [...]. Ujawnienie tej wady w jednym elemencie [...] jest podstawą do wydania oceny o złym stanie połączeń w płytach warstwowych w całym budynku.”* [16]. Poniżej wskazano schemat przebiegu kontroli pełnej stanu płyt (Rysunek 24).

W opracowaniu [77] autorzy przywołują wymagania podstawowe jakie musiały spełnić ściany budynków realizowanych w latach 1960-1980. Autorzy podkreślają, że wymagania te nie zmieniły się znacząco do dzisiaj (z pominięciem jedynie energooszczędności przegród). Niemniej, poprzez obniżony standard i liczne stwierdzone usterki stawiane wymagania częstokroć nie były spełnione. Publikacja opisuje powszechne zjawisko pogrubienia warstwy betonowej ścian kosztem izolacji termicznej oraz potwierdzoną badaniami większą gęstość keramzytobetonu niż przewidywana projektowo. Ustalono, że największe mostki w ramach wielkopłytowego Systemu Szczecińskiego występowały w: narożniku wypukłym, nadprożu, w progu drzwi balkonowych i w połączeniu z ościeżnicą okienną, gdzie ponadto nie było spełnionego warunku punktu rosy (tzw. kryterium

Hencky’ego oraz bardziej restrykcyjnego kryterium wilgotnościowego opartego na kondensacji kapilarnej [122]). W publikacji przytoczono także wyniki pracy badawczej [123], w ramach której udowodniono obliczeniowo, że normowe dodatki ze względu na mostki cieplne są mniejsze niż rzeczywiste.



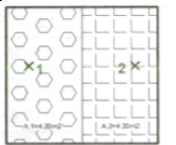
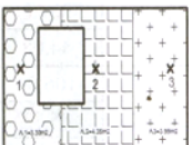
Rysunek 24 Proces pełnej kontroli stanu płyt ścian zewnętrznych wg [16]


Kolejna, najnowsza, praca ITB [17] prezentuje przykłady prac badawczych prowadzonych w kilku województwach z największym udziałem mieszkaniowego budownictwa wielkopłytowego (przebadano około 300 budynków). W publikacji wskazano udział poszczególnych systemów wielkopłytowych we wszystkich województwach. W opracowaniu zasugerowano także pięcioetapową procedurę diagnostyczną na którą składają się: ocena makroskopowa, badania materiałowe, obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, ocena bezpieczeństwa i trwałości oraz ewentualna naprawa (wzmocnienie). Autorzy zawarli istotne informacje ułatwiające

identyfikację systemu konstrukcyjnego badanego budynku. Wiele uwagi poświęcono analizie makroskopowej, w dużej mierze polegającej na ocenie rys. Wśród istotnych metod badawczych wymienione zostały te bezinwazyjne i quasiinwazyjne: identyfikacja zbrojenia z wykorzystaniem skanerów indukcji elektromagnetycznej, fal radiowych (lub georadarowych) – te drugie dodatkowo ułatwiają rozpoznanie nieciągłości struktury betonu. W ramach opisanych badań wykorzystano także kamerę inspekcyjną do identyfikacji jakości złączy. Umożliwiło to określenie jednorodności struktury betonu i zaprawy wypełniającej oraz stopnia korozji prętów zbrojeniowych. Wykonano także szereg badań fizyko-chemicznych w celu określenia właściwości ochronnych betonu względem stali zbrojeniowej, m.in. badano: pH odwzorowanej cieczy porowej betonu, zawartość jonów chlorkowych, zawartość stwardniałego zaczynu cementowego, potencjał stacjonarny, gęstość prądu pasywacji, wygląd elektrody stalowej po badaniu elektrochemicznym. Pomimo wymienienia licznych metod i sposobu przeprowadzania kontroli wskazano wyraźnie, że zakres badań powinien każdorazowo zostać określony przez rzeczoznawcę.

Istotnym, kompleksowym opracowaniem dotyczącym diagnostyki budynków wielkopłytowych są materiały konferencyjne [100]. Poza poruszeniem licznych zagadnień ogólnych, wiele uwagi poświęcono w nich ocenie stanu ścian zewnętrznych, w tym problematyce warunków cieplno-wilgotnościowych, wadliwych złączy czy uszkodzonych połączeń warstwy fakturowej z nośną. W analizie ostatniego zagadnienia posłużono się przykładami obliczeniowymi analizy nośności wieszaków w trzech wariantowych ścianach ostonowych wykonanych w systemie W-70 – podsumowanie wyników z określeniem potrzeby wzmocnień zawiera Tabela 9.

Tabela 9 Analiza potrzeby wzmocnień w poszczególnych płytach dla wieszaków ze stali St3SX o różnej średnicy - wg [100]

Schemat przypadku	Nr wieszaka	Grubość pręta [mm]	Stal St3SX R _e [MPa]	σ _g (σ _g) [MPa]	Wyężenie przekroju [%]	Czy płyta wymaga wzmocnienia?
a) 	1,2	6	235	471,252	200,53	TAK
		8	235	258,448	109,98	NIE/TAK
		9	235	202,459	86,15	NIE
b) 	1	6	235	380,427	161,88	TAK
		8	235	207,359	88,24	NIE
		9	235	162,093	68,98	NIE
	2	6	235	486,46	207,00	TAK
		8	235	267,002	113,62	NIE/TAK
		9	235	209,218	89,03	NIE
	3	6	235	446,530	190,01	TAK
		8	235	244,252	103,94	NIE/TAK
		9	235	191,417	81,45	NIE
c)	1	6	235	258,538	110,02	NIE/TAK
		8	235	145,128	61,76	NIE
		9	235	114,128	48,90	NIE
	2	6	235	537,920	228,90	TAK

		8	235	295,949	125,94	TAK
		9	235	232,089	98,76	NIE
	3	6	235	403,593	171,74	TAK
		8	235	220,390	93,78	NIE
		9	235	172,389	73,36	NIE
-	nośność nie została przekroczona					
-	nośność przekroczona max do 15%					
-	nośność przekroczona ponad 15%					

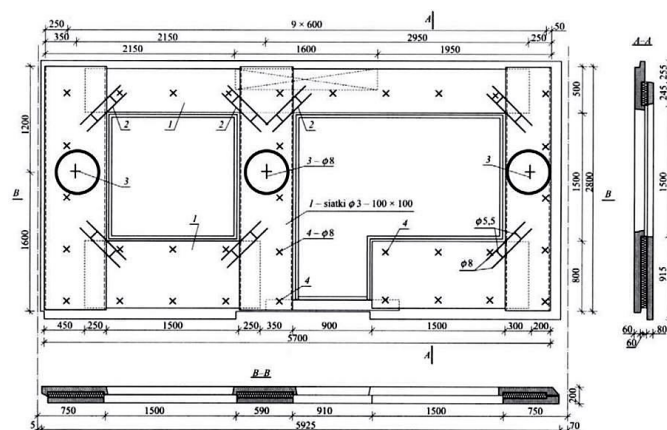
W ostatnich 20-30 latach wykonano liczne badania pojedynczych budynków wielkopłytowych – część z nich powtarza najbardziej rozpowszechnione metody, jednakże każda publikacja wnosi istotną próbę statystyczną, a niejednokrotnie także poprzez koncentrację na wybranym zagadnieniu otwiera nowe spojrzenie na badania budownictwa wielkopłytowego. Tym samym w publikacji [124] wskazano przykłady występowania wyrobów zawierających azbest (Tabela 10). Problematykę badania filarków międzyokiennych z płyt azbesto-cementowych porusza opinia techniczna [125] – przedmiotem opinii jest budynek zrealizowany w technologii OWT-67 z trójwarstwowymi ścianami zewnętrznymi ocieplonymi dodatkowo styropianem gr. 3 cm z cienkowarstwową wyprawą tynkarską. W publikacji [126] wykorzystano metodę termowizyjną (termogramy) do detekcji wad cieplnych w obudowie budynku – prace zrealizowano na wybranych obiektach warszawskiego osiedla Jelonki.

Tabela 10 Przykłady występowania wyrobów zawierających azbest wg [124]

System	Rodzaj wyrobu z azbestem	Zastosowanie
W-70	Płyta prasowana płaska okładzinowa; Płyty elewacyjne typu Acekol i Kolorys	Elementy loggii; Elewacje przy ociepleniu ścian wełną mineralną lub styropianem
Wk-70	Płyta prasowana płaska okładzinowa; Płyty elewacyjne typu Acekol i Kolorys	Elementy loggii; Ściana osłonowa typu PREGOR-LSOD; Elewacje przy ociepleniu ścian wełną mineralną lub styropianem
OWT	Płyta warstwowa PW 3/A z okładziną z płyt a-c prasowanych płaskich okładzinowych	Filarki międzyokienne ścian pasmowych
Szczecin	Płyta prasowana płaska, okładzinowa	Elementy loggii
WUF-T	Rury azbestowo-cementowe	Piony kanalizacyjne
WWP	Płyta prasowana płaska okładzinowa grubości 8 mm	Ściana osłonowa podparapetowa

Ocenę budynku w systemie OWT przedstawia praca [127]. Co interesujące, przedmiotem badań jest konstrukcja nieukończonego budynku, więc tym wyraźniej widoczny jest wpływ destrukcji (atmosferycznej) na ustrój konstrukcyjny. Poza oceną stanu konstrukcji autorzy przeprowadzili analizę stateczności z wykorzystaniem metody elementów skończonych w której wykorzystano rzeczywiste wymiary prefabrykatów i sformułowano je jako belki krępe lub izoparametryczne funkcje kształtu.

Publikacja [128] koncentruje się w dużej mierze na ocenie stanu technicznego elementów ściennych w systemie W-70, Wk-70, głównie biorąc pod uwagę identyfikację uszkodzeń (korozji) wieszaków i zarysowania (problem rys i przekroczenia naprężeń w elementach ściennych w systemie W70 i Wk70 opisuje także [129]). Wskazano przykładowe rozmieszczenie zbrojenia w warstwie fakturowej (Rysunek 25) i przedstawiono wyniki obliczeń nośności wieszaków biorąc pod uwagę wariantowo: trzy gatunki stali zbrojeniowej oraz trzy średnice (8, 9 i 10 mm).



Rysunek 25 Zbrojenie warstwy fakturowej ściany osłonowej (ZWO system Wk-70). 1 - siatki zbrojeniowe, 2- drabinki w narożnikach, 3 - wieszaki, 4 – szpilki [130], [128]

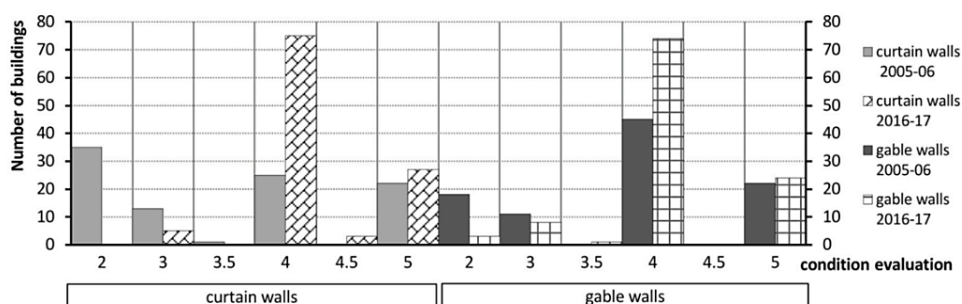
Badania budynku w systemie Wk-70 opisano także w [131]. Autorzy przytoczyli badania wieszaków z lat 80, ale także przedstawili wyniki badań własnych, m.in. potwierdzające stosowanie niewłaściwych klas stali zbrojeniowych łączników (zbyt kruchej stali nierdzewnej), błędy w rozmieszczeniu, liczbie i średnicach wieszaków. Ustalono zwiększoną względem założeń projektowych grubość betonu warstw fakturowych oraz określono głębokość karbonatyzacji z wykorzystaniem zawiesin wodnych i mikroprocesora z elektrodami do badania pH – pomierzone wartości kształtowały się w zakresie 9,36-9,58.

Interesujący przegląd metod badawczych wraz z badaniem stanu technicznego budynku wielkopłytowego zrealizowanego w systemie szczecińskim prezentuje publikacja [117]. Wśród występujących uszkodzeń budynków wyodrębniono te dotyczące budownictwa wielkopłytowego. W celu określenia stanu technicznego przeprowadzono badania nieniszczące budynku w systemie szczecińskim (powstałego w 1976 roku): badanie rozstawu zbrojenia, wytrzymałości betonu, oględziny elementów konstrukcyjnych. W badaniach wykorzystano metodę różnicy potencjałów (tworząc mapę potencjałów i mapę zniszczenia) dającą ciekawe rezultaty w zakresie zagrożenia korozją – niemniej w tym przypadku tylko dla ścian zewnętrznych i wewnętrznych piwnicy.

Do literatury ogólnej przedmiotu warto dodać także przytoczoną już wcześniej pracę [29], w ramach której autor opracował indywidualny program do oceny stanu technicznego budynku.

W pracy dokonano analizy badań złączy prowadzonych przez zespół W. Ligęza, M. Płachecki [132, 133, 134] w 10 budynkach wykonanych w systemie W-70 – co ciekawe weryfikowano również rozbieżności w jakości wykonania budynków przez trzech różnych wykonawców. W publikacji [135] autor przedstawił także wyniki własnych inwentaryzacji, uwzględniając grupowanie uszkodzeń i charakter rys, wraz z ich badaniem w czasie.

Szeroko zakrojone badania ścian trójwarstwowych zrealizowali także autorzy pracy [121]. Opisane badania opierają się w dużej mierze na nieniszczących metodach, z wykorzystaniem m.in. młotka Schmidta, urządzenia do elektromagnetycznego badania położenia prętów, skanera ultradźwiękowego (impuls-echo), higrometrów do betonu, kamery termowizyjnej i urządzeń do badań mykologicznych. W publikacji również potwierdzono występowanie warstwy fakturowej o nadmiernej grubości. Wykazano uzależnienie postępu karbonatyzacji i korozji od usytuowania budynku oraz orientacji fasady. Wyniki potwierdzają wystarczającą szczelność. Odkryta izolacja termiczna posiadała wilgotność rzędu 1,5-2,0 %. Natomiast wżery korozyjne wieszaków nie przekraczały 0,2 mm (po 25 latach użytkowania). Publikacja wskazuje także na częste pocienienie izolacji termicznej, szczególnie w przypadku systemów, w których ostatnią betonowaną warstwą ściany, była najcięższa część nośna. Taka sytuacja generuje kolejny problem – kondensację wilgoci na powierzchni przegrody. Niemniej, ogólny stan przebadanych budynków (ponad 100 obiektów w Warszawie i innych dużych miastach, w systemach W70, OWT) oceniono na dobry (Wykres 7). Publikacja porusza także problem stosowania dodatkowego kotwienia ściany i jego prawidłowego doboru.



Wykres 7 Wyniki oceny stanu technicznego elewacji budynków wielkopłytowych [121]

Problematyka degradacji biologicznej elewacji wielkopłytowych poruszona została w publikacji [136]. Natomiast interesujący zakres badań próbek betonu z wyburzonego budynku opisano w materiałach [120] – na podstawie pobranych próbek określono m.in.:

- średnice stali zbrojeniowej,
- technologię i wady prowadzonego betonowania złączy,
- odpowiednią pasywację (11,6÷12,1 pH) i brak korozji stali (głębokość karbonatyzacji do 5 mm ustalono metodą fenoloftaleinową oraz elektrochemiczną),

- zawartość jonów agresywnych wobec zbrojenia i betonu (metoda chemicznej analizy ilościowej) – brak przekroczeń,
- nasiąkliwość betonu na poziomie 7÷9%.

W ustaleniu stanu budynków zrealizowanych na terenie miasta Poznania przydatny jest natomiast raport o stanie budynków z wielkiej płyty [137] przygotowany przez Powiatowy Inspektorat Nadzoru Budowlanego po skontrolowaniu 54 budynków wielkopłytowych.

Warto przytoczyć także wypowiedź byłego prezesa Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, Andrzeja Rocha Dobruckiego: „Wynik kontroli wielkiego programu badań stanu technicznego tych budynków może, choć nie musi, okazać się wielką niewiadomą. Moim zdaniem, do sprawdzenia należy odpowiednio dobrać bloki według ich stanu technicznego, a dodatkowo, wybrane budynki powinny prezentować wszystkie technologie wielkiej płyty używane w Polsce” [138].

Podsumowując polską literaturę przedmiotu w zakresie identyfikacji nieprawidłowości należy także wspomnieć o opracowanym kilkanaście lat temu w ramach pracy doktorskiej interaktywnym programie do diagnozowania uszkodzeń występujących w budynkach wielkopłytowych [29], który po wprowadzeniu odpowiednich danych wejściowych przeprowadza nas przez wbudowany algorytm w celu wygenerowania zaleceń i wniosków.

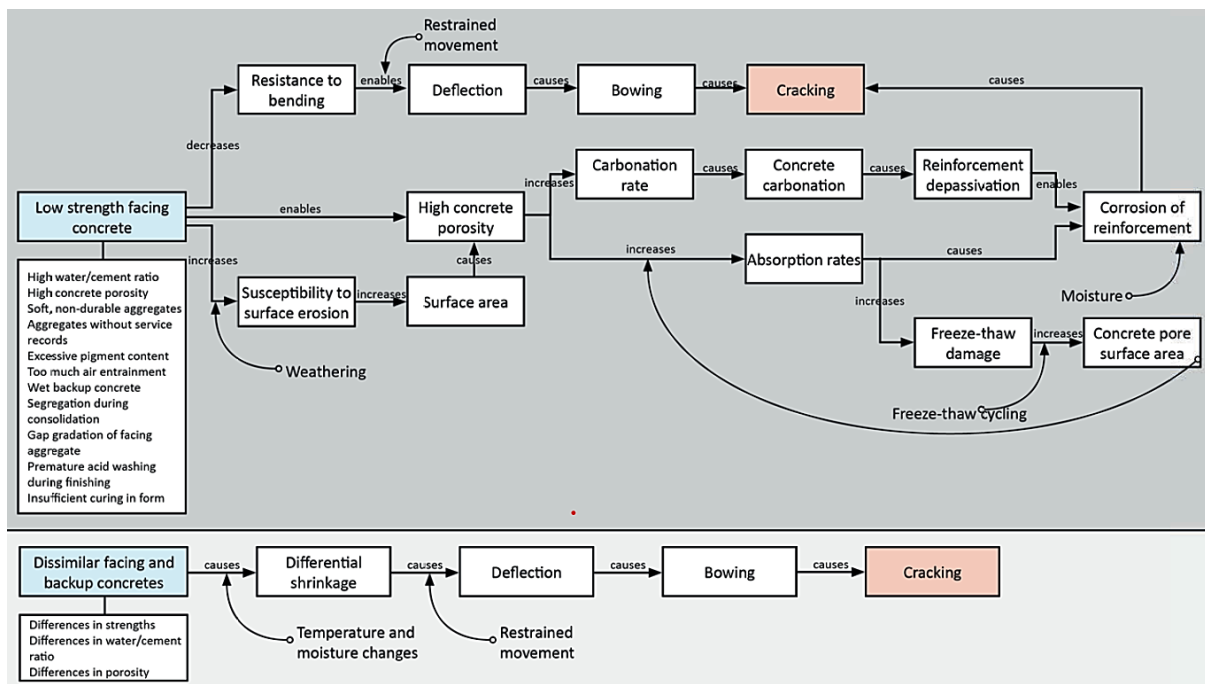
Wśród literatury zagranicznej ciekawe podejście do analizy izolacyjności cieplnej ścian warstwowych - jednakże zupełnie współcześnie stawianych budynków - prezentuje artykuł [139] – stawiając hipotezę o możliwości redukcji szkodliwych emisji poprzez upowszechnienie mieszkaniowego budownictwa prefabrykowanego w Chinach. Niemieckie doświadczenia dotyczące oceny i przebudowy ścian zewnętrznych opisują publikacje autorów Erich Ciesielski i Nabil Fouad, m.in. [140]. Adekwatnie problematykę izolacyjności i opisu rodzajów występujących ścian w prefabrykowanych budynkach mieszkalnych w Rosji, wraz z porównaniem tamtejszych wymagań ustawowych z niemieckimi opisuje [141].

Ciekawy przegląd związany z ewolucją i konserwacją ścian prefabrykowanych znajdziemy w pracy magisterskiej [62]. Wskazano w niej m.in. materiały opublikowane w Stanach Zjednoczonych w latach 1945-1975, które miały wpływ na projektowanie, produkcję i montaż prefabrykowanych ścian. W powyższej pracy opisano również początek systemu ścian osłonowych w Stanach Zjednoczonych, przypadający na koniec XIX w oraz intensywny rozwój w latach 50. i 60. XX wieku, głównie biorąc pod uwagę wieżowce (Rysunek 26).



Rysunek 26 Panel ścienny w trakcie montażu na Pan American Building w Nowym Jorku (1962 r.) [62]

Co ważne w pracy podkreślono też istotę pozostawienia widocznego betonu na ścianach osłonowych w trakcie ich konserwacji, tj. konieczność zabezpieczenia przed degradacją związaną z niszczącym wpływem warunków atmosferycznych w celu utrzymania walorów estetycznych i historycznych. Praca wymienia wiodące „patologie” paneli ściennych (m.in. zobrazowano je na Rysunku 11), związane z dużej mierze z powstaniem pęknięć w różnych fazach produkcyjnych (naparzenie, rozformowywanie, transport, montaż), co jest przyczyną rozwoju korozji (poprzez karbonatyzację). Zwrócono także uwagę na wykonanie złączy z materiałów nieodpornych na korozję, czy nieprawidłowe zacieranie powierzchni paneli betonowych. Poruszono także problem skuteczności inwentaryzacji i dalszych badań, ze względu na późne zainicjowanie działań zaradczych (inwentaryzacje najczęściej są przeprowadzane po dostrzeżeniu negatywnych skutków degradacji na zewnętrznej powierzchni elementu, a uszkodzenia postępują od wewnątrz). Efektem pracy są tabele ze schematami przyczynowo-skutkowymi prezentującymi ścieżkę powstania pęknięć dla poszczególnych czynników degradujących (Rysunek 27).



Rysunek 27 Schemat "Facing and Backup Concrete Mix Conditions" prezentujący przyczyny pęknięć [62] wg wzorca [142]

Publikacja [143] podkreśla rolę złączy w trwałości konstrukcji wielkopłytowych (LPS¹⁴), a także podaje przykłady występowania obciążeń wyjątkowych w konkretnych konstrukcjach LPS (rozpoczynając od częściowego zawalenia Ronan Point w Londynie w 1968 r.). Publikacja dla poszczególnych przypadków wskazuje oficjalne zalecenia fib (International Federation for Structural Concrete), m.in. [144]. Dużo szerzej problematykę badania złączy budynków wielkopłytowych opisali autorzy artykułu [145].

Ciekawym opracowaniem jest publikacja [146] poruszająca problematykę uszkodzeń budynków (nie tylko wielkopłytowych) w wyniku obciążeń wyjątkowych, tj. trzęsienia ziemi w Albanii w 2019 r. – ocenę przeprowadził zespół bułgarskich specjalistów w Tiranie, stolicy Albanii. Natomiast badania właściwości sejsmicznych paneli ściennych opisuje publikacja z Rumuni [147].

3.2.2. Wyniki własnych inwentaryzacji fasad

Zasadniczym elementem realizowanej diagnostyki technicznej budynków jest ocena makroskopowa, poprzedzająca badania materiałowe [17]. W ramach pracy nad niniejszą dysertacją wykonano inwentaryzacje i badania elementów ściennych kilkunastu budynków wielkopłytowych zlokalizowanych na terenie największych poznańskich osiedli: Rataje (ratajska wielka płyta „R-76” – po modernizacji) oraz Piątkowo (system Szczeciński, odmiana lokalna „SL-85”). Oba systemy posiadają największą reprezentację budynków wielkopłytowych na terenie Poznania. Efektem badań jest kilka publikacji [119, 148, 149]. Poprzedzeniem dla wspomnianych artykułów były prace - inżynierska i magisterska [84] - w ramach, których, na obu wspomnianych osiedlach wykonano szerzej zakrojone, niemniej bardziej pobieżne inwentaryzacje całych zespołów mieszkaniowych, wraz z propozycjami ich modernizacji.

Koncentracja na obiektach występujących w obszarze miasta Poznania miała co najmniej trzy powody – po pierwsze podyktowane było to oczywistą dostępnością tych zasobów, po drugie badane systemy reprezentowały realizacyjne zasięg znacznie wykraczający poza obszar miasta (system Rataje stosowany był także w innych miastach Wielkopolski, a system „Szczeciński” reprezentuje blisko 14% realizacji budynków mieszkalnych, wielkopłytowych w kraju), a zwarzyć należy że szczególną intencją był uniwersalizm prowadzonych badań. Ostatnim, pobocznym powodem skupienia się na Poznaniu, było pominięcie stolicy Wielkopolski w dotychczasowych badaniach systemowych budynków wielkopłytowych, prowadzonych w ostatnich latach choćby przez Instytut Techniki Budowlanej - biorąc pod uwagę liczbę eksploatowanych budynków w mieście (ponad 500, zamieszkiwane przez około 200 tys. mieszkańców [137]) w przekonaniu autora należało jak najszybciej nadrobić to niedopatrzenie.

¹⁴ Ang. Large Panel System

Istotnym rozpoznaniem stanowiącym przegląd systemów technologicznych mieszkaniowego budownictwa wielkopłytkowego, realizowanego w Poznaniu począwszy od lat 60 minionego wieku, była praca nad rozdziałem monografii „50 lat realizacji i eksploatacji wielkopłytkowych budynków mieszkaniowych w Poznaniu” [150]. Rezultatem jej było zebranie materiałów pozyskanych od kilkunastu wspólnot mieszkaniowych i spółdzielni na terenie miasta Poznania na temat zasobów mieszkaniowych będących w zarządzie danej jednostki organizacyjnej. Wywiad wraz z analizą archiwaliów i literatury związanej z budownictwem wielkopłytkowym w Poznaniu [8, 11] pozwolił na uporządkowanie i opis wiodących systemów wielkopłytkowych w mieście, czego efektem są liczne tabelaryczne zestawienia z danymi o zasobach, m.in. Tabela 11, Tabela 12 i Rysunek 28.

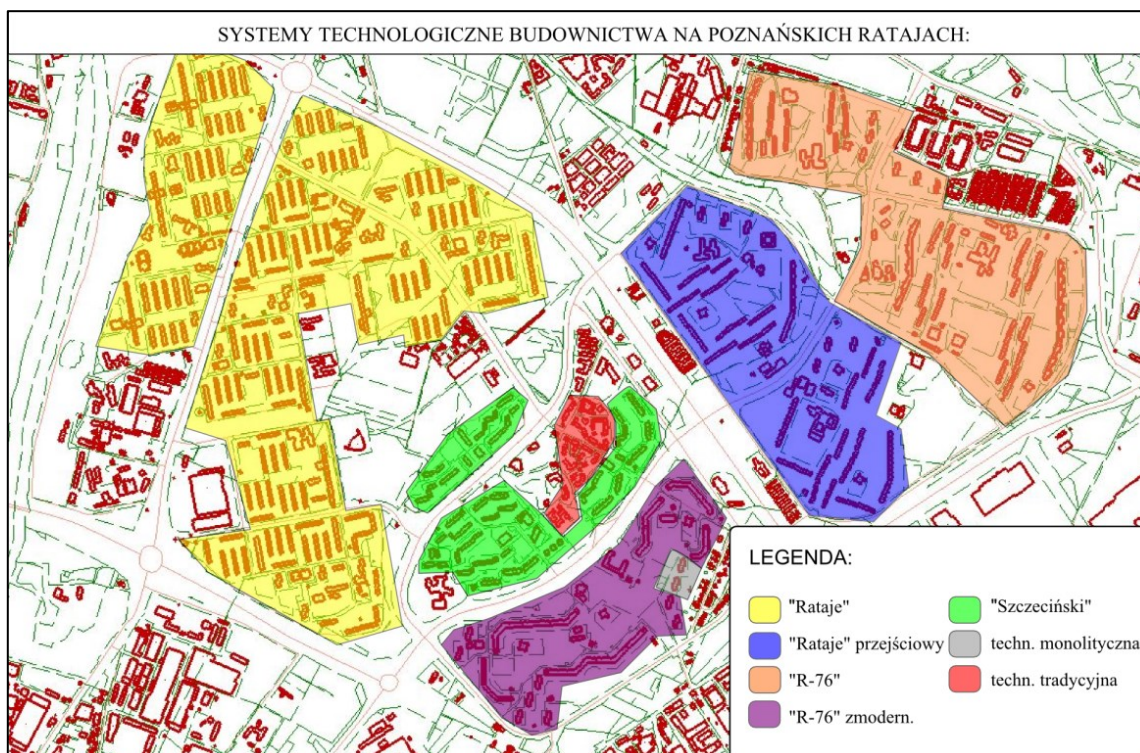
Tabela 11 Lokalizacja systemów uprzemysłowionego budownictwa na terenie miasta Poznania [150]

Dzielnica	Wiodące systemy uprzemysłowione	Pierwsze realizacje
Grunwald	„Cegła żerańska”, „Szczeciński”	osiedla Grunwald i Świerczewskiego (1958-67 r.)
Jeżyce	„Cegła żerańska”, „Szczeciński”	osiedle Bonin (1961-73 r.)
Nowe Miasto	„Rataje”, „Szczeciński”	osiedle Piastowskie (1968 r.)
Stare Miasto	„Winogradzki”, „Szczeciński”	Winogrody (1968 r.)
Wilda	„Cegła żerańska”	osiedle Hetmańskie (1968-75 r.)

Tabela 12 Podstawowe parametry systemów technologicznych: „Rataje”, „R-76”, „Winogrody”, „Szczecińskiego” [150]

System	Moduł podst. /układ konstr.	Stropy / h kond.	Ściany wewn.	Ściany zewnętrzne	Zgodność z NTP-74*
„Rataje” (1966 r.)	510x510 cm / dwukierunkowy (mieszany)	14 cm (B200) / 280 cm	15 cm (B200)	jednowarstwowe, keramzytobetonowe: podłużne 30 cm, szczytowe 42 cm	całkowicie niezgodny
„R-76” (1976 r.)	siatka n x 60 cm (trakty mieszk. 540 cm) / jednokierunkowy, poprzeczny	16 cm (B200) / 280 cm	16 cm (B200)	jednowarstwowe, keramzytobetonowe: podłużne 30 cm, szczytowe 42 cm; po modernizacji trójwarstwowe	zgodny
„Winogrody” (1968 r.)	540x540 cm / dwukierunkowy (mieszany)	gr. 14 cm (B200) / 270 cm	14 cm (B200)	keramzytobetonowe: 35 cm	niezgodne budynki 13-kondy.
„Szczeciński” (w Poznaniu 1974 r.)	480x480 cm /jednokierunkowy poprzeczny (możliwe są inne warianty)	płyty pełne gr. 14 cm (B200) / 280 cm	15 cm (B200)	jednowarstwowe, keramzytobetonowe: podłużne 36 cm, szczytowe 40 cm; po modernizacji trójwarstwowe	pierwotnie nie, poznańska wersja została dostosowana

*Normatyw Techniczny Projektowania z 1974 roku



Rysunek 28 Ogólne rozmieszczenie poszczególnych systemów i ich modyfikacji na terenie Rataj [150]

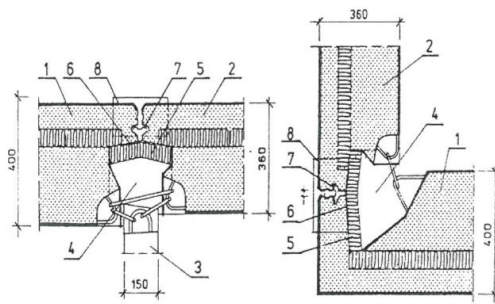
Warto podkreślić, że wszystkie budynki, dla których wykonano pełne inwentaryzacje fasad zostały zrealizowane w latach 80. XX wieku. Badano zarówno obiekty 5-kondygnacyjne, 13-kondygnacyjne jak i 16-kondygnacyjne. W większości przypadków do oceny wytypowano budynki, które w najbliższym czasie miały przejść termomodernizację¹⁵. Obiekty reprezentowały zarówno poprzeczne jak i podłużne ustroje konstrukcyjne. Ściany trójwarstwowe składały się warstw wymienionych w Tabeli 13.

Tabela 13 Charakterystyka warstw badanych elementów ściennych

Przekrój przez ścianę zewnętrzną - szkic	Układ warstw
<p>System R-76 [151]:</p>	<p>warstwa fakturowa (beton zwykły) - gr. 60 mm,</p> <p>warstwa izolacyjna (wełna mineralna) - gr. 90 mm,</p> <p>warstwa nośna (beton zwykły) - gr. 210 mm;</p>

¹⁵ Do roku 2021 większość z omawianych obiektów została zmodernizowana termicznie wraz z realizacją wtórnego kotwienia warstwy fakturowej.

System „Szczeciński”, odmiana lokalna „SL-85” [9]:

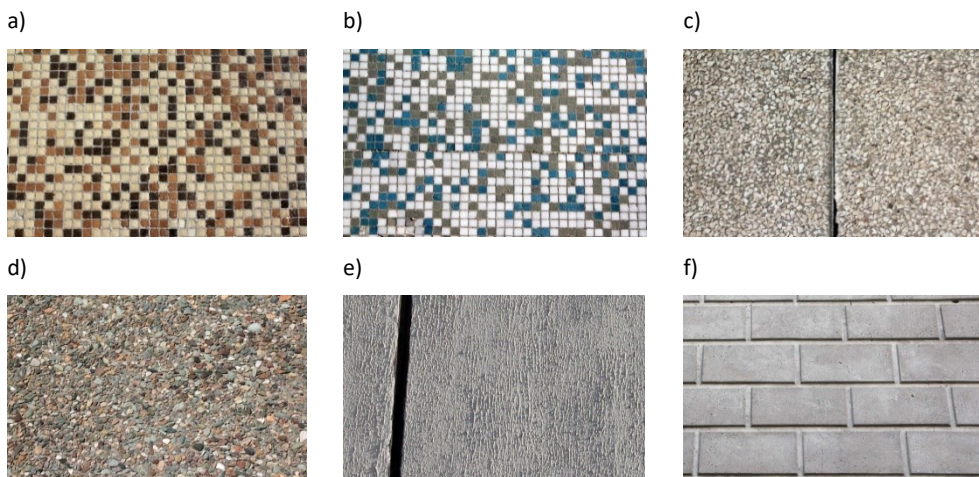


warstwa fakturowa (keramzytobeton zwarty) – gr. 80 mm,

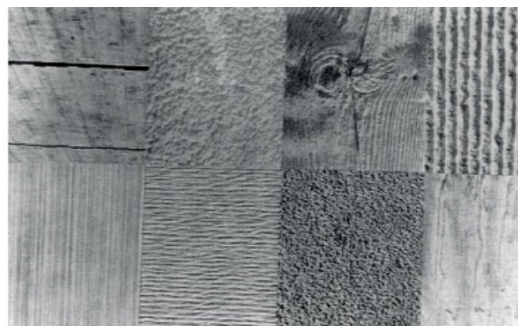
warstwa izolacyjna (wełna mineralna lub piana rezolowa) – gr. 60 mm,

warstwa nośna (keramzytobeton zwarty) – gr. 220 mm i 260 mm

Na omawianych osiedlach występowały wykończenia elewacji w formie: faktury kruszywowej, mozaiki szklanej, malowanego tynku oraz odcisku w betonie (Rysunek 29). Co ciekawe faktura wykończona poprzez odcisk była bardzo rzadko stosowana w Polsce, natomiast jest wiodącym sposobem wykończenia m.in. dla budynków drugiej połowy XX wieku w Stanach Zjednoczonych (Rysunek 30), jak i współcześnie realizowanego budownictwa prefabrykowanego w Skandynawii.



Rysunek 29 Faktura ścian zewnętrznych: a), b) witromozaika, c) grys, d) kamień płukany, e) tynk zacierany, malowany, f) odcisk w betonie [148]



Rysunek 30 Różne tekstury paneli ściennych stosowanych w Stanach Zjednoczonych w latach 60 XX wieku, uzyskiwane poprzez formy odciskowe [62]

Diagnostyka makroskopowa¹⁶ stanowi inwentaryzację wad produkcyjno-montażowych oraz uszkodzeń w okresie eksploatacji, a te podzielone zostały autorsko ze względu na charakter defektów:

- | | |
|---|------|
| - zarysowanie elementu | W, D |
| - odspojona witromozaika / grys | D |
| - wady ułożenia witromozaiki | W |
| - zacieki na nadprożach | D |
| - nierówne złącza (znaczne odchyłki w szer.) | W |
| - nieszczelne złącza | W, D |
| - wyłupane krawędzie płyt, pęknięte narożniki | W, D |
| - odspojona otulina | D |

Wyjaśnienie oznaczeń: W – wada lub uszkodzenie pierwotne (produkcyjno-montażowe), D – degradacja w trakcie eksploatacji. [148]

Z przyczyn technicznych dla części fasad pominięto istotną inwentaryzację rys (wraz z określeniem ich rodzaju i szerokości). W przypadku wykończenia witromozaiką oraz przy braku dostępu z rusztowania nie można jednoznacznie przeprowadzić analizy zarysowania. W takich przypadkach najbardziej widoczne są zarysowania w ościeżach (rozwarstwienie elementu) oraz w narożnikach płyt. Tym samym szczegółową inwentaryzację zarysowań fasad przeprowadzono jedynie dla budynków wykończonych grysem lub tynkiem, stosując podział (również autorski) na:

- **RR** – rysy rozproszone (Rysunek 31),
- **RSH** – rysa strukturalna horyzontalna (Rysunek 31),
- **RSV** – rysa strukturalna wertykalna,
- **NRS** – nieregularne rysy w środkowej strefie płyty,
- **RL** – rysy lokalne,
- **RN** – rysa narożnikowa,
- **RK** – rysa na krawędzi płyty (do ok 10 cm od brzegu).

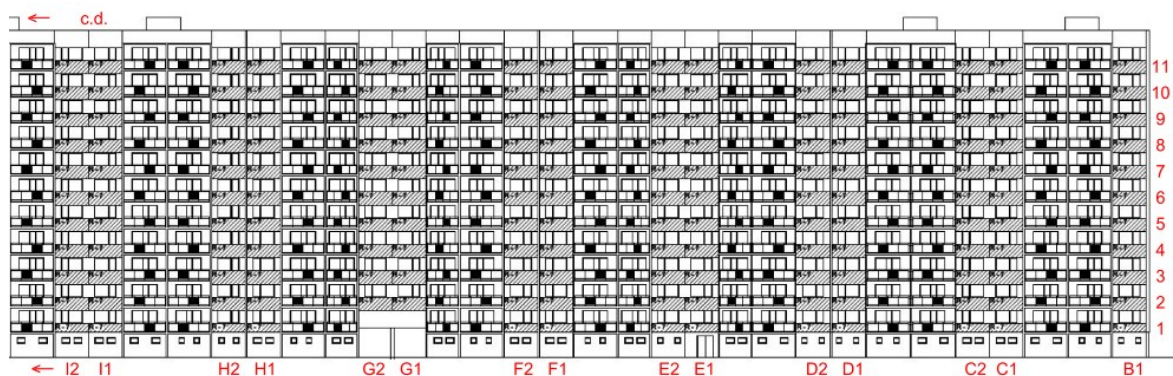
Niezależnie dla każdej płyty określono procentowy udział/zasięg rys (**R10-R100**).



Rysunek 31 Przykłady zarysowań elementu: a) rysy rozproszone, b) rysa horyzontalna gr. ok. 0,5 mm

¹⁶ Poprzedzająca badania nieniszczące in situ, jak i laboratoryjne badania niszczące szerzej omówione w rozdziale 4

Elewacje większości budynków wielopłytowych składają się z kilkudziesięciu lub nawet kilkuset płyt. W celu ich usystematyzowania w ramach badań poszczególnych fasad zastosowano podział na sekcje, składające się z kolejno numerowanych płyt wg numeru kondygnacji. Dla największej powierzchniowo badanej fasady wydzielono 30 sekcji po 11 płyt każda, z czego przebadane zostały 224 płyty (oznaczenia od B1 do I2 na poniższym Rysunku 32).



Rysunek 32 Kład fragmentu elewacji z podziałem na sekcje [119]. Podkład: [152]

W ramach inwentaryzacji wykonano m.in. pomiar grubości warstwy fakturowej. Dzięki wykonywanym równocześnie odwiertom do montażu kotew mechanicznych (w ramach prowadzonych prac modernizacyjnych) możliwe było wykonanie pomiarów w od 2 do 4 miejsc dla każdej płyty, co umożliwiło uśrednienie i tym samym maksymalne przybliżenie otrzymanych wyników do wartości rzeczywistych. Dodatkowo wykonano pomiar łącznej grubości docieplenia i warstwy fakturowej. Poniżej zestawiono część wyników inwentaryzacji (Tabela 14 oraz Tabela 15).

Tabela 14 Pomierzone grubości płyt dla budynków sys. "Szczecińskiego"

nr odwiertu kontrolnego	grubość warstwy fakturowej [cm]	zmiana wzgl. projektu [cm]	grubość warstwy termoizolacji [cm]	zmiana wzgl. projektu [cm]	grubość łączna (F+T) [cm]	zmiana wzgl. projektu [cm]
5/1	7,8	-0,2	4,8	-1,2	12,6	-1,4
5/2	6,7	-1,3	5,3	-0,7	12,0	-2,0
5/3	7,6	-0,4	5,5	-0,5	13,1	-0,9
5/4	7,1	-0,9	6,3	+0,3	13,4	-0,6
5/5	7,8	-0,2	4,7	-1,3	12,5	-1,5
5/6	8,8	+0,8	6,5	+0,5	15,3	+1,3
6/1	7,0	-1,0	5,2	-0,8	12,2	-1,8
6/2	10,8	+2,8	6,1	+0,1	16,9	+2,9
6/3	9,0	+1,0	6,5	+0,5	15,5	+1,5
6/4	7,6	-0,4	5,5	-0,5	13,1	-0,9
6/5	8,2	+0,2	6,0	ok	14,2	+0,2
6/6	8,8	+0,8	6,8	+0,8	15,6	+1,6
6/7	7,3	-0,7	6,1	+0,1	13,4	-0,6
6/8	9,0	+1,0	6,5	+0,5	15,5	+1,5

7/1	8,6	+ 0,6	6,5	+ 0,5	15,1	+ 1,1
7/2	8,9	+ 0,9	6,0	ok	14,9	+ 0,9
7/3	10,0	+ 2,0	6,9	+ 0,9	16,9	+ 2,9
7/4	10,3	+ 2,3	7,1	+ 1,1	17,4	+ 3,4
7/5	7,0	-1,0	6,5	+ 0,5	13,5	-0,5
7/6	6,7	-1,3	5,9	- 0,1	12,6	-1,4
7/7	7,7	-0,3	5,1	- 0,9	12,8	-1,2
projekt:	8,0		6,0		14,0	

Tabela 15 Zestawienie wad i uszkodzeń warstwy fakturowej budynku w sys. "R-76"

Uszkodzenie lub wada:	Liczba płyt z nieprawidłowościami:	Liczba sprawdzonych płyt:	Udział procentowy:
widoczne zarysowania, pęknięcia	41	224	18,3%
wyraźne wypłukany, odpadający grys	25	180	13,9%
grubość warstwy fakturowej i docieplenia > 16 cm	59	224	26,3%
widoczne wieszaki, szpilki (odspojona otulina)	12	224	5,4%

W ramach badań udało się także ustalić dla części budynków wyraźne zróżnicowanie udziału zarysowanych elementów w zależności od fasady – w skrajnym przypadku udział zarysowanych płyt przekraczał 80%.

