

Błędy fazy rekonstrukcji baterii silosów stalowych

Dr inż. Janusz Krentowski, dr inż. Romuald Szelaąg, Politechnika Białostocka

1. Wprowadzenie

Projektowanie obiektów budowlanych w ostatnich latach podlegało znacznym modyfikacjom, wynikającym ze zmian obowiązujących aktów prawnych. Zmiana przepisów o normalizacji z 12 września 2002 r. usankcjonowała zasadę, że stosowanie normatywów projektowania i realizacji konstrukcji obiektów inżynierskich jest dobrowolne. Pozostawienie projektantom, wykonawcom i użytkownikom obiektów budowlanych dużego zakresu dowolności w interpretacji stanu wiedzy zawartego w normach, wielokrotnie powodowało błędy w projektowaniu i realizacji zagrażające ich bezpieczeństwu. Przykład w tym zakresie został przedstawiony w niniejszym artykule, opracowanym po wykonaniu szczegółowych badań i analiz silosów stalowych w postaci powłok walcowo-stożkowych, których warunki eksploatacji miały być zmienione (zmiana materiału magazynowanego z pyłu dymnicowego na cement) po ich demontażu, transporcie kolejną w pozycji leżącej i ponownym zmontowaniu w innym miejscu.

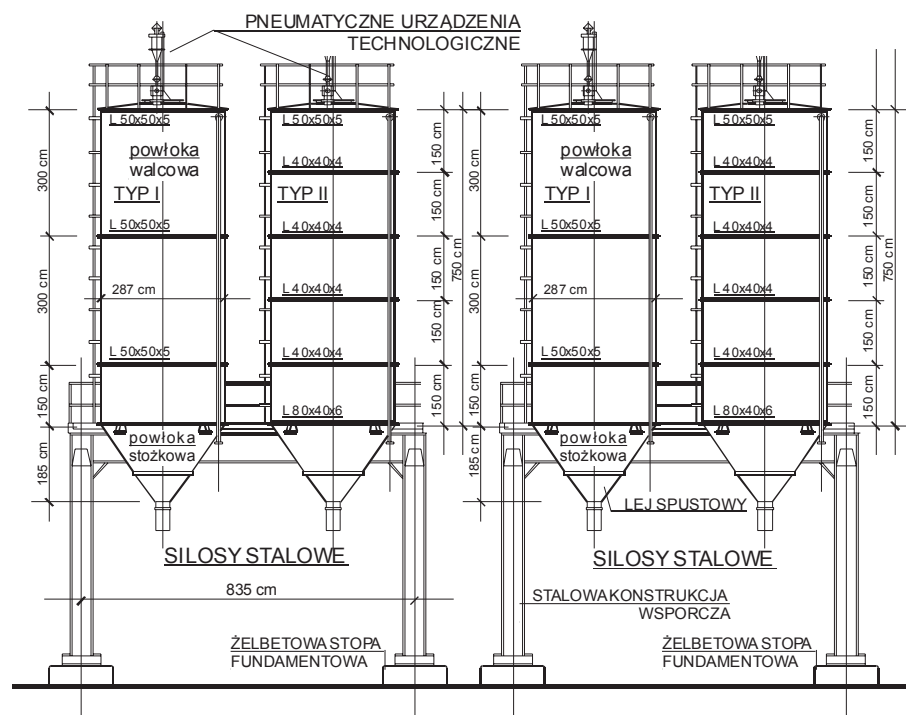
2. Analiza rozwiązań konstrukcji silosów stalowych

Obiekt, który poddano badaniom składał się z czterech silosów. Płaszcz dwóch zbiorników skonstruowano z trzech stref o wysokości 3,0 m oraz 1,5 m, a dwóch kolejnych z pięciu poziomych pasów o wysokości 1,5 m. Powłoki walcowe w miejscach spoin obwodowych zostały wzmocnione obejmami wykonanymi z profili walcowanych, łączonych spoinami pachwinowymi o nienormowanych kształtach. Dolne strefy struktur uformowano w formie leja do kształcie stożka. Stalowe powierzchnie z blach, przekrywające zbiorniki, również stanowią powłoki stożkowe o małym kącie nachylenia tworzących. Zbiorniki usytuowano na stalowej konstrukcji wsporczej wykonanej z walcowanych profili stalowych. Parametry zbiorników baterii silosów określone w efekcie badań identyfikacyjnych przedstawiono na rysunku 1.

W trakcie około dwudziestoletniej eksploatacji polegającej na magazynowaniu pyłów dymnicowych a następnie podczas transportu, stalowe powłoki zbiorników uległy lokalnym deformacjom poprzez liczne wgniecenia typu imperfekcji geometrycznych. Wgłębienia o wartości kilku dziesięciu milimetrów, widoczne na powierzchniach walcowych determinują zmiany stanu wytrzymałości elementów stalowych. Fragmenty odkształconych elementów powłoki zbiornika pokazano na rysunku 2.