Pomiary grubości poszczególnych warstw wykazały wyraźne pogrubienie warstwy fakturowej względem założeń projektowych. Dla systemu „Szczecińskiego” maksymalne przekroczenie wynosiło 2,8 cm, natomiast dla systemu ratajskiej wielkiej płyty przekroczenie wynosiło w skrajnym przypadku 4 cm. Co interesujące dla wszystkich budynków zdiagnozowano tendencję do zwiększenia łącznej grubości warstwy fakturowej i docieplenia. Jednakże w znacznej części przypadków grubość warstwy docieplenia jest mniejsza niż zakładana („S-Sz” - 38,1%). „O ile zmniejszenie grubości izolacji termicznej nie jest zaskakujące – nastąpiło najprawdopodobniej przez odkształcenie wełny pod wpływem ciężaru mieszanki betonowej podczas formowania elementu, o tyle zaskakujące jest zwiększenie grubości izolacji termicznej. Prawdopodobnym powodem jest wzajemne przemieszczenie warstw elementu (nośnej i fakturowej) pod wpływem „obwieszenia” warstwy fakturowej oraz naprężeń termicznych i technologicznych (skurczowych).” [148]. Warto zaznaczyć, że pomierzono także płyty o grubości znacząco zmniejszonej względem założeń projektowych, tj. nawet 4 cm, co jest niezgodne z wymogami normowymi z okresu powstania budynku (wymagane min. 60 mm) [106] i może doprowadzić do znaczącego spadku trwałości elementu.

Istotnym ocenianym uszkodzeniem było także odspojenie otuliny wieszaków i szpilek, które wpływa na przyspieszenie procesów korozyjnych bądź jest ich wynikiem. Nieprawidłowości

zauważono w przypadku około 5,4% płyt systemu R-76 i niecałych 5% „S-Sz”. Pomierzone grubości otuliny w miejscu odspojenia wahały się w przedziale od 5 do 15 mm, czyli również poniżej minimalnych wymagań. We wszystkich budynkach zaobserwowano także nieszczelne złącza – w wielu miejscach odstąpione połączenia o szerokości nawet 4-5 cm nie posiadają wypełnienia na grubości zarówno warstwy fakturowej jak i izolacji termicznej. Są to więc potencjalne mostki termiczne oraz miejsca penetracji wody opadowej.

Poniżej na fotografiach wskazano najczęstsze uszkodzenia oraz sposoby wykonywania pomiaru grubości płyt (Rysunek 33).

a) odspojenie witromozaiki



b) odspojona otulina



c) widoczny stalowy wieszak



d) widoczna stalowa szpilka



e) pęknięcie narożnika elementu



f) degradacja elementu z widocznym zbrojeniem



g) siatka rys rozproszonych



h) uszkodzony narożnik płyty



- i) niezabezpieczona dolna krawędź prefabrykatu - pomierzone odchyłki w grubości poszczególnych warstw ($h_r+h_i = 13$ cm)



- j) niezabezpieczona dolna krawędź prefabrykatu - pomierzone odchyłki w grubości poszczególnych warstw ($h_r+h_i = 16$ cm)



- k) uszkodzenie krawędzi prefabrykatu (produkcyjne, montażowe lub użytkowe)



- l) podgląd z kamery do wnętrza złącza – możliwa penetracja opadów i wiatru



- ł) uszkodzenia źle ukształtowanych nadproży



- m) penetracja roślinności przez niewypełnione złącza



- n) nieprawidłowo wypełnione złącza



- o) brak wkładek uszczelniających złącza



- p) niespasowane płyty podczas montażu – dylatacja konstrukcyjna



- r) niespasowane płyty podczas montażu – narożnik budynku



s) nieszczelne złącze – uszkodzenie wypełnienia „trwale elastycznego”



t) pomierzona odchyłka w grubości warstwy fakturowej (12,6 cm)



u) warstwa zewnętrzna o gr. < 5,0 cm



w) zróżnicowanie grubości warstwy fakturowej



Rysunek 33 Najczęściej występujące przykłady uszkodzeń elewacji

3.2.3. Budowa bazy danych zawierającej informacje o uszkodzeniach

Przeprowadzając inwentaryzację i badania konstrukcji (oraz pojedynczych elementów) niejednokrotnie mamy do czynienia z łatwo identyfikowalnymi danymi, które możemy prezentować zbiorczo – pokazuje to np. Tabela 16.

Jednakże w ramach omawianej inwentaryzacji fasad zbierana jest znaczna ilość informacji, które powinny być w należyty sposób porządkowane i grupowane. W tym celu opracowane zostały arkusze kalkulacyjne, zarówno do przeprowadzania badań unormowanych, jak np. pomiary sklerometryczne młotkiem Schmidta (Rysunek 34), ale także arkusze do zbierania i analizy wielu danych z inwentaryzacji (Rysunek 35).

W arkuszu tym zbierane są dane z wykorzystaniem przypisanych symboli i wartości, dotyczące m.in.: rys (ich typu i zasięgu), grubości warstw, istotnych przekroczeń grubości, odspojonej warstwy wykończeniowej (grysu, witromosaiki), pomierzonej otuliny, widocznej korozji czy też defektów kształtu (wyłupany narożnik, uszkodzona krawędź).

Inną stosowaną metodą porządkowania zbieranych danych są mapy, np. zarysowań lub odchyłek – w tym przypadku istotne jest odpowiednie wyskalowanie opracowań graficznych.

Tabela 16 Wyniki badań stali wieszaków pobranych w odkrywkach wg [153]

Gatunek stali	Liczba obiektów
StO	1
St3SX, St3SY	6
StSX + powłoka Zn	1
1H13	1
2H13	1
H17	1
2H17	1
H17T	3
OH17T	3
OH13	1
H13N4G9	2
Razem:	21
Stal niemagnetyczna (gatunku nie określono)	6
Razem:	27

Dziennik pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmidta														
Objekt: Blok mieszkalny, os. Orła Białego 47-71, Poznań										Data badania:				
Element: warstwa fakturująca płyty elewacyjnej										Typ młotka:				
Wiek betonu: 30 lat										Odczyt na kowadzie:				
Stan wilgotności betonu:														
Miejsce	Kąt α	Odczyty L (liczba odbicia):									Odczyt średni L_{10}	Odczyt średni spróbowany $L_{10(9-0)}$	$L_1 - L$	$(L_1 - L)^2$
		1	2	3	4	5	6	7	8	9				
1														
2														
3														
4														
5														
6														
7														
8														
9														
10														
11														
12														
Σ														

Średnia arytmetyczna L: _____
 Odchylenie standardowe s_L : _____
 Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie f_{cm} : _____
 Ostateczna wartość wytrzymałości betonu: f_{cm} : _____

Współczynnik zmienności v_L : _____

Rysunek 34 Arkusz do kalkulowania wyników pomiarów sklerometrycznych

Ściana z loggami dostawczymi																				Ściana liczytowa									
N1	M2	M1	L2	L1	K2	K1	J2	J1	I2	I1	H2	H1	G2	G1	F2	F1	E2	E1	D2	D1	C2	C1	B1	A4	A3	A2	A1		
8-8,5	7-8,0	Rv (2mm) 5-7	wypluk. grys 7-8,5	wypluk. grys 6,5-5	ok 7-7,5	7-5,9 (P)	6-9 (P)	9 (P)	ok	ok	ok	ok	ok	Rv100 (0,5mm) wypluk.									ok (P)	Rv100, Rv (P)	ok	Rv, Rv (P)	Rv100 (P)		
6,5-8,5 (P)	8-10 (P)	6,5-9 (P)	wypluk. grys 7-8,5	wypluk. grys 6,8	5-6 (P)	ok	ok	(P)	ok	ok	ok	ok	wypluk. grys beton	wypluk. grys // płyta									ok (P)	RS	ok	ok	Rv20, Rv (P)		
6,5-8,5 (P)	5,5-6,5	4,5-5,5	wypluk. grys 7,5-12	wypluk. grys 7-8,5	ok	ok	ok	wypluk. grys (P)	ok	ok	ok	ok	wypluk. grys beton	RL (1,5mm)	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv20, RL (P)	ok	ok	Rv20, RL (P)		
6,5	6,5-8	wypluk. grys 5,5-7	6,5-5	wypluk. grys 4-7	(P)	ok	ok	(P)	ok	ok	ok	ok	(P)	ok	ok	ok	ok	ok					ok	RL	ok	ok	RL, RL (P)		
9-10,5 (P)	7-7,5	7-7,5	wypluk. grys 5,5-7	6,5-7,5	ok	wypluk. grys	ok	ok	wypluk. grys	ok	ok	ok	ok	(P)	(P)								ok (P)	RS, Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		
6-7,5	7,5-8	7,5-9	6,5-0	wypluk. grys 7-7,5	(P)	ok	wypluk. grys	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		
4-6,5	5,5-8	7-8,5	wypluk. grys 6,7	wypluk. grys 6,7-5	(P)	wypluk. grys	ok	(P)	(P)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		
6-7,5	6,5	5,5-9 (P)	7,5-8	6,5-8 (P)	(P)	ok	wypluk. grys	(P)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		
7-8	RL 7-8 (P)	7-8,5 (P)	6,5-7,5	4,5-6,5	(P)	ok	ok	(P)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		
5-7	RL 7-8 (P)	7-8,5 (P)	6,5-7,5	4,5-6,5	ok	ok	wypluk. grys	(P)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		
5-7	W (55 cm od kraw.)	7-8 (P)	7-8 (P)	6,5-7,5	ok	ok	wypluk. grys	(P)	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		
9-9,5 (P)		6-9 (P)	6-9 (P)	ok	ok	wypluk. grys	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok					ok (P)	Rv100 (P)	ok	ok	Rv100 (P)		

Rysunek 35 Arkusz inwentaryzacyjny dwóch wybranych fasad budynku wielkopłytowego

4. Badania pojedynczych, zdegradowanych elementów ściennych

4.1. Metodyka badań

Zgodnie z zapisami podrozdziału 3.1 niniejszej pracy do badania trójwarstwowych elementów ściennych można zaprząć liczne metody badawcze, zarówno in situ jak i laboratoryjne; nieniszczące, seminiszczące oraz niszczące. Wykorzystując liczne z dostępnych metod, a także analizując literaturę przedmiotu¹⁷ zaproponowano poniżej własną metodykę. Obejmuje ona jedynie te metody i ich modyfikacje, które po pierwsze są możliwe do zastosowania na szeroką skalę w upowszechnionych systemach technologii wielkopłytywowej, a po drugie dają wiarygodne wyniki w przypadku specyficznej geometrii prefabrykowanych, sandwiczowych elementów ściennych. **Celem zaproponowanej niżej metodologii jest możliwie precyzyjne określenie kondycji rozważanych elementów (stopnia degradacji) do dalszej analizy możliwości zastosowania wybranych systemów naprawczych wtórnego mocowania warstw ściennych w technologii wielkopłytywowej.**

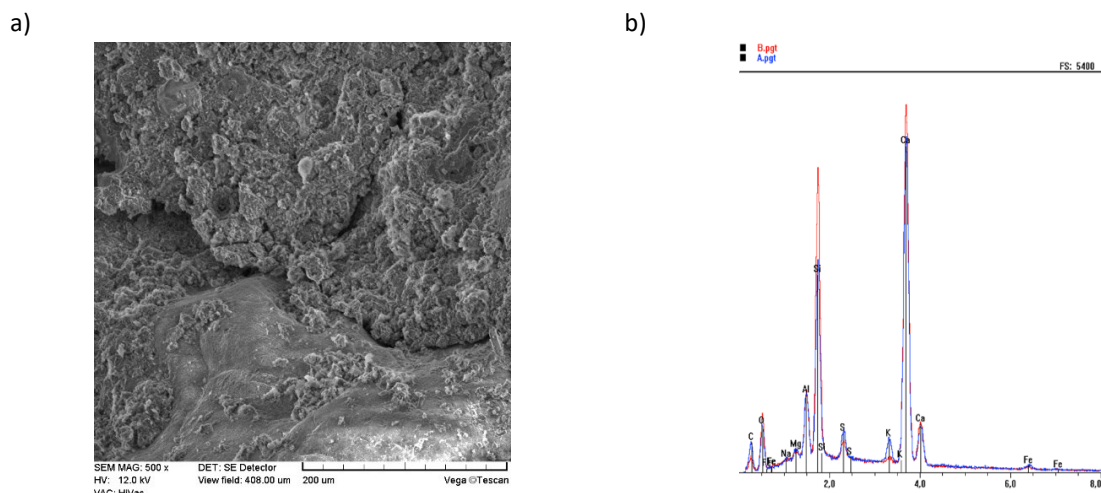
W pierwszej wykonywanej serii badań¹⁸ [119] wykorzystano zarówno metody związane z diagnostyką stali zbrojeniowej (zbrojenie warstwy fakturowej i łączników) jak i betonu warstwy fakturowej. W ramach niniejszych badań pominięto diagnostykę warstwy nośnej. Zakłada się dla niej ustabilizowane parametry projektowe (brak zmienności w czasie). Założenie wynika z braku potwierdzonych przypadków literaturowych występowania istotnych uszkodzeń i degradacji warstwy nośnej. Jest to twierdzenie uogólniające, ale też umożliwiające ponowienie badań na szeroką skalę, bez konieczności uzyskania dostępu do wnętrza lokali mieszkalnych oraz bez ponoszenia dodatkowych, znacznych kosztów.

Podstawowym zabezpieczeniem przed korozją stali zbrojeniowej jest alkaliczny odczyn betonu, który z czasem podlega neutralizacji, karbonatyzacji - poprzez dwutlenek węgla zawarty w powietrzu [55]. Słabnie wtedy „blokada” uniemożliwiająca odrywanie się anionów żelaza. W celu określenia skuteczności pasywacji zbrojenia warstwy fakturowej wykonano badanie zasięgu karbonatyzacji betonu metodą fenoloftaleinową. Istnieją bardziej precyzyjne metody oceny zasięgu karbonatyzacji, np. mikroskopowa analiza petrograficzna. Możliwe jest także matematyczne modelowanie postępu karbonatyzacji w czasie, polegające w dużej mierze na określeniu intensywności przepływu dwutlenku węgla przez beton [55]. Metodę chemiczną, fenoloftaleinową wybrano przede wszystkim ze względu na jej dostępność i prostotę. Pomiary wykonano na rozłupanych odwiertach rdzeniowych średnicy 44 mm – taka średnica okazała się optymalna biorąc pod uwagę możliwość przepoławienia

¹⁷ Właściwe opracowania i publikacje wymienione są w podrozdziale 3.1 oraz 3.2

¹⁸ Prace realizowane w 2016 roku

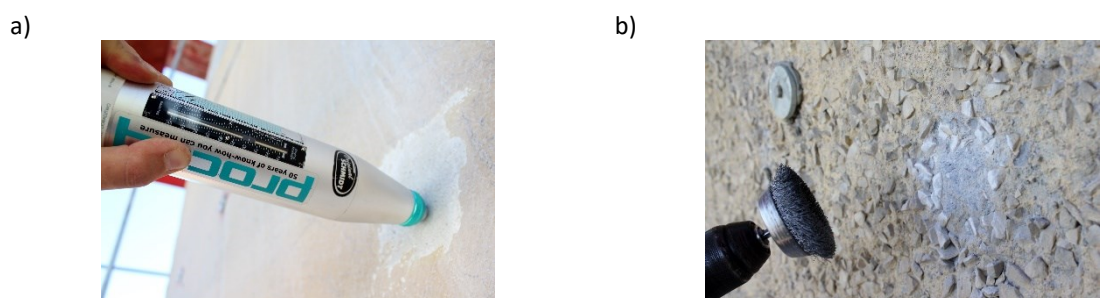
prasą hydrauliczną oraz ingerencją w element, czasochłonność i nakłady kosztowe. Metoda dała zadowalające wyniki¹⁹, przez co została wykorzystana w kolejnych seriach (budynkach i systemach). Wpływ korozyjnych oddziaływań otoczenia na beton zbadano również z wykorzystaniem mikroskopii skaningowej SEM i EDS (Rysunek 36).



Rysunek 36 Mikrofotografia zdegradowanej powierzchni betonu (a) oraz skład fazowy betonu (b) od strony kontaktu z atmosferą i w odległości 9 cm od powierzchni [119]

Na Rysunku 36 b) widoczne jest wylugowanie pierwiastków Ca i Si oraz wzrost zawartości pierwiastków C, S, K. Zarówno mikrofotografia jak i wykres XRD umożliwiają określenie degradacji oraz starzenia warstwy wierzchniej, jednakże poza zgrubnym określeniem przyczyny (kwaśne deszcze, karbonatyzacja) i zaawansowania uszkodzeń trudne okazało się zaimplementowanie wyników do dalszej analizy.

W następnej kolejności przeprowadzono badania wytrzymałościowe betonu, tj. określenie twardości (i pośrednio wytrzymałości na ściskanie) z wykorzystaniem sklerometru Schmidta (Rysunek 37).



Rysunek 37 Pomiar liczby odbicia "L": a) na gładkiej płycie b) przygotowanie powierzchni wykończonej grysem

Pomiary pomimo dążenia do uzyskania próby reprezentatywnej nie dały odpowiedniej powtarzalności i dokładności. Prawdopodobną przyczyną nieprecyzyjnych i niejednorodnych wyników jest niedostateczna sztywność warstwy fakturowej, wynikająca zarówno z jej grubości

¹⁹ W rozumieniu spełnienia obu kryteriów wymienionych w pierwszym akapicie tego podrozdziału

(wg zaleceń dla metody badawczej minimalna grubość elementu powinna wynosić 100 mm) oraz z podatnego zawieszenia do warstwy nośnej, co dodatkowo zmniejsza sztywność badanego elementu. Z powodu niespełnienia drugiego kryterium wymienionego w pierwszym akapicie podrozdziału badania nie były ponawiane w kolejnych seriach.

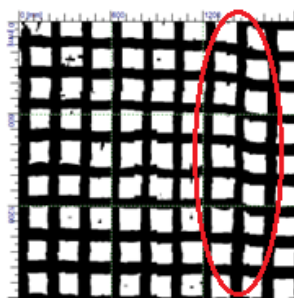
Precyzyjne określenie wytrzymałości na ściskanie umożliwiło dopiero badanie niszczące z wykorzystaniem odwiertów rdzeniowych i prób na prasach wytrzymałościowych. Badania wykonano na podstawie obowiązującej ówczynie normy [154] z następującymi odstępstwami: zmniejszona średnica odwiertu (43-44 mm), stosunek maksymalnego wymiaru kruszywa w betonie do średnicy rdzenia większy niż 1:3 (pomierzona średnica kruszywa ≤ 20 mm) oraz stosunek długości do średnicy próbki walcowej (bliski 1:1). Wpływ powyższych odstępstw zniwelowano wykorzystując zapisy załącznika A do powyższej normy. W dalszych seriach badań²⁰ [148] wprowadzono dodatkową modyfikację w celu poprawy proporcji średnicy względem długości próbek z betonów keramzytowych - wykorzystano przykłady literaturowe [155] i zastosowano próbki klejone, tzw. sandwichowe. Z racji na ograniczoną grubość warstwy fakturowej, a tym samym dostępnych próbek była to jedyna możliwość na uzyskanie stosunku wymiarów $l/d \leq 2$. Opis zastosowanej modyfikacji przedstawiono adekwatnie do pozostałych metod w kolejnym podrozdziale. Metoda badania odwiertów rdzeniowych po wprowadzeniu wymienionych modyfikacji dała zadowalające wyniki spełniające kryterium uniwersalizmu badań oraz wierności wyników.

W celu określenia lokalizacji, średnicy i otuliny zbrojenia warstwy fakturowej oraz ustalenia lokalizacji i średnicy stalowych łączników wykorzystano metodę elektromagnetyczną, z użyciem urządzenia ferromagnetycznego Ferrosan PS200 firmy Hilti. Po przeprowadzeniu pierwszej serii badań w metodzie wyodrębniono następujące indywidualne sposoby analizy:

- skanowanie bloków 60x60 cm – określenie charakterystycznych punktów zbrojenia,
- skanowanie bloków 180x180 cm – ustalenie rozstawu zbrojenia oraz błędów montażu.

W pierwszej serii badań skanowanie bloków wykorzystano również do określenia średnicy prętów zbrojeniowych oraz otuliny, jednakże ze względu na znaczne błędy pomiarowe w dalszych seriach [148] wykorzystano pomiar pasmowy (na długości kilkunastu metrów) dający próbę reprezentatywną i bardziej precyzyjny obraz ewentualnych odchyłek. Bloki 180x180 cm zmniejszono również do 180x60 cm, obniżając nakład pracy bez pogorszenia jakości wyników (a wręcz poprawiając jakość, ze względu na wyeliminowanie niedokładności związanych z naniesieniem siatki pomiarowej na kolejne mierzone pasmo) - Rysunek 38.

²⁰ Prace realizowane w 2018 roku



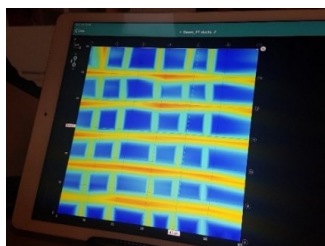
Rysunek 38 Obraz zeskanowanego bloku o wymiarze 180x180 cm z widocznym przesunięciem pasma (błąd pomiarowy)

Istotną metodą stosowaną weryfikacyjnie do weryfikacji uzyskanych wyników oraz do określenia klasy i średnicy stali zbrojeniowej jest oczywiście pobranie fizycznych próbek zbrojenia. W trzeciej serii badań²¹ [156] wykonano ponadto badanie składu chemicznego za pomocą spektrometru w celu określenia gatunku stali. Wytrzymałość na rozciąganie oraz średnia granica plastyczności zostały potwierdzone w badaniach na maszynie wytrzymałościowej. Co istotne za każdym razem wykonano porównanie wyników dla prętów skorodowanych i bez oznak korozji. Wyniki badań wytrzymałościowych stali łączników były podstawą do obliczeniowej weryfikacji nośności. Badania pobranych próbek zbrojenia określono jako niezbędne biorąc pod uwagę docelową analizę ewentualnego wtórnego mocowania warstw ściennych. Badana powyższe w komplecie spełniają oba kryteria wymienione na początku podrozdziału.

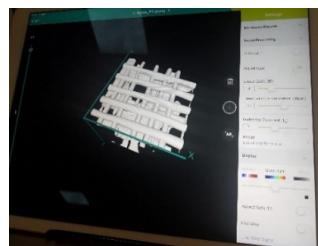
W wyniku przeprowadzonych serii badań; pomimo znacznej ingerencji w konstrukcję i dodatkowej pracochłonności; uznano, że **badania niszczące, związane z pobraniem próbek i odwiertów, są niezbędne w celu pełnej oceny stanu warstwowego elementu ściennego**. Wraz z wybranymi badaniami nieniszczącymi powyższe metody stanowią indywidualną metodykę badania ścian trójwarstwowych.

Warto wspomnieć, że podjęto także pierwsze próby badania geometrii, ciągłości materiału, struktury i układu zbrojenia podstawowego oraz łączników przy pomocy georadaru Proceq GPR Live (Ground Penetrating Radar) – wyniki pracy są bardzo obiecujące i umożliwiają szerszą analizę materiałową w kontekście trójwarstwowych elementów ściennych (Rysunek 39).

a)



b)



Rysunek 39 Wizualizacja analizy zbrojenia szerokopasmowym georadarem do badań konstrukcji betonowych: a) widok 2D, b) widok 3D

²¹ Prace realizowane w 2019 roku

Adekwatnie, wykonano także badania termowizyjne ścian trójwarstwowych²², które potwierdziły brak punktowych mostków termicznych wynikających z obetonowania łączników stalowych [149]. Metoda wskazana do stosowania w przypadku występowania zapisów projektowych (lub systemowych) o stosowaniu obetonowywania w celu pasywacji zwykłej stali zbrojeniowej łączników.

Metody badawcze wybrane do dalszej analizy to:

1. Szczegółowa inwentaryzacja makroskopowa (opis w podrozdziale 3.2.2),
2. Badanie zasięgu karbonatyzacji metodą fenoloftaleinową,
3. Badania wytrzymałościowe betonu z wykorzystaniem odwiertów rdzeniowych o średnicy < 50 mm (metoda zmodyfikowana),
4. Badanie elektromagnetyczne do określenia lokalizacji, średnicy i otuliny zbrojenia,
5. Badanie chemiczne składu stali zbrojeniowej z pobranej próbki (spektrometr),
6. Badanie mikrostruktury stali zbrojeniowej z wykorzystaniem mikroskopu optycznego,
7. Badanie wytrzymałościowe stali zbrojeniowej z pobranej próbki.

4.2. Opis wybranych metod badawczych

Badanie zasięgu karbonatyzacji metodą fenoloftaleinową. „Do oznaczenia zasięgu karbonatyzacji w stwardniałym betonie warstwy fakturowej wykorzystano metodę fenoloftaleinową – metodykę badań opisuje norma [157]. Pomiary przeprowadzono na odwiertach rdzeniowych pobranych z elewacji budynku. Średnica próbek to około 44 mm, długość zależna jest natomiast od grubości warstwy fakturowej. Odwierty zostały rozłupane przy użyciu prasy hydraulicznej. Powierzchnie rozłamu pod działaniem sprężonego powietrza oczyszczono z luźnych cząstek. Po naniesieniu 2% roztworu fenoloftaleiny i upływie ok. 30 sekund wykonano zdjęcia obrazujące zmianę barwy w poszczególnych strefach rozłamu (Rysunek 40).” [119]



Rysunek 40 Zobrazowana analiza zasięgu karbonatyzacji betonu warstwy fakturowej – System „Rataje” [119]

²² Jako współautor publikacji

Badania wytrzymałościowe betonu z wykorzystaniem odwiertów rdzeniowych o średnicy < 50 mm (metoda zmodyfikowana). „W celu precyzyjnego określenia wytrzymałości na ściskanie betonu warstwy fakturowej, z konstrukcji pobrane zostały odwierty rdzeniowe. Do badania wytypowano pięć płyt elewacyjnych, z każdej pobrane zostały trzy odwierty o średnicy około 43-44 mm. Odwierty wykonane zostały z użyciem wiertnicy bezударowej. W celu wyeliminowania zagrożenia spowodowanego osłabieniem konstrukcji, próbki wycięto po wklejeniu stalowych kotew chemicznych typu K2 (firmy Inwestbud). Montaż łączników wzmacniających został zaplanowany przez zarządcę obiektu w ramach prowadzonej termomodernizacji. (...) By uniknąć fragmentów prętów stalowych w pobieranych próbkach, zweryfikowano lokalizację zbrojenia urządzeniem ferromagnetycznym.” [119]. Badanie przeprowadzono na maszynie wytrzymałościowej Instron SATEC. Podstawę badań oraz opis zastosowanych modyfikacji dla metody przedstawiono w podrozdziale 4.1. Zgodnie z założeniami próbki klejone (tzw. sandwichowe) sklejo klejem wikolowym i po deklarowanym przez producenta czasie wiązania wykonano serię badań. Z ośmiu próbek walcowych $l/d = 1$ otrzymano 4 sztuki spełniające $l/d \leq 2$.

a)



b)



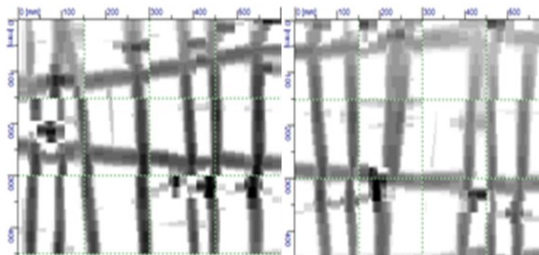
Rysunek 41 Odwierty rdzeniowe do badania wytrzymałościowego: a) po wywierceniu b) po przygotowaniu w laboratorium

Badanie elektromagnetyczne do określenia lokalizacji, średnicy i otuliny zbrojenia. „Wykorzystując urządzenie ferromagnetyczne Ferroskan PS200 firmy Hilti określono przybliżoną lokalizację, średnicę oraz otulinę zbrojenia warstwy fakturowej (Rysunek 42). Pomiary przeprowadzono zgodnie z instrukcją urządzenia [158]. Wykonano łącznie skanowanie trzech pełnych bloków 180x180 cm (Rysunek 38) oraz dziesięciu obrazów 60x60 cm w celu określenia charakterystycznych punktów zbrojenia – między innymi umiejscowienia i zakotwienia wieszaka stalowego.” [119] W dalszych seriach pominięto bloki 180x180 cm, a zamiennie wykonano skanowanie bloków 60x180 cm. Dodatkowo dokonano szczegółowego pomiaru grubości otuliny na całej długości wybranej ściany oraz na długości pojedynczych elementów.

a)



b)

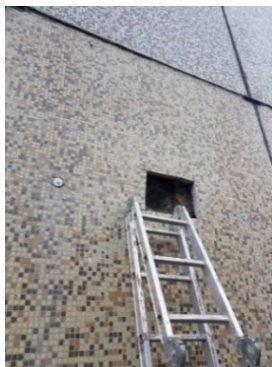


Rysunek 42 Skanowanie zbrojenia urządzeniem Ferroskan PS200: a) w trakcie pomiaru, b) bloki 60x60 z widocznymi odchyłkami w ułożeniu zbrojenia i punktami charakterystycznymi (kotwa)

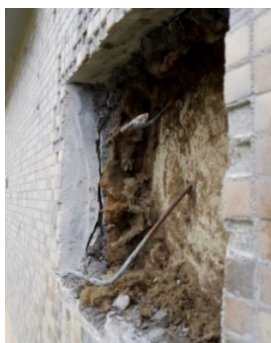
Badanie chemiczne składu i mikrostruktury stali zbrojeniowej z pobranej próbki. „Ocenę składu chemicznego stali określono na próbce wykonanej przez przetopienie dostarczonych prętów zbrojeniowych za pomocą pieca indukcyjnego w jednorazowym tyglu z Al_2O_3 . Natomiast badania mikrostruktury przeprowadzono na próbkach wyciętych z dostarczonych prętów. Badania zrealizowano w Instytucie Technologii Materiałów Politechniki Poznańskiej. Analizę składu chemicznego materiału określono z wykorzystaniem spektrometru firmy ARL model 3460. Badanie mikrostruktury przeprowadzono za pomocą mikroskopu optycznego Nikon na wypolerowanych powierzchniach próbek (złądach).” [156]. Próbki były wytrawiane nitałem. Po określeniu składu (wykonano 3 pomiary, z których określono wartości średnie) i porównaniu z Polską Normą - obowiązującą w latach powstania budynków - możliwe było określenie gatunku stali.

Badanie wytrzymałościowe stali zbrojeniowej z pobranej próbki (Rysunek 43). Tzw. statyczna próba rozciągania została wykonana na maszynie wytrzymałościowej z użyciem znormalizowanych próbek o przekroju okrągłym i przy stałej szybkości. Próbę zakończono w chwili zerwania próbki. Badania przeprowadzono w oparciu o normę [159]. W rezultacie badania powstały wykresy opisujące zależność obciążenie-odkształcenie, ponadto została określona średnia granica plastyczności i wytrzymałości na rozciąganie. Adekwatny proces przeprowadzono porównawczo na próbkach skorodowanych i nieskorodowanych.

a)



b)



c)

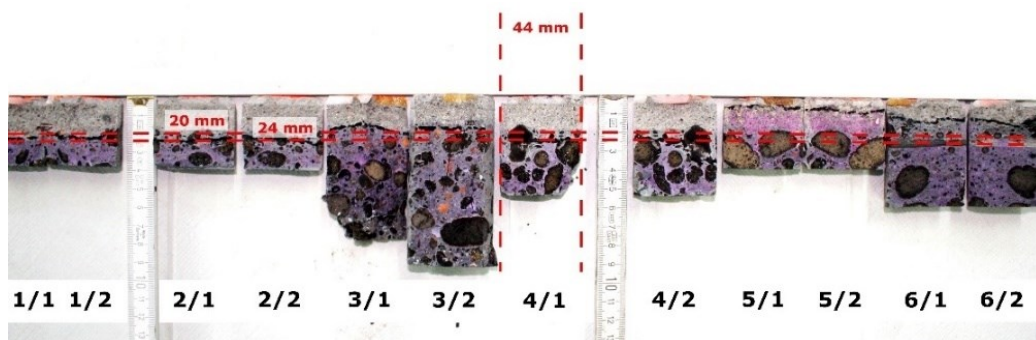


Rysunek 43 Pobranie wieszaków stalowych do badania wytrzymałościowego: a) miejsce pobrania z widocznymi kotwami wzmacniającymi, b) wieszak przed wykuciem i wycięciem z warstwy nośnej ściany, c) pobrana próbka z widoczną korozją w grubości izolacji termicznej [156]

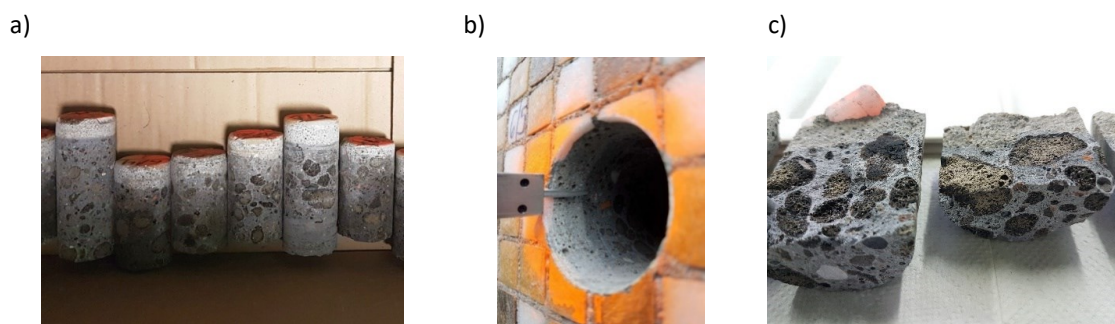
4.3. Wyniki badań

Badanie zasięgu karbonatyzacji metodą fenoloftaleinową. W pierwszej serii badań (system „Rataje”) pomierzono maksymalny zasięg karbonatyzacji równy 18 mm (Rysunek 40), dodatkowo podjęto próbę określenia średniego zasięgu. Z powodu nierównomiernej powierzchni warstwy fakturowej oraz znacznego udziału gysu w wierzchniej warstwie, precyzyjne określenie głębokości okazało się trudne, niemniej można ocenić ją na około 15-16 mm. Oczywiście zasięg odczynu $\text{pH} \geq 11,8$ (powodujący pasywację zbrojenia) będzie mniejszy niż przebarwione obszary, które wskazują $\text{pH} \geq 9,0$. Pomierzone w kilku miejscach grubości otuliny wahające się pomiędzy 5 a 15 mm pozwalają sądzić, że zarówno szpilki, jak i wieszaki narażone są na inicjację procesów korozyjnych.

Adekwatnie w drugiej serii badań (System „Szczeciński”) – maksymalny zasięg karbonatyzacji określono na 24 mm. W celu lepszego zobrazowania zasięgu granicę przebarwienia oznaczono czarnym markerem (Rysunek 44). Z racji na duże zróżnicowanie wyników dla poszczególnych próbek określając średni zasięg przyjęto średnią matematyczną (19,9 mm). Pomierzone grubości otuliny (wahające się pomiędzy 8 a 48 mm) jak również widoczny na próbce 6/1 pręt siatki zbrojeniowej (Rysunek 44) na głębokości 22 mm pozwalają sądzić, że wieszaki oraz szpilki narażone są na inicjację procesów korozyjnych. Ponadto zaobserwowano korelację pomiędzy pomierzonym zasięgiem karbonatyzacji a widoczną na odwiertach i w otworach zmianą barwy betonu (Rysunek 45). Z racji na wykonanie płyt warstwą fakturową do dołu oraz zastosowanie lekkiego kruszywa keramzytowego możliwa była segregacja mieszanki betonowej.



Rysunek 44 Graficzna analiza zasięgu karbonatyzacji – badania w 2018 roku, System Szczeciński [148]



Rysunek 45 Widoczna segregacja mieszanki betonowej: a) na odwiertach, b) w otworze, c) na rozłupanej próbce [148]

Badania wytrzymałościowe betonu z wykorzystaniem odwiertów rdzeniowych o średnicy < 50 mm (metoda zmodyfikowana). Pierwsza seria badań została przeprowadzona na próbkach pobranych z warstwy fakturowej wykonanej z betonu zwykłego. Wadliwie zniszczone próbki odrzucono. Próbki posiadały proporcję wymiarów 1/1 (średnica/wys.), (Rysunek 46).

a)



b)



Rysunek 46 Badanie wytrzymałości na ściskanie betonu warstwy fakturowej: a) pomiar parametrów próbki, b) prawidłowo zniszczona próbka

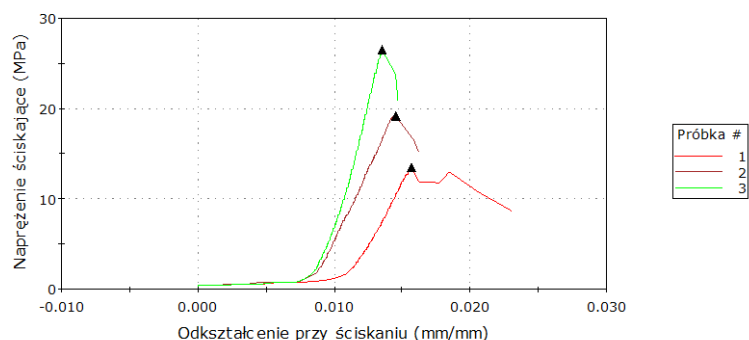
W Tabeli 17 widać zestawienie uśrednionych wyników wytrzymałości na ściskanie (po trzy próbki z jednej płyty betonowej). Rozbieżność między wynikami jest wyraźna i dochodzi do 76%.

Tabela 17 Wyniki badania odwiertów rdzeniowych - pierwsza seria badań [119]

Etykieta próbki	Średnie naprężenie ściskające [MPa]	Naprężenie po uwzględnieniu poprawki (zał. A normy) [MPa]	Uwagi
1D-(1-3)	28,9	31,8	jedna próbka nieuwzględniona
2D-(1-3)	20,9	22,9	jedna próbka nieuwzględniona
3D-(1-3)	26,6	29,2	-
4D-(1-3)	36,7	40,4	-
5D-(1-3)	29,6	32,5	-

W drugiej serii badano odwierty rdzeniowe z keramzytobetonu. Po wykonaniu badań dla pierwszej partii próbek okazało się, że pomierzona wytrzymałość na ściskanie, sięgająca wartości nawet 35,7 MPa, jest znacząco zawyżona względem wymagań projektowych (przyjmowana klasa betonu to B20) oraz możliwości materiałowych (kruszywo keramzytowe²³). Po sześciu przebadanych próbkach zaobserwowano wyniki częściowo zawyżone, ale też bardzo rozbieżne (10,1-35,7 MPa). Podjęto decyzję o zmianie stosunku l/d i tym samym zbliżenia się do proponowanego l/d ≈ 2. Wybrano trzy próbki, których długość spełniała te założenia (ze względu na pogrubioną w miejscu pobrania warstwę fakturową) i przeprowadzono następną partię badań. Wyniki przedstawia Wykres 8. Nadal widoczne są znaczne rozbieżności natomiast maksymalne naprężenie ściskające wynosi już 26,5 MPa (przed uwzględnieniem współczynnika korygującego).

²³ Należy jednak zwrócić uwagę, że ze względu na wymóg stosowania szczelnego betonu w warstwie fakturowej stosowano większą ilość cementu niż dla danej klasy wytrzymałościowej, stąd możliwy jest ponadnormatywny wzrost wytrzymałości betonu pomimo zastosowania kruszywa keramzytowego.



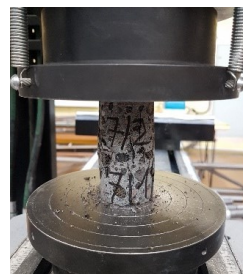
Wykres 8 Wytrzymałość na ściskanie partii próbek o proporcji wymiarów $l/d \approx 2$ [148]

Biorąc pod uwagę powyższe zdecydowano się na przeprowadzenie kolejnej partii badań z wykorzystaniem próbek klejonych, tzw. sandwiczowych (wg opisu w podrozdziale 4.1) – była to jedyna możliwość na osiągnięcie stosunku wymiarów $l/d \approx 2$ (Rysunek 47). Ponadto poniżej (Tabela 18) pokazano wyniki wytrzymałości na ściskanie po wykonaniu serii z próbkami oryginalnymi $l/d \approx 2$ oraz klejonymi (typu sandwicz). Wyniki z badania próbek klejonych prezentuje także Wykres 9.

a)



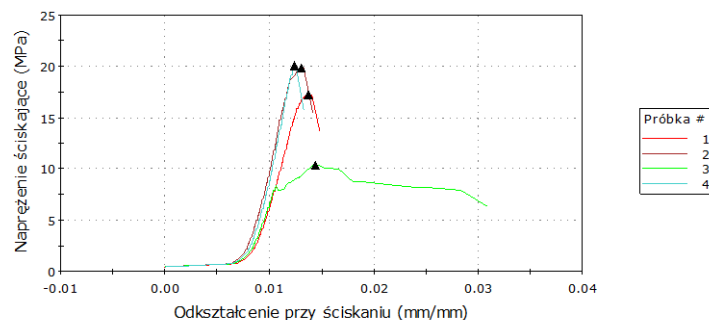
b)



Rysunek 47 Próbkę klejone do badania wytrzymałości: a) przygotowane zestawy próbek, b) poprawne uszkodzenie próbki

Tabela 18 Wyniki badania wytrzymałości odwiertów rdzeniowych z betonu keramzytowego – druga seria badań [148]

	Etykieta próbki	Waga	Średnica	Wysokość kowadełka	Maksymalne obciążenie ściskające	Maksymalne naprężenie ściskające	Naprężenie po uwzględnieniu poprawki (zał. A normy)	Uwagi
		(g)	(mm)	(mm)	(kN)	(MPa)	(MPa)	
1	$l/d \leq 2 - 6.4$	175,8	44	77	20,5	13,5	14,4	
2	$l/d \leq 2 - 6.3$	209,6	44	89	29,2	19,2	20,6	
3	$l/d \leq 2 - 7.4$	202	44	90	40,3	26,5	28,4	
4	klejone – 5.6-6.6	182	44	89	26,2	17,2	18,4	
5	klejone – 6.1-6.2	187	44	88	30,2	19,8	21,2	
6	klejone – 7.1-7.2	170	44	88	15,8	10,4	11,1	nierówna podstawa próbki
7	klejone – 7.5-7.6	198,6	44	88	30,6	20,1	21,5	
	Odchylenie standardowe:	12,96	0,00	4,88	6,50	4,3	4,6	
	Średnia:	192,50	44,00	86,83	29,5	19,4	20,8	
	Minimum:	175,80	44,00	77,00	20,5	13,5	14,4	
	Maksimum	209,60	44,00	90,00	40,3	26,5	28,4	
	Zakres	33,80	0,00	13,00	19,8	13,1	14,0	



Wykres 9 Wytrzymałość na ściskanie partii próbek klejonych [148]

Wyniki wskazują jednoznacznie na znaczny wpływ stosunku l/d próbki na wyniki badań betonu keramzytowego. Średnia wytrzymałość (po uwzględnieniu współczynnika korygującego - 1,07 - ze względu na wymiar kruszywa ≤ 20 mm i zmniejszoną średnicę próbki) wynosi 20,8 MPa. W celu określenia klasy betonu skorzystano z zapisów normy dotyczącej oceny wytrzymałości [160]²⁴. Wartość charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji, jest mniejszą z dwóch poniższych wartości:

13

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k$$

14

$$f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4$$

gdzie:

$f_{ck, is}$ – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie

$f_{m(n), is}$ – średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie (uzyskana z n wyników pomiaru)

$f_{is, lowest}$ – najmniejsza z oznaczonych wartości wytrzymałości betonu na ściskanie

k – zmienna związana z małą liczbą wyników badań ($k = 7$ dla $n = 6$)

Przy czym zmienna k zależy od liczby wyników (w naszym przypadku $k = 7$). Kolejne wartości to: $f_{m(n), is} = 20,8$ MPa, $f_{is, lowest} = 14,4$ MPa. Mniejsza z powyższych wartości $f_{ck, is}$ to 13,8 MPa. Projektowana klasa betonu to B20 (wg. PN-B 06250:1988 [161]), czyli wymagana $f_{ck, is, cube} = 17$ MPa – wynika to ze stosunku charakterystycznej wytrzymałości betonu w konstrukcji $f_{ck, is}$ do charakterystycznej wytrzymałości f_{ck} znormalizowanych próbek, który wynosi 0,85 [160]. Tym samym dla pierwszego warunku (Równanie 13) wytrzymałość betonu jest niższa od zakładanej (na zaniżony wynik wpływa niewielka liczba wyników). Dla drugiego warunku (Równanie 14) wytrzymałość wynosi 18,4 MPa i spełnia wymagania dla klasy B20. W myśl zapisów normy [160] słusznym byłoby zwiększenie liczby pobranych odwiertów rdzeniowych, jednak należy zauważyć, że w przypadku stosowania odwiertów klejonych należy pobrać dwa razy większą liczbę próbek niż w metodzie standardowej. W trzeciej serii badań analizowano keramzytobeton i ponownie wykorzystano próbki klejone – wyniki zestawione zostały w Tabeli 19.

²⁴ Norma w 2019 roku została wycofana i zastąpiona przez [206]

Tabela 19 Wyniki badania wytrzymałości odwiertów rdzeniowych z betonu keramzytowego – trzecia seria badań [156]

	Etykieta próbki	Waga	Średnica	Wysokość kowadełka	Maksymalne obciążenie ściskające	Maksymalne naprężenie ściskające	Naprężenie po uwzględnieniu poprawki (zał. A normy)
		(g)	(mm)	(mm)	(kN)	(MPa)	(MPa)
1	klejone – 1.1-1.2	193,4	44	88	18,9	12,4	13,3
2	klejone – 2.1-2.2	184	44	88	27,9	18,4	19,7
3	klejone – 3.1-3.2	198,6	44	88	37,0	24,3	26,0
4	klejone – 4.1-4.2	198,6	44	88	22,8	15,0	16,1
5	klejone – 4.1-4.2	187,2	44	88	25,9	17,0	18,2
Odchylenie standard.:		6,6	0,0	0,0	6,8	4,5	4,8
Średnia:		192,4	44	88	26,5	17,4	18,6
Minimum:		184,0	44	88	18,9	12,4	13,3
Maksimum		198,6	44	88	37,0	24,3	26,0
Zakres		14,6	0,0	0,0	18,1	11,9	12,7

Średnia wytrzymałość betonu na ściskanie, po uwzględnieniu poprawki ze względu na wymiar kruszywa i zmniejszoną średnicę próbki, wynosi 18,6 MPa. Adekwatnie jak wcześniej dla określenia klasy betonu skorzystano z zapisów normy dotyczącej oceny wytrzymałości [160] oraz Równań 13 i 14 ($k=7$): $f_{m(n),is} = 18,6$ MPa, $f_{is,lowest} = 13,3$ MPa.

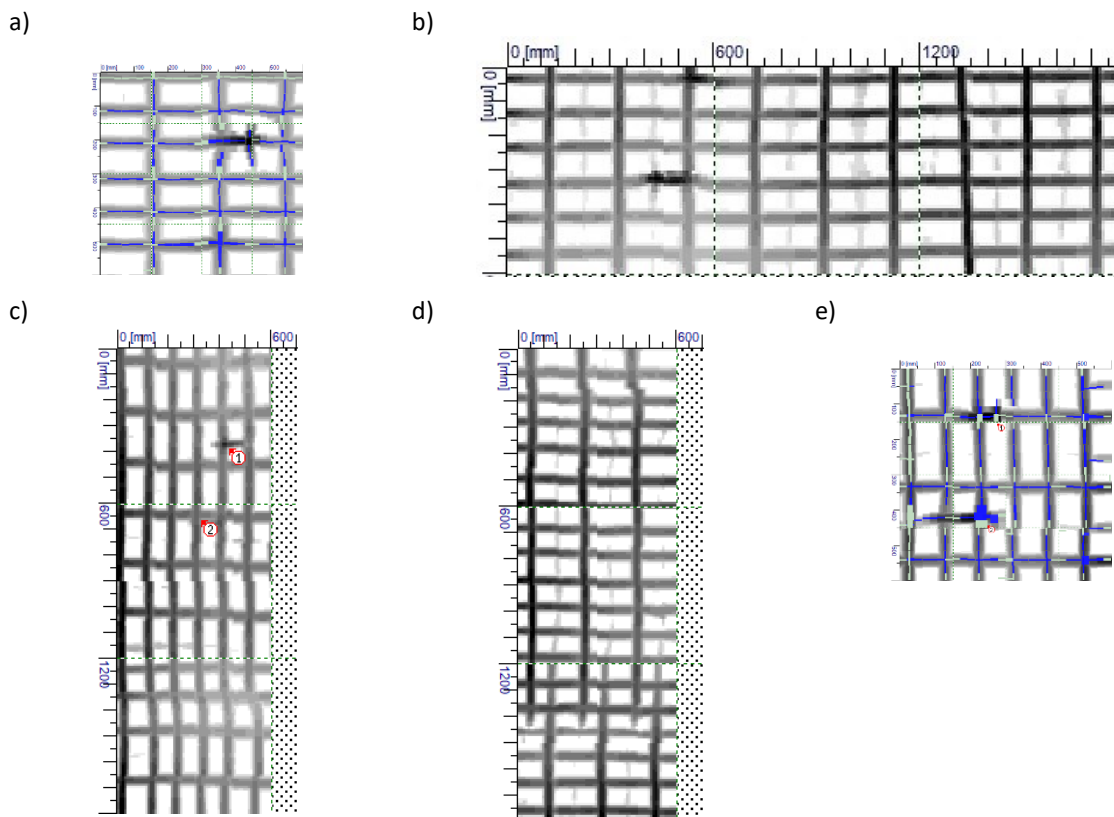
Mniejsza z wartości to 11,6 MPa. Znowż założono projektowaną klasę betonu jako B20 (wg. PN-B 06250:1988 [161]), czyli wymagana $f_{ck,is,cube} = 17$ MPa. Ponownie dla pierwszego warunku (Równanie 13) wytrzymałość betonu jest niższa od zakładanej. Dla drugiego warunku (Równanie 14) wytrzymałość wynosi 17,3 MPa i spełnia wymagania dla klasy B20.

Widać, że wyniki badań przeprowadzonych w drugiej i trzeciej serii są porównywalne. Niepokojące są znaczne rozbieżności wytrzymałości dla poszczególnych próbek, ale można przypuszczać, że jest to związane bezpośrednio z segregacją mieszanki betonowej i w dużej mierze zależy od ułożenia kruszywa keramzytowego.

Badanie elektromagnetyczne do określenia lokalizacji, średnicy i otuliny zbrojenia. Począwszy od pierwszej serii badań, wykorzystując urządzenie ferromagnetyczne typu Ferrosan PS200, określono lokalizację i układ zbrojenia, jego średnicę (zgrubnie – tylko w pierwszej serii badań), otulinę oraz charakterystyczne miejsca, w postaci dobrojeń i zakotwień (Rysunek 48).

Po zeskanowaniu dużych bloków (180x180 [cm]), a w późniejszych seriach 60x180 [cm]), ustalono zastosowanie następujących siatek zbrojeniowych:

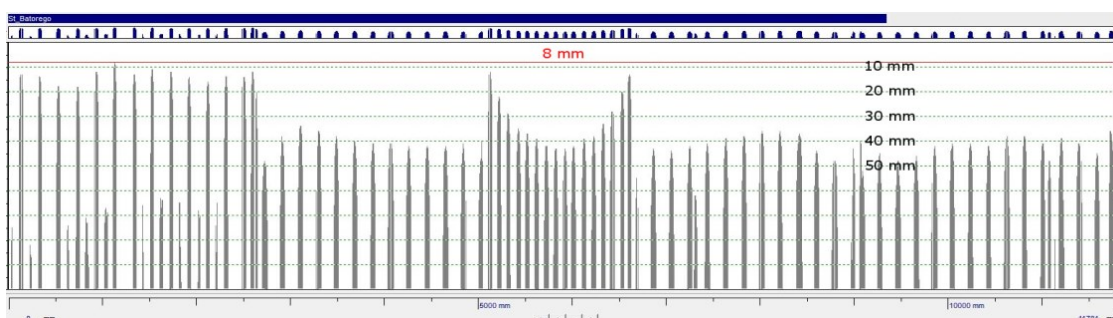
- o rozstawie równym, obustronnym od 20 do 22 cm i średnicy prętów zbrojeniowych 6-8 mm (miejscowo 10 mm, ale może być to błąd pomiarowy) [119];
- o rozstawie 10 x 20 cm (układanych poziomo lub pionowo) i średnicy 4,5 mm (zweryfikowano pobranymi próbkami prętów) [148, 156].



Rysunek 48 Obrazy skanowania warstwy fakturowej z widocznymi wieszakami: a) obraz 60x60 cm; b), c), d) blok 60x180 cm (znacznikami 1 i 2 oznaczono widoczne fragmenty wieszaka), e) obraz 60x60 cm

Na obrazie 60x60 cm (Rysunek 48) widoczny jest element wieszaka oraz jego przesunięcie względem założeń projektowych – pole pomiaru było tak ułożone by – biorąc pod uwagę założenia projektowe – wieszak znalazł się na środku (przesunięcie wynosi odpowiednio 15 cm w poziomie i 10 cm w pionie).

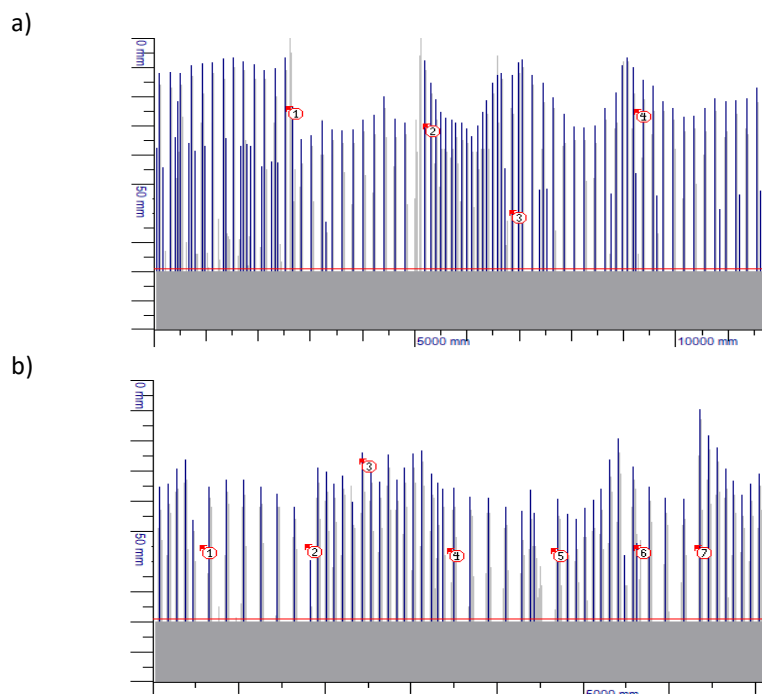
Pomiar grubości otuliny począwszy od drugiej serii badań przeprowadzono w oparciu o pomiar pasmowy na długości wybranej ściany (Rysunek 49).



Rysunek 49 Pomiar grubości otuliny na długości ściany szczytowej (11,8 m) [148]

Na rysunku można jednoznacznie określić pięć płyt elewacyjnych. Widoczny jest także odmienny układ zbrojenia środkowej płyty (siatka 10x20 cm ułożona pionowo – dla reszty płyt układ poziomy). Pomierzona otulina dla powyższego przykładu waha się w przedziale od 8 mm do 48 mm,

przy założeniach projektowych 15 mm. W kolejnej (trzeciej) serii również pomierzono otulinę na długości całej ściany szczytowej (11,8 m), ale dodatkowo na ścianie podłużnej (7,2 m) – Rysunek 50.



Rysunek 50 Pomiar grubości otuliny: a) ściany szczytowej (11,8 m), b) ściany podłużnej (7,2 m) [156]

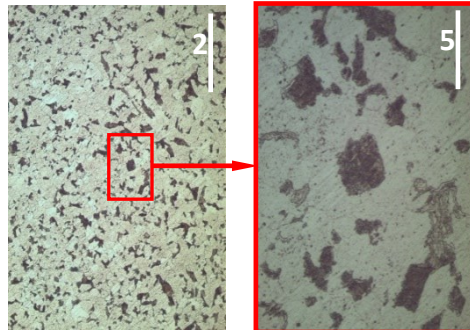
Na rysunku 50 b) znacznikami 1-2,4-5, 6-7 wyznaczono krawędzie otworów okiennych, natomiast wskaźnik 3 pokazuje podział między płytami ściennymi. Widać wyraźnie przerzedzone zbrojenie pod otworami okiennymi oraz zagęszczone pomiędzy nimi. Otulina na pomierzonych elementach zawiera się w przedziale 7-63 mm (założenia projektowe to znów 15 mm). Średnia otulina dla pierwszego pomiaru to 26 mm, a dla drugiego 35 mm. Prawdopodobną przyczyną znacznych odchyłek w grubości otuliny jest przemieszczanie się siatek zbrojeniowych podczas betonowania.

Badanie składu chemicznego i mikrostruktury stali zbrojeniowej z pobranej próbki. Metodę wykorzystano w trzeciej serii badań do oceny pobranych próbek prętów zbrojeniowych wieszaków. Skład chemiczny (średnie wartości z 3 pomiarów) badanych próbek przedstawiono w Tabeli 20.

Tabela 20 Skład chemiczny próbki powstałej przez przetopienie prętów (średnia z trzech wykreszeń spektrometru)

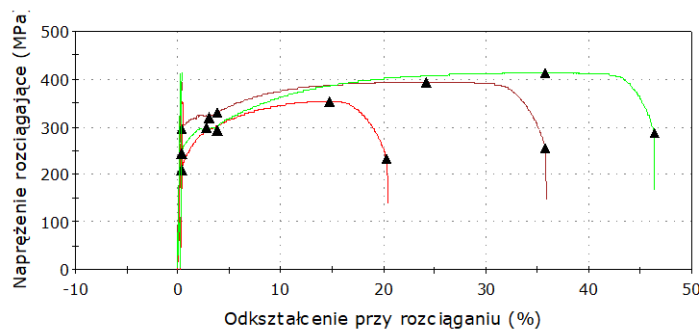
Element badany	Zawartość pierwiastka w badanych elementach [%]									Znak gatunku stali wg PN-88/H-84020 lub PN-EN 10025:2007 St3S lub S235JR
	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	Cu	
próbka	0,17	0,20	0,04	0,037	0,03	0,021	-	0,024	0,043	

Wyniki badań mikrostruktury prętów w stanie dostawy przedstawiono na Rysunku 51. Badania struktury metalograficznej na próbkach wytrawionych wykazały, że mikrostruktura jest ferrytyczno-perlityczna.

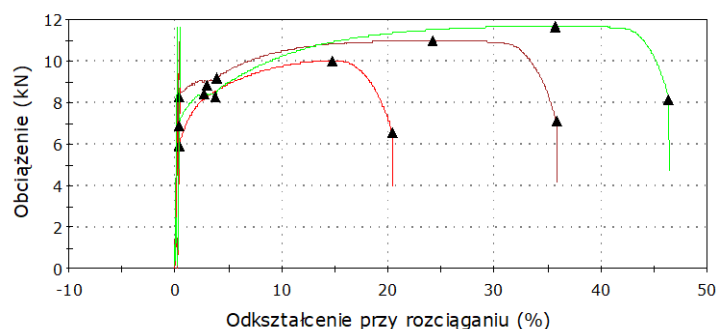


Rysunek 51 Mikrostruktura pręta w stanie dostawy. Struktura ferrytyczno-perlityczna (feryt - jasne pola, perlit - czarne pola). Trawiono nitaliem. [156]

Badanie wytrzymałościowe stali zbrojeniowej z pobranej próbki (Rysunek 43). Poniżej przedstawiono wyniki badania zarówno dla próbek ze skorodowanych jak i nieskorodowanych fragmentów wieszaka. Na poniższych wykresach widać zachowanie badanego materiału - adekwatne jak dla stali w stanie surowym (bez zahartowania).



Wykres 10 Odkształcenie-naprężenie dla trzech pobranych próbek stali: 1,3 – próbki ze skorodowaną powierzchnią, 2 – próbka bez rdzy



Wykres 11 Odkształcenie-obciążenie dla trzech pobranych próbek stali: 1,3 – próbki ze skorodowaną powierzchnią, 2 – próbka bez rdzy

Pomierzona średnia granica plastyczności (249,9 MPa) oraz wytrzymałość na rozciąganie ($R_m = 387,1$ MPa) są większe niż oczekiwane ($R_e = 235$ MPa oraz $R_m \geq 360$ MPa). Jednakże obie

skorodowane próbki wykazały niższą wartość granicy plastyczności, od tej która była pozbawiona rdzy (próbka nr 2). Dodatkowo jedna z próbek z korozją ma zarówno wyraźnie niższą wartość granicy plastyczności jak i wytrzymałości na rozciąganie – poniżej wartości zakładanych (Tabela 21).

Tabela 21 Pomierzone wartości wytrzymałościowe próbek stalowych wieszaków [156]

	Etykieta próbki	Dł.	Średn.	Obszar	Temp.	R _{eL} - dolna granica plastycz.	R _{eH} - górna granica plastycz.	R _e - umowna granica plastyczności	R _m – wytrzym. na rozciąg.	A _{gt} - wydłużenie przy maksymalnej sile
		(mm)	(mm)	(mm ²)	(st. C)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(%)
1	1_rdza	60	6	28,27	26,7	-----	-----	209,2	354,3	14,7
2	1_bez rdzy	60	5,96	27,9	26,7	317,7	329,5	295,5	393,9	24,3
3	2_rdza	60	6	28,26	26,7	292,6	298,6	245,1	413,0	35,7
	Maksimum	60	6	28,27		317,7	329,5	295,5	413,0	35,7
	Minimum	60	5,96	27,9		292,6	298,6	209,2	354,3	14,7
	Średnia	60	5,99	28,14		305,1	314,0	249,9	387,1	24,9
	Zakres	0	0,04	0,38		25,0	30,9	86,3	58,8	21,0
	Odchylenie standardow.	0	0,02	0,21		17,7	21,8	43,4	30,0	10,5
	Mediana	60	6	28,26		305,1	314,0	245,1	393,9	24,3

4.4. Opracowanie statystyczne dotyczące występowania uszkodzeń / wad

4.4.1. Agregacja błędów wykonawczych i projektowych pod względem stopnia zagrożenia

Analizę uszkodzeń i wad elementu trójwarstwowego zaczęto od klasyfikacji błędów wykonawczych (realizacyjnych) oraz projektowych biorąc pod uwagę wpływ na trwałość, a dokładniej na postępowanie degradacji. Klasyfikacji dokonuje się poprzez agregację danych wg autorsko dobranych skal pomiarowych dla zmiennych niemierzalnych (jakościowych) jakimi są omawiane błędy i wady. [162]. Zostały one wymienione w podrozdziale 2.5. Na potrzeby klasyfikacji cechom niemierzalnym zostaną przypisane cechy mierzalne, tzn. ilościowe, dzięki czemu staną się one zmiennymi kwantytatywnymi, a dokładniej quasi-ilościowymi ze względu na ich porządkowy charakter. Przypisane cechy nie będą identyfikowane jednostkami fizycznymi, a jedynie wartością, jaką jest natężenie wpływu na postępowanie degradacji elementu (poprzez nadaną ocenę). Oczywiście jest, że nadane nowe cechy mierzalne będą miały wartości skokowe (dyskretne).

„Błędy wykonawcze (realizacyjne) budownictwa wielkopłytkowego dotyczą zarówno etapu wykonania elementów w zakładzie prefabrykacji (produkcyjne), transportu i składowania oraz montażu na placu budowy” [podrozdział 2.5]. Lista wymienionych wcześniej błędów została przedstawiona poniżej (Tabela 22) wraz z przypisaniem nowych cech wg skali:

- **geneza:**
 - W – wada lub uszkodzenie pierwotne (produkcyjno-montażowe),
 - D – degradacja w trakcie eksploatacji.
- **częstotliwość występowania:**
 - 1 - występujące powszechnie ($\geq 15\%$),
 - 2 – występujące na pojedynczych płytach danej elewacji (lub $2\% < n_i < 15\%$ badanych płyt n)
 - 3 – występujące rzadko - nie więcej niż dwie płyty na budynku (lub $\leq 2\%$ badanych płyt);
- **potencjalne zagrożenie dalszą degradacją elementu:**
 - 1 – wysokie,
 - 2 – średnie (ma pewien wpływ),
 - 3 – niskie (prawie bez wpływu),
 - 4 – brak (nie wpływa na postęp degradacji)

Tabela 22 Wady i uszkodzenia wykonawcze i projektowe elementów ściennych z przypisanymi cechami ilościowymi dotyczącymi trwałości

Lp.	Opis wady lub uszkodzenia	Geneza	Čzęstotliwość	Potencjał zagrożenia
1	wykorzystanie gorszej od zakładanej jakości materiałów (kruszywa, cementu, stali, wełny o większej ściślności);	W	1	1
2	niedopełnienie wymagań projektowych oraz brak kontroli dot. rozmieszczenia zbrojenia (jego stabilizacji w formie czy zakotwienia wieszaków),	W	1	2
3	niedopełnienie wymagań dotyczących przygotowania (nieodpowiednia receptura, w tym też urabialność), ułożenia i zagęszczenia mieszanki betonowej;	W	2	1
4	nieprawidłowe ułożenie izolacji termicznej (niedosunięcie do krawędzi, przerwy między płytami);	W	1	4
5	niedobory zbrojenia prefabrykatów, wieszaków i detali montażowych;	W	3	2
6	brak kontroli nad temperaturą procesu naparzenia (szczególnie wytwórnice poligonowe), doprowadzając np. do tzw. „szoku termicznego”;	W	3	2
7	rozformowywanie i transport elementów nieposiadających wymaganej wytrzymałości rozformowania;	W	2	3
8	odrywanie przy rozformowywaniu warstwy fakturowej od formy (dotyczy elementów betonowanych „fakturą do dołu”), co było przyczyną spękania warstwy;	W	2	2
9	obciążenia dynamiczne w trakcie transportu;	W	2	3
10	nieprawidłowe podnoszenie, transportowanie i składowanie elementu (w złej pozycji i z nieprawidłowym podparciem);	W	2	3
11	nieprzestrzeganie wymagań projektowych dotyczących schematów i głębokości oparcia płyt na ścianach;	W	2	3

12	montaż elementów ze zbyt dużymi odchyłkami od płaszczyzn pionowych i poziomych, biorąc też pod uwagę wadliwą rektyfikację;	W	2	3
13	montaż elementów uszkodzonych;	W	2	3
14	nieprawidłowe wykonanie stalowych połączeń montażowych (zbrojonych, skręcanych i spawanych) z nieprawidłowym rozmieszczeniem i z wykorzystaniem złych materiałów (łącniki z nieodpowiedniego gatunku stali i o zbyt małym przekroju) – w konsekwencji brak odpowiedniej sztywności połączenia;	W	2	2
15	brak zapewnienia odpowiedniego stopnia monolityczności połączeń powodowany niedostatecznym lub całkowitym brakiem wypełnień styków i złączy, brakiem przyczepności betonu (lub zaprawy) do stali i betonu prefabrykatu (mieszanka betonowa o niedobrej recepturze i konsystencji);	W	2	3
16	nieprawidłowe ułożenie bądź brak izolacji termicznej w złączach (w tym w wieńcach);	W	2	4
17	wykorzystanie prętów o zbyt małej długości zakotwienia między poszczególnymi przęsłami płyt oraz w wieńcach;	W	2	4
18	niewłaściwe wykonanie lub całkowity brak dylatacji konstrukcyjnych oraz obwodowych (dla elementów poddanych wahaniom temperatury, w tym dla płyt pokrycia dachowego – w efekcie powstanie rys termicznych w ścianach);	W	2	3
19	użycie podpór pośrednich z materiałów o niewłaściwej wytrzymałości (powstanie naprężeń w miejscach ich oparcia);	W	2	3
20	montaż obiektów w złych warunkach atmosferycznych;	W	2	3
21	powtarzanie i nieeliminowanie powyższych błędów w kolejnych realizacjach	W	1	1
22	ukształtowanie złączy, które uniemożliwiało lub znacząco utrudniało pełne i prawidłowe jest wypełnienie mieszanką betonową wraz z umieszczeniem izolacji termicznej	W	2	3
23	zastosowanie betonowych obwodowych żeberek łączących warstwę fakturową z warstwą nośną	W	3	1
24	obetonowywanie wieszaków ze stali zwykłej	W	3	1
25	stosowanie w wieńcach ukrytych połączeń na klamry (połączenie pętli poziomych) lub na spirale	W	3	2
26	brak zapisów projektowych dotyczących dopuszczalnych odchyłek wymiarowych	W	3	2

Poszczególne cechy (wagi) przypisano biorąc pod uwagę własne doświadczenie oraz literaturę przedmiotu wymienioną w rozdziale 3. Stopień zagrożenia (umownie „wagę defektu”) określono poprzez sumowanie obu nadanych cech ilościowych, czyli np. dla punktu 1 z Tabeli 22 waga defektu wynosi 2, a dla pkt 2 waga jest równa 3. Po wielorakiej analizie ustalono wartości brzegowe dla przedziałów wag utworzonego szeregu (2,3,4,5,6,7) jako: (1;4], (4;5], (5,7]. Podział jest zgodny z zasadą poprawności klasyfikacji opisaną wzorami 16, 17 i jest zaniżony względem wzorów 15 i 18²⁵:

15

$$k \approx \sqrt{n}$$

²⁵ Uznano, że utworzenie dwóch dodatkowych przedziałów, jakby to wynikało ze wzorów 15, 18 zadziałałoby na niekorzyść silnego uogólnienia jakim jest obiektywne przypisanie cech ilościowych.

16

$$\frac{\sqrt{n}}{2} \leq k \leq \sqrt{n}$$

17

$$k \leq 5 \log n$$

18

$$k \approx 1 + 3,322 \log n$$

gdzie:

k – liczba klas (przedziałów)

n – liczebność szeregu

Zgodnie z powyższym przedział pierwszy (2;4] jest rozpatrywany jako mający silny wpływ na trwałość elementów (8 przypadków – w Tabeli 22 zostały dodatkowo podkreślone). Przedział drugi (4;5] ma niewielki wpływ na trwałość (najsilniejsza reprezentacja - 13 przypadków), a przedział trzeci (5,7] nie ma wpływu na trwałość i nie jest rozpatrywany (5 przypadków). Tym samym w wyniku agregacji (zmiennie grupujące: przedział I, II, III) ustalono zawartość zbioru pierwszego przedziału, mającego istotny wpływ na zagrożenie degradacją. Zawartość ta (8 przypadków) zostanie poddana dalszej analizie.

4.4.2. Klasyfikacja uszkodzeń pod względem częstości występowania

W celu uporządkowania uszkodzeń badanych elementów ściennych posłużono się adekwatnymi zasadami jak w przypadku wad (poprzedni podrozdział). Zaczerpnięto zarówno wyniki badań z literatury (opisanej w podrozdziale 3.2.1) jak i z badań własnych (przedstawione w rozdziale 4). Ograniczeniem dla wykorzystania przykładów literaturowych był brak danych statystycznych w omawianych publikacjach. Niejednokrotnie uszkodzenia – choć zostały potwierdzone przez wybranego autora – są jedynie wylistowane, bez wskazania częstości występowania. W poniższym zestawieniu częstość odgrywa ważną rolę i została przedstawiona dwójako: po pierwsze jako procent uszkodzonych elementów (wadliwych próbek) względem całej próby, a po drugie w trzystopniowej, ustalonej skali częstości. Skala celowo zakłada pojemne przedziały (opisane ponownie w legendzie w Tabeli 23), które z założenia mają być brane pod uwagę jedynie wybiórczo, w zależności od potencjału zagrożenia.

Tabela 23 Uszkodzenia i wady elementów ściennych na podstawie badań własnych i literaturowych

Lp.	Opis wady lub uszkodzenia	Liczebność próby [n]	Geneza*	Procent elementów wadliwych /uszkodzonych	Częstotliwość**	Potencjał zagrożenia ***
1	Zastosowanie nieodpowiedniego gatunku stali na wieszaki – brak należytej ochrony przed korozją i nagłym pękaniem [16]	27 próbek	W	63%****	1	1
2	Brak prętów kotwiących [16]	512 odkrywek	W	17% (W _{k70} - 34,9%)	1	1
3	Jeden pręt kotwiący zamiast dwóch [16]	512 odkrywek	W	12% (S-Sz – 77,8%)	2	3
4	Zmiana średnicy pręta kotwiącego [16]	512 odkrywek	W	37% (OWT – 55,3%*****)	1	4
5	Brak bezpośredniego krzyżowania (styku) wieszaków i prętów kotwiących [16]	512 odkrywek	W	26,5% (W70 – 50,9%)	1	3
6	Ukośne ułożenie prętów kotwiących [16]	512 odkrywek	W	20% (S-Sz – 66,7%)	1	4
7	Zmniejszona grubość otuliny wieszaków (ryzyko korozji naprężeniowej – przebieg międzykrystaliczny) [16]	512 odkrywek	W	60,7% (dla 26% otulina 0÷5 mm)	1 (1)	2 (1)
8	Niewłaściwa jakość betonu, zaawansowana karbonatyzacja [16]	512 odkrywek	W	15%	1	2
9	Zawilgocenie materiału izolacyjnego (> 1,5% wpływa na postęp korozji) [16]	512 odkrywek	D		1	3
10	Zwiększenie obciążenia wieszaków od ciężaru własnego [16]	512 odkrywek	W	90%	1	1
11	Przekroczony wsp. przenikania ciepła dla ścian ($k_{0,max}=1,16 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$) [16] [124]		W	100%	1	4
12	Wykraplanie pary wodnej w węzłach o obniżonej izolacyjności termicznej [16]		W		2	3
13	Nieprawidłowa głębokość zakotwienia wieszaków – adekwatnie do pkt 5 i 7 [17]	300 budynków	W	60%	1	3
14	Istotne ubytki korozyjne wieszaków znaczące dla bezpieczeństwa [17]	300 budynków	W	0%	3	1
15	Zaniżona grubość otuliny - adekwatnie do pkt 7 [100]		W	25%	1	2
16	Zbyt niska temperatura powierzchni wewnętrznych przegród zewnętrznych względem temp. pomieszczenia [126]	37 pkt	W	50%	1	4
17	Zarysowania złączy pionowych elementu – łącznie (pow. 0,5 mm) [132, 133, 134]*****	2357 złączy	D	59% (26%)	1 (1)	4 (2)
18	Złącza zakwalifikowane do wzmocnienia - z występującymi rysami strukturalnymi,	2357 złączy (322 złącza)	D	26,7% (47,5%)	1 (1)	1 1

	przechodzącymi przez co najmniej dwie kondygnacje (bud. 11-kond.) [132, 133, 134]					
19	Ściany szczytowe, które miały stwierdzone uszkodzenia (ocena poniżej 4 w 5 stopniowej skali) [121]	110 budynków	D	78,2% (10,9%)	1 (2)	3 (2)
20	Ściany osłonowe, które miały stwierdzone uszkodzenia (ocena poniżej 4 w 5 stopniowej skali) [121]	110 budynków	W	75,5% (4,5%)	1 (2)	3 (2)
21	Wyraźnie wypłukany grys / odspojona witromozaika [119] [148]	ok 2180	D	10%	2	3
22	Wady ułożenia witromozaiki [148] [156]	ok 2000 płyt (6 budynków)	W	25%	1	4
23	Pęknięte, uszkodzone narożniki i krawędzie płyt [148] [156]	ok 2000 płyt (6 budynków)	W	10%	2	2
24	Zacieki na nadprożach [148] [156]	ok 2000 płyt (6 budynków)	D	5%	2	3
25	Nierówne złącza (znaczone odchyłki) – grubość spoiny nie mieszcząca się w przedziale 20-40 mm [148] [156]	ok 2000 płyt (6 budynków)	W	10%	2	3
26	Nieszczelne złącza [148] [156]	ok 2000 płyt (6 budynków)	W, D	10%	2	2
27	Odspojona otulina – widoczne wieszaki, szpilki [119]	224	D	5,4%	3	1
28	Zarysowane elementy (rysy pow. 0,5 mm – RSH, RSV, RN) [119]	224	D	18,3% (7,6%)	2 (2)	3 (2)
29	Zwiększona grubość warstwy fakturowej – dopuszczalna odchyłka 0,5 cm [119] [148] [156]	116	W	66,4% (77 pł.)	1	1
30	Zmniejszona grubość warstwy fakturowej [119] [148] [156]	116	W	10,3% (12 pł.)	2	2
31	Zwiększona łączna grubość warstwy fakturowej i izolacji termicznej [119] [148] [156] (kolejno: >16cm, >15cm i >15cm)	255	W	27,5% (70 pł.)	1	1
32	Brak należytej wytrzymałości betonu na ściskanie [119] [148] [156] *****	32	W, D	21,9%	1	1
33	Brak należytej wytrzymałości stali zbrojeniowej wieszaków – Re i Rm [156] *****	3	W, D	33,3%	1	1

*geneza:

W – wada lub uszkodzenie pierwotne (produkcyjno-montażowe),

D – degradacja w trakcie eksploatacji.

**częstotliwość występowania:

1 - występujące powszechnie (≥15%),

2 – występujące na pojedynczych płytach danej elewacji (lub 2%<ni<15% badanych płyt n)

3 – występujące rzadko - nie więcej niż dwie płyty na danym budynku (lub ≤2% badanych płyt);

***potencjalne zagrożenie dalszą degradacją elementu:

1 – wysokie,

2 – średnie (ma pewien wpływ),

3 – niskie (prawie bez wpływu),

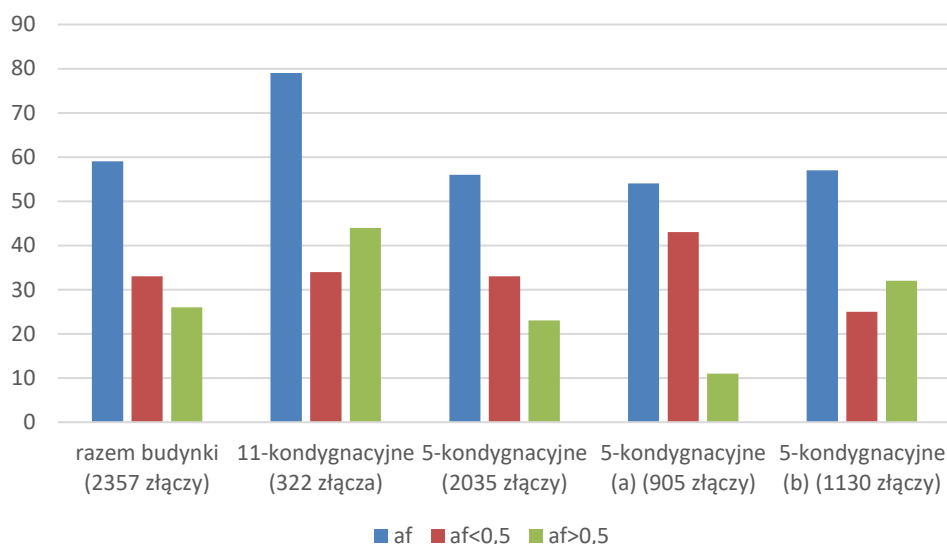
4 – brak (nie wpływa na postęp degradacji)

****za wadliwe uznano wszystkie wieszaki niewykonane ze stali nierdzewnej oraz wieszaki ze stali zawierających <14% chromu. Nie wzięto pod uwagę braku przesylenia stali nierdzewnych, co również stanowi istotny błąd.

*****dla regionalnej odmiany Wk-70 niezgodność obejmuje 100%, ale związana jest jedynie ze zwiększeniem średnicy

*****na wykresie poniżej (Wykres 12) widoczny jest szczegółowy podział badanych uszkodzeń

*****uwzględniono wyniki dla poszczególnych próbek, a nie średnią z pomiarów



Wykres 12 Wskaźnik procentowy zarysowanych złączy pionowych w badanych budynkach wielopiętrowych 5 i 11-kondygnacyjnych obliczony do ogólnej liczby złączy - (a) i (b) określa wykonawcę budynku [134]

Zgodnie z przyjętymi założeniami w poprzednim podrozdziale przyjmuje się stopień zagrożenia (umownie „wagę defektu”), który uzyskuje się z sumowania obu nadanych cech ilościowych: częstotliwości i potencjału zagrożenia. Ustalono adekwatne jak wcześniej przedziały: (1;4], (4;5], (5,7]. Przedział pierwszy (2;4] jest rozpatrywany jako mający silny wpływ na trwałość elementów (najsilniej reprezentowany – aż 24 przypadki; w Tabeli 23 zostały dodatkowo podkreślone). Przedział drugi (4;5] ma niewielki wpływ na trwałość (9 przypadków), a przedział trzeci (5,7] nie ma wpływu na trwałość (0 przypadków). Liczebność pierwszego przedziału związana jest także z powtarzaniem się tych samych lub zbliżonych badanych defektów, ale wykazanych odrębnie w tabeli z racji na odmienne źródła badań i możliwy brak korelacji. Niemniej, w następnym kroku pozycje te zostaną powiązane merytorycznie.

4.5. Ustalenie próby reprezentatywnej i aktualizacja metodologii

4.5.1. Określenie metody doboru próby

Jakość badań diagnostycznych związana jest nieodzownie z ich niezawodnością i niepewnością – co oznacza dążenie do maksymalnie pełnej zgodności wyników badania z rzeczywistością [113]. Niepewność to miara rozrzutu wyników, który to rozrzut określany jest najczęściej przez odchylenie standardowe (obliczone z uwzględnieniem pomiarów kontrolnych, wzorcowych). Oczywiście istotnym czynnikiem związanym z jakością są także błędy pomiaru (w tym dokładność metody, jej uogólnień, ale także urządzeń pomiarowych). Stąd też pojawia się konieczność uwzględnienia

odpowiedniej, reprezentatywnej liczby n elementów populacji (zbiorowość próbna jako podzbiór populacji generalnej).

Zależnie od metody badawczej i norm opisujących ich przebieg ustala się sposób oszacowania zbiorowości próbnej. Wielkościami najczęściej branyymi pod uwagę są: tendencja centralna i miara rozproszenia. W przypadku badań analizowanych w niniejszej pracy jako miarę tendencji centralnej używa się średniej arytmetycznej określonej Równaniem 19 natomiast jako miarę rozproszenia wyników badań odchylenie standardowe (określone Równaniem 20).

19

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

gdzie:

x_i – wartość i-tego badania

n – liczebność zbiorowości próbnej

20

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$$

gdzie:

x_i – wartość i-tego badania

\bar{x} – średnia arytmetyczna

n – liczebność zbiorowości próbnej

W obu wzorach rolę odgrywa liczebność zbiorowości próbnej – w poszczególnych metodach będzie to ustalona liczba punktów pomiarowych lub próbek (np. 3 lub 6). W ten sposób kalkulowana jest badana właściwość danego elementu, np. wytrzymałość betonu na ściskanie. Jednakże w skali budynku zbiorowość generalna to najczęściej kilkaset elementów wielko płytowych ścian zewnętrznych, dla osiedli będą to tysiące elementów lub też kilkanaście (kilkadziesiąt) budynków. W skali badania całego systemu technologicznego mówimy już o tysiącach budynków, z których każdy składa się z kilkuset elementów ścian zewnętrznych. Dążąc do przeprowadzenia systemowych badań dla danego budynku, należy w pierwszej kolejności wyznaczyć próbę minimalną, która spełni warunek reprezentatywności z uwzględnieniem przedziału ufności p (Równanie 21) [163].

21

$$P\left(\bar{X} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{S}{\sqrt{n}} < m < \bar{X} + u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}\right) = 1 - \alpha$$

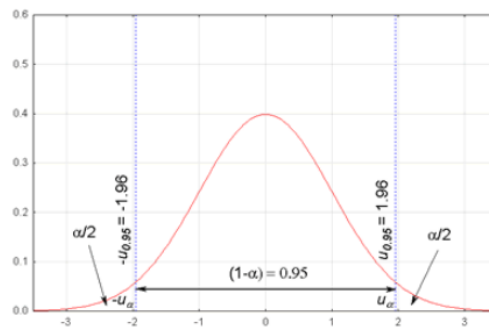
gdzie:

α – poziom istotności

$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$ – wartość krytyczna odczytana z tablicy rozkładu normalnego

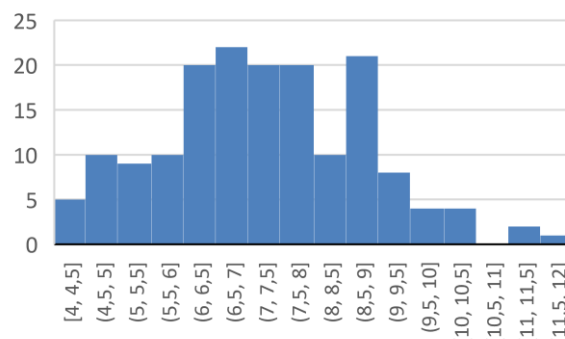
Po drugie, praktyka pokazuje, iż w wielu nielosowych schematach doboru próby zwiększenie jej liczebności nie musi wcale prowadzić do zmniejszenia błędów wnioskowania o populacji – mówimy wtedy o próbie obciążonej [164]. By tego uniknąć definiujemy operat losowania, czyli listę wszystkich jednostek zawierającą pełną numerację.

Dla ustalenia liczebności próby należy także założyć rozkład wyników – w przypadku badań diagnostycznych będzie to rozkład zbliżony do rozkładu normalnego (lub też rozkładu studenta), a w przypadku anomalii do rozkładu ujemnie skośnego (lewostronnego) lub dodatnio skośnego (prawostronnego). Dzięki temu możliwe jest wyznaczenie przedziału ufności (Wykres 13).



Wykres 13 Funkcja gęstości prawdopodobieństwa zmiennej losowej U o rozkładzie normalnym standaryzowanym $N(0;1)$ [165]

Dla przykładu poniżej znajduje się rozkład (histogram) przeprowadzonych pomiarów grubości warstwy fakturowej na jednym z budynków – zawarto 166 pomiarów jednostkowych (Wykres 14). Korzystając z Równań 15 - 18 należałoby przyjąć od 8 do 11 przedziałów, jednak ze względu na zawartą dokładność pomiaru $\pm 0,5$ cm wykonano podział na 16 przedziałów, z których każdy odpowiada wartości pomiarowej. Widoczny jest rozkład zbliżony do normalnego z zaburzeniem przy wartości 8,5-9 cm, związanym zapewne z pomierzeniem licznych miejsc z nadmierną grubością warstwy. Średnia arytmetyczna z pomiarów to 7,48 cm, a odchylenie standardowe 1,56 cm.



Wykres 14 Histogram grubości warstwy fakturowej

Biorąc pod uwagę powyższe można podjąć się ustalenia minimalnej liczebności próby. W Równaniu 21 wyrażenie odejmowane i dodawane do średniej jest błędem szacowania, a zatem:

22

$$d \geq u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{S}{\sqrt{n}}$$

Przekształcając wzór 22 otrzymujemy wzór na minimalną liczebność próbki dla średniej przy znanym odchyleniu standardowym:

23

$$n \geq \left(u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \frac{S}{d} \right)^2$$

Przyjmując $\alpha = 0,05$ odczytamy z tablic rozkładu normalnego $u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$. Tym samym dla prezentowanego badania grubości warstwy fakturowej wyliczona minimalna liczebność próby to 38. Przykładowo, dla badania wytrzymałości na ściskanie próbek klejonych z odwiertów rdzeniowych wg Tabeli 19 przy zakładanym błędzie do 2 MPa minimalna liczebność próby to 22. Natomiast dla badania wytrzymałości na rozciąganie (granica plastyczności) próbek stalowych wieszaków (Tabela 21), zakładając znaczny błąd 20 MPa, minimalna liczebność próby to 18. Związane jest to ze znaczną wartością odchylenia standardowego dla trzech analizowanych wyników.