3. Identyfikacja jakości robót

W stadium modernizacji zbiorniki ustawiono na stalowej konstrukcji wsporczej bez dokonania analizy przydatności stalowych elementów do nowych warunków obciążenia użytkowego oraz parcia, ssania i porywów wiatru. Wady realizacji i warsztatowe błędy kształtowania konstrukcji stalowych interpretowano na podstawie wyników prac badawczych. Udokumentowano, że w efekcie zaawansowanych procesów



Rys. 1. Powłoki walcowe baterii zbiorników cementu



Rys. 2. Fragmenty lokalnie zdeformowanych i trwale odkształconych elementów zbiornika



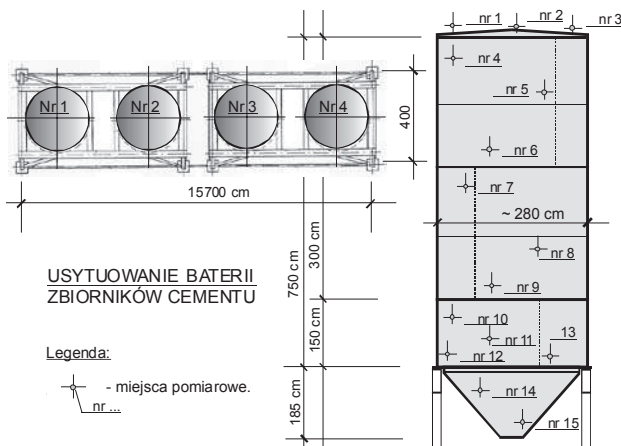
Rys. 3. a) Przykład procesu korozyjnego stalowych elementów konstrukcyjnych, b) wady w strefie podparcia konstrukcji wsporczej na powierzchni stopy fundamentowej

korozyjnych w trakcie eksploatacji zbiorników, zmniejszeniu uległy grubości blach. Na powierzchniach poddanych badaniom makroskopowym zidentyfikowano objawy korozji wżerowej (rys. 3 a). Pomiary aktualnych grubości blach elementów zbiornika wykonano wykorzystując specjalistyczną aparaturę

ultradźwiękową, przy użyciu głowic przystosowanych do pomiarów z jednostronnym dostępem do badanych powierzchni. Dobór i lokalizację miejsc pomiarowych w trakcie badań zilustrowano na rysunku 4.

Strefy badań określano losowo, koncentrując się na zidentyfikowanych wadach i miejscach połączeń elementów stalowych. W efekcie zrealizowanych prac ustalono, że grubości blach płaszcza zbiornika w badanych miejscach nie przekraczały wartości $2,7 \div 3,0$ mm, co w połączeniu ze stanem lokalnych imperfekcji, stwarzało niemal pewne zagrożenie wystąpienia katastrofy w przypadku napełnienia dowolnego zbiornika do poziomu docelowego.

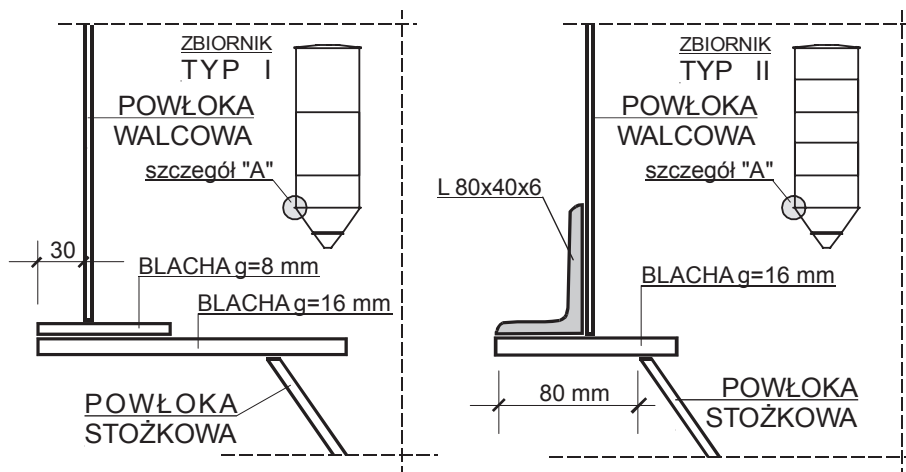
Podstawy konstrukcji wsporczych oparto na górnych powierzchniach stóp fundamentowych. W strefach podporowych nie wykonano tzw. „podlewki” stabilizujących położenie łączonych płaszczyzn. Szczeliny pomiędzy powierzchnią stóp a blachami podstawy, wynikające z zastosowania elementów rektyfikujących o niedopuszczalnych kształtach, wynosiły od kilku do kilkunastu milimetrów (rys. 3 b). Na górnej powierzchni stóp fundamentowych stwierdzono zarysowania o rozwarości rzędu 1 mm. W okresie opadów i zmiennych temperatur istniejące wady powodowały rozwój procesów niszczenia ele-



Rys. 4. Usytuowanie baterii zbiorników. Lokalizacja stref badawczych

mentów betonowych oraz zbrojenia poprzez niekontrolowany przyrost naprężeń wynikających z zamrażania wody w porach wilgotnego materiału fundamentów i niekorzystnego wpływu agresywnego środowiska.