Publikacja [121] przybliżyła też metodę budowania prawidłowej grupy reprezentatywnej dla badań prefabrykatów ściennych (zaleca się przebadanie minimum 2% elementów, przy małych budynkach nie mniej niż 12). Co więcej, zidentyfikowanie problemu w 1-3 elementach zdaniem autorów powinno się wiązać z rozszerzeniem badań o kolejną grupę elementów. Adekwatnie wskazano listę szczególnie groźnych identyfikacji: brak wieszaków, ubytki korozyjne wieszaków powyżej 20% czy też przemieszczenie siatki zbrojeniowej do czoła warstwy fakturowej.

4.5.2. Ponowna weryfikacja wybranych metod badawczych

W celu ustalenia czy dobrane metody badawcze obejmują weryfikację pełnego zakresu defektów, które mają istotny wpływ na trwałość elementu (biorąc pod uwagę „wagę defektu” o wartości < 4 wg podrozdziału 4.4.2) powiązано je ze sobą zakresowo, pomijając tym razem bezpośrednie wyniki badań. Poniższa lista opisuje te przypadki z przedziału I (zarówno z Tabeli 22 jak i z Tabeli 23), które zostaną poddane dalszej analizie. Przy poszczególnych punktach umieszczony został także niezbędny komentarz dotyczący wybranej metody badania:

- 1. Wykorzystanie gorszej od zakładanej jakości materiałów (kruszywa, cementu, stali, wełny o większej ściśliwości)**
– defekt przebadany poprzez pobranie odwiertów rdzeniowych i próbek stali zbrojeniowej (badania wytrzymałościowe);

- 2. Niedopełnienie wymagań projektowych oraz brak kontroli dot. rozmieszczenia zbrojenia (jego stabilizacji w formie czy zakotwienia wieszaków)**
– defekt przebadany metodą elektromagnetyczną (Ferroskan);
- 3. Niedopełnienie wymagań dotyczących przygotowania (nieodpowiednia receptura, w tym też urabialność), ułożenia i zagęszczenia mieszanki betonowej**
– adekwatnie do pkt. 1 - przebadane poprzez pobrane odwierty rdzeniowe;
- 4. Odrywanie przy rozformowywaniu warstwy fakturowej od formy (dotyczy elementów betonowanych „fakturą do dołu”), co było przyczyną spękania warstwy**
– wykonana inwentaryzacja zarysowań i ich stypizowanie;
- 5. Nieprawidłowe wykonanie stalowych połączeń montażowych (zbrojonych, skręcanych i spawanych) z nieprawidłowym rozmieszczeniem i z wykorzystaniem**
– defekt nie był analizowany – brak wpływu na wtórne kotwienie warstw elementu;
- 6. Powtarzanie i nieeliminowanie powyższych błędów w kolejnych realizacjach**
– analiza statystyczna występujących błędów;
- 7. Zastosowanie betonowych obwodowych żeberk łączących warstwę fakturową z warstwą nośną**
– defekt nie był analizowany – żeberka nie występowały w analizowanych systemach;
- 8. Obetonowywanie wieszaków ze stali zwykłej**
– defekt nie był analizowany – nie występował w analizowanych systemach technologicznych;
- 9. Zastosowanie nieodpowiedniego gatunku stali na wieszaki – brak należytej ochrony przed korozją i nagłym pękaniem [16]**
– adekwatnie do pkt. 1;
- 10. Brak prętów kotwiących [16]**
– adekwatnie do pkt. 2;
- 11. Brak bezpośredniego krzyżowania (styku) wieszaków i prętów kotwiących [16]**
– adekwatnie do pkt. 1 i 2 – konieczna weryfikacja podczas odkrywki łączników stalowych;
- 12. Zmniejszona grubość otuliny wieszaków (ryzyko korozji naprężeniowej – przebieg międzykrystaliczny) [16]**
– adekwatnie do pkt. 2 a ponadto inwentaryzacja miejsc z odspojoną otuliną;
- 13. Niewłaściwa jakość betonu, zaawansowana karbonatyzacja [16]**
– adekwatnie do pkt. 1 a ponadto badanie zasięgu karbonatyzacji;
- 14. Zawilgocenie materiału izolacyjnego (> 1,5% wpływa na postęp korozji) [16]**
– konieczne badanie wilgotności podczas wykonywania odwiertów w warstwie fakturowej;
- 15. Zwiększenie obciążenia wieszaków od ciężaru własnego [16]**

- wykonana inwentaryzacja grubości warstwy fakturowej i docieplenia;
- 16. Nieprawidłowa głębokość zakotwienia wieszaków [17]**
- adekwatnie do pkt. 2 – konieczna weryfikacja podczas odkrywki łączników stalowych;
- 17. Istotne ubytki korozyjne wieszaków znaczące dla bezpieczeństwa [17]**
- weryfikacja podczas odkrywki łączników stalowych;
- 18. Zaniżona grubość otuliny - adekwatnie do pkt 7 [100]**
- adekwatnie do pkt. 12;
- 19. Zarysowania złączy pionowych elementu – łącznie i pow. 0,5 mm [132, 133, 134]**
- adekwatnie do pkt. 4;
- 20. Złącza zakwalifikowane do wzmocnienia - z występującymi rysami strukturalnymi, przechodzącymi przez co najmniej dwie kondygnacje (bud. 11-kond.) [132, 133, 134]**
- adekwatnie do pkt. 4;
- 21. Ściany szczytowe, które miały stwierdzone uszkodzenia (ocena poniżej 4 w 5 stopniowej skali) [121]**
- wykonana pełna inwentaryzacja ścian z pobraniem odwiertów rdzeniowych i próbek stali do badań wytrzymałościowych;
- 22. Ściany osłonowe, które miały stwierdzone uszkodzenia (ocena poniżej 4 w 5 stopniowej skali) [121]**
- adekwatnie do pkt. 21;
- 23. Wyraźnie wyplukany grys / odspojona witromozaika [119] [148]**
- wykonana pełna inwentaryzacja ścian;
- 24. Pęknięte, uszkodzone narożniki i krawędzie płyt [148] [156]**
- adekwatnie do pkt. 23;
- 25. Nieszczelne złącza [148] [156]**
- adekwatnie do pkt. 23;
- 26. Odspojona otulina – widoczne wieszaki, szpilki [119]**
- adekwatnie do pkt. 23;
- 27. Zarysowane elementy (rysy pow. 0,5 mm – RSH, RSV, RN) [119]**
- adekwatnie do pkt. 4;
- 28. Zwiększona grubość warstwy fakturowej – dopuszczalna odchyłka 0,5 cm [119] [148] [156]**
- adekwatnie do pkt. 15;
- 29. Zmniejszona grubość warstwy fakturowej [119] [148] [156]**
- adekwatnie do pkt. 15;

30. Zwiększona łączna grubość warstwy fakturowej i izolacji termicznej [119] [148] [156]
(kolejno: >16cm, >15cm i >15cm)

- adekwatnie do pkt. 15;

31. Brak należytej wytrzymałości betonu na ściskanie [119] [148] [156]

- adekwatnie do pkt. 1;

32. Brak należytej wytrzymałości stali zbrojeniowej wieszaków – Re i Rm [156]

- adekwatnie do pkt. 1;

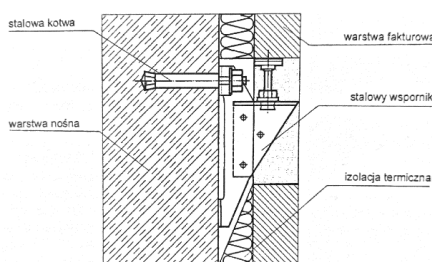
Zgodnie z powyższym dobrane metody badawcze pozwalają na pełną diagnostykę wad i uszkodzeń (defektów) mających wpływ na trwałość elementu ściennego trójwarstwowego, w tym także na docelowe połączenie warstw z wykorzystaniem wtórnego kotwienia. Zawarte w tym rozdziale wyniki będą poddawane dalszej analizie w rozdziale 5 i 6.

5. Analiza systemów naprawczych wtórnego mocowania

5.1. Podział, zróżnicowanie i zastosowanie systemów wtórnego mocowania

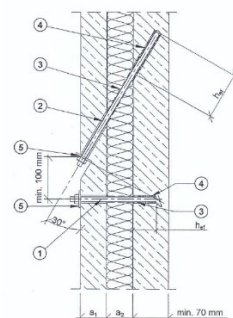
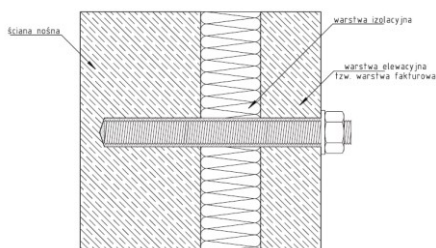
Poszczególne warstwy prefabrykatu ściennego mogą zostać wtórnie połączone z wykorzystaniem indywidualnie zaprojektowanych lub systemowych łączników, które generalnie dzielą się na: wsporniki, trzpienie lub stalowe ciągnia [166]. Niezależny podział związany jest ze sposobem kotwienia: mechanicznym (tzw. otwór pasowany, „na sucho”) lub chemicznym (wklejanie z użyciem żywic).

Największą nośność połączenia można uzyskać stosując stalowe, kotwione wsporniki (Rysunek 52), jednak ze względu na znaczną pracochłonność zostały one wyparte ze stosowania przez systemy z wykorzystaniem trzpieni – powszechnie o średnicy 22÷35 mm.



Rysunek 52 Dodatkowe połączenie warstw elementu ściennego przy użyciu wsporników [16]

Ze względu na sposób przenoszenia sił wśród rozwiązań systemowych wyróżnić można dwa typy: trzpienie prostopadłe do płaszczyzny ściany (Rysunek 53 a) oraz łączniki w formie ciągnia (Rysunek 53 b). W ciągu ostatnich kilkunastu lat wiodącymi w Polsce systemowymi rozwiązaniami wtórnego mocowania były (wraz z producentami): Copy Eco (Koelner), K2 (Investbud), Chem-set (Trutek), WSS-PLUS (Ejot), HWB-H (Hilti) oraz FWS-A II (Fischer).



Rysunek 53 a) trzpień stalowy wklejany Trutek TCM [167], b) łączniki ciągnowe, wklejane Copy-Eco (1,2 - nagwintowany pręt stalowy, 3 - stalowa tuleja siateczna, 4 - zaprawa żywiczna, 5 - nakrętka z podkładką) [168]

Innym, rzadko stosowanym, typem połączenia są łączniki rozporowe typu SłR-M16 (rozmiar gwintu 16 mm, średnica tulei 20-25 mm i łączna długość ok 200 mm). Zasada działania (przejmowania obciążeń) jest adekwatna jak dla wyżej wymienionych trzpieni, jednak jak wykazano w literaturze tego typu kotwy posiadają 6÷7 krotnie mniejszą nośność, a jednocześnie większą odkształcalność [166].

Źródłem wiedzy o poszczególnych systemach wzmocnień są zarówno publikacje [16, 9, 166], jak również materiały handlowe i techniczne producentów [167, 168, 169, 170, 171, 172]. Powyższe opracowania opisują podstawowe zasady stosowania, w tym rozmieszczenie kotew, zasady ustalania liczby wymaganych łączników oraz sposób wykonania wzmocnienia. Do niedawna brakowało obowiązującej normy, porządkującej projektowanie zamocowań w betonie, jednak od 2019 roku obowiązuje norma europejska – część 4 Eurokodu 2 [173] i zgodnie ze stosowaną w niej nomenklaturą działamy w obszarze łączników montowanych po stwardnieniu betonu.

Zasadniczo łączniki mają za zadanie przekazać obciążenie pionowe warstwy fakturowej na warstwę nośną ściany. Zależnie od systemu ściany trójwarstwowej (rozwiązania konstrukcyjnego i materiałowego), ale także od grubości warstw (w tym termoizolacji) oraz stanu betonowego podłoża wtórne połączenia tego typu (pojedyncze łączniki) mają szacunkową nośność od 6,5 kN do nawet 12 kN [16]. Ważne w analizie nośności jest także przyjęcie granicznego, dopuszczalnego przemieszczenia warstw (najczęściej w granicach 3÷10 mm). Dobierając wzmocnienie należy pamiętać o uwzględnieniu obciążeń zarówno od: istniejących warstw, planowanego ocieplenia, ewentualnych oddziaływań termicznych jak i wiatru – często pomijamy ssanie i parcie ze względu na dalszą pracę istniejących łączników w postaci wieszaków i przede wszystkim szpilek. Szczegółowe zasady, które należy uwzględnić w doborze i projektowaniu kotew (wg wytycznych normy [173]) wymieniono w podrozdziale 5.3.

5.2. Określenie wiodących cech i parametrów

Zasadnicze, ustandaryzowane wymagania dotyczące łączników zawarto w *Wytycznych do europejskich aprobat technicznych dla kotew metalowych stosowanych w betonie ETAG 001* [174]. Dokument powstał w 1997 roku (ostatnie aktualizacje wprowadzono w 2013 roku) i stał się podstawą do wprowadzanych na rynek systemowych rozwiązań wtórnego mocowania warstw. Wśród wymagań pojawia się m.in.: minimalna średnica trzpienia łącznika = 6 mm, minimalna głębokość zakotwienia $h_{ef} = 40$ mm oraz minimalna grubość elementu, w którym mocowane są kotwy $h_n = 100$ mm, natomiast klasa betonu powinna zawierać się w przedziale C20/25 – C50/60 (zgodnie z [61]). Trzpienie powinny być wykonane ze stali węglowej lub nierdzewnej, ewentualnie mogą zawierać materiały nienośne, np. części z tworzywa sztucznego zapobiegające rotacji.

Oczywistym jest, że nie wszystkie powyższe zalecenia są możliwe do spełnienia przy wzmacnianiu ścian warstwowych [16] – choćby biorąc pod uwagę grubość warstwy nośnej, która w niektórych rozwiązaniach wynosi jedynie 6-8 cm (Tabela 2), a także wytrzymałość betonu często odpowiadającą jedynie klasie C12/15, ewentualnie C16/20.

Cechy i parametry głównych, stosowanych do tej pory, systemowych rozwiązań wtórnego kotwienia warstw zebrano w Tabeli 24 oraz Tabeli 25 na podstawie materiałów producentów [167, 168, 169, 170, 171, 172].

Tabela 24 Podstawowe parametry stosowanych systemów wtórnego mocowania warstw cz. 1/2

nazwa systemu	typ kotwy	nazwa łącznika	żywica	nazwa producenta	liczba trzpieni	h_{ef} [mm]	wymagana wytrzymał. betonu (lub klasa)	dopuszcz. przemiesz. warstwy fakturowej [mm]
COPY-ECO	chemiczna	pręty gwintowane R-STUDS i R-STUDS-FL	R-KER II	RAWLPLUG (Koelner)	2	≥50	≥C12/15	5
TCM CHEM-SET	chemiczna	pręt gwintowany TCS	TCM	TRUTEK	1	≥65	≥15 N/mm ²	3 lub 5
WSS PLUS	mechaniczna	łącznik EJOT WSS PLUS	n.d.	EJOT	2	≥55	≥C12/15	3 lub 5
HWB-H	chemiczna	łącznik HWB-H	HIT HY 200	HILTI	1	≥50	≥C12/15	3 lub 5
FWS-A	chemiczna	łącznik FWS II	FIS V 360	FISCHER	1	≥70	≥C12/15	b.d.
Kotwa K2	chemiczna	łącznik K2	FIS V lub KOTE POXY	INWESTBUD	1	≥50	≥C12/15	3, 5 lub 10

Tabela 25 Podstawowe parametry stosowanych systemów wtórnego mocowania warstw cz.2/2

nazwa systemu	średnica	gatunek stali (wg ISO 3506*)	gatunek stali (wg EN 10088**)	gatunek stali (wg AISI***)	klasa stali (mechaniczna)	zakres długości [mm]
COPY-ECO	M12	A2 A4	b.d.	b.d.	70	160-360
TCM CHEM-SET	M20 lub M24	A4	1.4404	316L	70 / 80	≤240
WSS PLUS	∅24	A2 A4	1.4301 1.4401 lub 1.4404	304 316 lub 316L	b.d.	145-230
HWB-H	∅22, ∅28	A4	1.4404 lub 1.4571	316L lub 316Ti	80	190, 210, 230
FWS-A	∅40	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.	180, 205, 230
Kotwa K2	∅20, ∅24	A4	1.4404	316L	70	150, 190, 210

*PN-EN ISO 3506-1: 2020-10: Części złączne. Właściwości mechaniczne części złącznych odpornych na korozję ze stali nierdzewnej [175]:

- A - stal austeniczna (A1-A5): A2 - stal nierdzewna, A4 - stal kwasoodporna

**PN-EN 10088-1: Stale odporne na korozję. Część 1: Wykaz stali odpornych na korozję [176]

***AISI - klasyfikacja stali nierdzewnych American Iron and Steel Institute:

- 304 - austeniczna stal nierdzewna: chromowo-niklowa (18%-8%) z niewielką zawartością węgla (do 0,08%)

- 316 - austeniczna stal nierdzewna, kwasoodporna: chromowo-niklowo-molibdenowa (16%-10%-2%) z niewielką zawartością węgla (0,08%)

- 316L - austeniczna stal nierdzewna, kwasoodp.: chromowo-niklowo-molibdenowa (16%-10%-2%) z obniżoną zawartością węgla (0,03%)

- 316Ti - austeniczna stal nierdzewna, kwasoodp.: chromowo-niklowo-molibdenowa (16,5%-10,5%-2%) stabilizowana tytanem, C maks. 0,08%

Mając na uwadze powyższe wymagania dotyczące systemów kotwiących należy pamiętać, że nadrzędną cechą każdego rozwiązania powinna być jego trwałość. Stąd też pojawia się konieczność stosowania materiałów nieulegających korozji w przewidywanym 50-letnim okresie eksploatacji – kwestie te opisuje załącznik B normy [173]. Należy uwzględnić m.in. pracę w zewnętrznych warunkach atmosferycznych, a tym samym odpowiadającą klasie ekspozycji XC2, XC3 lub XC4 [32]. Problem degradacji poprzez korozję (z punktu widzenia łączników szczególne znaczenie ma korozja naprężeniowa i zmęczeniowa) opisano w [177]. Mniejsze znaczenie dla stosowanych stali niskowęglowych, w tym 1.4404 (316L) ma korozja międzykrystaliczna, natomiast publikacja podaje także inne typy korozji istotne dla stosowanych w budownictwie stali nierdzewnych. Metodologię postępowania w przypadku doboru gatunku stali ze względu na środowisko eksploatacji przedstawiono także w normie [178]. Podstawą oceny środowiska jest ustalenie współczynnika odporności korozyjnej ($CRF = F_1 + F_2 + F_3$) złożonego z następujących składowych: F_1 – ryzyko wystawienia na oddziaływanie chlorków pochodzących ze słonej wody lub soli drogowej, F_2 – ryzyko wystawienia na oddziaływanie dwutlenku siarki, F_3 – wymogi okresowego czyszczenia lub naturalnego zmywania przez deszcz. Następnie należy dokonać przypisania odpowiedniej klasy odporności korozyjnej CRC [179]: od najniższej C1 do ekstremalnej CX.

Również norma [173] zaleca stosowanie łączników ze stali nierdzewnej, austenitycznej o zawartości chromu min. 17%, niklu min. 12% oraz molibdenu. Są to m.in. stale: 1.4401, 1.4404, 1.4571, 1.4578, 1.4439 [176]. W celach obliczeniowych należy oczywiście postawić się właściwościami mechanicznymi oraz własnościami fizycznymi ustalonego gatunku stali – jako przykład podano poniżej często stosowaną stal 1.4404, AISI 316L – A4 w klasie wytrzymałości 70 i 80 (Tabela 26).

Tabela 26 Właściwości mechaniczne i własności fizyczne wybranej stali elementów złącznych (po umocnieniu) - wg [176, 180, 177]

Stal 1.4404	Gęstość [g/cm ³]	Moduł Younga [GPa]	Współczynnik liniowej rozszer. cieplnej α [10 ⁻⁶ /°C]	Granica plastyczności Re [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie Rm [MPa]	Wydłużenie przy zerwaniu [%]	Przewodność cieplna λ [W/(m*K)]
A4-70	8,0	200	16 ($\Delta T=20-100^\circ C$)	≈ 450	≈ 700	$\approx 0,4$ * średnica	15
A4-80	8,0	200	16 ($\Delta T=20-100^\circ C$)	≈ 600	≈ 800	$\approx 0,3$ * średnica	15

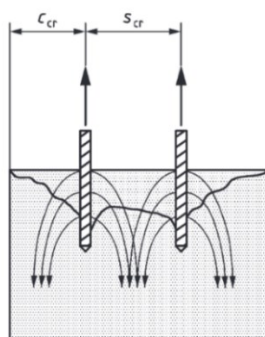
Przyjmuje się, że łączniki należy wykonać ze stali o wytrzymałości na rozciąganie R_m (f_{uk}) zbliżonej do 700 N/mm² [166]. W praktyce do wykonywania łączników klejanych stosowane są najczęściej stale o f_{uk} od 600 do 800 N/mm², natomiast granica plastyczności f_{yk} gotowego wyrobu mieści się w przedziale 350 do nawet 640 N/mm².

5.3. Adaptacja obowiązujących założeń normowych projektowania łączników w stwardniałym betonie

5.3.1. Założenia ogólne

Wśród istotnych dokumentów dotyczących kotew stosowanych w betonie należy wymienić Raport Techniczny *Design of Bonded Anchors TR 029* wydany przez EOTA [181]. Na zasady projektowania opisane w raporcie powołują się producenci łączników w swoich obliczeniach, a jego następstwem jest obowiązująca dziś norma europejska - Eurokod 2, część 4 [173]. Uzupełnieniem normy dla poszczególnych rozwiązań systemowych każdorazowo jest Europejska Ocena Techniczna (ETA)²⁶ – obecnie obligatoryjny dokument wymagany dla wprowadzenia rozwiązania na rynek, precyzujący parametry i właściwości danego wyrobu budowlanego [182, 183, 184, 185, 186]²⁷.

Część 4 Eurokodu 2 [173] od 2018 roku głównym dokumentem precyzującym zasady projektowania łączników w betonie. Norma ma zastosowanie m.in. do łączników mechanicznych i wklejanych montowanych po stwardnieniu betonu, a posługuje się tzw. teorią projektowania łączników, wg której nośność betonu na rozciąganie jest bezpośrednio wykorzystywana do przenoszenia obciążeń na element betonowy – założenie przedstawia Rysunek 54 [173].



Rysunek 54 Teoria projektowania łączników - przykład [173]

Obliczenia mogą dotyczyć zarówno pojedynczych łączników jak i całych grup (obciążenia przyłożone są wtedy do wspólnego elementu ustalającego). Norma określa także minimalną klasę wytrzymałości betonu jako C12/15, co w większości przypadków jest możliwe do spełnienia w badanych ścianach trójwarstwowych.

Wymagane sprawdzenia to w stanie granicznym nośności (ULS) weryfikacja wszystkich kierunków obciążenia (rozciąganie, ścinanie, a także połączone rozciąganie i ścinanie) oraz możliwych schematów zniszczenia. W stanie granicznym użyteczności (SLS) weryfikowane jest dopuszczalne

²⁶ ang. European Technical Assessment

²⁷ ETA zastępuje obecnie wycofywane Aprobaty Techniczne

przemieszczenie końca łącznika względem betonu w którym jest on zamocowany. Należy ponadto zapewnić trwałość, tzn. ustalić czy łączniki pozostaną zdadne do użytku w zakładanym czasie, m.in. dobierając materiał i zabezpieczenie antykorozyjne dla występujących warunków środowiskowych. Posługując się współczynnikami częściowymi z norm [2, 173] uzyskuje się klasę niezawodności RC2 i okres użytkowania wynoszący 50 lat. Norma podaje także, że trzeba zapewnić możliwość konserwacji i wymiany łączników, co jest dość problematyczne do spełnienia biorąc pod uwagę realizowaną wspólnie ze wzmocnieniem ścian ich termomodernizację. Jest to o tyle istotne, że częstokroć wykonanie termomodernizacji jest obligatoryjne ze względu na konieczność ograniczenia wpływu zmian temperatury na usztywniony dodatkowymi łącznikami betonowy element osłonowy. Jeśli takowe obciążenia wystąpią należy to uwzględnić w projektowaniu łączników. Samo przemieszczenie łącznika można oszacować korzystając z danych zawartych w odpowiedniej ETA. Co istotne, opisywana norma pozwala jedynie na projektowanie łączników montowanych prostopadle do płaszczyzny betonu.

5.3.2. Schematy zniszczenia

Norma rozpatruje oddziaływania i ich kombinacje: rozciąganie, ścinanie oraz ścinanie na mimośrodzie – czyli z występowaniem momentu zginającego w łączniku. Na potrzeby tej pracy rozważane są jedynie obciążenia statyczne. Istotnie, zgodnie z normą, należy rozważyć poniższe schematy zniszczenia stali i betonu:

- przy rozciąganiu:
 1. Zniszczenie stali łącznika,
 2. Zniszczenie przez wyrwanie stożka betonowego,
 3. *Zniszczenie przez wyrwanie (nie dotyczy),*
 4. Połączone wyrwanie i zniszczenie betonu dla wklejanych łączników (zniszczenie przyczepności oraz wyrwanie stożka przypowierzchniowego),
 5. Zniszczenie przez rozłupanie betonu,
 6. *Zniszczenie betonu przed odłupanie boczne (nie dotyczy),*
- przy ścinaniu:
 7. *Zniszczenie stali bez ramienia siły (nie dotyczy),*
 8. Zniszczenie stali z ramieniem siły,
 9. Zniszczenie betonu przez wyłupanie,
 10. *Zniszczenie krawędzi betonu (nie dotyczy).*

Dla elementów opisywanych w tej pracy nie ma potrzeby sprawdzania schematów: 3, 6, 7 i 10. Występuje jednak jeszcze warunek związany ze współdziałaniem oddziaływania rozciągającego i ścinającego. Interakcja sił dla zniszczenia stali łącznika została zweryfikowana w schemacie dot.

ścian z mimośrodem (8), ale należy wykonać wspólne sprawdzenie dla pozostałych przypadków. Wymienione schematy zniszczenia zostały zobrazowane na ilustracji zniszczenia ściany trójwarstwowej w publikacji [187] – pojawiają się one w podrozdziale 5.4 tej pracy (Rysunek 61).

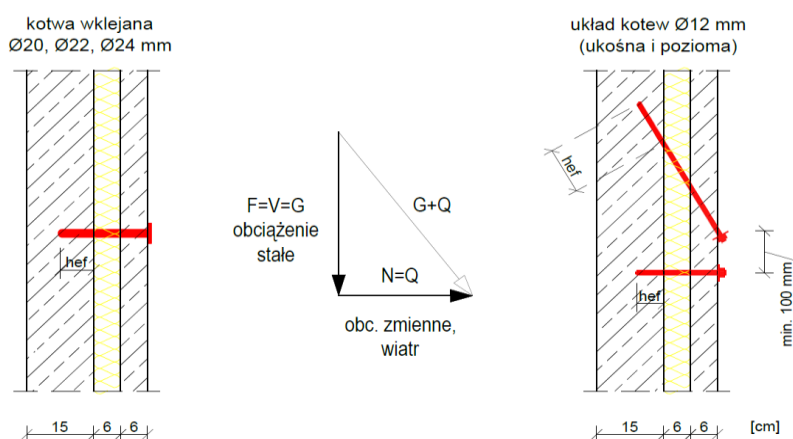
Obliczając poszczególne warianty zniszczenia należy uwzględnić częściowe współczynniki oddziaływań zgodne z normą [2] natomiast w opracowaniu [173] podano zasady doboru wartości częściowych współczynników wytrzymałości: γ_{Mc} oraz γ_{inst} .

Ważne znaczenie ma także efektywna głębokość zaktowienia (h_{ef}) czyli głębokość przez którą łącznik przekazuje siłę na otaczający beton. W kwestii stanu podłoża należy przyjąć czy beton w elemencie mocującym jest zarysowany czy niezarysowany. Norma określa jako założenie zachowawcze przyjęcie, że w okresie użytkowania beton jest zarysowany – jest to bezpieczny wariant przy projektowaniu wtórnego mocowania warstw elementu ściennego.

Istotnym założeniem jest także brak zbrojenia dodatkowego zabezpieczającego m.in. przed wyrwaniem stożka betonu. W zdecydowanej większości przypadków istniejących elementów ściennych nie ma możliwości spełnienia normowych minimalnych wymagań dla rozmieszczenia zbrojenia dodatkowego.

5.3.3. Oddziaływania na łączniki

Następne założenia dotyczą sił działających na łącznik. Analizując dwa standardowe przypadki kotwienia (Rysunek 55) wiemy, że jedyną siłą rozciągającą dla trzpieni mocowanych prostopadle do płaszczyzny jest obciążenie od wiatru ($N=Q$). Można założyć, że działa ona bez mimośrodów – w danym elemencie stosuje się najczęściej symetryczne rozmieszczenie łączników.



Rysunek 55 Układ sił działających na łączniki

Poza obciążeniem rozciągającym występuje także siła ścinająca (obciążenie stałe – F, G) działająca w przypadku warstwowego elementu ściennego na mimośrodku. Dla kotwy ukośnej

natomiast oddziaływanie stałe jest oddziaływaniem głównie rozciągającym (Rysunek 55). Co istotne, projektując opisywany układ dwukotwowy przewiduje się przeniesienie oddziaływań od ciężaru własnego przez kotwę ukośną, a kotwa pozioma powinna przenieść jedynie siły rozciągające powstałe przy odspojeniu warstwy fakturowej [188], czyli np. siły od ssania wiatru.

Innym istotnym założeniem jest rozmieszczenie łączników daleko od krawędzi elementu (c_1) – zgodnie z kierunkiem obciążenia [173]:

24

$$c_1 \geq \max \{10 h_{ef}; 60 d_{nom}\}$$

gdzie:

h_{ef} – efektywna głębokość zakotwienia

d_{nom} – zewnętrzna średnica łącznika

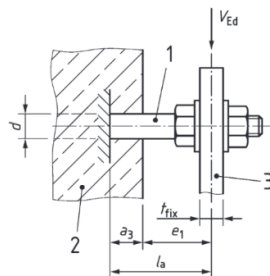
Adekwatnie należy przyjmować charakterystyczny rozstaw między łącznikami:

25

$$a \geq 3 c_1$$

Jeśli łączniki są zlokalizowane w większej odległości od krawędzi (na którą działa obciążenie ścinające!) to wszystkie są uznawane za skuteczne w przenoszeniu obciążeń ścinających, w innym przypadku przy weryfikacji zniszczenia krawędzi betonu skuteczne będą tylko łączniki zlokalizowane najbliżej krawędzi i to one przejmą całość przyłożonych oddziaływań w weryfikowanym schemacie zniszczenia (zniszczenie krawędzi betonu). W przypadku wzmocnień elementów ściennych wielkopłytowych warstwa nośna poszczególnych elementów ściennych jest połączona poprzez wypełnienie złączy pionowych i poziomych, a tym samym ściana w całości pracuje jako tarcza z krawędziami po obrysie budynku. Możemy tym samym pominąć sprawdzenie zniszczenia krawędzi betonu.

Jak opisano wyżej obciążenie ścinające działa na mimośrodzie ze względu odsunięcie warstwy fakturowej od warstwy nośnej. Należy uwzględnić ramię siły pionowej (obciążenia stałe) – dobrze obrazuje to Rysunek 56 będący w normie ilustracją montażu dystansowego²⁸.



Rysunek 56 Definicja ramienia siły ścinającej dla montażu dystansowego wg normy [173]: 1 - łącznik, 2 - element betonowy (warstwa nośna - dop.), 3 - element ustalający (warstwa fakturowa - dop.)

²⁸ Jako element ustalający ideowo przyjmujemy całą warstwę fakturową, wtedy założenia pracy są najbardziej zbliżone do przytoczonego w normie [173] pkt. 6.2.2.3 tzw. montażu dystansowego.

Przedstawiony na rysunku element ustalający to w przypadku ściany trójwarstwowej warstwa fakturowa (oczywiście nie charakteryzuje się ona innymi cechami elementu ustalającego, jak np. wysoka sztywność). Ze względu na odległość e_1 należy uwzględnić moment zginający działający na łącznik:

26

$$M_{Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{l_a}{\alpha_M}$$

gdzie:

$$l_a = a_3 + e_1 \text{ (wg Rysunku 56), } a_3 = 0,5 d_{nom}$$

V_{Ed} – obciążenie ścinające działające na rozpatrywany łącznik

α_M – współczynnik uwzględniający stopień utwierdzenia łącznika od strony elementu ustalającego (łączniki są mocowane symetrycznie, parami, a dodatkowo występuje współpraca z istniejącymi szpilkami i wieszakami więc można przyjąć brak możliwości obrotu warstwy fakturowej, czyli $\alpha_M = 2$)

Dla omawianych łączników nie występuje oddziaływanie skręcające (momenty skręcające) – zakładamy rozmieszczenie symetryczne względem środka ciężkości elementu.

5.3.4. Wymagane sprawdzenia

Wszystkie sprawdzenia wymagane dla omawianych w tej pracy łączników stosowanych do wtórnego mocowania warstw w elementach ściennych, wraz z komentarzem i doбором współczynników, zestawiono w poniższej Tabeli 27. Warunki nie dotyczą kotew ukośnych.

Tabela 27 Sprawdzenia wymagane dla łączników montowanych w elementach ściennych trójwarstwowych - zgodnie z [173]

Schemat zniszczenia	Sprawdzenie	Uwagi
oddziaływania rozciągające:		
Zniszczenie stali łącznika	$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$ <p>$N_{Rk,s}$ – nośność char. łącznika wg właściwej ETA*</p> $\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$	- weryfikujemy najbardziej obciążone łączniki
Zniszczenie betonu przez wyrwanie stożka	$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$ $N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$ <p>$\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$</p> <p>$\gamma_c = 1,5$ (zgodnie z Tablicą 4.1 [173])</p> <p>$\gamma_{inst} \geq 1,0$ (wg właściwej ETA)</p>	- weryfikujemy łącznik lub grupę - np. wg ETA [182] dla kotew w granicach stosowanych średnic najczęściej $\gamma_{inst} = 1,0$

	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$ $\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $\gamma_c = 1,5 \text{ (zgodnie z Tablicą 4.1 [173])}$ $\gamma_{inst} \geq 1,0 \text{ (wg właściwej ETA)}$ $k_1 = k_{cr,N} = 7,7 \text{ (wg właściwej ETA)}$ $A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$ $s_{cr,N} = 2 c_{cr,N} = 3 h_{ef} \text{ (wg właściwej ETA)}$ $A_{c,N} = (c_1 + s_1 + 0,5 s_{cr,N}) \cdot (c_2 + s_2 + 0,5 s_{cr,N})$ <p>- w naszym przypadku (pojedyncze łączniki, oddalone od krawędzi):</p> $A_{c,N} = A_{c,N}^0 \text{ czyli } \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} = 1,0$ $\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$ $c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = 1,5 \cdot h_{ef}$ <p>- w naszym przypadku najczęściej $\Psi_{s,N} = 1,0$</p> $\Psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$ <p>- w naszym przypadku najczęściej $\Psi_{re,N} = 1,0$ ze względu na rozstaw zbrojenia w warstwie nośnej: $\varnothing 10 \geq 100 \text{ mm}$</p> $\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2 \cdot \left(\frac{e_N}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1$ <p>- w naszym przypadku $\Psi_{ec,N} = 1,0$, ponieważ $e_N = 0$</p> $\Psi_{M,N} = 1,0$ <p>- w naszym przypadku $\Psi_{M,N} = 1,0$, zgodnie z przypadkami wymienionymi w normie</p> <p>- czyli ostatecznie sprawdzenie upraszcza się do postaci:</p> $N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}}{1,5 \cdot \gamma_{inst}}$	<p>- powierzchnię $A_{c,N}^0$ ilustruje Rysunek 57</p>
<p>Połączone wrywanie i zniszczenie betonu</p>	$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$ $N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,Np}$ $\gamma_{Mp} = \gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst} = 1,5 \cdot \gamma_{inst}$ <p>- przyjmujemy adekwatnie jak wyżej wg właściwej ETA</p> $N_{Rk,p}^0 = \Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef}$ <p>- wzór dotyczy nośności pojedynczego wklejanego łącznika</p> $\Psi_{sus} = 1,0 \text{ dla } \alpha_{sus} \leq \Psi_{sus}^0$ $\Psi_{sus} = \Psi_{sus}^0 + 1 - \alpha_{sus} \text{ dla } \alpha_{sus} > \Psi_{sus}^0$ <p>- dla większości łączników (brak długotrwałych obciążeń rozciągających***) $\Psi_{sus} = 1,0$.</p> $\tau_{Rk} = \tau_{Rk,cr} \text{ (dla betonu zarysowanego – wg właściwej ETA)}$ $\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0}$ <p>- adekwatnie jak wyżej (pojedyncze łączniki, oddalone od krawędzi): $\frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} = 1,0$</p> $\Psi_{g,Np}$ <p>- brak efektu grupowego blisko rozmieszczonych łączników $\Psi_{g,Np} = 1,0$</p>	<p>- weryfikujemy łącznik lub grupę</p>

	$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \left(\frac{c}{c_{cr,Np}} \right) \leq 1,0$ $c_{cr,Np} = s_{cr,Np} / 2$ $s_{cr,Np} = 7,3d \cdot (\Psi_{sus} \tau_{Rk})^{0,5} \leq 3h_{ef}$ <p>- w większości przypadków $\Psi_{s,Np} = 1,0$</p> $\Psi_{re,N}$ <p>- adekwatnie jak wyżej $\Psi_{re,N} = 1,0$ ze względu na rozstaw zbrojenia w warstwie nośnej: $\varnothing 10 \geq 100 \text{ mm}$</p> $\Psi_{ec,Np} = 1,0$ <p>- w naszym przypadku $\Psi_{ec,Np} = 1,0$, ponieważ $e_N = 0$</p> <p>- czyli ostatecznie sprawdzenie upraszcza się do postaci:</p> $N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef}}{1,5 \cdot \gamma_{inst}}$	
<p>Zniszczenie przez rozłupanie betonu</p>	$N_{Ed} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}}$ $c \geq 1,0 c_{cr,sp}$ $h \geq h_{min} = c_{cr,sp}$ $c_{cr,sp} \text{ (wg właściwej ETA)}$ $s_{cr,sp} = 2 c_{cr,sp}$ <p>- jeśli warunki są spełnione (większość przypadków łączników ścian) sprawdzenie zniszczenia przez rozłupanie nie jest wymagane. Gdy warunki nie są spełnione, więc należy przeprowadzić sprawdzenie wg poniższych wzorów:</p> $N_{Rk,sp} = N_{Rk,sp}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp}$ $\gamma_{Msp} = \gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst} = 1,5 \cdot \gamma_{inst}$ <p>- przyjmujemy adekwatnie jak wyżej wg właściwej ETA</p> $N_{Rk,sp}^0 \text{ (wg ETA lub } N_{Rk,sp}^0 = N_{Rk,p}^0 \text{ - jak wyżej)}$ $\frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0}, \Psi_{s,N}, \Psi_{re,N}, \Psi_{ec,N}$ <p>- wg wartości w schemacie dot. wyrwania stożka. Zamiast $c_{cr,N}$ i $s_{cr,N}$ należy przyjąć</p> $c_{cr,sp} = h_{min} \text{ i } s_{cr,sp} = 2 c_{cr,sp}$ $\Psi_{h,sp} = \left(\frac{h}{h_{min}} \right)^{2/3} \leq \max \left\{ 1; \left(\frac{h_{ef} + 1,5c_1}{h_{min}} \right)^{2/3} \right\} \leq 2$ <p>- czyli ostatecznie sprawdzenie kotew ukośnych upraszcza się do postaci:</p> $N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \Psi_{h,sp}}{1,5 \cdot \gamma_{inst}}$	<p>- weryfikujemy łącznik lub grupę</p> <p>- np. ETA [183] proponuje dwa sposoby wyliczenia</p> <p>$c_{cr,sp}$: przy $h/h_{ef} > 2,0$: $c_{cr,sp} = 1,0 \cdot h_{ef}$, gdy $2,0 > h/h_{ef} > 1,3$ należy wykorzystać wzór: $c_{cr,sp} = 4,6 h_{ef} - 1,8 h$, a gdy $h/h_{ef} \leq 1,3$ to $c_{cr,sp} = 2,26 h_{ef}$</p>
oddziaływania ścinające – dotyczy tylko kotew poziomych:		
<p>Zniszczenie stali z ramieniem siły</p>	$V_{Ed} \leq V_{Rd,s,M} = \frac{V_{Rk,s,M}}{\gamma_{Ms}}$ $\gamma_{Ms} = 1,0 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,25 \text{ (gdy } f_{uk} \leq 800 \text{ N/mm}^2 \text{ oraz } \frac{f_{yk}}{f_{uk}} \leq 0,8)$ <p>- jest to najczęstszy przypadek – pozostałe podano w tablicy 4.1 normy [173]. γ_{Ms} można także przyjmować wg właściwej ETA.</p> $V_{Rk,s,M} = \frac{\alpha_M \cdot M_{Rk,s}}{l_a}$ $l_a = a_3 + e_1$	<p>- weryfikujemy najbardziej obciążone łączniki</p>

	$a_3 = 0,5 d_{nom}$ $\alpha_M = 2$ $e_1 = h_i + 0,5h_f$ $M_{Rk,s} = M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)$ - stosujemy tylko dla obciążenia N_{Ed} rozciągającego (nie dla ściskania) $N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$ - zgodnie z obliczeniami dla schematu zniszczenia stali przy rozciąganiu. - $N_{Rk,s}$; $M_{Rk,s}^0$ – nośność char. łącznika przy obciążeniu rozciągającym i nośność char. na zginanie podano we właściwej ETA - czyli ostatecznie sprawdzenie kotew ścinanych upraszcza się do postaci: $V_{Ed} \leq V_{Rd,s,M} = \frac{2 \cdot M_{Rk,s}^0 \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)}{0,5 d_{nom} + h_i + 0,5h_f} \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}}$	
Zniszczenie betonu przez wyłupanie	$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}}$ $V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\}$ k_8 – współczynnik wg właściwej ETA $\gamma_{Mc} = \gamma_c \cdot \gamma_{inst}$ $\gamma_c = 1,5$ (zgodnie z Tablicą 4.1 [173]) $\gamma_{inst} \geq 1,0$ (wg właściwej ETA lub zgodnie z Tablicą 4.1 [173] dla ścinania $\gamma_{inst} \geq 1,0$)	- weryfikujemy łącznik lub grupę - wartość współczynnika k_8 wg ETA niezależnie od producenta wynosi 2,0
połączone oddziaływania rozciągające i ścinające:		
Schematy zniszczenia inne niż zniszczenie stali	$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} \leq 1$ lub $\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right) \leq 1, 2$ Dodatkowe warunki: $N_{Ed}/N_{Rd,i} \leq 1$ oraz $V_{Ed}/V_{Rd,i} \leq 1$	- należy podstawić największą wartość biorąc pod uwagę wszystkie schematy zniszczeń, poza zniszczeniem stali

*ETA – Europejska Ocena Techniczna (ETA) dla konkretnego systemu łączników

**Symbole użyte w tabeli:

N_{Ed} – wypadkowa obliczeniowa siła rozciągająca

$N_{Rk,s}$ – nośność charakterystyczna dla zniszczenia stali łącznika

γ_{Ms} – współczynnik częściowy zniszczenia stali

f_{uk} – nominalna charakterystyczna wytrzymałość stali na rozciąganie

f_{yk} – charakterystyczna granica plastyczności stali

$N_{Rk,c}$ – nośność charakterystyczna dla zniszczenia betonu przez odłupanie stożka pod wpływem obciążenia rozciągającego

γ_{Mc} – współczynnik częściowy zniszczenia betonu

γ_c – współczynnik częściowy materiałowy dla betonu

γ_{inst} – współczynnik uwzględniający montaż łączników

$N_{Rk,c}^0$ – nośność charakterystyczna, podstawowa (pojedynczego łącznika) dla zniszczenia betonu przez odłupanie stożka pod wpływem obciążenia rozciągającego

$\Psi_{s,N}$ – współczynnik uwzględniający zaburzenie rozkładu naprężeń w betonie wynikające z bliskości krawędzi w elemencie betonowym, przy zniszczeniu betonu przez wyrwanie stożka

$\Psi_{re,N}$ – współczynnik odpryskiwania otuliny

$\Psi_{ec,N}$ – współczynnik uwzględniający wpływ efektu grupowego na zniszczenie przez wyrwanie stożka, gdy na łączniki działają różne obciążenia rozciągające

$\Psi_{M,N}$ – współczynnik uwzględniający wpływ efektu działania siły ściskającej pomiędzy elementem ustalającym a betonem w przypadku działania momentu zginającego z lub bez siły osiowej

- k_1 – współczynnik zależny od zarysowania i rodzaju łącznika
 $k_{cr,N}$ – współczynnik dla zarysowanego betonu
 h_{ef} – efektywna grubość zakotwienia
 $A_{c,N}^0$ – referencyjna powierzchnia rzutowana (Rysunek 57)
 $A_{c,N}$ – rzeczywista powierzchnia rzutowana, ograniczona przez zachodzące na siebie stożki betonowe oraz krawędzie elementu
 $s_{cr,N}$ – charakterystyczny rozstaw łączników dla zapewnienia wymaganej nośności pojedynczego łącznika w przypadku zniszczenia przez wyrwanie stożka pod wpływem rozciągania
 $c_{cr,N}$ – odległość od krawędzi wymagana do zapewnienia char. nośności łącznika w przypadku wyłamania przy rozciąganiu w przypadku wyłamania pod wpływem rozciągania
 c_1 – odległość od krawędzi w kierunku 1
 s_1 – rozstaw łączników w grupie w kierunku 1
 c – najmniejsza odległość osi łącznika od krawędzi
 e_N – mimośród wypadkowej siły rozciągającej

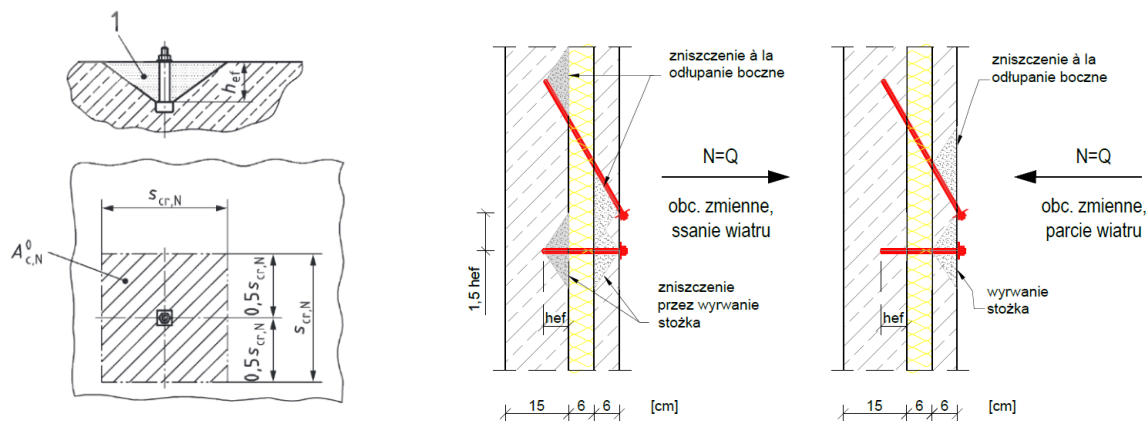
 $N_{Rk,p}$ – nośność charakterystyczna dla zniszczenia przez wyrwanie pod wpływem obciążenia rozciągającego
 γ_{Mp} – współczynnik częściowy dla połączonego wyrwania ze zniszczeniem betonu
 $N_{Rk,p}^0$ – nośność charakter., podstawowa (pojedynczego łącznika) dla zniszczenia przez wyrwanie pod wpływem obc. rozciągającego
 Ψ_{sus} – współczynnik uwzględniający wpływ długotrwałego obciążenia
 α_{sus} – stosunek wartości oddziaływań długotrwałych (wraz z częścią stałą obciążeń zmiennych) do wartości wszystkich oddziaływań
 Ψ_{sus}^0 – współczynnik zależny od wyrobu, uwzględniający wpływ długotrwałego obciążenia na przyczepność (wg ETA)
 τ_{Rk} – charakterystyczna wytrzymałość przyczepności wklejanego łącznika, zależna od klasy wytrzymałości betonu
 $\tau_{Rk,cr}$ – jak wyżej, ale w zarysowanym betonie
 d – średnica kotwy / łącznika
 $A_{p,N}$ – rzeczywista powierzchnia wpływu przyczepności, ograniczona przez nakładające się powierzchnie sąsiednich łączników i krawędzie elementu betonowego
 $A_{p,N}^0$ – referencyjna powierzchnia wpływu przyczepności pojedynczego łącznika
 $\Psi_{g,Np}$ – współczynnik uwzględniający wpływ efektu grupowego łączników rozmieszczonych w bliskim rozstawie
 $\Psi_{s,Np}$ – współczynnik uwzględniający zaburzenie rozkładu naprężeń w betonie wynikające z bliskości krawędzi w elemencie betonowym, przy połączonym wyrwaniu i zniszczeniu betonu
 $c_{cr,Np}$ – odległość od krawędzi wymagana do zapewnienia charakter. nośności łącznika w przypadku połączonego wyrwania łącznika i zniszczenia betonu
 $s_{cr,Np}$ – charakterystyczny rozstaw łączników dla zapewnienia wymaganej nośności pojedynczego łącznika w przypadku połączonego wyrwania łącznika i zniszczenia betonu
 $\Psi_{ec,Np}$ – współczynnik uwzględniający wpływ efektu grupowego za połączone wyrwanie i zniszczenie betonu, gdy na łączniki działają różne obciążenia rozciągające

 $N_{Rk,sp}$ – nośność charakterystyczna dla zniszczenia przez rozłupanie pod wpływem obciążenia rozciągającego
 γ_{Msp} – współczynnik częściowy zniszczenia betonu przez rozłupanie
 h_{min} – minimalna dopuszczalna grubość elementu betonowego
 $N_{Rk,sp}^0$ – nośność charakter., podstawowa (pojedynczego łącznika) dla zniszczenia przez rozłupanie pod wpływem obc. rozciągającego
 $\Psi_{h,sp}$ – współczynnik uwzględniający wpływ grubości elementu – na nośność w przypadku zniszczenia betonu przez rozłupanie

 $V_{Rk,s,M}$ – nośność charakterystyczna dla zniszczenia stali pod wpływem obciążenia ścinającego działającego na mimośródzie
 α_M – współczynnik uwzględniający stopień utwardzenia łącznika od strony elementu ustalającego
 $M_{Rk,s}$ – nośność charakterystyczna na zginanie
 l_a – efektywne ramię działania siły ścinającej
 a_3 – odległość pomiędzy powierzchnią betonu i przyjętym punktem utwardzenia łącznika obciążonego siłą ścinającą z mimośrodem
 e_1 – odległość pomiędzy obciążeniem ścinającym a powierzchnią betonu
 d_{nom} – średnica kotwy / łącznika
 h_i – grubość warstwy izolacyjnej
 h_f – grubość warstwy fakturowej
 $M_{Rk,s}^0$ – nośność charakterystyczna, podstawowa pojedynczego łącznika na zginanie

 $V_{Rk,cp}$ – nośność charakterystyczna dla zniszczenia betonu przez wylupanie pod wpływem obciążenia ścinającego
 k_8 – współczynnik uwzględniany przy zniszczeniu betonu przez odlupanie

***Uwaga: w przypadku łączników podlegających długotrwałemu rozciąganiu istotne w ustaleniu wartości współczynnika Ψ_{sus}^0 będzie wykonanie izolacji termicznej na warstwie fakturowej, gdyż współczynnik zależy od temperatury betonu w obszarze łączników.



Rysunek 57 Wyidealizowany stożek betonowy (1) z powierzchnią referencyjną rzutowaną dla jednego łącznika wg [164] oraz z prawej strony własna analiza kształtu stożków betonowych dla kotwy prostopadłej i ukośnej

Należy ponadto sprawdzić spełnienie stanu granicznego użyteczności (SLS) – warunki opisano w poprzednim punkcie tego podrozdziału. Norma nie podaje dodatkowych wymagań. Zakłada się, że przemieszczenia C_d są liniową funkcją obciążenia i zgodnie z informacjami podanymi wcześniej dopuszczalne przemieszczenia ocenia projektant a charakterystyczne przemieszczenie łącznika określa każdorazowo ETA.

Norma wymienia także jakie elementy powinien obejmować projekt zakotwienia, tj. m.in.: klasę wytrzymałości betonu (i jego ewentualne zarysowanie), ekspozycję środowiskową, rozmieszczenie, liczbę i rodzaj łączników, głębokość zakotwienia oraz specjalne instrukcje montażu - zgodne z instrukcją montażu producenta (do której również powinien odnosić się projekt). Ewentualnie w projekcie można wymagać wykonania próbnego obciążenia na budowie – sposób i jakość montażu ma istotny wpływ na nośność i tym samym niezawodność zamocowań. Norma porusza także istotne zagadnienie niewykorzystanych otworów – można pominąć ich wpływ tylko pod warunkiem wypełnienia ich niekurczliwą zaprawą o wytrzymałości równej co najmniej wytrzymałości podłoża oraz $\geq 40 \text{ N/mm}^2$.

Warto zaznaczyć, że istnieje możliwość projektowania łączników z zastosowaniem analizy plastycznej – należy jednak posługiwać się wtedy normą CEN/TR 17081 [189].

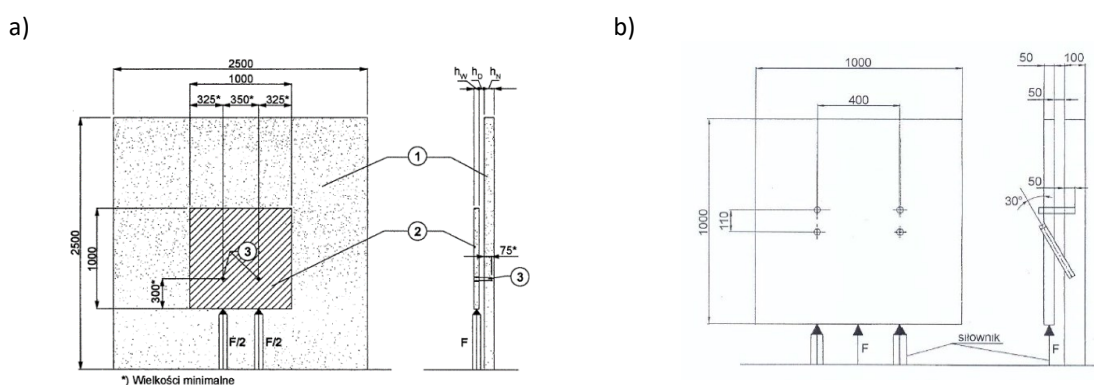
5.4. Badanie i modelowanie połączeń wtórnych

5.4.1. Metody analizy i badań

Zgodnie z aprobatami technicznymi producentów [170, 168, 172]²⁹ badanie mocowania należy rozpocząć od sprawdzenia kształtu i wymiarów łączników za pomocą przyrządów pomiarowych zapewniających uzyskanie odpowiedniej dokładności pomiaru (np. do 0,01 mm). Następnie należy

²⁹ Aprobaty obecnie już w większości są wycofane i zastępowane przez ETA

przystąpić do sprawdzenia nośności charakterystycznych połączeń warstwy fakturowej z warstwą konstrukcyjną prefabrykowanych ścian warstwowych, wykonanych z zastosowaniem łączników wklejanych. Łączniki powinny zostać osadzone w modelu fizycznym warstwy nośnej z betonu klasy C12/15 wg normy [61], a pomiaru sił należy dokonywać urządzeniem o zakresie zgodnym z planowaną siłą niszczącą, które umożliwi stałe i powolne zwiększanie siły aż do zniszczenia. Najczęściej dopuszczalny błąd pomiarowy to 3%. Należy przewidzieć losowe pobieranie próbek do badań. Prowadząc badania należy opisać i odpowiednio powtarzać schemat obciążeń łączników – przykładowe układy pokazano na Rysunku 58.

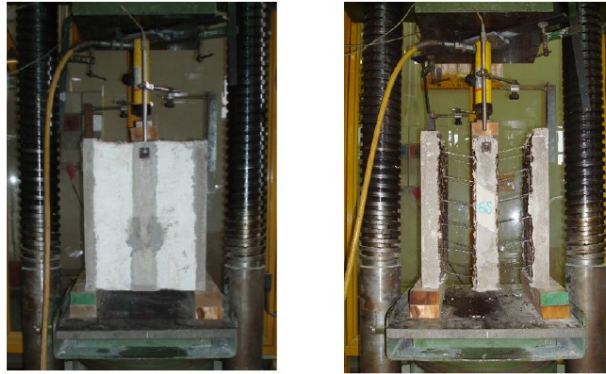


Rysunek 58 Schematy obciążenia łączników łączących warstwę fakturową z warstwą nośną betonowej ściany warstwowej:
a) 2 łączników wklejanych HWB-H: 1 – warstwa nośna, 2 – warstwa fakturowa, 3 – łączniki wklejane [170],
b) 4 łączników wklejanych COPY-ECO [168];

Należy zauważyć charakterystyczne odwrócenie powyższych układów „do góry nogami” względem układu rzeczywistego – przyłożenie siły od dołu oraz odwrotny montaż kotew typu COPY-ECO. Makiety betonowe mają również indywidualnie dobrane wymiary – w przykładach pokazanych na rys. 250 x 250 cm oraz 100 cm x 100 cm, natomiast przykładowo w Śląskim Oddziale ITB przeprowadzono badania na stanowisku o wym. 240 cm x 240 cm [166].

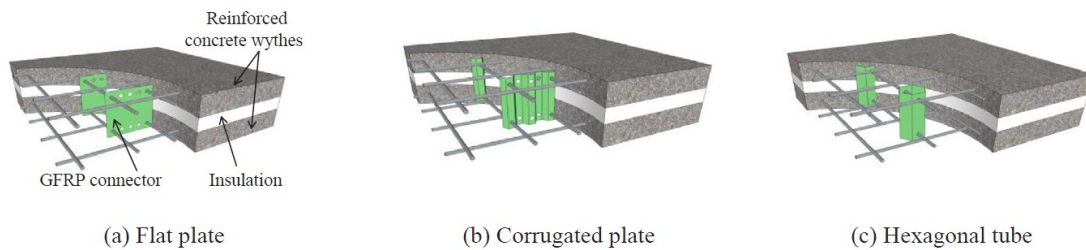
Istotny z punktu widzenia nośności i trwałości wtórnego połączenia jest stan techniczny wzmocnianych ścian. Należy więc ocenić uszkodzenia, położenie istniejących wieszaków, grubości poszczególnych warstw czy wytrzymałość betonowego podłoża - zgodnie z Rozdziałem 4.

Interesujące przykłady badań łączników do wtórnego kotwienia warstw opisano w publikacjach [190, 191, 192, 187, 193]. W materiale [190] autorzy przeprowadzili testy pionowych paneli stosowanych jako ściany konstrukcyjne z wykorzystaniem trzpieni łączących (non-shear connectors, Rysunek 59). W testach przykładano obciążenia osiowe i mimośrodowe, a przeprowadzono je na pełnowymiarowych próbkach paneli o różnych współczynnikach smukłości w celu zbadania zachowania paneli. Ciekawym aspektem są przeprowadzone w ramach badań testy dla ukośnie ułożonych próbek kwadratowych. W ramach weryfikacji wyników przeprowadzono symulacje komputerowe.



Rysunek 59 Test ścinania - widoczna konfiguracja stanowiska [190]

W publikacji [191] wykonano natomiast badania autorskich łączników wykonanych z polimeru wzmocnionego włóknem szklanym – GFRP (Rysunek 60).



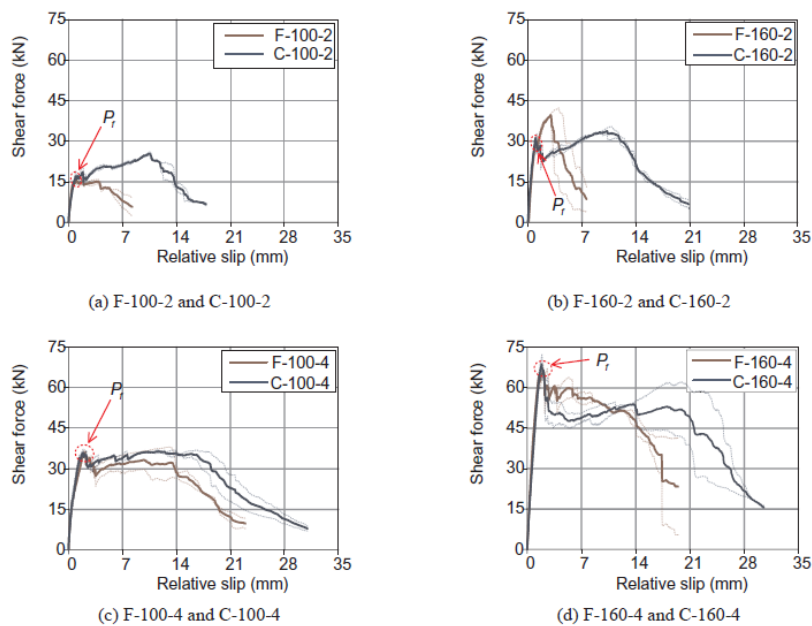
(a) Flat plate

(b) Corrugated plate

(c) Hexagonal tube

Rysunek 60 Elementy ścienne z proponowanymi, badanymi łącznikami GFRP [191]

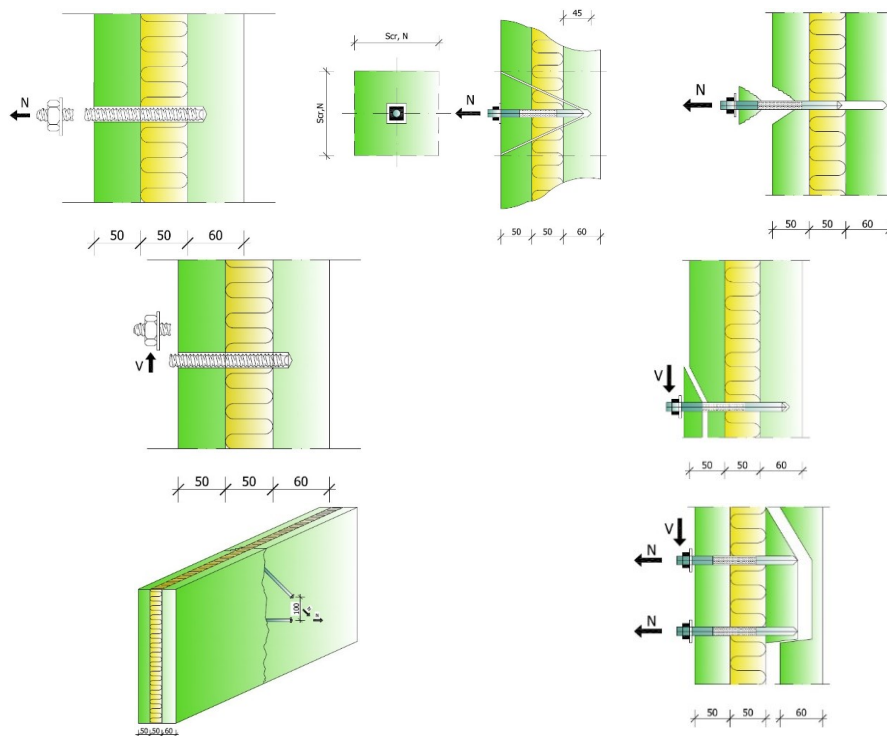
W ramach badań stanowiskowych modyfikowano zarówno kształt, grubość oraz długość (Wykres 15) analizując kierunek siły ścinającej i sztywność łączników. Wyniki testów zostały odtworzone w modelu z wykorzystaniem metody elementów skończonych.



Wykres 15 Wykres przemieszczenie - siła ścinająca dla poszczególnych próbek: a) próbka płaska F i falista C dł. 100 mm, gr. 2 mm, b) próbka płaska F i falista C dł. 160 mm, gr. 2 mm, c) próbka płaska F i falista C dł. 100 mm, gr. 4 mm, d) próbka płaska F i falista C dł. 160 mm, gr. 4 mm [191]

Przykłady wtórnych połączeń w układzie dwukotwowym i trójkotwowym (kotwienie poziome i dwie kotwy ukośne w zakresie 30° - 60° w stosunku do powierzchni elementu) przedstawiono w publikacji [187]. Badanym elementem była ściana warstwowa w systemie OWT-67/N, dla której szczegółowo opisano pierwotne łączniki i ich zadanie. Uwzględniono także zmianę parametrów materiałowych (stali i żywicy) oraz efekt jednoczesnego działania sił wrywających i ścinających. Materiał zawiera wylistowanie poszczególnych sposobów zniszczenia próbki wraz z opisem ich przyczyn (Rysunek 61).

Raport [192] przedstawia natomiast badanie odkształcalności i zakresu pracy sprężystej łączników przy oddziaływaniu wyjątkowym w postaci wybuchu – testowano łączniki w różnym kształcie i wyprodukowane z różnych materiałów.

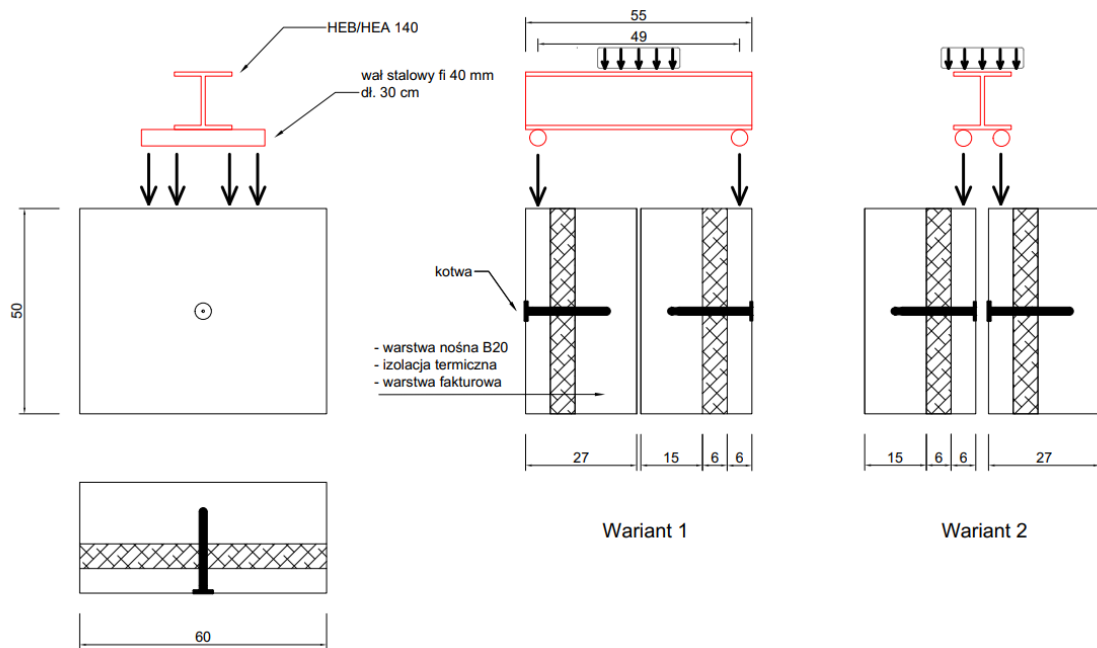


Rysunek 61 Sposoby zniszczenia próbki w wyniku działania siły wrywającej, ścinającej oraz kombinacji tych sił [187]

5.4.2. Budowa indywidualnego stanowiska badawczego

Analizując literaturę przedmiotu (wymienioną w podrozdziale 5.4.1), uwzględniając możliwości techniczne oraz pomiarowe zaproponowano autorskie modele fizyczne (matryce) betonowych ścian trójwarstwowych do badania systemów naprawczych wtórnego mocowania wykorzystujących kotwy wklejane (chemiczne).

Stanowisko opiera się na układzie symetrycznym, a kierunek obciążeń jest zgodny z rzeczywistym (ciężar własny działa „w dół”). W ramach rozpoznania przygotowano dwa warianty ustawienia matryc do badań (Rysunek 62). Ostatecznie zdecydowano się na realizację wariantu 1, m.in. biorąc pod uwagę możliwość bocznego połączenia lewej i prawej matrycy, poprzez kotwienie warstw nośnych (z wykorzystaniem płaskownika i kotew mechanicznych do betonu), bez wpływu na wyniki badań. Wymiary matryc zostały ograniczone do 60 x 50 x 27 cm (szer. x wys. x gr.) dzięki czemu możliwe było dość swobodne manewrowanie próbkami, a jednocześnie uniknięto geometrycznego wpływu odległości od krawędzi na nośność charakterystyczną łącznika ($A_{c,N}/A_{c,N}^0$).



Rysunek 62 Stanowisko badawcze i modele fizyczne ścian trójwarstwowych do analizy wtórnych połączeń warstw (widoczna zaprojektowana rama do bezpośredniego przekazania obciążeń)

Metoda badawcza (dla wariantu 1) realizowana była według poniższego schematu:

1. Dobranie „par” matryc do badania symetrycznego:
 - a. podwójny pręt gwintowany – 2 pary matryc
 - b. kotwa K2 – 2 pary matryc
 - c. pojedynczy pręt gwintowany (keramzytobeton) – 2 pary matryc
 - d. Copy-Eco – 2 pary matryc
2. Ustawienie pierwszej pary na stole do badań, wypoziomowanie z użyciem klinów stalowych,
3. Zblokowanie wzajemnego przemieszczenia dołem,
4. Mocowanie łączników stalowych blokujących przemieszczenie górą,
5. Określenie osi symetrii układu (z wykorzystaniem laserowych wskaźników),
6. Ustawienie stalowej ramy przekazującej obciążenia z prasy,

7. Montaż czujników przemieszczeń (symetrycznie – środek próbki) – pomiar realizowano z wykorzystaniem przyklejonych płaskowników stalowych do spodu warstwy fakturowej,
8. Sprawdzenie poprawności symetrycznego ułożenia układu,
9. Uruchomienie maszyny do badań wytrzymałościowych (prasa Instron SATEC) – wg ustalonej procedury,
10. Po nagłym zwiększeniu przemieszczenia (uszkodzeniu próbki) próba jest przerywana i dokonuje się oględzin uszkodzeń oraz niezbędnych pomiarów.

Pomiar siły realizowano na wewnętrznym oprogramowaniu maszyny wytrzymałościowej Instron SATEC, natomiast pomiar przemieszczenia odczytano z wykorzystaniem siłowników i oprogramowania Catman – pozwoliło to uniknąć niedokładności związanych z ułożeniem i dociskiem tłoka oraz podatnością ramy przekazującej obciążenia. Poniżej na zdjęciach widoczne są betonowe matryce w trakcie przygotowywania oraz rama przekazująca obciążenia na przygotowanym stanowisku pomiarowym (Rysunek 63).



Rysunek 63 Betonowe matryce do badań: a) montaż kotw wklejanych, b) widok gotowej matrycy przed opisaniem i montażem na stanowisku, c) rama do przekazania obciążeń po wypoziomowaniu

5.4.3. Modyfikacja cech materiałowych

W celu określenia wpływu cech materiałowych na nośność wtórnego mocowania warstw wykonano następujące wariantowanie (Tabela 28):

- badanie trzech typów kotw (wklejanych):
 - a. pręt gwintowany,
 - b. kotwa K2,
 - c. dwie kotwy Copy-Eco
- badanie dwóch wariantów układu kotw:
 - a. pojedynczy pręt gwintowany,
 - b. podwójny pręt gwintowany
- badanie czterech wariantów betonu warstwy fakturowej:
 - a. beton zwykły, kl. \geq C12/15 (\approx C16/20)

- b. beton zwykły, osłabiony, kl. < C12/15 (\approx C12/15)
- c. keramzytobeton, kl. \approx LC 16/18
- d. keramzytobeton, osłabiony, kl. \approx LC12/13

Tabela 28 Warianty badanych matryc betonowych i systemów mocowania

		Beton zwykły C16/20	Beton zwykły C12/15	Keramzytobeton LC16/18	Keramzytobeton LC12/13
1.	Pojedynczy pręt gwintowany			1 para	1 para
2.	Podwójny pręt gwintowany	1 para	1 para		
3.	Kotwa K2	1 para	1 para		
4.	Kotwy Copy-Eco	1 para	1 para		

Recepturę do wykonania betonu lekkiego zaczerpnięto z materiałów producenta kruszywa keramzytowego [194], i tak skład mieszanki dla LC16/18 ustalono następująco:

Tabela 29 Skład betonu lekkiego, keramzytowego (LC16/18) wg [194]

		na 1 m3	na:	0,04	[m3]
CEM II, 32,5	kg	420		16,8	
piasek	kg	510		20,4	
keramzyt 1-4	l	730		29,2	
woda	l	200		8	
łącznie	kg	1145		45,8	

Projektowano keramzytobeton w klasie gęstości D 1,4 tj. 1200-1400 kg/m³. W celu określenia klasy betonu z przygotowanych mieszanek pobrano po trzy próbki sześciennie do badań wytrzymałościowych po 28 dniach. Biorąc pod uwagę kryteria zgodności dotyczące wytrzymałości na ściskanie wymienione w normie [61]:

27

$$f_{cm} \geq (f_{ck} + 4) \quad [N/mm^2]$$

28

$$f_{ci} \geq (f_{ck} - 4) \quad [N/mm^2]$$

gdzie:

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie

f_{cm} – średnia wartość wytrzymałości betonu na ściskanie (uzyskana z n wyników pomiaru)

f_{ci} – najmniejsza z oznaczonych wartości wytrzymałości betonu na ściskanie

$f_{ck} = f_{ck,cube}$:

- C12/15 – $f_{ck,cube} = 15 N/mm^2$, tj. $f_{ci} \geq 11$; $f_{cm} \geq 19 [N/mm^2]$
- C16/20 – $f_{ck,cube} = 20 N/mm^2$, tj. $f_{ci} \geq 16$; $f_{cm} \geq 24 [N/mm^2]$
- LC12/13 – $f_{ck,cube} = 13 N/mm^2$, tj. $f_{ci} \geq 9$; $f_{cm} \geq 17 [N/mm^2]$
- LC16/18 – $f_{ck,cube} = 18 N/mm^2$, tj. $f_{ci} \geq 14$; $f_{cm} \geq 22 [N/mm^2]$

Po określeniu wytrzymałości na ściskanie próbek sześciennych ustalono:

- dla planowanej klasy C12/15: $f_{ci} = 14,3$; $f_{cm} = 21,6 [N/mm^2]$
- dla planowanej klasy C16/20: $f_{ci} = 16,1$; $f_{cm} = 25,8 [N/mm^2]$
- dla planowanej klasy LC12/13: $f_{ci} = 10,1$; $f_{cm} = 18,1 [N/mm^2]$
- dla planowanej klasy LC16/18: $f_{ci} = 22,3$; $f_{cm} = 24,8 [N/mm^2]$

Czyli spełnione zostały oba normowe kryteria dla zakładanych klas betonu.

Pomierzone, uśrednione wartości gęstości betonu to:

- beton zwykły C12/15 i C16/20: 2332 kg/m³
- keramzytobeton LC12/13 i LC16/18: 1375 kg/m³

Istotnym „osłabieniem” z punktu widzenia badania wpływu własności materiałowych na parametry wtórnego mocowania jest zarysowanie betonu warstwy fakturowej (część producentów dopuszcza stosowanie kotew wklejanych na betonie zarysowanym). Zdecydowano się nie przygotowywać osobnych matryc zarysowanych, ale skorzystać z faktu powstania zarysowań w trakcie obciążania i możliwości zaobserwowania zachowania próbki (zdolności do przenoszenia obciążeń oraz postępu przemieszczeń warstw względem siebie) przed zarysowaniem i po zarysowaniu.

5.4.4. Wyniki pomiarów

Zgodnie z procedurą badawczą z podpunktu 5.4.2 przeprowadzono kolejno obciążenie i pomiar przemieszczeń par matryc betonowych (zgodnie z podpunktem 5.4.3). W trakcie stopniowego obciążania próbek prowadzono obserwacje i odnotowywano istotne zachowania materiału: weryfikowano stan techniczny betonu, jego zarysowanie, odpryski czy deformacje.

W ramach badania pomierzono obciążenie dla wybranych wartości przemieszczeń warstwy fakturowej względem nośnej: 3, 5 i 10 mm wskazano też maksymalne obciążenie przenoszone przez wtórne połączenie - pomierzone w chwili zniszczenia połączenia lub skokowej zmiany obciążenia (np. przy oparciu fragmentu matrycy o inny element stanowiska badawczego). W Tabeli 30 przedstawiono wartości bezpośrednie dokonanych pomiarów dla par matryc betonowych.

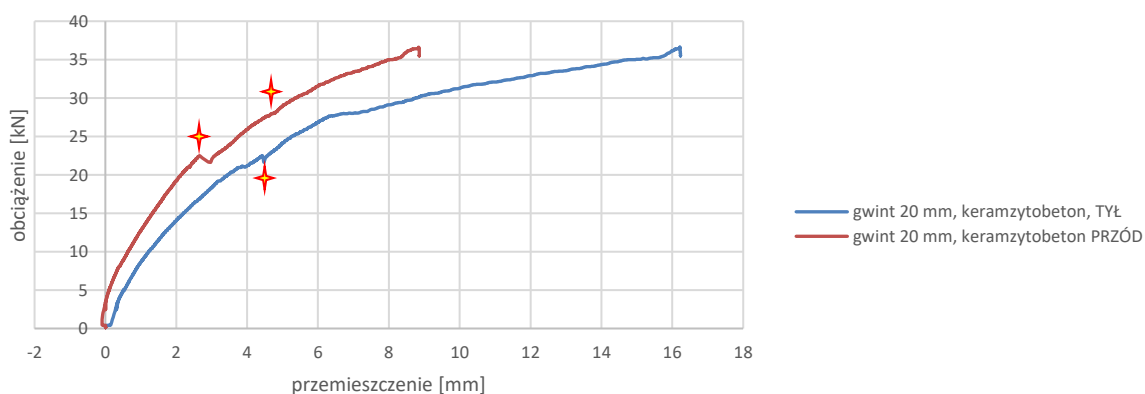
Tabela 30 Wyniki bezpośrednich pomiarów obciążenia i przemieszczeń badanych par matryc betonowych

	Etykieta próbki	Maksymalne obciążenie ścinające [kN]	Przemieszczenie przy maksym. obciążeniu [mm]	Obciążenie ścinające przy przem. = 3 mm [kN]	Obciążenie ścinające przy przem. = 5 mm [kN]	Obciążenie ścinające przy przem. = 10 mm [kN]
1.	Pojedynczy pręt gwintowany, keramzytobeton LC16/18	36,63	16,22	18,3	24,16	31,29
2.	Pojedynczy pręt gwintowany, keramzytobeton LC12/13	17,25	5,65	12,22	16,88	n.d.
3.	Podwójny pręt gwintowany, beton zwykły, C16/20	73,43	17,92	36	40,14	58,56
4.	Podwójny pręt gwintowany, beton zwykły, C12/15	54,33	11,8	31,89	38,93	49,51
5.	Kotwa K2, beton zwykły, C16/20	51,76	3,78	45,54	n.d.	n.d.
6.	Kotwa K2, beton zwykły, C12/15	33,11	4,21	30,02	n.d.	n.d.

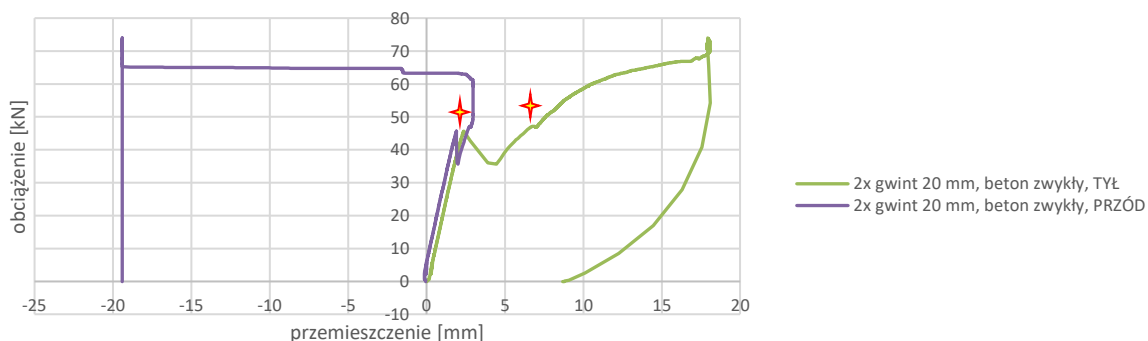
7.	Kotwa Copy-Eco, beton zwykły, C16/20	55,81	25,33	29,69	39,79	48,91
8.	Kotwa Copy-Eco, beton zwykły, C12/15	45,31	9,72	28,29	33,57	n.d.

Poniżej zaprezentowano także wykresy (Wykres 16) obciążenie-przemieszczenie dla poszczególnych par matryc oraz wspólne, prezentujące nałożone na siebie wyniki (Wykres 17) – dane zilustrowano dla betonów klasy LC16/18 oraz C16/20.

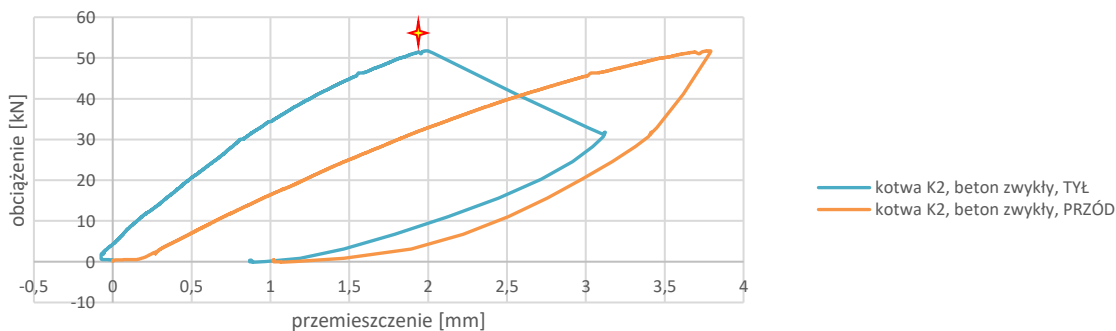
a)



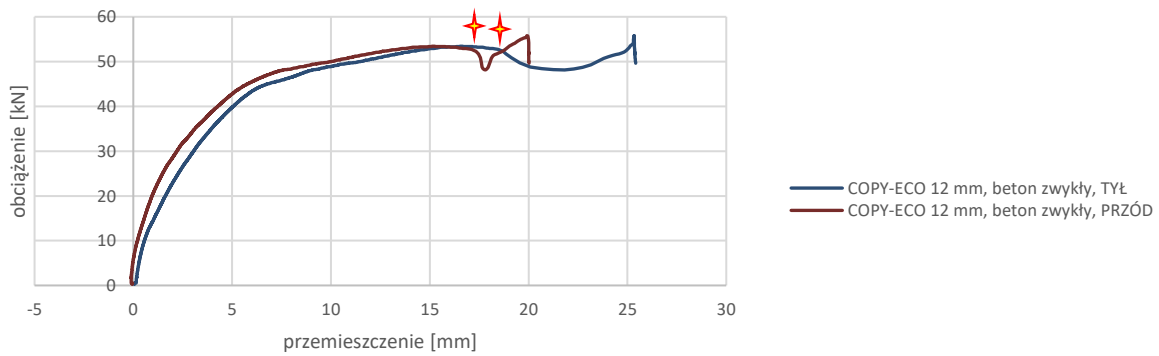
b)



c)

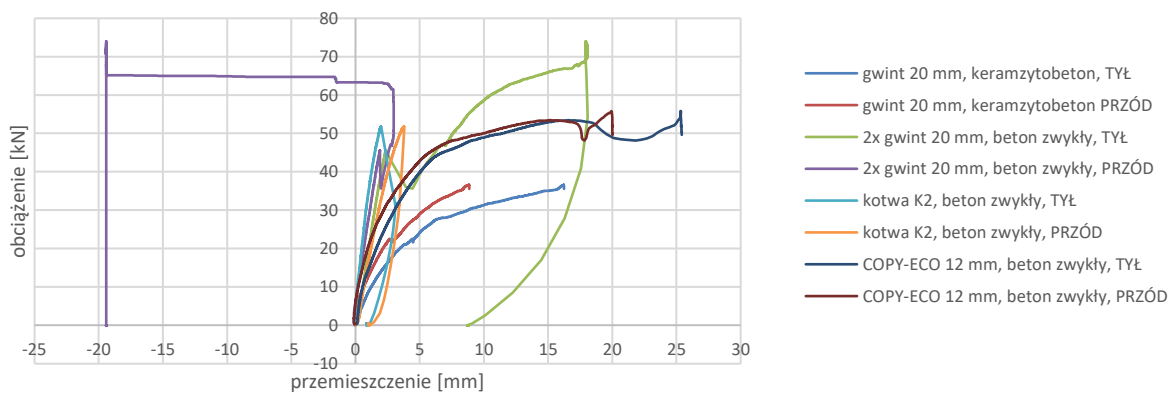


d)

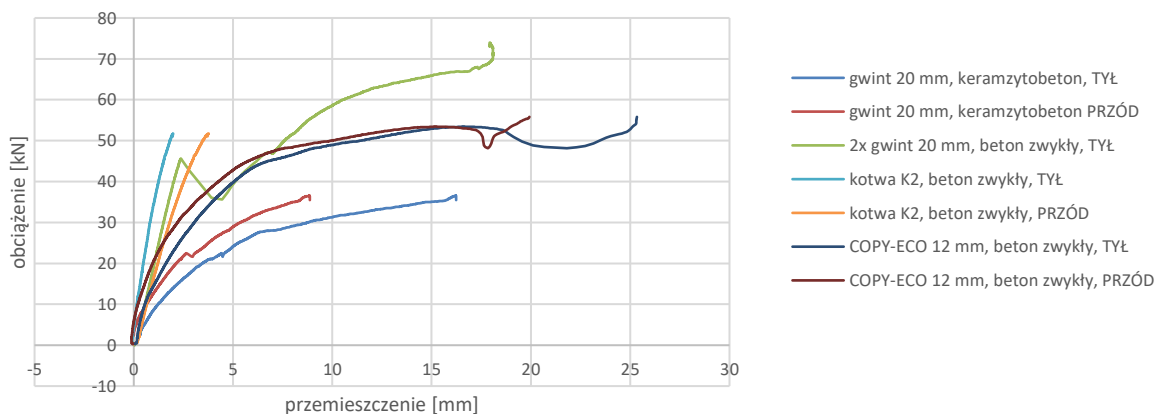


Wykres 16 Relacja obciążenie-przemieszczenie dla badanych par matryc i poszczególnych typów połączeń oraz betonu LC16/18 oraz C16/20: a) pojedynczy pręt gwintowany 20 mm, keramzytobeton; b) podwójny pręt gwintowany 20 mm, beton zwykły; c) kotwa K2, beton zwykły; d) COPY-ECO 12 mm, beton zwykły, ✦ - oznacza pęknięcie lub wyłupanie betonu

a)



b)



Wykres 17 Wykres obciążenie-przemieszczenie dla badanych par matryc, różnych typów połączeń i betonu LC16/18 oraz C16/20: a) wspólny wykres porównawczy; b) wspólny wykres z pominięciem błędnych odczytów, uwzględniający maksimum każdego pomiaru

Tabela 31 zestawia skorygowane wyniki dla jednej matrycy i jednego połączenia z uwzględnieniem ciężaru własnego warstwy fakturowej i ramy do przekazywania obciążeń. W obciążeniach pominięto obciążenie od warstwy izolacji termicznej próbki, które tylko częściowo jest przenoszone przez warstwę fakturową.

Tabela 31 Wyniki pomiarów obciążenia i przemieszczeń dla pojedynczej matrycy i pojedynczego połączenia (z uwzględnieniem ciężaru własnego warstwy fakturowej i zestawu do badań)

	Etykieta próbki	Maksymalne obciążenie ścinające [kN]	Przemieszczenie przy maks. obciążeniu [mm]	Obciążenie ścinające przy przem. = 3 mm [kN]	Obciążenie ścinające przy przem. = 5 mm [kN]	Obciążenie ścinające przy przem. = 10 mm [kN]
1.	Pojedynczy pręt gwintowany, keramzytobeton LC16/18	18,76	16,22	9,60	12,53	16,09
2.	Pojedynczy pręt gwintowany, keramzytobeton LC12/13	9,07	5,65	6,56	8,89	n.d.
3.	Podwójny pręt gwintowany, beton zwykły, C16/20 *	37,33 (18,67)	17,92	18,62 (9,31)	20,69 (10,34)	29,90 (14,95)
4.	Podwójny pręt gwintowany, beton zwykły, C12/15 *	27,78 (13,89)	11,80	16,56 (8,28)	20,08 (10,04)	25,37 (12,69)
5.	Kotwa K2 24, beton zwykły, C16/20	26,50	3,78	23,39	n.d.	n.d.
6.	Kotwa K2 24, beton zwykły, C12/15	17,17	4,21	15,63	n.d.	n.d.
7.	Kotwa Copy-Eco, beton zwykły, C16/20	28,52	25,33	15,46	20,51	25,07
8.	Kotwa Copy-Eco, beton zwykły, C12/15	23,27	9,72	14,76	18,90	n.d.

* wartości w nawiasach dotyczą obciążenia przypadającego na pojedynczy pręt

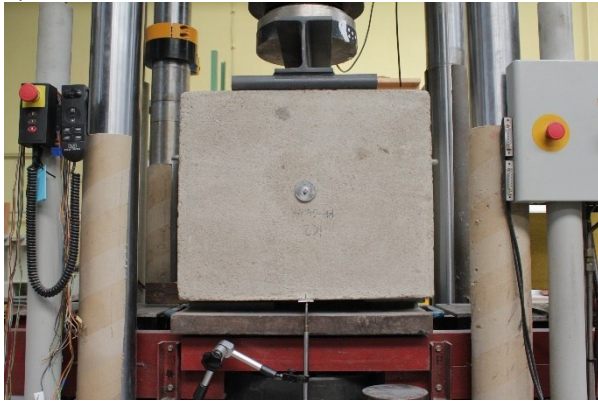
W trakcie pomiaru na bieżąco diagnozowano stan betonu i prowadzono zapisy ewentualnego pojawiającego się zarysowania (zmiana warunków pracy badanej próbki). Wykonano szereg fotografii, nagrania video, weryfikowano osie symetrii układu i mierzono odchylenia i deformacje. Poniżej umieszczono część fotografii, które wraz z komentarzem stanowią uzupełnienie powyższych wyników (Rysunek 64).

a)



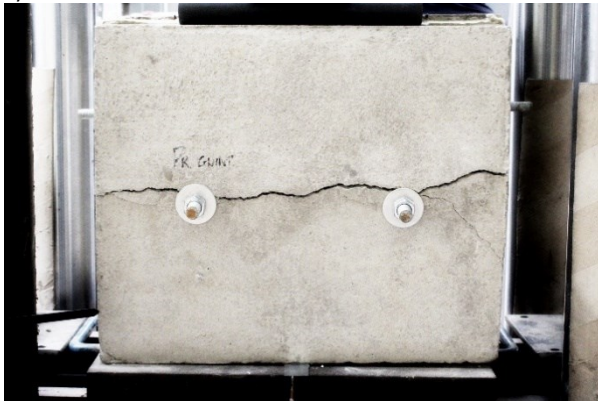
Przed rozpoczęciem badania oraz na bieżąco, w trakcie jego trwania, z wykorzystaniem lasera, weryfikowany był układ symetrii pary matryc: zarówno w płaszczyźnie równoległej do płaszczyzny warstwy fakturowej jak i w płaszczyźnie prostopadłej (tj. w przekroju poprzecznym matryc). Symetrycznemu ustawieniu podlegały: matryce względem siebie i stanowiska, rama do przekazywania obciążeń jak i łączniki względem siłownika.

b)



Pomiar przemieszczeń realizowano z wykorzystaniem czujników umieszczonych pod blaszką przytwierdzoną na spodzie obu warstw fakturowych („przód” i „tył” względem obserwatora).

c)



W trakcie badania zapisywano moment powstawania zarysowania i weryfikowano dalszy przebieg obciążania. Początkowa rysa poniżej 0,1 mm doprowadziła docelowo do wybożenia elementu i wygięcia łączników.

d)



Widoczna znaczna deformacja warstwy fakturowej oraz ugięcie stalowych trzpieni przenoszących obciążenia.

e)



Wszystkie pęknięcia elementu przechodziły przez miejsce mocowania łącznika, tj. przez obszar koncentracji naprężeń i zmiany ich trajektorii. Rysa została graficznie przerysowana.

f)



Część zarysowań związana jest jedynie z punktem mocowania i kończy się przed krawędzią boczną elementu. Pęknięcie zostało graficznie przerysowane.

g)



Próby obciążeniowe w większości przypadków kończyły się uszkodzeniem powierzchniowym lub strukturalnym betonu w wyniku przekroczenia nośności na docisk.

h)



Uszkodzenia obrazują rozkład sił wokół powierzchni docisku betonu z charakterystycznymi pęknięciami diagonalnymi.

i)



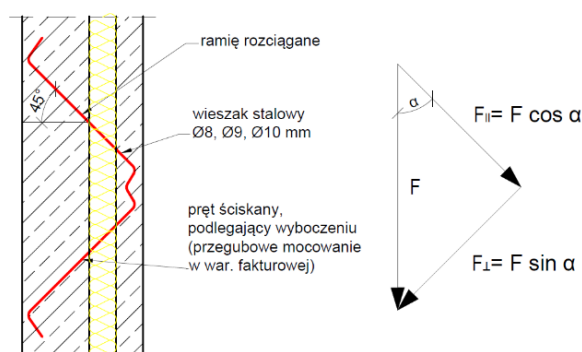
Ostatecznie w miejscu docisku powstały wyraźne wylupania, odspojenia – najwyraźniej widoczne jest to w próbkach wykonanych z keramzytobetonu.

Rysunek 64 Zdjęcia obrazujące przebieg badania oraz powstałe uszkodzenia warstwy fakturowej: a)-i)

5.4.5. Weryfikacja obliczeniowa uzyskanych wyników

Ze względu na odmienny schemat pracy i rozkład sił wtórnych mocowań od pierwotnych wieszaków inaczej wygląda także podejście obliczeniowe (Rysunek 65). Wieszaki miały być obliczane uwzględniając [195]:

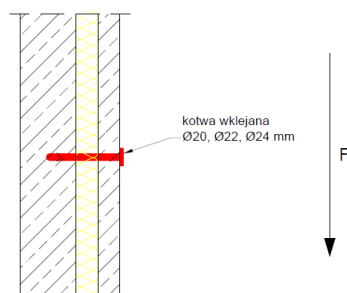
1. Sprawdzenie nośności na rozciąganie ramienia górnego,
2. Sprawdzenie nośności ramienia ściskanego, z uwzględnieniem wybożenia,
3. Sprawdzenie nośności w złożonym stanie naprężenia,
4. Weryfikację obliczeniową zakotwienia wieszaka.



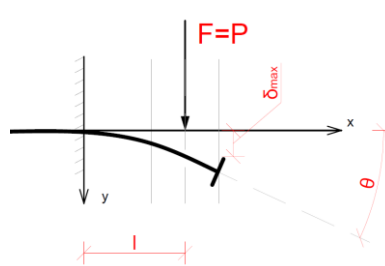
Rysunek 65 Schemat pracy wieszaka

Natomiast w przypadku łączników wtórnych (najczęściej w postaci prostopadle mocowanych trzpieni - Rysunek 66) weryfikacja obliczeniowa połączenia powinna obejmować schematy zniszczenia wymienione w punkcie 5.3.2 niniejszej pracy - [166, 173]:

1. Sprawdzenie nośności łącznika: ścinanie na mimośrodku i ewentualnie rozciąganie;
2. Zniszczenie betonu: wyrwanie stożka (w tym połączone z wyrwaniem łącznika), rozłupanie, wyłupanie od siły ścinającej;
3. Kontrolę ugięcia łącznika (ustalenie dopuszczalnego δ).



Rysunek 66 Schemat pracy wtórnego mocowania



Rysunek 67 Schemat ugięcia łącznika

Ponadto, ze względu na układ warstw w ścianie trójwarstwowej i tym samym specyficzne dla tej ściany „zawieszenie” na łączniku warstwy fakturowej i całego jej ciężaru, należy wykonać sprawdzenie nośności na docisk betonu warstwy fakturowej (ponad łącznikiem)³⁰.

³⁰ Jest to dodatkowe sprawdzenie względem normy [173].

Obciążenia od wiatru są często pomijane - jako że obciążenie rozciągające w łącznikach poziomych nie jest nigdy tym, które decyduje o niespełnieniu stanu granicznego nośności. Adekwatnie przykłady obliczeniowe dla różnych typów kotew oraz wartości obciążeń wskazują, że warunek związany ze zniszczeniem betonu przy ścinaniu również nie jest decydujący. Tym samym kluczowe przy weryfikacji wtórnego połączenia są: **nośność łącznika na ścinanie z mimośrodem, warunek ugięcia łącznika oraz nośność betonu na docisk**. W przypadku układu dwukotwowego (z kotwą ukośną) powyższe warunki są tożsame, z tą różnicą, że należy uwzględnić również obciążenie od wiatru ze względu na kierunek działania siły wypadkowej. W celu weryfikacji uzyskanych pomiarów laboratoryjnych (na matrycach) można ograniczyć obliczenia do warunku ugięcia oraz warunku nośności betonu na docisk.

Ugięcie stalowego trzpienia możemy sprawdzić obliczeniowo korzystając z podstawowego wzoru uzyskanego z równania różniczkowego linii ugięcia belki wspornikowej (Rysunek 67):

29

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M(x) = P \cdot x$$

Po przekształceniu (korzystając z metody Clebscha, całkowania) uzyskujemy najprostszą postać równania dla ugięcia w dowolnym punkcie:

30

$$y(x) = \frac{Px^2}{6EI} (3l - x)$$

oraz maksymalne ugięcie na końcu belki δ_{\max} (31). Natomiast równanie względem EI to (32).

31

$$\delta_{\max} = \frac{Pl^3}{3EI}$$

32

$$EI = \frac{Pl^3}{3\delta_{\max}}$$

gdzie:

E – moduł Younga (np. dla stali 316L (1.4404) = 200 [GPa],

$I = I_x = \frac{\pi d^4}{64}$ (d – średnica trzpienia),

P – obciążenie od warstw przypadające na trzpień

l – długość wspornikowa trzpienia = $h_i + 0,5 h_f$ (grubość warstwy izolacyjnej + 0,5 gr. warstwy fakturowej),

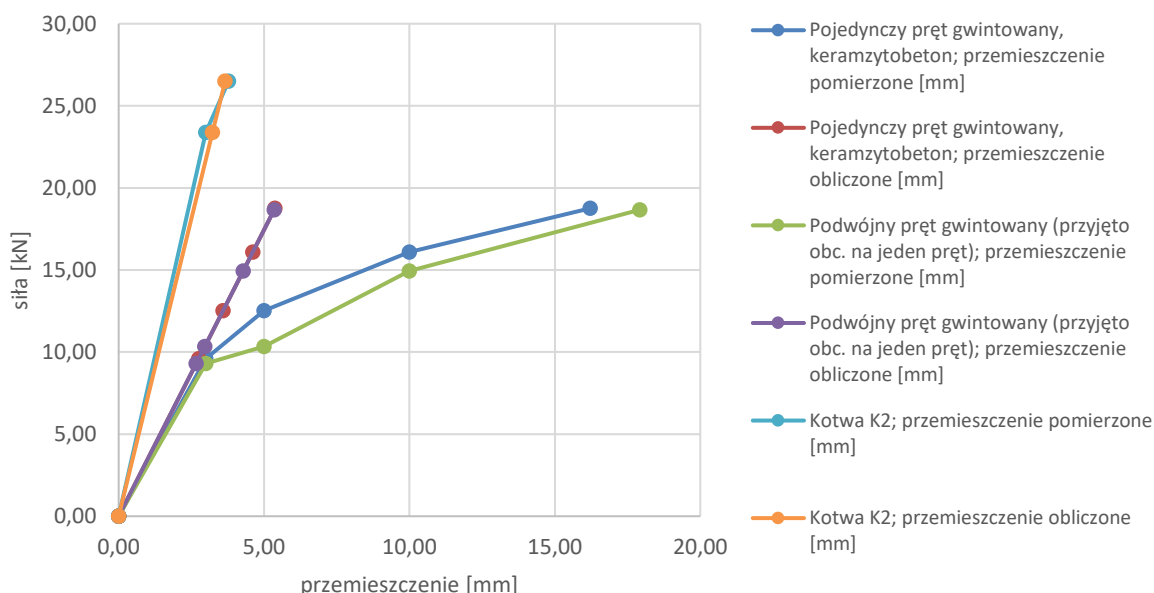
δ_{\max} – maksymalne ugięcie, na końcu belki (maximum deflection)

Przykładowe wyniki obliczeniowe ugięcia dla badanych trzpieni przy założonej sile, wraz z porównaniem do wartości pomiarowych, pokazano w Tabeli 32. Ze względu na lokalizację czujników przemieszczeń poza płaszczyznę płyty skorzystano ze wzoru 30: przyjęto $x = l + 0,03 + 0,03$ [m].

Na Wykresie 18 widać, że znaczące odchyłki przy metodzie analitycznej dotyczą przede wszystkim wartości przemieszczeń powyżej 3 mm, a najbardziej > 5 mm, tj. w momencie pojawienia się pierwszych uszkodzeń samego betonu.

Tabela 32 Różnice w przemieszczeniach pomierzonych i obliczonych – kotwy poziome

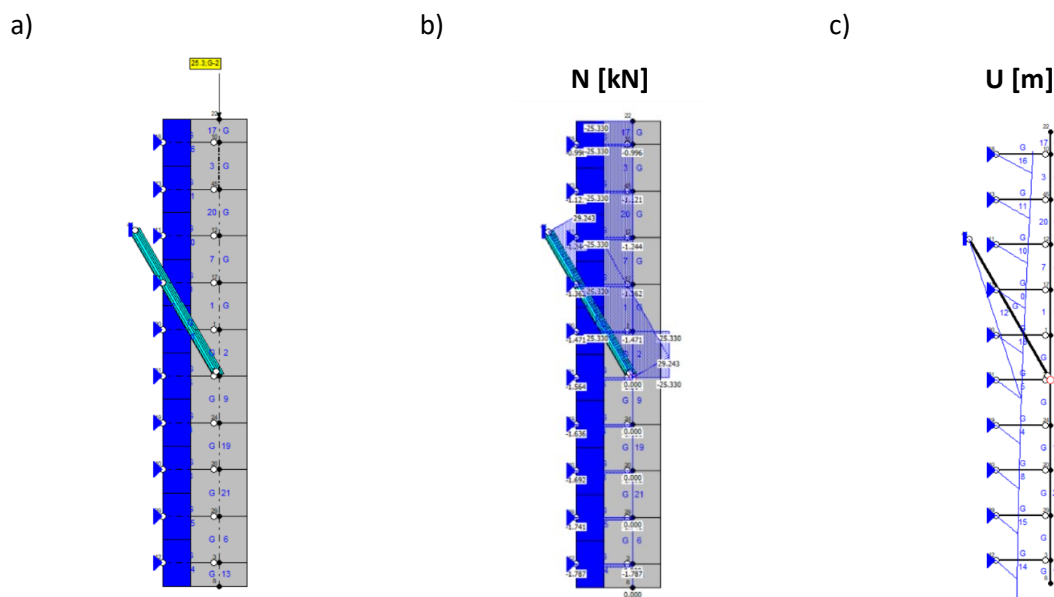
	Etykieta próbki	Maksymalne obciążenie ścinające [kN]	Przemieszczenie przy maksymalnym obciążeniu [mm]	Siła przy przem. = 3 mm [kN]	Siła przy przem. = 5 mm [kN]	Siła przy przem. = 10 mm [kN]
1	Pojedynczy pręt gwintowany, keramzytobeton LC16/18	18,76	16,22	9,60	12,53	16,09
	przem. obliczeniowe:		5,37	2,75	3,59	4,61
	różnica:		10,85	-0,25	-1,41	-5,39
2	Podwójny pręt gwintowany, beton C16/20 - przyjęto obc. przypadające na jeden pręt	18,67	17,92	9,31	10,34	14,95
	przem. obliczeniowe:		5,35	2,67	2,96	4,28
	różnica:		12,57	-0,33	-2,04	-5,72
3	Kotwa K2 24, beton zwykły, C16/20	26,50	3,78	23,39	n.d.	n.d.
	przem. obliczeniowe:		3,66	3,23	n.d.	n.d.
	różnica:		0,12	0,23		



Wykres 18 Graficzne porównanie przemieszczeń pomierzonych i obliczonych – kotwy poziome

W celu wyznaczenia przemieszczenia kotwy Copy-Eco skorzystano z modelu przygotowanego w oprogramowaniu Soldis PROJEKTANT. Złożono parametry materiałowe: stali (1.4404), betonu warstwy fakturowej (C16/20) i wełny (CS(10) = 70 kPa). Pominięto pręt poziomy ze względu na małą sztywność i tym samym znaczną podatność na odkształcenie przy oddziaływaniu siły pionowej.

Zweryfikowano kontrolnie, czy w prętach odwzorowujących warstwę wełny nie występują siły rozciągające, ustalono wartość siły normalnej w przecie ukośnym i odczytano przemieszczenia (Rysunek 68).

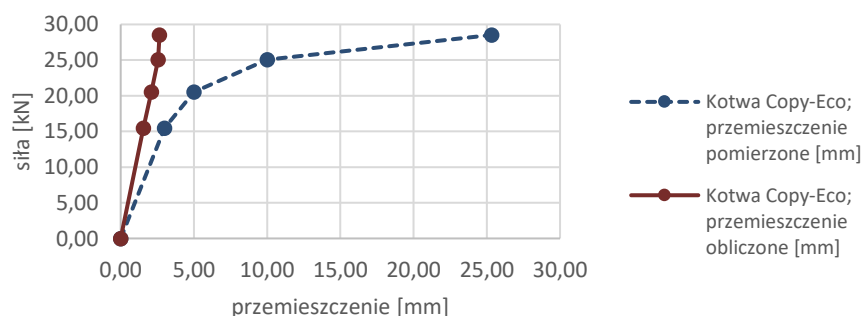


Rysunek 68 Model kotwy ukośnej z oddziaływaniem pionowym. Kolorem niebieskim oznaczono pręty odwzorowujące wełnę. a) model kotwa-beton-wełna, b) maksymalna siła normalna, c) schemat maksymalnego przemieszczenia

Porównanie wartości przemieszczeń pomierzonych i obliczonych dla kotwy ukośnej przedstawiają Tabela 33 i Wykres 19. Znaczne różnice wartości przemieszczeń (szczególnie w końcowej fazie obciążania) wynikają prawdopodobnie z luzów montażowych związanych z ukośnym zamocowaniem kotwy, nakrętek i podkładek oraz z przekroczeniem miejscowej nośności betonu.

Tabela 33 Różnice w przemieszczeniach pomierzonych i obliczonych – kotwa ukośna

	Etykieta próbki	Maksymalne obc. ścinające [kN]	Przemieszczenie przy maksymalnym obc. [mm]	Siła przy przem. = 3 mm [kN]	Siła przy przem. = 5 mm [kN]	Siła przy przem. = 10 mm [kN]
1	Kotwa Copy-Eco, beton zwykły C16/20	28,52	25,33	15,46	20,51	25,07
	przem. obliczeniowe:		2,65	1,55	2,10	2,55
	różnica:		-22,68	-1,45	-2,90	-7,45



Wykres 19 Graficzne porównanie przemieszczeń pomierzonych i obliczonych - kotwa ukośna

Kryterium nośności betonu na docisk związane jest z rozkładem naprężeń jako strumień sił zgodnie z zasadą de Saint-Venanta³¹. Powstają dodatkowe naprężenia rozciągające, powodujące w efekcie zarysowanie diagonalne w okolicy kotwy, a tym samym znaczące ograniczenie nośności połączenia. Rysunek 69 obrazuje dwuosiowy stan naprężenia (powierzchnia obciążona zwiększa się tylko w jednym kierunku), a tym samym naprężenia w betonie należy ograniczyć wg wzoru na $\sigma_{Rd,max}$ ³² normy [32] jak dla węzła ściskanego:

33

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \cdot v' \cdot f_{cd}$$

gdzie:

k_1 – wartość przyjmowana wg [32], zalecana to 1,0;

$v' = 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}$ - współczynnik redukcji wytrzymałości betonu zarysowanego wg [32];

$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$, wg NA.2 do [32] $\gamma_c = 1,4$; $\alpha_{cc} = 1,0$

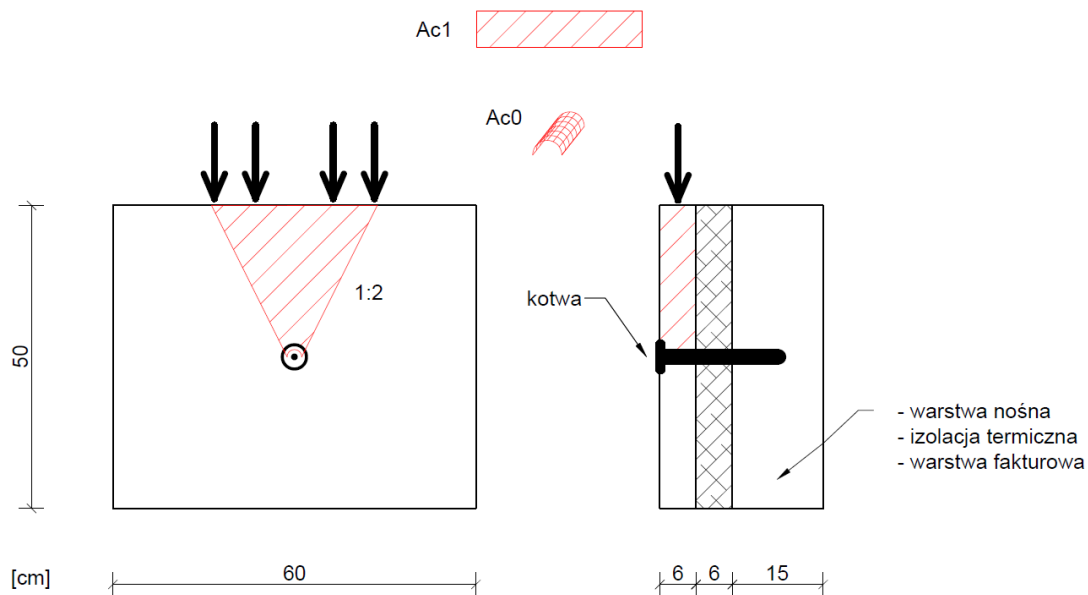
Uwzględniając powyższe nośność na docisk należy określić ze wzoru:

34

$$F_{Rdu} \leq A_{c0} \cdot \sigma_{Rd,max}$$

gdzie:

A_{c0} – powierzchnia docisku (w naszym przypadku: $\pi \cdot r \cdot hf$)



Rysunek 69 Powierzchnie rozkładu sił: Ac1 - powierzchnia rozdziału, Ac0 - powierzchnia docisku

³¹ „Jeśli w pewnym miejscu ciała przyłożą się różne, ale statycznie równoważne obciążenia, to tylko w pobliżu tego miejsca naprężenia będą różne, a w pozostałej części ciała sposób przyłożenia naprężeń nie będzie miał wpływu na rozkład naprężeń” [205]

³² Wzór 6.60 normy EC2 [32]

Co oznacza, że dla klasy betonu C12/15 i powierzchni $A_{c0} = 0,00226 \text{ m}^2$ (kotwa $\varnothing 24$) otrzymujemy $\sigma_{Rd,max} = 8,16 \text{ MPa}$ a $F_{Rdu} \leq 18,46 \text{ kN}$. Natomiast dla betonu C16/20 będzie to już $F_{Rdu} \leq 24,20 \text{ kN}$. Zgodnie z Tabelą 32 widać, że co najmniej dla jednego typu kotwy („K2”) nastąpi przekroczenie nośności na docisk. Przy znacznym spadku wytrzymałości betonu (C8/10) $F_{Rdu} \leq 12,51 \text{ kN}$. Co ciekawe przy kotwie $\varnothing 20 \text{ mm}$, betonie C16/20 oraz pocienieniu warstwy fakturowej o 0,5 cm (do 5,5 cm) nośność na docisk zostanie już obliczeniowo przekroczona we wszystkich przypadkach z Tabeli 32.

Elementem składowym układu jest także spoiwo w postaci żywicy epoksydowej, jednak jej wytrzymałość na ściskanie na poziomie $\approx 110 \text{ MPa}$ i na rozciąganie $\approx 80 \text{ MPa}$ są na tyle znaczące, że nie stanowią istotnego punktu do weryfikacji nośności. Sama przyczepność kotwa-żywica-beton uwzględniona jest w warunkach podanych w podrozdziale 5.3 wg normy [173].

Obciążenia ciężarem własnym przyjmujemy wg PN-EN 1991-1-1 [196] (natomiast ewentualne od wiatru wg [197]). Przykład zebrania obciążeń wg [196] na m^2 typowej płyty elewacyjnej podano poniżej:

izolacja termiczna (pierwotna):	0,06	x	0,50	=	0,03	kN/m ²
warstwa fakturowa:	0,06	x	25,00	=	1,50	kN/m ²
warstwa nowej izolacji termicznej EPS 70 z klejem:	0,2	x	0,45	=	0,09	kN/m ²
nowy tynk cienkowarstwowy:	0,01	x	19,00	=	0,19	kN/m ²
inne:		x		=	0,00	kN/m ²
			Razem:		1,81	kN/m²
współczynnik bezpieczeństwa (obc. stałe):					1,35	
Wartość obciążenia obliczeniowego od ciężaru własnego:				$F_d =$	2,44	kN/m²

A przeliczając na powierzchniach przykładowych płyt uzyskamy wartości wg Tabela 34:

Tabela 34 Oddziaływanie obliczeniowe od ciężaru własnego na łączniki przykładowych płyt oraz pojedynczy łącznik przy zastosowaniu dwóch na płytę (warunek minimalny)

typ	pow. A [m ²]	F_d/m^2 [kN/m ²]	F_d [kN]	$F_d / 2$ [kN]
P1	15,36	2,44	37,53	18,77
P2	11,19	2,44	27,34	13,67
P3	12,88	2,44	31,47	15,74
P4	4,72	2,44	11,53	5,77
P5	6,16	2,44	15,05	7,53

Jak widać istnieje ryzyko przekroczenia nośności na docisk w przypadku nieodpowiedniego ustalenia klasy betonu. Poniżej (Tabela 35) dla porównania podano nośności łączników wg Aprobac

Technicznych producentów – w każdym przypadku wartość ograniczono do jednego łącznika (nie zestawu dwóch, jak często podaje się w AT). Co istotne poniższe wartości nie uwzględniają wymagań zawartych w normie [173], która została wydana po wprowadzeniu na rynek większości stosowanych do tej pory rozwiązań systemowych.

Tabela 35 Nośności obliczeniowe i charakterystyczne połączeń warstwy fakturowej z nośną dla pojedynczego łącznika przy założeniu betonu war. fakturowej kl. min. C12/15 - dane na podstawie [154, 155, 156, 157, 158, 159]

nazwa systemu	h _{ef} [mm]	śr.	nośność obliczeniowa połączenia [kN]			nośność charakterystyczna połączenia [kN]			uwagi
			przem. 3 mm	przem. 5 mm	przem. 10 mm	przem. 3 mm	przem. 5 mm	przem. 10 mm	
COPY-ECO	≥50	M12		6,25			13,2		nośność dla zakotwienia h _{ef} = 60 mm (110 mm pręt skośny)
TCM CHEM-SET	≥65	M20 lub M24	7,15 (9,3)	7,7 (9,8)					wartość w nawiasie dotyczy kotwy o śr. 24 mm
EJOT WSS PLUS	≥55	∅24				9,56	13,56		nośności dla warstwy nośnej 100 mm, izol. oraz fakturowej po 50 mm
HWB-H	≥50	∅ 22, ∅ 28	5,63 (7,98)	8,14 (11,18)		9,01 (12,77)	13,02 (17,88)		nośności dla warstwy nośnej 80 mm, izol. 60 mm oraz fakturowej 50 mm (wartość w nawiasie dotyczy kotwy o śr. 28 mm)
FWS-A Fischer	≥70	∅ 40	8,5						AT podaje wartość maksymalnego obciążenia ścinającego
Kotwa K2	≥50	∅ 20, ∅ 24	5,45 (7,25)	7,9 (9,15)	(9,65)	11,55 (15,25)	16,55 (19,25)	(20,3)	nośności dla warstwy izol. oraz fakturowej po 60 mm (wartość w nawiasie dotyczy kotwy o śr. 24 mm)

6. Wielokryterialna analiza doboru kotew

6.1. Rozwiązanie zadania optymalizacyjnego

W celu doboru kotew wtórnego mocowania z uwzględnieniem kryteriów (związanych zarówno z defektami elementu ściennego jak i średnicą kotwy) zaproponowano rozwiązanie wielokryterialnego zadania optymalizacyjnego. Należy określić optymalną wartość średnicy uwzględniając **kryteria dotyczące kotwy**:

- a) minimalne ugięcie kotwy δ ;
- b) minimalna średnica d (tj. masa) kotwy – uwzględniając zakres 12-50 mm;

oraz **zmienne dotyczące elementu ściennego** (istotne defekty i ich zakresy zgodne z wynikami badań z Rozdziału 3 i 4):

- a) wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie w zakresie **11,6-18,8 MPa**;
- b) grubość warstwy fakturowej w zakresie **40-120 mm**;
- c) grubość warstwy izolacyjnej w zakresie **47-105 mm**;

Jednocześnie nie można przekroczyć nośności betonu na docisk, z uwzględnieniem zmiennego pola powierzchni docisku oraz obciążenia od ciężaru własnego ($F_d = P$). Stałe parametry to m.in.: gęstość stali i moduł Younga. Zadanie optymalizacyjne ma następujący model obliczeniowy [6]:

- 1) **zmienne decyzyjne:** d [mm]
 f_{ck} [MPa], P [kN], h_f [mm], h_i [mm] (częściowo są od siebie zależne)
- 2) **parametry:** pole powierzchni $A = 15,36$ m² (przykładowy element ścienny); gęstość stali $\rho_s = 7800$ [kg/m³]; gęstość betonu $\rho_c = 2500$ [kg/m³]; gęstość izolacji term. $\rho_i = 50$ [kg/m³]; moduł Younga stali $E = 200$ [GPa]; wartości: $k_1 = 1,0$; $\gamma_c = 1,4$; $\alpha_{cc} = 1,0$ (wzór 33) wg [32], obciążenie od nowej izolacji termicznej $F_{izol} = 0,28$ kN/m²; $\gamma_G = 1,35$; $\delta_{dop} = 3$ mm.
- 3) **ograniczenia:**
 - a. warunek wytrzymałościowy wg Równań 33, 34:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot \sigma_{Rd,max} = A_{c0} \cdot k_1 \cdot \nu' \cdot f_{cd} \geq P = F_d$$

- b. warunek sztywnościowy wg Równania 31:

$$\delta_{max} = \frac{Pl^3}{3EI} = \frac{Pl^3}{3E \frac{\pi d^4}{64}} = \frac{64Pl^3}{3E\pi d^4} \leq \delta_{dop}$$

- c. warunki materiałowe i geometryczne:

- I. $12 \leq d \leq 50$ [mm];
- II. $11,6 \leq f_{ck} \leq 18,8$ [MPa];
- III. $40 \leq h_f \leq 120$ [mm];
- IV. $47 \leq h_i \leq 105$ [mm];
- V. $l = h_i + 0,5 h_f$ [mm]³³;
- VI. $P = F_d = ((h_i \cdot \rho_i + h_f \cdot \rho_c + F_{izol}) \cdot A \cdot \gamma_G) / 2$ [kN]³⁴;
- VII. $A_{c0} = \pi \cdot r \cdot h_f = \pi \cdot \frac{d}{2} \cdot h_f$ [m²];
- VIII. $f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,0 \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{f_{ck}}{1,4}$ [MPa];
- IX. $\nu' = 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}$;

4) kryteria optymalizacyjne:

- masa kotwy:

$$f_1(d, l) = \left(\frac{\pi d^2}{4} \cdot L\right) \cdot \rho_s \rightarrow \text{minimum [kg]}$$

- ugięcie końca kotwy:

$$f_2(d, l, P) = \frac{64Pl^3}{3E\pi d^4} \rightarrow \text{minimum [mm]}$$

Ze względu na zbyt dużą liczbę zmiennych do przeprowadzenia obliczeń wybrano te zmienne, dla których możemy domyślnie ustalić najbardziej niekorzystny wariant – są to: f_{ck} [MPa] oraz h_i [mm]. Dla h_f nie jest to już tak oczywiste, ponieważ większa grubość warstwy fakturowej powoduje wzrost obciążeń (co wpływa zarówno na warunek wytrzymałościowy jak i sztywnościowy), ale jednocześnie zwiększa się wartość A_{c0} , czyli wytrzymałość na docisk F_{Rdu} .

W przypadku f_{ck} wiemy, że najbardziej niekorzystna wartość to wartość dążąca do minimum, czyli w naszym przypadku 11,6 MPa. Dla h_i za najbardziej niekorzystną należy przyjąć wartość maksimum, czyli 105 mm.

Tym samym ograniczamy się do dwóch zmiennych decyzyjnych: d [mm] oraz h_f [mm]. Oczywiście rozpoczynając obliczenia możemy dowolnie modyfikować f_{ck} i h_i , które w dalszej części zostają traktowane jako parametry stałe.

Mając dwie konfliktowe funkcje celu f_1 i f_2 zadanie można rozwiązać z wykorzystaniem skalaryzacji wektorowej funkcji celu i koncepcji minimum Pareto, stosując zapis wg [6]:

35

$$\bar{f}(d, h_f) = (1 - WAGA) \cdot f_1(d, h_f) + WAGA \cdot f_2(d, h_f)$$

³³ Wzięto pod uwagę długość kotwy, dla której mierzone jest ugięcie, zgodnie z Rysunek 67

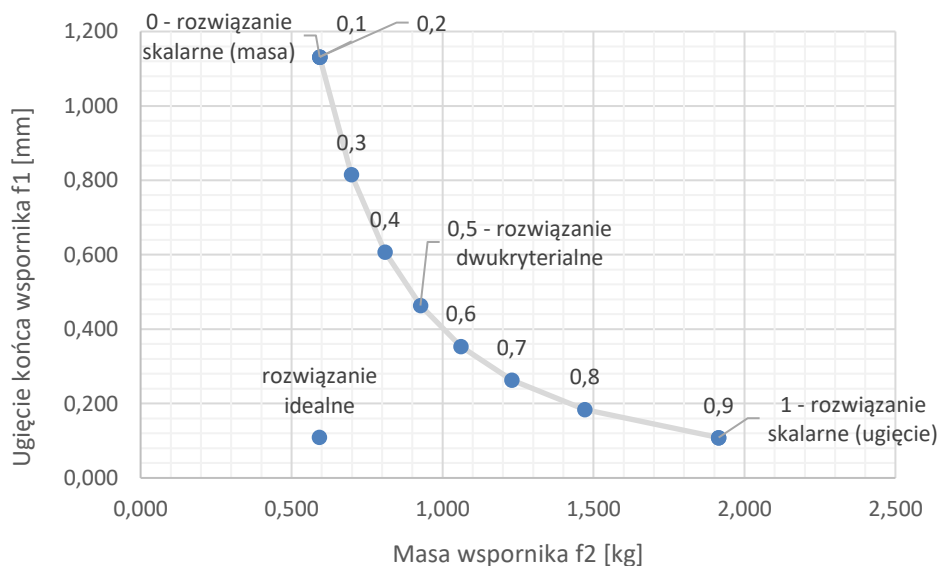
³⁴ dla warunku sztywnościowego nie jest uwzględniany współczynnik γ_G . Dodatkowo wartość dzielona jest przez 2, ze względu na zakładane min. dwie kotwy.

Dla WAGA = 0 znaczenie ma jedynie kryterium masy kotwy natomiast dla WAGA = 1 kryterium ugięcia. Wartości WAGA z przedziału $\langle 0, 1 \rangle$ zadanie przyjmuje postać optymalizacji wielokryterialnej z kompromisem pomiędzy kryteriami.

Poniżej (Tabela 36, Wykres 20) przedstawiono rozwiązania Pareto optymalne³⁵, kompromisowe dla różnych wartości wag. Obliczenia wykonano z wykorzystaniem modułu Solver programu Excel oraz z użyciem przygotowanych arkuszy kalkulacyjnych.

Tabela 36 Zbiór rozwiązań Pareto optymalnych

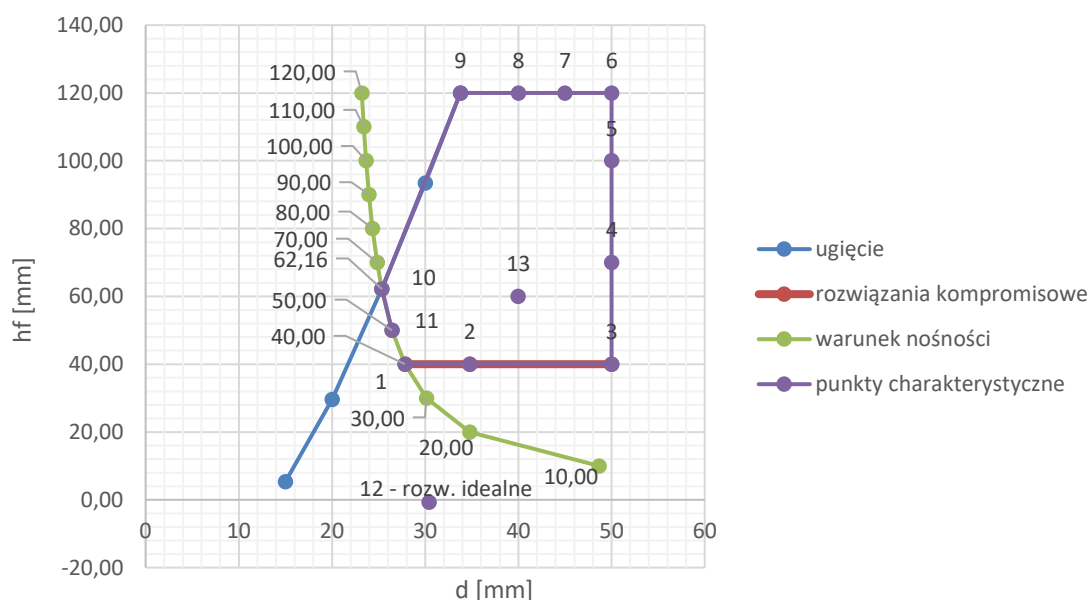
WAGA	d [mm]	hf [mm]	L [mm]	f1 [kg]	f2 [mm]	Frdu [kN]	f (d,L)
0	27,828	40,00	125,00	0,593	1,132	13,82	0,593017
0,1	27,828	40,00	125,00	0,593	1,132	13,82	0,646875
0,2	27,828	40,00	125,00	0,593	1,132	13,82	0,700733
0,3	30,206	40,00	125,00	0,699	0,815	15,00	0,733639
0,4	32,515	40,00	125,00	0,810	0,607	16,14	0,728614
0,5	34,788	40,00	125,00	0,927	0,463	17,27	0,695046
0,6	37,220	40,00	125,00	1,061	0,354	18,48	0,636503
0,7	40,064	40,00	125,00	1,229	0,263	19,89	0,553125
0,8	43,830	40,00	125,00	1,471	0,184	21,76	0,441327
0,9	50,000	40,00	125,00	1,914	0,109	24,82	0,289164
1	50,000	40,00	125,00	1,914	0,109	24,82	0,108582



Wykres 20 Zbiór rozwiązań Pareto optymalnych

³⁵ Rozwiązanie Pareto optymalne, oznacza, że nie jest możliwe znalezienie rozwiązania lepszego z uwagi na co najmniej jedno kryterium - dla innego rozwiązania przynajmniej jedna funkcja celu osiągnie gorszą wartość. [204]

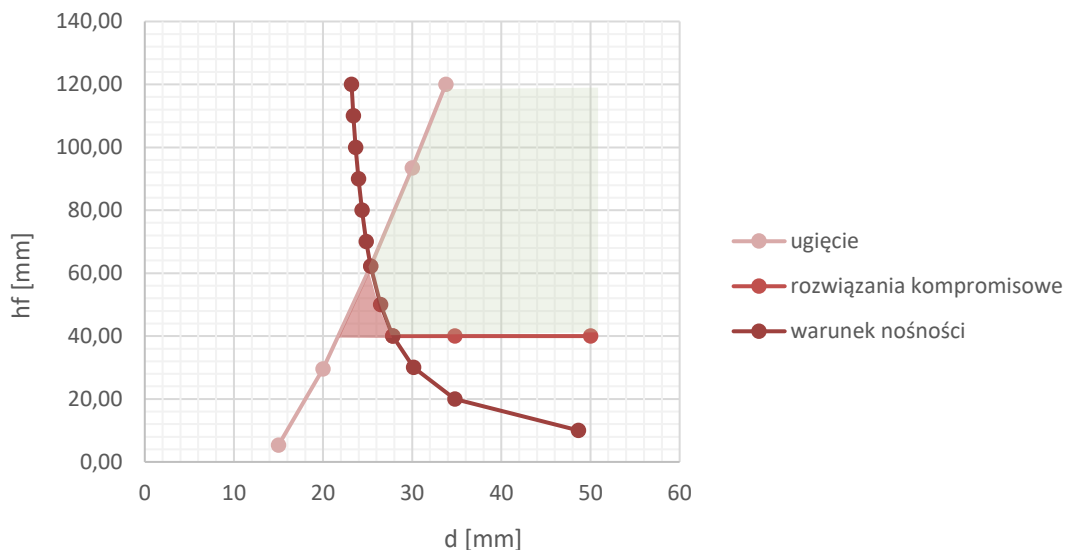
Na kolejnych materiałach (Tabela 37, Wykres 21, Wykres 22, Wykres 23) zaprezentowano obszar rozwiązań dopuszczalnych z obliczeniem i oznaczeniem graficznym punktów charakterystycznych. Punkt 12 reprezentuje rozwiązanie idealne, które jednak nie spełnia ograniczeń oraz warunków brzegowych - zgodnie zresztą ze specyfiką rozwiązania idealnego.



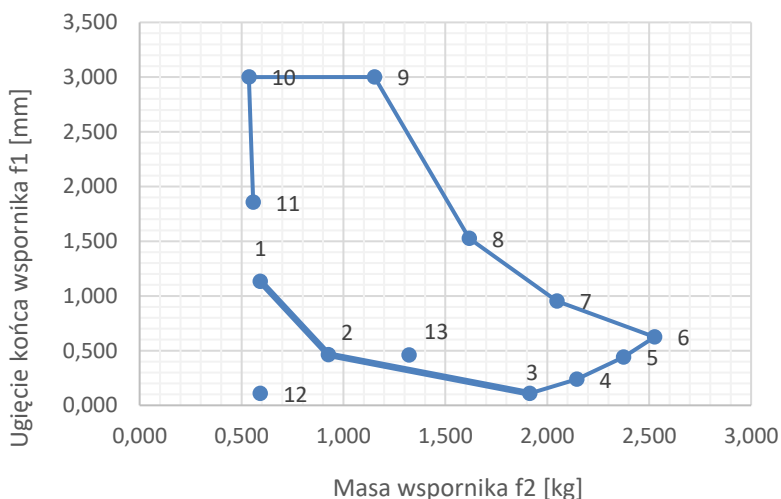
Wykres 21 Przestrzeń zmiennych decyzyjnych i obszar rozwiązań dopuszczalnych

Tabela 37 Charakterystyczne punkty przestrzeni zmiennych decyzyjnych

	d [mm]	hf [mm]	L [mm]	f1 [kg]	P (do war. ugięcia) [kN]	P (do war. nośn.) [kN]	f2 [mm]	Frdu [kN]
1	27,828	40,00	125,00	0,593	10,234	13,82	1,132	13,82
2	34,788	40,00	125,00	0,927	10,234	13,82	0,463	17,27
3	50,000	40,00	125,00	1,914	10,234	13,82	0,109	24,82
4	50,000	70,00	140,00	2,144	15,994	21,59	0,238	43,44
5	50,000	100,00	155,00	2,374	21,754	29,37	0,440	62,06
6	50,000	120,00	165,00	2,527	25,594	34,55	0,625	74,47
7	45,000	120,00	165,00	2,047	25,594	34,55	0,952	67,02
8	40,000	120,00	165,00	1,617	25,594	34,55	1,525	59,57
9	33,774	120,00	165,00	1,153	25,594	34,55	3,000	50,30
10	25,353	62,16	136,08	0,536	14,488	19,56	3,000	19,56
11	26,439	50,00	130,00	0,557	12,154	16,41	1,855	16,41
12	30,420	-0,79	104,60	0,593	2,402	3,24	0,109	-0,30
13	40,000	60,00	135,00	1,323	14,074	19,00	0,459	29,79



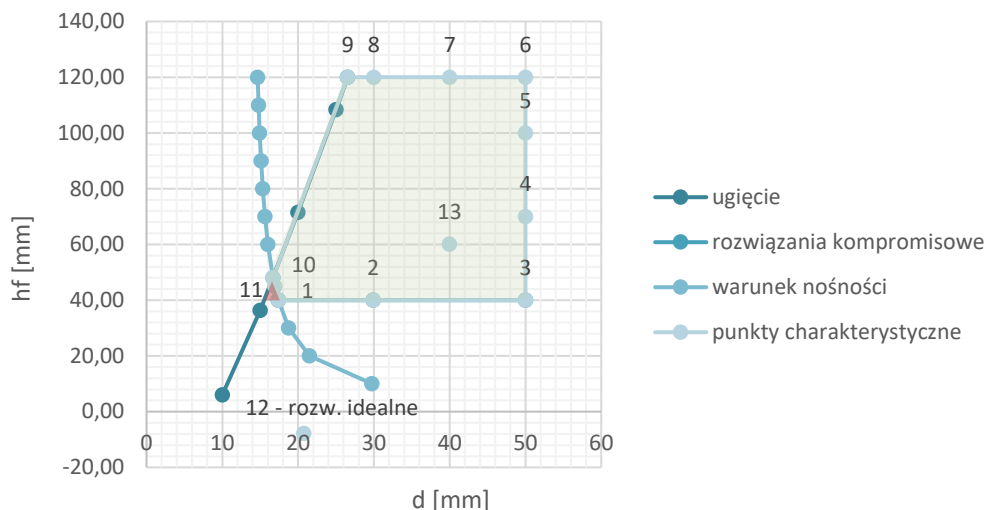
Wykres 22 Obszary rozwiązań: zielony - dopuszczalnych, czerwony - niedopuszczalnych ze względu na nośność betonu na docisk



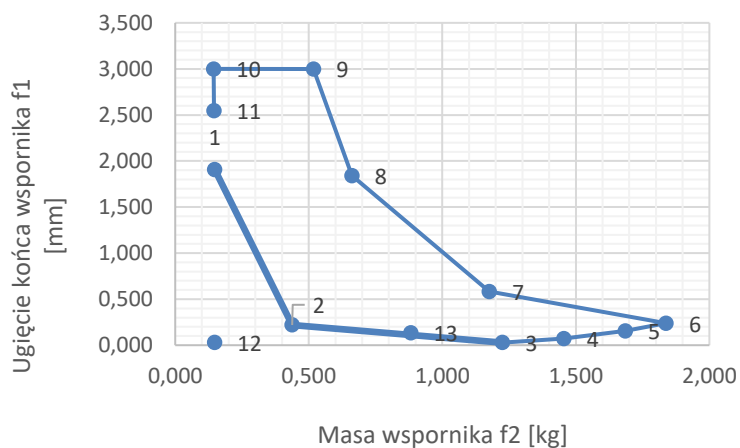
Wykres 23 Przestrzeń kryterialna (jakości). W zakresie punktów 1-3 mieści się zbiór rozwiązań Pareto optymalnych

Szczególną uwagę należy zwrócić na czerwone pole (Wykres 22), które stanowi obszar rozwiązań niedopuszczalnych ze względu na nośność betonu na docisk. Obszar ten znajduje się w bardzo charakterystycznym zakresie zarówno dla grubości warstwy fakturowej (40-60 mm) oraz średnic kotew (22-28 mm). Jak widać przy zastosowaniu dwóch kotew dla płyty o wybranej powierzchni (15,36 m²), przy zmniejszonej grubości warstwy fakturowej względem najczęściej zakładanej 60 mm istnieje znaczne ryzyko nieświadomego przekroczenia nośności betonu (przy jednoczesnym spełnieniu pozostałych warunków).

Oczywiście obliczenia możemy modyfikować o założone początkowo parametry, w tym przede wszystkim f_{ck} i h_i . Poniżej (Wykres 24, Wykres 25) dla przykładu graficznie zaprezentowano obszar rozwiązań dopuszczalnych w przypadku $f_{ck} = 18,8$ MPa (maks.) i typowej wartości $h_i = 60$ mm.



Wykres 24 Obszary rozwiązań dla $f_{ck} = 18,8 \text{ MPa}$ i $h_i = 60 \text{ mm}$: zielony - dopuszczalnych, czerwony - niedopuszczalnych ze względu na nośność betonu na docisk



Wykres 25 Przestrzeń kryterialna dla $f_{ck} = 18,8 \text{ MPa}$ i $h_i = 60 \text{ mm}$

Widać wyraźnie, że obszar rozwiązań spełniający ograniczenia geometryczne i materiałowe, ale niespełniający warunku nośności zdecydowanie się zmniejszył. Co potwierdza istotne znaczenie wytrzymałości betonu warstwy fakturowej dla doboru kotew wtórnego mocowania.

Niestety, rozwiązując tego typu zadanie optymalizacyjne nie możemy wziąć pod uwagę wszelkich kryteriów związanych z wynikami badań elementu ściennego. Kryteria jakościowe, takie jak pierwotne zarysowanie betonu obniżające nośność, ale także wyniki karbonatyzacji nie są mierzalne w zakresie funkcji celu i zmiennych decyzyjnych. W tym przypadku należałoby skorzystać na przykład z wnioskowania rozmytego, które może być wsparciem dla szacowania kryteriów poza ilościowych.

6.2. Weryfikacja poprawności założeń poprzez modelowanie MES

Wyniki analizy strefy docisku otrzymane w ramach podrozdziałów 5.4 oraz 6.1 postanowiono zweryfikować z użyciem uproszczonego modelowania MES³⁶ (FEM³⁷) w programie Abaqus [198, 199].

Podstawowym założeniem było odwzorowanie pracy trójwarstwowej matrycy (z podrozdziału 5.4.2), a nie samego elementu ściennego. Wymogiem ogólnym było także ograniczenie rozmiaru modelu do 1 000 węzłów (ze względu na posiadaną wersję oprogramowania Abaqus). Jednakże w celu uwzględnienia w pracy warstwy fakturowej czynników takich jak: plastyczność, interakcje beton-stal, kruszenie i pękanie betonu, analizę oparto o materiałowy model betonu CDP³⁸. W celu wprowadzenia danych do modelu skorzystano z literatury przedmiotu [200], w której podano zweryfikowane w modelowaniu parametry poszczególnych klas betonu, niezbędne do zbudowania modelu opartego na pracy pozasprężystej (Tabela 38).

Tabela 38 Właściwości betonu klasy C16/20 w SCDP model wg [200]

Concrete compressive behavior		Concrete compression damage	
Yield Stress [MPa]	Inelastic Strain	Damage parameter C	Inelastic strain
10,20	0,000000E+00	0	0,00
12,80	7,735850E-05	0	7,735850E-05
15,00	1,735850E-04	0,00	0,000173585
16,80	2,886790E-04	0,00	0,000288679
18,20	4,226420E-04	0,00	0,000422642
19,20	5,754720E-04	0,00	0,000575472
19,80	7,471700E-04	0,00	0,000747170
20,00	9,377360E-04	0,00	0,000937736
19,80	1,147170E-03	0,01	0,001375472
19,20	1,375472E-03	0,04	0,001375472
18,20	1,622642E-03	0,09	0,001622642
16,80	1,888679E-03	0,16	0,001888679
15,00	2,173585E-03	0,25	0,002173585
12,80	2,477358E-03	0,36	0,002477358
10,20	2,800000E-03	0,49	0,002800000
7,20	3,141509E-03	0,64	0,003141509
3,80	3,501887E-03	0,81	0,003501887
Concrete tensile behavior		Concrete tension damage	
Yield Stress [MPa]	Cracking Strain	Damage parameter T	Cracking strain
2,00	0,000000E+00	0	0
0,02	9,433960E-04	0,99	9,433960E-04

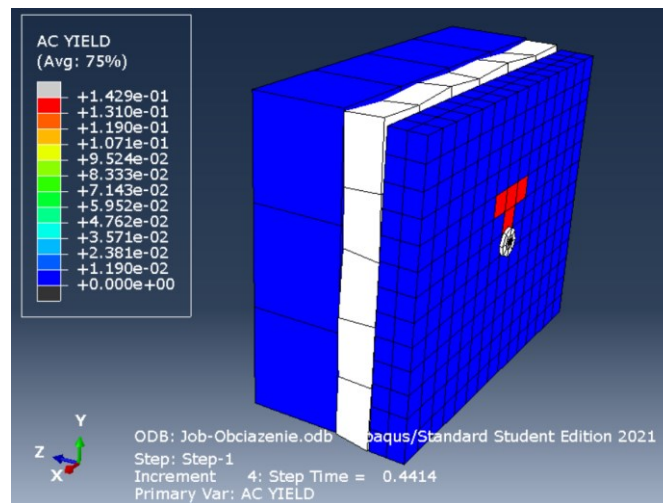
³⁶ MES – Metoda Elementów Skończonych

³⁷ FEM – Finite Element Method

³⁸ CDP – Concrete Damage Plasticity

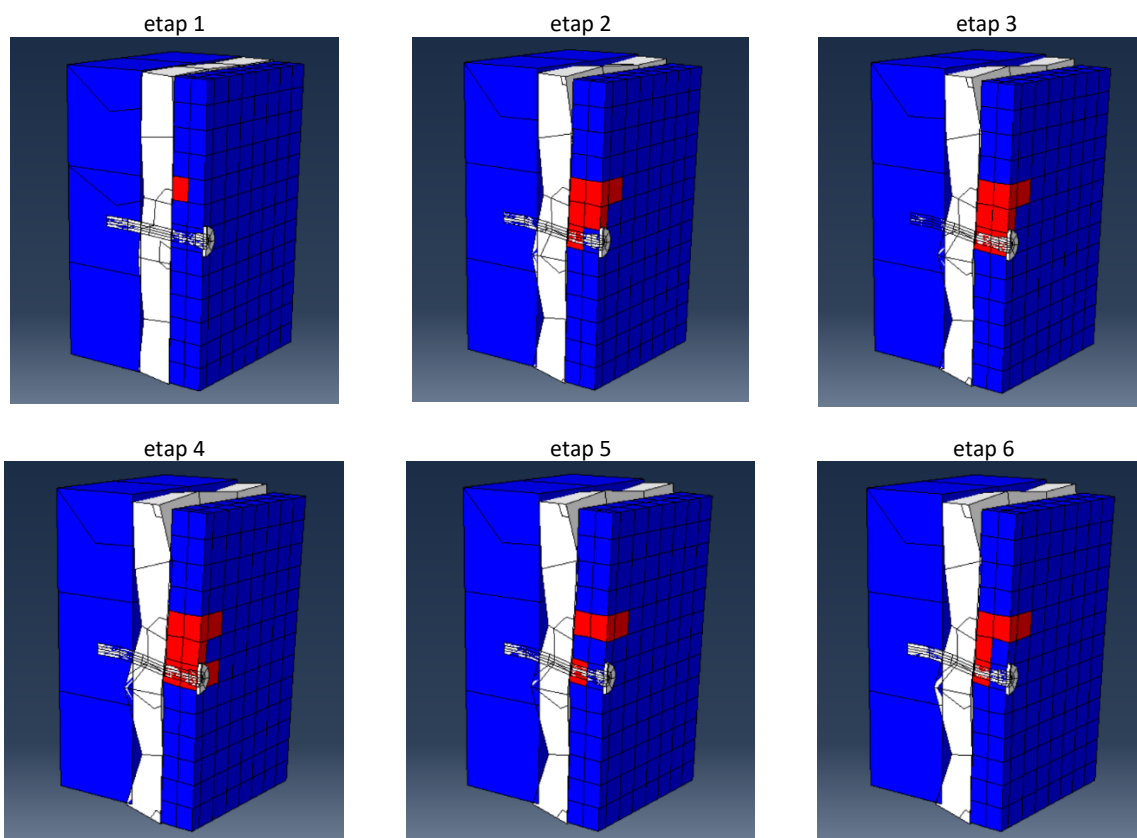
Uwzględniono także znaczną podatność warstwy izolacji termicznej (przyjęto parametry dla wełny twardej) oraz stal nierdzewną gatunku 316L (1.4404), z której wykonywane są kotwy do wtórnego mocowania warstw. W ramach modelowania interakcji pomiędzy poszczególnymi częściami uwzględniono pełne osadzenie kotwy w betonie (embedded region) oraz tarcie pomiędzy warstwami elementu (mechanical contact, tangential behavior). Obciążenie zostało rozłożone równomiernie na płaszczyźnie górnej warstwy fakturowej (pressure) i w pierwszym kroku miało wartość 22970 N, czyli taką jaka odpowiadała obciążeniu empirycznemu przy przemieszczeniu warstwy o 3 mm (bez ciężaru własnego płyty, ale z obciążeniem od ramy do przekazywania obciążeń, tj. zgodnie z Tabelą 32: $23,39 \text{ kN} - 0,42 \text{ kN} = 22,97 \text{ kN} = 22970 \text{ N}$). Z warunków brzegowych wprowadzono jedynie pełne zablokowanie przemieszczeń tylnej i dolnej płaszczyzny warstwy nośnej. Celowo, nie wprowadzono dodatkowych ograniczeń dla przemieszczeń w kierunkach prostopadłych (Z,X), dla pełnego, przewymiarowanego, zobrazowania pracy obciążonego układu.

W celu weryfikacji wniosków doświadczalnych o przekroczeniu naprężeń i docelowym zniszczeniu strefy docisku w warstwie fakturowej bezpośrednio nad kotwą (adekwatnie do Rysunku 64 g, h), i)) wygenerowano wizualizacje naprężeń plastycznych w modelu, czyli powodujących trwałe odkształcenia (Rysunek 70).



Rysunek 70 Odształcony model MES matrycy betonowej z zaznaczonymi naprężeniami plastycznymi, AC YIELD (Abaqus)

Co ciekawe, na Rysunku 71, etap 2, 5 i 6 widać, że ze względu na ugięcie kotwy strefa docisku odształconego układu może mieć mniejszą powierzchnię niż przyjęto obliczeniowo (Rysunek 69). Widać, także, że założone obciążenia nie powodują plastycznych odkształceń samej kotwy.



Rysunek 71 Kolejne etapy rozkładu naprężeń plastycznych widoczne w przekroju modelu matrycy (Abaqus)

Oczywiście zagęszczenie siatki MES w modelu pozwoliłoby na dokładniejsze określenie obszaru docisku (i występujących naprężeń rozciągających w betonie – co widać w postaci odkształcenia na symulacji bezpośrednio powyżej kotwy).

6.3. Próba uwzględnienia kryteriów jakościowych

W proponowanej analizie brakuje kilku istotnych kryteriów decyzyjnych związanych z trwałością (tym samym postępującą degradacją) elementu ściennego oraz konstrukcji. Odpowiednikami testów starzeniowych (wg podrozdziału 2.4.1) są badania, które potwierdzają procesy i efekty degradacji (Rysunek 9), tj. np.: badanie zasięgu karbonatyzacji, badanie wytrzymałości betonu po x latach użytkowania, inwentaryzacje - zarysowań, degradacji warstwy licowej (grysu, witromozaiki), odspojen otuliny czy nieszczelnych załączy. Poza badaniami wytrzymałościowymi wszystkie pozostałe łączy trudność z obliczeniowym wykorzystaniem pozyskanych wyników. Stąd zdecydowano się na określenie wartości granicznych, których spełnienie lub nie determinuje kroki dalszego postępowania w zakresie wtórnego mocowania warstw. Wartości graniczne przyjęto na podstawie weryfikacji uzyskanych wyników badań własnych z rozdziału

3 i 4 niniejszej pracy. Następnie wykorzystano je w opracowaniu algorytmu diagnostyki i doboru wtórnego mocowania w dalszym podrozdziale 6.4.

Przykładem może być określenie minimalnej dopuszczalnej wytrzymałości betonu warstwy fakturowej $f_{ck} \geq 12 \text{ MPa}$ (Rysunek 72) lub warunku niewystępowania istotnych spękań (czyli RSH, RSV lub NRS lub $RR > 50\%$ wg podrozdziałów 3.2, 4.4).



Rysunek 72 Element ścienny niespełniający warunków brzegowych wykonania wzmocnienia

Nieuwzględnienie wymagań brzegowych mogłoby doprowadzić do poprawnego dobrania kotew dla wtórnego mocowania warstw, ale bez zagwarantowania trwałości i stabilności samej warstwy fakturowej - betonu lub stali zbrojeniowej (postępująca karbonatyzacja, zawilgocenie).

6.4. Propozycja algorytmu do wielokryterialnej diagnostyki ścian w celu doboru systemów wtórnego mocowania

Jako podsumowanie zagadnień przedstawionych w rozdziałach: 2 - 6 proponuje się wprowadzenie autorskiego algorytmu służącego do wielokryterialnej diagnostyki ścian trójwarstwowych w celu poprawnego doboru systemu naprawczego w postaci wtórnego mocowania warstw – uwzględniając zarówno stan techniczny zastanych elementów, trwałość rozwiązania jak i optymalizację doboru kotew zależnie od pozyskanych częściowych wyników. Co istotne algorytm zakłada znaczne skrócenie procedury badawczej w przypadku otrzymania niesprzyjających wyników częściowych. W przypadku niespełnienia warunków brzegowych po wykonaniu kolejnych kroków diagnostycznych sugerowanym rozwiązaniem jest likwidacja wadliwej warstwy fakturowej (brak skuteczności wtórnego mocowania - Rysunek 72). Natomiast jedynie przejście pełnej ścieżki diagnostyki, ze spełnieniem wszystkich pośrednich założeń umożliwia podjęcie decyzji o braku potrzeby wykonania wzmocnień.

ALGORYTM DIAGNOSTYKI ELEMENTÓW TRÓJWARSTWOWYCH W CELU DOBORU WTÓRNEGO MOCOWANIA

START

1 ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE (wg 2.2):

- identyfikacja systemu technologicznego i jego odmiany
- grubości poszczególnych warstw ściany
- parametry materiałów (betonu, stali, izolacji): klasa, gatunek, gęstość

2 ŚRODOWISKO EKSPLOATACJI (wg 2.4):
czy ściana posiada zewnętrzną izolację termiczną?

3 PROCESY I EFEKTY DEGRADACJI (wg 2.4.1), ocena makroskopowa (wg 3.2):

- czy widoczne są wycieki korozyjne?
- czy widoczne są nieszczelne złącza? {25}
- czy widoczne są „mokre” zarysowania?

4' EFEKTY DEGRADACJI (wg 2.3.1), badania in -situ i lab. (wg roz. 4):

- badania wytrzymałościowe pobranych próbek betonu i stali {1/3/9/21/22/31/32}
- inwentaryzacja grubości F+I {15/28/29/30}

4 EFEKTY DEGRADACJI (wg 2.4.1), badania in -situ i lab. (wg roz. 4):

- badania wytrzymałościowe pobranych próbek betonu i stali {1/3/9/21/22/31/32}
- inwentaryzacja grubości F+I {15/28/29/30}
- weryfikacja redukcji przekroju zbrojenia, korozji {17}
- badanie zasięgu karbonatyzacji {13}
- badanie wilgotności izolacji termicznej {14}

4'' EFEKTY DEGRADACJI (wg 2.3.1), badania in -situ i lab. (wg roz. 4):

- badania wytrzymałościowe pobranych próbek betonu i stali {1/3/9/21/22/31/32}
- inwentaryzacja grubości F+I {15/28/29/30}
- weryfikacja redukcji przekroju zbrojenia, korozji {17}

5 EFEKTY DEGRADACJI (wg 2.4.1), inwentaryzacja (wg 3.2):

- weryfikacja i stypizowanie zarysowań warstwy fakturowej {4/19/20/21/22/24/27}
- weryfikacja występowania odszalonego grysówitromozaiki lub odszalonej otuliny {23, 26}

6' Czy wyniki spełniają założenia:

- $f_{ck} \geq 12$ MPa
- odchylenie w grubości warstwy fakturowej i izolacyjnej ≤ 5 mm
- czy nośność wieszaka (wg. 5.4.5) jest wystarczająca?

6 Czy wyniki spełniają założenia podstawowe:

- $f_{ck} \geq 12$ MPa
- odchylenie w grubości warstwy fakturowej i izolacyjnej ≤ 5 mm
- redukcja średnicy zbrojenia $\leq 5\%$
- średni zasięg karbonatyzacji < 10 mm *
- wilgotność izolacji termicznej $< 1,5\%$ *
- brak zarysowań RSH/RSV (wg 3.2.2)
- zarysowanie elementu NRS $iRR \leq 50\%$

KONIEC:
należy rozważyć demontaż warstwy fakturowej (!)

9 WARUNKI BRZEGOWE (wgroz. 4):

- $f_{ck} \geq 12$ MPa lub
- $h_f \geq 50$ mm lub
- $h_f \leq 110$ mm lub
- brak rys wg 3.2.2: RSH/RSV lub
- zarysowanie wg 3.2.2: NRS, $RR \leq 50\%$

7 BŁĘDY WYKONAWCZE I PROJEKTOWE (wg 2.5), badania ferromagnetyczne i odkrywki żelazne (wg roz. 4):

- weryfikacja rozmieszczenia zbrojenia {2/10/11/16}
- pomiar grubości otuliny {12, 16, 18}

8 Czy wyniki spełniają założenia dodatkowe:

- potwierdzenie lokalizacji prętów kotwiących pod główką wieszaka
- grubość otuliny wieszaków ≥ 10 mm i dozbrojenia faktury ≥ 15 mm

10 DOBÓR WTÓRNEGO MOCOWANIA: rozwiązanie zadania optymalizacyjnego (wg 6.1) z kryteriami:

- MASA (ŚREDNICA) oraz UGIĘCIE kotwy
- OGRANICZENIA (kryteria bezwzględne):
 - warunki zgodnie z pkt. 3) wg 6.1
 - trwałość ≥ 60 lat – tj. stal nierdzewna A2 lub A4
 - głębokość zakotwienia $h_{ef} \geq 40$ mm
 - ograniczenie do dwóch kotew na płytę (war. dot. przeszywnienia wg 2.4.4)

KONIEC:
brak potrzeby wzmocnień

KONIEC:
dobór rozwiązania systemowego z przestrzeni rozwiązań dopuszczalnych lub wykonanie sprawdzeń wymaganych normą EC2 cz.4 (wg 5.3)

OCENA W ZAKRESIE TRWAŁOŚCI (stanu degradacji elementu)

DOBÓR WTÓRNEGO MOCOWANIA

{x} oznacza uwzględnienie kolejnych istotnych defektów wg listy w podrozdziale 4.5.2

* jeśli były wykonywane badania

Poniżej krótko opisano poszczególne kroki:

- **krok 1 – założenia projektowe** – należy zidentyfikować wylistowane parametry oraz własności projektowe dotyczące badanych elementów ściennych: system technologiczny (ewentualnie jego odmiana), grubości poszczególnych warstw i parametry materiałowe;
- **krok 2 – ocena środowiska eksploatacji** (kryterium trwałości) wg podrozdziału 2.4 – uznano za istotne określenie czy ściana przed rozpoczęciem badań i wprowadzeniem wzmocnień posiada zewnętrzną izolację termiczną. W myśl zapisów w podrozdziale 2.4.4 ściana z wykonaną dodatkową izolacją termiczną posiada korzystniejsze warunki ciepłno-wilgotnościowe, dodatkowo nie występuje ryzyko zawilgocenia z powodu opadów i zacinającego deszczu, a warstwa fakturowa i kotwienie zabezpieczona są przed znacznymi odkształceniami termicznymi wywołanymi m.in. poprzez nasłonecznienie.
- **krok 3 – procesy i efekty degradacji** (kryterium trwałości) wg podrozdziału 2.4.1 – ocena makroskopowa (wg 3.2). W przypadku braku zabezpieczenia w postaci dodatkowej izolacji termicznej należy przeprowadzić podstawową ocenę: czy widoczne są wycieki korozyjne, nieszczelne złącza lub tzw. „mokre” zarysowania, czyli takie, które odznaczają się po deszczu. Nawet częściowa odpowiedź twierdząca jest podstawą do rezygnacji z badania w kolejnym kroku karbonatyzacji betonu warstwy fakturowej i zawilgocenia warstwy izolacyjnej. Przyjmuje się wtedy, że występują korzystne warunki do rozwoju korozji i tym samym nie ma potrzeby prowadzenia rozszerzonych badań.
- **krok 4 – efekty degradacji** (kryterium trwałości) – przeprowadzenie pełnych badań in-situ i laboratoryjnych (niszczących) wg. rozdziału 4: badania wytrzymałościowe pobranych próbek betonu i stali, inwentaryzacja grubości warstw fakturowej i izolacyjnej (F+I), weryfikacja redukcji przekroju zbrojenia na podstawie pomiaru pobranej próbki stali, badanie zasięgu karbonatyzacji, badanie wilgotności izolacji termicznej.
- **krok 4' – efekty degradacji** (kryterium trwałości) – przeprowadzenie ograniczonych badań in-situ i laboratoryjnych (niszczących) wg. rozdziału 4, z wyłączeniem badania zasięgu karbonatyzacji, wilgotności izolacji termicznej i redukcji przekroju zbrojenia (ze względu na istniejącą izolację termiczną). Należy także potwierdzić, że dodatkowa izolacja termiczna została zamontowana w pierwszych 30 latach użytkowania budynku. Badania [156] wykazują, że w tym czasie nie dochodzi do znacznej redukcji przekroju zbrojenia wieszaków.
- **krok 4'' – efekty degradacji** (kryterium trwałości) – przeprowadzenie ograniczonych badań in-situ i laboratoryjnych (niszczących) wg. rozdziału 4, z wyłączeniem badania zasięgu karbonatyzacji oraz wilgotności izolacji termicznej – ze względu na widoczne efekty procesów degradacji w postaci zacieków i wycieków oraz braku ciągłości elewacji.
- **krok 5 – efekty degradacji** (kryterium trwałości) wg podrozdziału 2.4.1 – rozszerzona inwentaryzacja (wg 3.2) w zakresie: weryfikacji i stypizowania zarysowań warstwy fakturowej oraz degradacji tejże warstwy (odspojony grys, witemozaika lub odspojona otulina).
- **krok 6 – weryfikacja spełnienia założeń podstawowych** wynikających z przeprowadzenia analizy do kroku 5 włącznie. Jeśli wszystkie założenia są spełnione uznaje się, że element spełnia

podstawowe wymagania trwałości i może być poddany dalszym badaniom. Jeśli założenia nie zostały spełnione, można zakończyć badania i przystąpić do doboru wtórnego mocowania.

- **krok 6' – weryfikacja spełnienia założeń podstawowych** wynikających z przeprowadzenia analizy do kroku 4' włącznie. Założenia są ograniczone do: minimalnej wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie ≥ 12 MPa, do braku odchyłek w grubości warstw > 5 mm i weryfikacji nośności wieszaka (wg zapisów podrozdziału 5.4.5). Jeśli wszystkie założenia są spełnione uznaje się, że element spełnia podstawowe wymagania trwałości i może być poddany dalszym badaniom. Jeśli założenia nie zostały spełnione, można zakończyć badania i przystąpić do doboru wtórnego mocowania.
- **krok 7 – błędy wykonawcze i projektowe** (kryteria trwałości i nośności) wg podrozdziału 2.5 weryfikowane badaniami ferromagnetycznymi i odkrywkami in-situ (wg 4). Należy ustalić co najmniej: występowanie prętów kotwiących oraz ich prawidłową lokalizację pod główką wieszaka, a także należy pomierzyć grubość otuliny.
- **krok 8 – weryfikacja spełnienia założeń dodatkowych** (kryteria trwałości i nośności) wynikających z przeprowadzenia analizy w kroku 7. Jeśli wszystkie założenia są spełnione uznaje się, że element spełnia wymagania trwałości i nośności i nie musi być wzmacniany poprzez wtórne mocowanie kotew. Jeśli założenia nie zostały spełnione, należy przystąpić do doboru wtórnego mocowania.
- **krok 9 – warunki brzegowe** (wg. rozdziału 4), określające czy można dokonać bezpiecznego i trwałego wtórnego mocowania. W przypadku niespełnienia warunków brzegowych sugeruje się demontaż warstwy fakturowej ze względu na znacząco odbiegające parametry od założeń. W przypadku spełnienia warunków (wszystkich!) należy przejść do kroku 10.
- **krok 10 – dobór wtórnego mocowania poprzez rozwiązanie zadania optymalizacyjnego** wg podrozdziału 6.1. wprowadzając wyniki badań w postaci parametrów oraz określając kryteria: ŚREDNICĘ I UGIĘCIE KOTWY (minimum) oraz ograniczenia – wg podrozdziału 6.1, ale także dodatkowe: ograniczenie do stosowania stali nierdzewnej A2 i A4 (ze względu na trwałość > 60 lat), głębokość zakotwienia ≥ 40 mm oraz dążenie do zastosowania dwóch kotew poziomych na płytę w celu ograniczenia przesztywnienia elementu (wg 2.4.4). Po określeniu przestrzeni rozwiązań dopuszczalnych, spełniając warunek nośności betonu na docisk, należy dobrać rozwiązanie systemowe wg ustalonej minimalnej średnicy kotwy i ustalonego ugięcia (zalecane maksymalnie 3 mm). Na koniec należy dobrać rozwiązanie systemowe z przestrzeni rozwiązań dopuszczalnych lub sprawdzić warunki normowe [173] – te wymagane dla wtórnego mocowania warstw ścian trójwarstwowych wymieniono w podrozdziale 5.3.

Przedstawiony algorytm jest odpowiedzią na opisane w literaturze ogólne propozycje diagnozowania ścian trójwarstwowych [16] oraz próbą uporządkowania i uproszczenia diagnostyki zaproponowanej w niniejszej pracy. Schemat stanowi też swoiste podsumowanie przeprowadzonych badań i analiz, na podstawie których zdecydowano się na wprowadzenie warunków brzegowych i ograniczeń, a także funkcji celu i kryteriów decyzyjnych.

7. Zakończenie

7.1. Podsumowanie wyników pracy badawczej

Przeprowadzona analiza trójwarstwowych elementów ściennych w ramach niniejszej pracy potwierdza wiele wątpliwości dotyczących ich stanu technicznego. Jednocześnie, wykazano powiązanie stopnia degradacji elementu z jego trwałością po dokonaniu wzmocnień.

Osiągnięto cel główny, czyli wskazanie zależności doboru systemów naprawczych wtórnego mocowania od oceny jakości, wad i degradacji poszczególnych elementów ściennych ze szczególnym naciskiem na grubość warstwy fakturowej (h_f) i izolacyjnej (h_i) oraz wytrzymałość na ściskanie betonu warstwy fakturowej (f_{ck}). Jako kryterium decyzyjne przy wyborze systemu kotwienia wybrano średnicę kotwy, która ma bezpośredni wpływ nie tylko na ugięcie (δ_{dop}), ale także na pole powierzchni strefy docisku betonu (A_{co}). Ponadto wykazano w ramach badań diagnostycznych znaczną zmienność wyżej wymienionych parametrów w analizowanych budynkach, a nawet w poszczególnych elementach.

Główny ciężar badawczy w niniejszej pracy związany jest właśnie z diagnostyką elementów – na przykładzie kilkunastu przebadanych obiektów testowano skuteczność i dostępność poszczególnych metod, z których część należało odrzucić.

W ramach realizacji celów pośrednich opracowano algorytm diagnostyki ścian trójwarstwowych, który pozwala na określenie podstawowych wymagań dla systemu naprawczego, takich jak dopuszczalne ugięcie i średnica kotwy, z uwzględnieniem stanu technicznego elementów. W skrajnie dobrych wynikach sugeruje się rezygnację z konieczności wzmocnienia (wiele budynków wzmocnianych jest obligatoryjnie, bez przeprowadzania oceny stanu technicznego), natomiast dla skrajnie niekorzystnych parametrów proponowanym rozwiązaniem jest demontaż warstw ściennych. Sporządzono także zestawienie wymaganych normowo sprawdzeń dla kotew wklejanych wraz z ich adaptacją w kontekście zastosowania w istniejących ścianach trójwarstwowych.

W ramach umożliwienia klasyfikacji uszkodzeń ścian wprowadzono pojęcie „wagi defektu”, którą uzależniono od sumy nadanych cech quasi-ilościowych: częstotliwości występowania (wartość od 1 do 3) i potencjału zagrożenia dalszą degradacją (wartość od 1 do 4).

Uzgodniono także podstawowe wartości graniczne oceny elementów ściennych, dla których warto zastosować wtórne mocowanie.

Postawiona hipoteza dotycząca braku wystarczającej stateczności ścian zewnętrznych i prawdopodobnego zagrożenia dla ludzi i mienia została potwierdzona poprzez bezpośrednią analizę nośności zastanych wieszaków oraz udowodnienie znacznych przekroczeń grubości warstw, co prowadzi do istotnego zwiększenia obciążeń przypadających na wieszaki.

7.2. Wnioski końcowe

Wyniki niniejszej pracy prowadzą do sformułowania następujących wniosków końcowych:

1. Istotne z punktu widzenia oceny środowiska cieplno-wilgotnościowego elementu ściennego są warstwy wtórnych izolacji termicznych (wg podrozdziału 2.3). Mają one pozytywny wpływ zarówno w zakresie uniknięcia kondensacji wilgoci w przestrzeni międzywarstwowej jak i ograniczenia penetracji wilgoci, degradacji mrozowej, karbonatyzacji betonu i tym samym procesów korozyjnych. Dodatkowo istotne jest zmniejszenie ekspozycji warstwy fakturowej na zmienną temperaturę otoczenia i ograniczenie niekorzystnego wpływu insolacji.
2. Zdiagnozowano tendencję do występowania odchyłek zwiększających grubość zarówno warstwy fakturowej jak i izolacyjnej, niezależnie od budynku czy systemu technologicznego. Adekwatnie zaobserwowano zbliżony stopień elementów z nieprawidłowościami w postaci odspojonej otuliny wieszaków i szpilek – około 5% z wszystkich przebadanych (wg podrozdziału 3.2).
3. Inwazyjne metody badawcze (niszczące) dają najlepsze rezultaty w ocenie stanu technicznego ścian trójwarstwowych (wg rozdziału 4). Pobieranie odkrywek i odwiertów jest często pomijane, ze względu na znaczną ingerencję w strukturę elementu, jednak pozwala na najbardziej precyzyjną ocenę podstawowych parametrów materiałowych i wytrzymałościowych zarówno betonu jak i stali zbrojeniowej.
4. Metody diagnostyczne, które dały zadowalające wyniki to: metoda fenoloftaleinowa do oceny zasięgu karbonatyzacji, badania wytrzymałościowe pobranych odwiertów rdzeniowych, metoda elektromagnetyczna z wykorzystaniem urządzenia ferromagnetycznego, badania wytrzymałościowe pobranych próbek stali zbrojeniowej z wieszaków, badania składu chemicznego spektrometrem i struktury stali z wykorzystaniem mikroskopu optycznego (wg rozdziału 4).
5. Metody diagnostyczne, które nie dały zadowalających wyników to: mikroskopia skaningowa SEM i EDS (trudność w implementacji wyników) oraz badania sklerometryczne z wykorzystaniem młotka Schmidta - brak powtarzalności i oczekiwanej dokładności ze względu na niedostateczną sztywność warstwy fakturowej oraz jej grubość < 100 mm (wg rozdziału 4).
6. Odwierty z keramzytobetonowej warstwy fakturowej o średnicy 43-44 mm i o stosunku długości do średnicy $l/d \approx 1$ nie dają prawidłowych wyników z badania wytrzymałości na ściskanie. Zmiana proporcji na $l/d \approx 2$ poprzez zastosowanie próbek klejonych, tzw. sandwichowych przyniosła bardzo zadowalające efekty w postaci urealnienia wyników (wg rozdziału 4).
7. Zauważono korelację pomiędzy zasięgiem karbonatyzacji a widoczną segregacją kruszywa na odwiertach z lekkiego betonu keramzytowego. Z racji na wykonanie płyt warstwą fakturową do dołu oraz zastosowanie lekkiego kruszywa keramzytowego dochodziło do segregacji mieszanki betonowej i tym samym „uszczelnienia” warstwy wierzchniej przez zwiększenie zawartości cementu (wg rozdziału 4).
8. Metoda elektromagnetyczna z wykorzystaniem Ferroskanu okazała się skuteczna jedynie częściowo. Początkowe skanowanie dużych bloków (180x180 cm), m.in. w celu określenia

średnicy i otuliny okazało się problematyczne i obarczone znacznymi błędami pomiarowymi. Jednakże wprowadzone w następstwie pomiary pasmowe, o długości co najmniej kilku elementów, dały zadowalające rezultaty. Skanowanie bloków należało ograniczyć do powierzchni podstawowej 60x60 i tylko w miejscach charakterystycznych, tj. występowania wieszaków i prętów kotwiących (wg rozdziału 4).

9. Pomierzone średnie granice plastyczności (Re) oraz wytrzymałości na rozciąganie (Rm) pobranej stali zbrojeniowej wieszaków były większe niż oczekiwane na podstawie składu chemicznego i dopasowania do gatunku stali. Jednakże zanotowano wpływ korozji na zmniejszenie wartości obu parametrów (wg rozdziału 4).
10. Uszkodzenia i wady elementów, stanowiące zmienne niemierzalne (jakościowe) należy zastąpić zmiennymi quasi-ilościowymi, które umożliwiają ustalenie porządku liczbowego. Zaproponowano autorską skalę opartą na następujących cechach uszkodzeń: częstotliwość występowania i potencjalne zagrożenie dalszą degradacją elementu. Cechy te składają się docelowo w tzw. „wagę defektu”. Ustalono listę 32 defektów, które mają istotny wpływ na trwałość elementu („waga defektu” o wartości <4) z czego przyjęte metody badawcze uwzględniają analizę 29 spośród nich (wg podrozdziału 4.4, 4.5).
11. Przyjmuje się, że jedynie kotwy ze stali nierdzewnej A2 lub A4 pozwalają na spełnienie warunków trwałości w przewidywanym 60 letnim okresie eksploatacji. Dodatkowym dążeniem powinno być ograniczenie liczby kotew w elemencie, najlepiej do dwóch (wg podrozdziału 5.2).
12. Największe przeniesione obciążenie ścinające przy przemieszczeniu wzajemnym warstw ściennych = 3 mm przypada na matryce betonowe wzmocnione kotwami systemowymi. Adekwatnie, z jednym wyjątkiem, rozwiązania systemowe miały korzystniejsze wyniki w przypadku maksymalnego obciążenia ścinającego (niezależnie od przemieszczenia warstw). W przypadku matryc z wykorzystaniem prętów gwintowanych zaobserwowano szybszy przyrost odkształceń względem naprężeń (wg podrozdziału 5.4).
13. Przemieszczenia wzajemne warstw - pomierzone i obliczeniowe - są spójne jedynie przy wartości około 3 mm. Znaczne różnice w przypadku większych wartości przemieszczeń prawdopodobnie wynikają z faktu uszkodzenia betonu - zarysowania warstwy fakturowej lub przekroczenia nośności w strefie docisku; ewentualnie związane są z wystąpieniem luzów montażowych (wg podrozdziału 5.4).
14. Na podstawie badań diagnostycznych ustalono skrajne wartości parametrów mających wpływ na dobór wtórnego mocowania: $11,6 \leq f_{ck} \leq 18,8$ [MPa]; $40 \leq h_f \leq 120$ [mm]; $47 \leq h_i \leq 105$ [mm] (wg rozdziału 6).
15. Występuje znaczne ryzyko nieświadomego przekroczenia nośności na docisk betonu warstwy fakturowej w przypadku przyjęcia nieodpowiedniej klasy betonu i grubości warstw. W przypadku minimalnej pomierzonej wytrzymałości na ściskanie $f_{ck} = 11,6$ MPa oraz maksymalnej grubości warstwy izolacyjnej $h_i = 105$ mm ryzyko to dotyczy przypadków z grubością warstwy fakturowej $h_f = 40 \div 60$ mm oraz kotew o średnicy od 22 do 28 mm. Dla $f_{ck} = 18,8$ MPa (wart. maksymalna) i $h_i = 60$ mm (wartość typowa) obszar rozwiązań niedopuszczalnych znacznie się ogranicza – do wartości h_f z przedziału $40 \div 48$ mm oraz średnicy < 17,4 mm, czyli ryzyko jest zminimalizowane. Zatem zarówno grubość warstwy fakturowej jak i wytrzymałość betonu ma znaczący wpływ na nośność wtórnego mocowania (wg rozdziału 6).

16. Wraz z ugięciem kotwy zmienia się powierzchnia pola docisku A_{c0} (zasadniczo, do pewnego czasu się zmniejsza). Ponadto w obszarze bezpośrednio nad kotwą postępuje przyrost naprężeń rozciągających (wg rozdziału 6).
17. Na podstawie badań diagnostycznych ustalono warunki brzegowe dla elementów mogących podlegać wzmocnieniu z zastosowaniem wtórnego mocowania: $f_{ck} < 12$ [MPa]; $h_f < 110$ [mm]; $h_f > 110$ [mm]; występowanie rys RSH lub RSV lub zarysowanie NRS lub RR $> 50\%$ (wg podrozdziału 6.4, 3.2, 4). Niespełnienie któregokolwiek z warunków jest podstawą do demontażu wadliwej warstwy fakturowej.

Warto zwrócić uwagę na jeszcze jeden istotny wniosek końcowy – pozorna oszczędność związana z materiałem łączników, jakością betonu oraz kontrolą wykonawstwa (wg podrozdziału 2.5). przerodziła się po kilkudziesięciu latach w istotny problem z zachowaniem nośności (bezpieczeństwa) konstrukcji i generuje znaczne koszty związane z naprawą. W technologii prefabrykacji betonowej materiały i ich jakość są kluczowym aspektem dla trwałości i bezpieczeństwa całego obiektu [101].

7.3. Przyszłe badania

Oczywistym jest, że praca nie wyczerpuje zagadnienia dotyczącego diagnostyki i wzmacniania ściennych elementów trójwarstwowych. Choćby ze względu na nieporuszenie kwestii stanu warstwy nośnej i złączy pionowych elementu ściennego (Tabela 13), od których zależy bezpośrednio stateczność elementu.

Dodatkowo, po analizie wyników niniejszej pracy i stwierdzeniu znacznej zależności trwałości wzmocnionego elementu od grubości warstwy fakturowej, powstają także dodatkowe konkluzje dotyczące zastosowanej metodologii diagnostyki elementów. W ramach uproszczenia i zintensyfikowania pomiaru grubości warstwy licowej można skorzystać z innych obiecujących metod badawczych, np. Impact-echo lub metody georadarowej – dostępne w ramach tych metod urządzenia pozwalają na wykrycie nieciągłości danego materiału a co za tym idzie umożliwiają określenie spodniej płaszczyzny warstwy fakturowej, w ramach pomiaru prowadzonego w trybie ciągłym.

Adekwatnie, jak już wspomniano w podrozdziale 6.3, w analizie uzyskanych poza ilościowych wyników badań i inwentaryzacji mogłoby pomóc matematyczne modelowanie rozmyte, które może okazać się istotnym wsparciem dla diagnostyki i podejmowania decyzji przy nieprecyzyjnych danych.

Wnioski dotyczące możliwych badań nasuwają się także w obszarze systemów naprawczych wtórnego mocowania. Istotnym zagadnieniem nieporuszonym w niniejszej pracy jest weryfikacja odporności ogniowej. Wykonując modernizację budynku (wzmocnienie ścian) należy spełnić wymagania obowiązujących Warunków Technicznych [201], a tym samym należy rozważyć §225: „Elementy okładzin elewacyjnych powinny być mocowane do konstrukcji budynku w sposób

uniemożliwiający ich odpadanie w przypadku pożaru w czasie krótszym niż wynikający z wymaganej klasy odporności ogniowej dla ściany zewnętrznej...". W praktyce oznacza to konieczność spełnienia wymogu najczęściej w przedziale od R30 do R60.

Jak już wspomniano w rozdziale pierwszym, to złącza elementów są cechą charakterystyczną konstrukcji prefabrykowanych i zarazem ich słabym ogniwem. Stąd też, stojąc u progu powrotu prefabrykacji wielkopłytovej na szeroką skalę, nie należy szczędzić środków w celu zapewnienia dobrych rozwiązań projektowych, ale przede wszystkim jakości w zakresie produkcji i montażu oraz odpowiednich standardów odbiorowych i kontrolnych. Dzisiejszy rynek oferuje spektrum interesujących przykładów systemowego kotwienia warstw. Zupełnie nowym wyzwaniem dla nowopowstających budynków prefabrykowanych jest zagadnienie zrównoważonego budownictwa wraz z uwzględnieniem „demontowalności” elementów prefabrykowanych [202, 203].

Bibliografia

- [1] *Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane z późniejszymi zmianami (Dz.U.2021 poz. 2351).*
- [2] *PN-EN 1990:2004: Eurokod - Podstawy Projektowania Konstrukcji, 2004.*
- [3] *Dyrektywa Rady z dnia 21 grudnia 1988 r. w sprawie zbliżenia przepisów ustawowych, wykonawczych i administracyjnych Państw Członkowskich odnoszących się do wyrobów budowlanych (89/106/EWG), (EWG), Europejska Wspólnota Gospodarcza, 1989.*
- [4] L. Runkiewicz, B. Szudrowicz, R. Geryło, J. Szulc i J. Sieczkowski, „Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytowych (cz. 2),” *Przegląd Budowlany*, pp. 20-26, 9 2014.
- [5] C. Cempel, „Teoria i inżynieria systemów,” e-skrypt: neur.am.put.poznan.pl, Poznań, 2000.
- [6] M. Ostwald, *Podstawy optymalizacji konstrukcji w projektowaniu systemowym*, Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2016.
- [7] J. Jasiczak, „Technologie Budowlane II,” Poznań, 2003.
- [8] T. Bliński, J. Kozak i A. Tomaszewicz, *Budownictwo prefabrykowane*, Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 1976, pp. 9-12.
- [9] Z. Dzierżewicz i W. Starosolski, *Systemy budownictwa wielkopłytowego w Polsce w latach 1970-1985. Przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych*, Warszawa: Wolters Kluwer Polska Sp. z o.o., 2010.
- [10] „Wytyczne do projektowania prefabrykowanych betonowych i murowanych ścian,” oprac. COBPBO, 1983.
- [11] T. Biliński i W. Gaczek, *Budownictwo systemowe. Kierunki przeobrażeń techniczno-technologicznych*, Warszawa: Państwowe Wydawnictwo Naukowe, 1988, pp. 32-54.
- [12] Vitruvius, *The Architecture of Marcus Vitruvius Pollio, In Ten Books*. Translated from the Latin by Joseph Gwilt., Londyn: Priestley and Weale, 1826.
- [13] J. Gwilt, *An Encyclopedia of Architecture. Historical, Theoretical and Practical.*, Londyn: Longman, Brown, Green and Longmans, 1842.
- [14] A. J. Downing, *The Architecture of Country Houses: Including Designs for Cottages, Farm-Houses, and Villas, with Remarks on Interiors, Furniture, and the Best Modes of Warming and Ventilating*, Nowy Jork: D. Appleton & Company, 1852.
- [15] A. Bochenek i M. Reicher, *Anatomia Człowieka, tom III*, Warszawa: PZWL, 2007.
- [16] I. Woyzbun i M. Wójtowicz, *Metodyka oceny stanu technicznego wielkopłytowych warstwowych ścian zewnętrznych. Budynki wielkopłytowe - wymagania podstawowe.*, tom 374/2002, Warszawa: ITB, 2002.

- [17] J. Szulc, Diagnostyka techniczna budynków wzniesionych w technologiach uprzemysłowionych. Systemy wielkopłytkowe., tom 496/2018, Warszawa: ITB, 2018.
- [18] E. pod red. Piliszka i W. Ciołka, Systemy budownictwa mieszkaniowego i ogólnego. W-70, Szczeciński, SBO, SBM-75, WUF-T, OWT-67, WWP., Warszawa: Arkady, 1974.
- [19] „Guide for Precast Concrete Wall Panels. ACI Committee 533,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1993.
- [20] R. Currie, B. Reeves i J. Moore, „The structural adequacy and durability of large panel system dwellings. BRE Report,” BRE, Garston UK, 1987.
- [21] B. Reeves, „Large panel system dwellings: preliminary information on ownership and condition. BRE Report,” BRE, Garston UK, 1986.
- [22] Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, WBS 70 Wohnungsbauserie 70 6,3 t. Leitfaden für die Instandsetzung und Modernisierung von Wohngebäuden in der Plattenbauweise., Berlin / Stuttgart: Fraunhofer IRB Verlag, 1977.
- [23] Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, WHH Wohnungsbauserie. Leitfaden für die Instandsetzung und Modernisierung von Wohngebäuden in der Plattenbauweise., Berlin: DBC Druckhaus Berlin-Centrum, 1993.
- [24] L. Hrishev, M. Gocheva i E. Abdulahad, „Structural elements and details of large-panel prefabricated buildings system BS-69-SF,” w *Civil Engineering Design and Construction. XI International Scientific Conference.*, Varna, Bulgaria, 2020.
- [25] Botici, A. A., V. Ungureanu, A. Ciutina, A. Botici i D. Dubina, „Sustainable retrofitting of large panel prefabricated concrete residential buildings,” w *Sustainable refurbishment of existing building stock. Central Europe towards Sustainable Building.*, Prague, 2013.
- [26] A. Petrov, V. Peshkov i A. Patunin, „Industrial technologies of reconstruction of large-panel buildings of the 1-335 series,” w *MATEC Web of Conferences 212, International Scientific Conference "Investment, Construction, Real Estate: New Technologies and Special-Purpose Development Priorities"*, Irkutsk, Russia, 2018.
- [27] S. Hrabovszky-Horvath i Z. Szalay, „Environmental assessment of a precast concrete building stock in a time perspective,” *Environmental Engineering and Management Journal*, tom 13, nr 11, pp. 2797-2804, 11 2014.
- [28] A. Hotchkiss i M. J. Edwards, „Reema large panel system dwellings: constructional details,” BRE, Garston UK, 1987.
- [29] J. Dębowski, Rozprawa doktorska: Wpływ ukrytych wad wykonawczych na trwałość budynków wielkopłytkowych, Kraków: Politechnika Krakowska, 2007.
- [30] B. Lewicki, Budynki mieszkalne z prefabrykatów wielkowymiarowych. Obliczanie i konstrukcja, Warszawa: Arkady, 1964.

- [31] W. Derkowski i P. Skupień, „Złącza w prefabrykowanych konstrukcjach ścianowych,” *Materiały Budowlane*, pp. 35-37, 2 2018.
- [32] *Norma: PN-EN 1992-1-1: Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*, 2008.
- [33] *Katalog łączników pętlowych do prefabrykatów PFEIFER-VS*, JORDAHL & PFEIFER, 2015.
- [34] *Technical Manual: PVL Connecting Loop. Wall Connecting Loop Box with Single Wire.*, Peikko Group, 2020.
- [35] J. Mikoś, H. A. Nowak, J. Bochen i J. Spychała, „Stanowisko i metodyka badań odporności i trwałości materiałów i elementów budowlanych.,” w *Konferencja Naukowo-Techniczna Procesy Budowlane 2000*, Gliwice, 2000.
- [36] J. Ślusarek, „Istota trwałości i utrzymania obiektów budowlanych,” w *Fizyka budowli w teorii i praktyce. X Polska Konferencja Naukowo-Techniczna*, Łódź, 2005.
- [37] B. P. Jelle, „Accelerated climate ageing of building materials, components and structures in the laboratory,” *Journal of Materials Science*, tom 47, nr 18, pp. 6475-6496, 9 2012.
- [38] „Testy przyspieszonego starzenia (folder),” *Polski Ośrodek Rozwoju i Technologii Łukasiewicz*, Wrocław, 2020.
- [39] D. Sobków, J. Barton, K. Czaja, M. Sudoł i B. Mazoń, „Badania odporności materiałów na działanie czynników środowiska naturalnego,” *Chemik*, tom 68, nr 4, pp. 347-354, 2014.
- [40] *PN-EN ISO 877-1:2011 (ang.). Tworzywa sztuczne - Metody ekspozycji na promieniowanie słoneczne. Część 1: Ogólne wytyczne.*, 2011.
- [41] „https://www.meteoblue.com/pl/pogoda/historyclimate/weatherarchive/poznan_polska_3088171,” meteoblue AG, 12 Maj 2021. [Online].
- [42] D. Gawin, M. Koniorczyk, P. Konca, A. Witek, A. Marciniak i F. Pesavento, „O doświadczalnej i teoretycznej analizie trwałości materiałów budowlanych,” *Inżynieria i Budownictwo 5/2016*, pp. 270-276, 2016.
- [43] V. Baroghel Bouny, T. Q. Nguyen i P. Dangla, „Assessment and prediction of RC structure service life by means of durability indicators and physical/chemical models,” *Cement and Concrete Composites*, tom 31, nr 8, pp. 522-534, 2009.
- [44] R. Mi, G. Pan i Q. Shen, „Carbonation modelling for cement-based materials considering influences of aggregate and interfacial transition zone,” *Construction and Building Materials*, tom 229, 2019.
- [45] S. Demis, M. P. Efstathiou i V. G. Papadakis, „Computer-aided modeling of concrete service life,” *Cement and Concrete Composites*, tom 47, pp. 9-18, 3 2014.
- [46] A. V. Saetta i R. V. Vitaliani, „Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures: Part I: Theoretical formulation,” *Cement and Concrete Research*, tom 34, nr 4, pp. 571-579, 4 2004.

- [47] S. Ahmad, „Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction—a review,” *Cement and Concrete Composites*, tom 25, nr 4-5, pp. 459-471, 5-6 2003.
- [48] D. Smyl, F. Ghasemzadeh i M. Pour-Ghaz, „Modeling water absorption in concrete and mortar with distributed damage,” *Construction and Building Materials*, tom 125, pp. 438-449, 10 2016.
- [49] U. d. Padova, „dicea.unipd.it,” 2021. [Online]. Available: <https://dicea.unipd.it/ricerca/software-elementi-finiti/comes-geo>. [Data uzyskania dostępu: 17 06 2021].
- [50] „RILEM TC 71-PSL/CIB-W80: Prediction of service life building materials and components,” *Materials and Structures vol. 20 (1987)*, 115, pp. 55-77, 1987.
- [51] *Norma: ISO 13823:2008. General principles on the design of structures for durability*, 2008.
- [52] M. Broniewicz, F. Broniewicz i K. Dec, „Trwałość Konstrukcji Budowlanych Poddanych Oddziaływaniom Środowiskowym,” *Ekonomia i Środowisko 2 (57)*, pp. 274-286, 2016.
- [53] J. Bochen, „Szacowanie trwałości wyrobów budowlanych ekspozowanych na czynniki atmosferyczne metodą testów przyspieszonego starzenia,” w *Zeszyty Naukowe Wyższej Szkoły Technicznej*, Katowice, Wydawnictwo Wyższej Szkoły Technicznej w Katowicach, 2011, pp. 5-18.
- [54] J. Jasiczak i A. Łowińska-Kluge, „Corrosion Resistance of Ordinary and Special Portland Cements in the Sulfate and Chloride Environments,” w *12th International Congress on the Chemistry of Cement*, Montreal, 2007.
- [55] L. Czarnecki i P. Woyciechowski, „Modeling of concrete carbonation; is it a process unlimited in time and restricted in space?,” *Bulletin of the Polish Academy of Sciences*, pp. 43-54, 1 2015.
- [56] K. Kłós, G. Adamczewski, P. Woyciechowski i P. Łukowski, „Karbonatyzacja betonu otuliny zbrojenia jako przyczyna utraty trwałości konstrukcji,” w *Awarie budowlane. Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje*, Szczecin, 2022.
- [57] J. A. Rubin, „Biokorozja wyrobów budowlanych pochodzenia nieorganicznego.,” *Brukbiznes*, pp. 10-15, marzec 2013.
- [58] E. Wołejko i M. Matejczyk, „Problem korozji biologicznej w budownictwie,” *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, tom 2, nr 2, pp. 191-195, 2011.
- [59] B. Cwalina i Z. Dzierżewicz, „Czynniki sprzyjające biologicznej korozji konstrukcji żelbetowych (cz.1),” *Przegląd Budowlany*, tom 78, nr 7-8, pp. 52-59, 2007.
- [60] T. Możaryn i A. Lamenta, „Prognozowanie zmian wybranych właściwości użytkowych zapraw do naprawiania konstrukcji żelbetowych,” *Prace Instytutu Techniki Budowlanej*, tom 143, nr 3, pp. 15-23, 2007.
- [61] *Norma: PN-EN 206+A2:2021-08: Beton - Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność*.
- [62] G. Meloy, *Architectural Precast Concrete Wall Panels: Their Technological Evolution, Significance, and Preservation (Master's thesis)*, Philadelphia: University of Pennsylvania, 2016.

- [63] K. Litherland, D. Oakley i B. Proctor, „The use of accelerated ageing procedures to predict the long term strength of GRC composites,” *Cement and concrete Research*, vol. 11, pp. 455-466, 1981.
- [64] Y. Matsufuji, T. Koyama i S. Harada, „Service life predictive method of building materials,” w *Durability of Building Materials & Components 7 vol. 1*, Taylor & Francis, 1996 (digital: 2006) , pp. 45-53.
- [65] *Norma: PN ISO 15927-3:2010. Ciepno-wilgotnościowe właściwości użytkowe budynków - Obliczanie i prezentacja danych klimatycznych - Część 3: Obliczanie wskaźnika zacinającego deszczu dla powierzchni pionowych z danych godzinowych wiatru i deszczu.*, 2010.
- [66] K. Witczak, H. Kunzel i D. Gawin, „Wpływ Zacinającego deszczu na stan wilgotnościowy przegród budowlanych w Polsce,” w *XLIX Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB "Krynica 2003"*, Warszawa-Krynica, 2003.
- [67] M. Kanoniczak, „Problemy eksploatacyjne poznańskich budynków z wielkiej płyty,” *Kronika Miasta Poznania*, nr 4, pp. 147-160, 2018.
- [68] J. Dębowski, „Cała prawda o budynkach wielkopłytowych,” *Przegląd Budowlany*, pp. 28-35, 9 2012.
- [69] P. Knyziak, „Zagrożenia trwałości budynków z wielkiej płyty,” *Inżynier Budownictwa*, pp. 85-90, 2 2018.
- [70] Z. Ściślewski i M. Suchan, „Trwałość i utrzymanie budynków wielkopłytowych,” w *Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu: Konferencja Naukowo-Techniczna*, Mrągowo, 1999.
- [71] T. Błaszczczyński, „Problemy napraw i modernizacji w budownictwie wielkopłytowym,” w *Materiały Konferencji Naukowej "Problemy modernizacji i rekonstrukcji obiektów budowlanych"*, Poznań, 1988.
- [72] S. Fic, M. Szeląg i A. Szewczak, „Problemy eksploatacyjne budynków wielkopłytowych na przykładzie obiektów na terenie Lubelszczyzny,” *Budownictwo i Architektura*, tom 13, nr 3, pp. 7-14, 2014.
- [73] A. Cholewicki, T. Chyży i J. Szulc, *Nowe otwory w ścianach konstrukcyjnych budynków wielkopłytowych*, Warszawa: ITB, 2003.
- [74] W. Starosolski, *Konstrukcje Żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych*, tom 4, Warszawa: PWN, 2019, pp. 8-14.
- [75] T. Taczanowska i A. Ostańska, *Dokładność realizacji a potrzeba modernizacji budynków wielkopłytowych*, Warszawa: Dom Wydawniczy MEDIUM, 2012.
- [76] A. Ostańska, *Wielka płyta: analiza skuteczności podwyższania efektywności energetycznej: termomodernizacja, termografia, wytyczne naprawcze*, Warszawa: PWN, 2016.
- [77] J. A. Pogorzelski, K. Kasperkiewicz i R. Geryło, *Oczyszczoność energii i izolacyjność cieplna przegród. Stan istniejący budynków wielkopłytowych.*, Warszawa: ITB, 2003.
- [78] A. Kysiak i K. Regulska, „Metody usuwania wad technologicznych warstwowych ścian zewnętrznych podczas termomodernizacji budynków wielkopłytowych,” *Budownictwo. Zeszyty Naukowe Politechniki Częstochowskiej.*, tom 18, nr 1, pp. 116-127, 2012.

- [79] W. Ligęza i J. Dębowski, „Wpływ wzmocnień budynków wielkopłytowych na lokalną zmianę izolacyjności ściany,” *Budownictwo. Czasopismo Techniczne Politechniki Krakowskiej.*, tom 106, nr 5, pp. 147-155, 2009.
- [80] K. G. Wakili, C. Dworatzky, M. Sanner, A. Sengespeick, M. Paronen i T. Stahl, „Energy efficient retrofit of a prefabricated concrete panel building (Plattenbau) in Berlin by applying an aerogel based rendering to its façades,” *Energy & Buildings*, tom 165, pp. 293-300, 4 2018.
- [81] Z. Ściślewski, „Trwałość elementów z wielkiej płyty,” *Materiały Budowlane*, tom 387, nr 11, pp. 3-4,38, 11 2004.
- [82] K. Kasperkiewicz, Instrukcja nr 334: Ocieplenie ścian zewnętrznych budynków metodą "lekką", Warszawa: ITB, 1996.
- [83] H. Krause i E. Kosmala-Klimek, „Przepisy normatywne ochrony cieplnej w budownictwie,” w *Procesy budowlane 2000. Konferencja Naukowo-Techniczna K.P.B. Politechniki Śląskiej*, Gliwice - Kokotek, 2000.
- [84] K. Girus, *Możliwości adaptacji budynków wielkopłytowych do nowych potrzeb mieszkańców (praca magisterska)*, Poznań, 2013.
- [85] A. Dylla, *Fizyka cieplna budowli w praktyce. Obliczenia ciepłno-wilgotnościowe.*, Warszawa: PWN, 2015.
- [86] W. Jezierski i J. Borowska, „Analiza współczynnika przenoszenia ciepła fragmentu ściany zewnętrznej z oknem,” *Izolacje*, tom 23, nr 2, pp. 38-42, 2 2018.
- [87] *Norma: PN-EN ISO 13788:2013-05: Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku. Temperatura powierzchni wewnętrznej konieczna do uniknięcia krytycznej wilgotności powierzchni i kondensacja międzywarstwowa. Metody obliczania*, 2013.
- [88] *PN-EN ISO 10456:2009: Materiały i wyroby budowlane. Właściwości ciepłno-wilgotnościowe. Tabelaaryczne wartości obliczeniowe i procedury określania deklarowanych i obliczeniowych wartości cieplnych*, 2009.
- [89] J. Jasiczak, M. Kuiński i M. Siewczyńska, *Obliczanie izolacyjności termicznej i nośności murowanych ścian zewnętrznych*, Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2003, pp. 37, 72-78.
- [90] M. Trochonowicz, B. Witek i M. Chwiej, „Analiza wpływu wilgotności i temperatury powietrza na wartość współczynnika przewodności cieplnej materiałów termoizolacyjnych stosowanych wewnątrz pomieszczeń,” *Budownictwo i Architektura*, tom 12, nr 4, pp. 165-176, 2013.
- [91] *Norma: PN-EN ISO 10211:2017-09: Mostki cieplne w konstrukcji budowlanej. Przepływ ciepła i temperatury powierzchni. Obliczenia szczegółowe*, 2019.
- [92] A. P. Weber, *Centralne ogrzewania wodne*, Warszawa: Arkady, 1975.
- [93] K. Girus, „Energoszczędne rozwiązania modernizacyjne w wielkopłyтовym budownictwie wielorodzinnym,” *Materiały Budowlane*, tom 559, nr 3, 2019.
- [94] M. Śliwiński, „Efektywność ocieplenia czyli trwałość i estetyka elewacji,” *Builder*, pp. 78-80, 6 2017.

- [95] Intersoft, „Moduł - Przenikanie ciepła (710),” w *Podręcznik programu Konstruktor*, Łódź, 2004, pp. 17-39.
- [96] Narodowa Agencja Poszanowania Energii SA, *Podręcznik typologii budynków mieszkalnych z przykładami działań mających na celu zmniejszenie ich energochłonności*, Warszawa, 2011.
- [97] H. Krause, „Ocena współczynnika "k" dla ścian zewnętrznych w istniejących budynkach,” *Przegląd budowlany*, nr 10, 1986.
- [98] B. Więcek i R. Strąkowski, „Ilościowe aspekty zastosowania termowizji w budownictwie,” *Inżynier budownictwa*, pp. 56-60, 2 2013.
- [99] K. Nowak-Dziesko, M. Rojewska-Warchał i J. Dębowski, „Wpływ mostków termicznych w istniejących i modernizowanych budynkach systemowych W70,” *Przegląd budowlany*, nr 6, pp. 74-78, 2015.
- [100] W. Ligęza, J. Dębowski, K. Nowak-Dziesko i M. Rojewska-Warchał, „Zagadnienia remontowe i modernizacyjne w budynkach z "wielkiej płyty",” w *Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych: konstrukcje żelbetowe: XXIX Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, T. 2*, Szczyrk, 2014.
- [101] G. Adamczewski i P. Woyciechowski, „Prefabrykacja betonowa. Część 5: Materiałowe aspekty produkcji,” *Builder*, pp. 70-74, 7 2017.
- [102] W. Derkowski i P. Skupień, „Czynniki wpływające na bezpieczeństwo i estetykę konstrukcji prefabrykowanych na przykładzie ścian warstwowych,” *Inżynieria i budownictwo*, pp. 286-289, 6 2018.
- [103] B. Lewicki, *Bezpieczeństwo konstrukcji. Metodyka oceny stanu technicznego konstrukcji budynków wielkopłytyowych. Budynki wielkopłytowe - wymagania podstawowe*, Warszawa: ITB, 2002.
- [104] E. Przybyłowicz i G. Słówek, „Wpływ błędów projektowych, wykonawczych i eksploatacyjnych na trwałość budynków mieszkalnych o konstrukcji prefabrykowanej,” w *Problemy remontowe w Budownictwie Ogólnym. VI Wrocławska Konferencja Naukowo-Techniczna*, Szklarska Poręba, 1994.
- [105] *Norma: BN-74/8812-01: Konstrukcje budynków wielkopłytyowych. Projektowanie i obliczenia statyczne*, 1974.
- [106] *Norma: BN-79/8812-01: Konstrukcje budynków wielkopłytyowych. Projektowanie i obliczenia statyczno-wytrzymałościowe*, 1979.
- [107] *Katalog elementów konstrukcyjnych zbrojeń produkowanych przez „Metalplast” przeznaczonych dla budownictwa z elementów prefabrykowanych betonowych.*, Poznań, 1980 (uzup. 1983).
- [108] A. Pogorzelski, *Instrukcja wykonywania połączeń w prefabrykacjach betonowych ścian warstwowych dla budownictwa mieszkaniowego*, Warszawa: Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego, 1982.
- [109] C. Cempel, *Nowoczesne zagadnienia metodologii i filozofii badań: wybrane zagadnienia dla studiów magisterskich, podyplomowych i doktoranckich.*, Poznań, Radom: Instytut Technologii Eksploatacji, 2005.
- [110] J. Apanowicz, *Metodologia Ogólna*, Gdynia: Wydawnictwo "Bernardinum", 2002.

- [111] L. Runkiewicz, *Badania konstrukcji żelbetowych*, Warszawa: Biuro Gamma, 2002.
- [112] A. Zybura, M. Jaśniok i T. Jaśniok, *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu.*, tom 2, Warszawa: PWN, 2011.
- [113] Ł. Drobiec, R. Jasiński i A. Piekarczyk, *Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali.*, tom 1, Warszawa: PWN, 2010.
- [114] J. Hoła i L. Runkiewicz, „Methods and diagnostic techniques used to analyse the technical state of reinforced concrete structures,” *Structure and Environment*, tom 10, nr 4, pp. 309-337, 10 2018.
- [115] L. Runkiewicz, *Diagnostyka obiektów budowlanych*, Warszawa: PWN, 2020.
- [116] J. Hoła, J. Bień, Ł. Sadowski i K. Schabowicz, „Non-destructive and semi-destructive diagnostics of concrete structures in assessment of their durability,” *Bulletin of The Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*, pp. 87-96, 1 2015.
- [117] J. Sobczak-Piąstka i A. Podhorecki, „Diagnostyka techniczna budynku wielkopłytkowego,” *Izolacje*, tom 18, nr 11-12, pp. 22-26, 2013.
- [118] J. Sobczak-Piąstka i A. Podhorecki, „Problemy diagnozowania stanu technicznego i modernizacji budynków z wielkiej płyty,” *Inżynier budownictwa*, 2 2014.
- [119] J. Jasiczak i K. Girus, „Maintenance and Durability of the Concrete External Layer of Curtain Walls in Prefabricated Technological Poznan Large Panel System,” *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, tom 245, nr 3, 10 2017.
- [120] M. Wójtowicz i T. Możaryn, „Stan techniczny złączy i prefabrykatów budynku wielkopłytkowego po 40 latach eksploatacji,” w *Awarie budowlane: zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje. XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna, Szczecin-Międzyzdroje*, 2013.
- [121] J. Krentowski, P. Knyziak i M. Mackiewicz, „Durability of interlayer connections in external walls in precast residential buildings,” *Engineering Failure Analysis*, tom 121, 3 2021.
- [122] J. Pogorzelski, „Kryterium kondensacji pary wodnej na powierzchni przegród według PN EN ISO 13788,” w *Zeszyty Naukowe. Konferencja Naukowa Budownictwo Ogólne: Zagadnienia Konstrukcyjne, Materiałowe i Ciepłno-Wilgotnościowe w budownictwie.*, Bydgoszcz, 2001.
- [123] J. Pogorzelski, K. Kasperkiewicz i R. Geryło, „Zasady dostosowania budynków wielkopłytkowych do wymagań oszczędności energii i odpowiedniej izolacyjności cieplnej przegród. Praca badawcza nr 55/3457/NF-34/00, wykonana przez ITB w Zakładzie Fizyki Ciepłej,” ITB, Warszawa, 2000.
- [124] L. Runkiewicz, B. Szudrowicz, H. Prejzner, R. Geryło, J. Szulc i J. Sieczkowski, „Diagnostyka i modernizacja budynków wielkopłytkowych (cz.1),” *Przegląd Budowlany*, pp. 54-60, 7-8 2014.
- [125] C. Olszowski, „Opinia techniczna dotycząca stanu technicznego elementów budynku mieszkalnego,” Konin, 2015.
- [126] K. Podawca, „Analiza porównawcza temperatury powierzchniowej przegród w lokalach mieszkalnych w budynku wielorodzinnym z wielkiej płyty,” *Acta Scientiarum Polonorum Architectura*, tom 17, nr 1,

- pp. 35-44, 2018.
- [127] C. Miedziałowski, M. Baszeń, Kosior-Kazberuk, Marta, A. Żakowicz, T. Chyży i D. Siwik, „Stan nieukończony konstrukcji budynku OWY po 25 latach od realizacji i propozycja sposobu analizy statycznej,” *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, pp. 27-34, 1-3 2016.
- [128] W. Ligęza, „O bezpieczeństwie trójwarstwowych elementów ściennych w budownictwie wielkopłytkowym,” *Przegląd budowlany*, pp. 26-33, 9 2014.
- [129] W. Ligęza i J. Dębowski, „Identyfikacja uszkodzeń elementów wielkopłytkowych w aspekcie oceny bezpieczeństwa eksploatacyjnego budynku.,” w *Zapobieganie, diagnostyka, naprawy, rekonstrukcje, XXIII Konferencja Naukowo-Techniczna Awaryjne Budowlane*, Szczecin-Międzyzdroje, 2007.
- [130] W. Starosolski, *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych*, tom 4, Warszawa: PWN, 2012.
- [131] J. Krentowski i R. Trybiłło, „Usuwanie stanów zagrożenia zewnętrznych ścian warstwowych budynków mieszkalnych,” *Przegląd Budowlany*, pp. 34-39, 2 2008.
- [132] W. Ligęza i M. Płachecki, „Uszkodzenia złączy w ścianach osłonowych budynków wielkopłytkowych,” *Inżynieria i Budownictwo*, nr 4-5, 2000.
- [133] W. Ligęza i M. Płachecki, „Stan zagrożenia i jego likwidacja w konstrukcji budynku wielkopłytkowego,” *Inżynieria i Budownictwo*, nr 5, 2001.
- [134] W. Ligęza, „Naprawa i wzmacnianie budynków z wielkiej płyty,” w *XXI Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji*, Ustroń, 2006.
- [135] J. Dębowski, „Typowe uszkodzenia w budynkach wielkopłytkowych,” *Przegląd Budowlany*, pp. 25-32, 10 2012.
- [136] P. Knyziak i M. Kanoniczak, „Difficulties in Operation of Elevations in Large-Panel Buildings,” w *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Zilina, Slovakia, 2019.
- [137] „Raport o stanie budynków z wielkiej płyty - Poznań 2020,” Powiatowy Inspektorat Nadzoru Budowlanego, Poznań, 2021.
- [138] P. Ciszak, „Wielkie badanie wielkiej płyty. Jeśli te bloki się nie zawalą, staną się domami przyszłości?,” money.pl, 2016.
- [139] S. Yu, Y. Liu, D. Wang, A. S. Bahaj, Y. Wu i J. Liu, „Review of thermal and environmental performance of prefabricated buildings: Implications to emission reductions in China,” *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, tom 137, March 2021.
- [140] E. Cziesielski i N. A. Fouad, „Aussenwandsanierung und Waermedaemmung. Erfahrungen und Probleme bei der Sanierung von dreischichtigen Aussenwaenden von Grosstafelbauten mit Waermedaemmsystemen,” *Beratende Ingenieure*, tom 27, pp. 32-43, luty 1997.
- [141] Y. A. Matrosov, „Energy efficiency improvement in Russian dwelling houses over the past decade,” Center for Energy Efficiency, Moskwa, 2004.

- [142] D. H. Meadows, *Thinking in Systems*, London: Chelsea Green Publishing, 2008.
- [143] E. Romano, O. Iuorio, N. Nikitas i P. Negro, „A review of retrofit strategies for Large Panel System buildings,” w *Life Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision: Proceedings of the Sixth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2018)*, Ghent, Belgium, 2018.
- [144] „Structural connections for precast concrete buildings. Bulletin 43,” the International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland, 2008.
- [145] H. G. Harris i S. Iyengar, „Full-Scale Tests on Horizontal Joints of Large Panel Precast Concrete Buildings,” *PCI Journal*, tom 25, nr 2, pp. 72-92, March-April 1980.
- [146] D. Blagov, T. Georgiev, D. Kisliakov i M. Traykova, „Rapid structural assessment of buildings – experience after the 26-th November 2019 Earthquake in Albania,” w *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Varna, Bulgaria, 2020.
- [147] C. Todut, D. Dan i V. A. Stoian, „Theoretical and experimental study on precast reinforced concrete wall panels subjected to shear force,” *Engineering Structures*, tom 80, pp. 323-338, 12 2014.
- [148] K. Girus, „Evaluation of the condition of the external layer of walls in the national technological system "S-Sz" (Szczecin System) of large-panel prefabricated construction,” w *MATEC Web of Conferences 29th International Conference on Structural Failures*, Międzyzdroje, 2019.
- [149] J. Jasiczak, M. Kanoniczak i K. Girus, „Konieczność wtórnego kotwienia betonowych warstw elewacyjnych wielkopłytytowych ścian zewnętrznych w świetle badań własnych,” w *XI Konferencja Dni Betonu "Tradycja i nowoczesność"*, Wisła, 2021.
- [150] K. Girus, „50 lat realizacji i eksploatacji wielkopłytytowych budynków mieszkalnych w Poznaniu,” w *Budownictwo a środowisko: projektowanie i modernizacja obiektów budowlanych: praca zbiorowa*, Z. Bromberek, Red., Poznań, Wydawnictwo Zarządu Oddziału PZITB w Poznaniu, 2017, pp. 51-60.
- [151] *Dokumentacja projektowa branży konstrukcyjnej budynków mieszkalnych Poznań-Rataje*, Poznań, 1983.
- [152] *Projekt Budowlany: Docieplenie przegród zewnętrznych ze zmianą kolorystyki elewacji, Os. Orła Białego 47-71*, Poznań: Biuro Projektowe Comproj, 2015.
- [153] I. Woyzbun, „Inwentaryzacja stanu łączników i warunków ich pracy w wybranych obiektach budownictwa mieszkaniowego.,” ITB, Warszawa, 1985.
- [154] *Norma: PN-EN 12504-1:2011: Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Próbk rdzeniowe. Pobieranie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.*
- [155] L. Brunarski, „Ocena wytrzymałości betonu w konstrukcji. Prace ITB, kwartalnik 2-3,” ITB, 1998.
- [156] *Opinia techniczna dotycząca oceny mocowania warstwy fakturowej ścian zewnętrznych budynku mieszkalnego wielorodzinnego nr 3 na osiedlu Stefana Batorego w Poznaniu*, Poznań: Instytut Konstrukcji Budowlanych, Politechnika Poznańska, 2019.

- [157] *Norma: PN-EN 14630:2007 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczenie głębokości karbonatyzacji w stwardniałym betonie metodą fenoloftaleinową, 2007.*
- [158] *Instrukcja obsługi - PS 200 Ferroskan (Hilti), pp. 69-99.*
- [159] *Norma: PN-EN ISO 6892-1:2016-09: Metale. Próba rozciągania. Część 1: Metoda badania w temperaturze pokojowej, 2016.*
- [160] *Norma: PN-EN 13791:2008: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych.*
- [161] *Norma: PN-B-06250:1988: Beton zwykły.*
- [162] M. Iwińska, B. Popowska i M. Szymkowiak, *Statystyka opisowa*, Poznań: Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, 2011.
- [163] J. Wątroba, „Praktyczne aspekty szacowania liczebności próby w badaniach empirycznych,” StatSoft Polska Sp. z o.o., 2013.
- [164] D. Griffiths, *Head First - Statystyka*, Helion, 2010.
- [165] T. Bartuś,
„home.agh.edu.pl/~bartus/index.php?action=dydaktyka&subaction=statystyka&item=przedzialy_ufnosci,” [Online]. [Data uzyskania dostępu: styczeń 2022].
- [166] K. Konieczny, *Dodatkowe połączenia warstwy fakturowej z warstwą konstrukcyjną wielkopłytowych ścian zewnętrznych. Budynek wielkopłytowy - wymagania podstawowe.*, Warszawa: ITB, 2002.
- [167] *Ulotka: System kotwienia CHEM-SET Trutek*, Sękocin Nowy: Trutek Fasteners Polska Sp z o.o., 2016.
- [168] *Aprobata techniczna: AT-15-6916/2009: Łączniki wklejane Copy-Eco do wzmacniania betonowych ścian warstwowych (Koelner)*, Warszawa: ITB, 2009.
- [169] *Krajowa Ocena Techniczna: ITB-KOT-202/1373: Kotwy mechaniczne ze stali nierdzewnej EJOT WSS PLUS do wzmacniania betonowych ścian warstwowych*, ITB, 2020.
- [170] *Aprobata techniczna: AT-15-6173/2015: Łączniki wklejane HWB-H do wzmacniania betonowych ścian warstwowych (Hilti AG)*, Warszawa: ITB, 2015.
- [171] *Catalogue Fixing Systems: The economical solution for the repair of triple-skin outer wall*, Fischer, 2018.
- [172] *Aprobata techniczna: AT-15-8130/2013 Stalowe łączniki wklejane K2/2008 do wzmacniania prefabrykowanych ścian warstwowych budynków wielkopłytowych*, Warszawa: ITB, 2013.
- [173] *Norma: PN-EN 1992-4:2018: Eurokod 2 - Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 4: Projektowanie zamocowań do stosowania w betonie*, 2018.
- [174] *Guideline for European technical approval of metal anchors for use in concrete (ETAG 001)*, Brussels: EOTA, 2013.

- [175] Norma: PN-EN ISO 3506-1: 2020-10: Części złączne. Właściwości mechaniczne części złącznych odpornych na korozję ze stali nierdzewnej, 2020.
- [176] Norma: PN-EN 10088-1: Stale odporne na korozję. Część 1: Wykaz stali odpornych na korozję, Warszawa, 2019.
- [177] Podręcznik projektowania konstrukcji ze stali nierdzewnych. Wydanie czwarte (tytuł oryginalny: Design Manual for Structural Stainless Steel, 4th Edition, SCI 2017, Rzeszów: Oficyna Wydawnicza, 2017.
- [178] Norma: PN-EN 1993-1-4:2007/A1:2015-08 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych - Część 1-4: Reguły ogólne - Reguły uzupełniające dla konstrukcji ze stali nierdzewnych, 2015.
- [179] W. Kubiszyn, „Wpływ uwarunkowań środowiskowych na dobór gatunku stali nierdzewnej,” *Inżynieria i Budownictwo*, pp. 316-319, 6 2017.
- [180] „<https://www.demark.net.pl/pl/gatunki-stali>: Stal nierdzewna: gatunek 1.4404,” 2021.
- [181] *Raport Techniczny TR 029: Design of Bonded Anchors*, EOTA (European Organisation for Technical Approvals), 2007.
- [182] *Europejska Ocena Techniczna ETA-21/0242 z 11/03/2021: Łączniki wklejane do stosowania w betonie - RAWPLUG, R-KER-II, R-KER-II-S i R-KER-II W*, Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej, 2021.
- [183] *Europejska Ocena Techniczna ETA-02/0024 z 13/05/2020: Kotwa wklejana do stosowania w betonie - Fischerwerke, system iniekcyjny FIS V*, Niemiecki Instytut Techniki Budowlanej: Berlin, 2020.
- [184] *Europejska Ocena Techniczna ETA-11/0493 z 10/12/2021: Łączniki wklejane do stosowania w betonie - HILTI, HIT-HY 200-A*, Berlin: Niemiecki Instytut Techniki Budowlanej (DIBt), 2021.
- [185] *Europejska Ocena Techniczna ETA-12/0129 z 4/06/2018: Kotwa wklejana iniekcyjna do stosowania w betonie, pręt gwintowany M8-M24 - TRUTEK, TCM*, Champs-sur-Marne: CSTB, 2018.
- [186] *Europejska Ocena Techniczna ETA-11/0002 z 16/12/2016: Kotwy wklejane z prętami gwintowanym M8 do M30 i prętami zbrojeniowymi $\varnothing 8$ do $\varnothing 25$ mm do wykonywania zamocowań w betonie niezarysowanym - RAWPLUG, R-HAC-V*, Warszawa: Instytut Techniki Budowlanej, 2016.
- [187] J. K. Szlendak, A. Jabłońska-Krysiewicz i D. Tomaszewicz, „Analytical modelling of a three-layer wall system of strengthening for large-panel slab buildings by means of bonded anchors,” w *MATEC Web of Conferences: 3rd Scientific Conference Environmental Challenges in Civil Engineering (ECCE 2018)*, 2018.
- [188] D. Tomaszewicz, „Wzmacnianie ścian zewnętrznych w budynkach wielkopłytowych,” *Budownictwo i Inżynieria Środowiska*, pp. 125-130, 5 2014.
- [189] Norma: PD CEN/TR 17081:2018: *Design of fastenings for use in concrete. Plastic design of fastenings with headed and post-installed fasteners*, BSI Standards, 2018.
- [190] F. Gara, L. Ragni, D. Roia i L. Dezi, „Experimental tests and numerical modelling of wall sandwich panels,” *Engineering Structures*, pp. 193-204, 2 2012.
- [191] J.-Q. Huang i J.-G. Dai, „Direct shear tests of glass fiber reinforced polymer connectors for use in

- precast concrete sandwich panels,” *Composite Structures*, tom 207, pp. 136-147, 2019.
- [192] C. J. Naito, J. M. Hoemann, B. T. Bewick i M. I. Hammons, „Evaluation of shear tie connectors for use in insulated concrete sandwich panels. Interim Report.,” Air Force Research Laboratory, United States, 2009.
- [193] A. Baryłka i D. Tomaszewicz, „Influence of surface shape of glued anchors on their load capacity,” *Modern Engineering*, pp. 78-82, 2 2020.
- [194] *Receptura lekkich betonów, Leca, KERAMZYT*, Gniezno: Leca Polska Sp. z o.o., 2017.
- [195] T. Henclowski i A. Pogorzelski, *Nowelizacja Instrukcji wykonywania połączeń w prefabrykacjach betonowych ścian warstwowych dla budownictwa mieszkaniowego*, Warszawa: Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Ogólnego, 1990.
- [196] *Norma: PN-EN 1991-1-1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*, 2004.
- [197] *Norma: PN-EN 1991-1-4: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru*, 2008.
- [198] A. Skrzat, *Modelowanie liniowych i nieliniowych problemów mechaniki ciała stałego i przepływów ciepła w programie ABAQUS*, Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2018.
- [199] H. Dębski, G. Ponieważ, P. Różyło i A. Wójcik, *Podstawy metody elementów skończonych - przykłady obliczeń numerycznych w programie Abaqus*, Lublin: Politechnika Lubelska, 2015.
- [200] M. Hafezolghorani, F. Hejazi, R. Vaghei, M. S. Jaafar i K. Karimzade, „Simplified damage plasticity model for concrete,” *Structural Engineering International*, tom 27, nr 1, pp. 68-78, 2 2017.
- [201] *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie*, 2002 (tekst jednolity z 15.04.2022 r. po zmianach).
- [202] W. Derkowski, *Wykład: Kierunki prefabrykacji na świecie. Dzień Inżyniera Budownictwa - Budma 2020.*, Poznań, 2020.
- [203] J. Jasiczak, R. X. Gérard, L. Wojtasik, P. Bryszak, K. Cichocki i J. Kołodziej, „Wytwarzanie elementów dla innowacyjnego systemu energooszczędnego budownictwa prefabrykowanego w ramach projektu Plus Energy Prefab House,” *Budownictwo, Technologie, Architektura*, pp. 56-62, 2 2019.

literatura występująca jedynie w przypisach:

- [204] E. Szlachcic, „Optymalizacja wielokryterialna (materiały dydaktyczne),” Instytut Informatyki, Automatyki i Robotyki Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, dostęp 2022.
- [205] „encyklopedia.pwn.pl”.
- [206] *Norma: PN-EN 13791:2019-12: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych*, 2019.