Struktura badanego betonu była niejednorodna z widocznymi frakcjami kruszywa grubego. W badanych strefach podpór fundamentowych nie zidentyfikowano siatek prętów przeciwskurczowych oraz zbrojenia konstrukcyjnego monolityzującego beton, co przyczyniło się do stymulacji procesu kruszenia i postępującej degradacji struktury materiału.



Rys. 5. Szczegóły połączeń powłoki walcowej i stożkowej

4. Analiza stanu wyężenia powłok walcowych i stożkowych

Analizę stanu granicznego nośności należało zrealizować uwzględniając fakt eksploatacji silosów jako pojemników popiołu, co skutkowało procesem ścierania wewnętrznej powierzchni blach i zmianą grubości płaszcza. Zmiana technologii użytkowania spowodowała zmianę obciążeń i sił wewnętrznych. Ciężar objętościowy i kąt tarcia wewnętrznego cementu przechowywanego w silosach określono na podstawie normy PN-82/B-02003, przyjmując wartości charakterystyczne $\gamma_c = 17,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_c = 20^\circ$ oraz obliczeniowe, z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego z uwagi na fakt przemieszczania cementu i procesów transportu wewnętrznego, $\gamma_o = 24,50 \text{ kN/m}^3$, podczas gdy silosy przejmowały przed kilkunastu laty obciążenia popiołami o wartości obliczeniowej $\gamma_{op} = 10,80 \text{ kN/m}^3$. Całkowitą wysokość powłoki silosu przyjęto na podstawie pomiarów identyfikacyjnych ustalając $H = 9,30 \text{ m}$. Średnica wewnętrzna silosu przyjęta do obliczeń wynosi $D = 2,87 \text{ m}$, a średnica ściętego przekroju stożka $a = 0,40 \text{ m}$.

Maksymalne obliczeniowe parcie cementu na powłokę walcową wynosiłoby po całkowitym napełnieniu, wg [4]

$$p_{no}(H) = \gamma \cdot z \cdot \text{tg}^2(45^\circ - 0,5 \cdot \varphi) = 24,50 \cdot 7,5 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - 0,5 \cdot 20^\circ) = 90,04 \text{ kN/m}^2$$

Powłoka walcowa górnej części silosu powinna bezpiecznie przejmować równoleżnikową siłę rozciągającą, uwzględniającą wyłącznie laminarny, błonowy stan naprężeń, o wartości

$$N_{wo} = p_n(z) \cdot 0,5D = 90,04 \cdot 2,87/2 = 129,20 \text{ kN/m}$$

Przyjęto oznaczenia:

γ – ciężar objętościowy materiału sypkiego,
 φ – kąt tarcia wewnętrznego magazynowego materiału,

α – kąt pochylenia leja, $\alpha = 50^\circ$,
 z – współrzędna układu kartezjańskiego mierzona od górnego poziomu materiału sypkiego.
 Maksymalne obliczeniowe parcie cementu na powłokę stożkową wynosiłoby

$$p_{po}(H) = \gamma \cdot z \cdot [\cos^2 \alpha + \text{tg}^2(45^\circ - 0,5 \cdot \varphi) \cdot \sin^2 \alpha] = 24,50 \cdot 7,5 \cdot [\cos^2 50^\circ + \text{tg}^2(45^\circ - 0,5 \cdot 20^\circ) \cdot \sin^2 50^\circ] = 128,63 \text{ kN/m}^2$$

a maksymalna siła równoleżnikowa o wartości obliczeniowej będzie równa

$$N_{so}(H) = [p_p(z) \cdot r] / \sin \alpha = [128,63 \cdot 2,87/2] / \sin 50^\circ = 296,32 \text{ kN/m}^2$$

W rezultacie przeprowadzonych badań stwierdzono, że w strefie połączeń płaszcza z lejem nie zrealizowano żadnych konstrukcji (rys. 5), przejmujących momenty utwierdzenia, a także kołnierzy uzasadniających poprawność rozwiązań konstrukcyjnych tej strefy.

Stateczność powłoki walcowej uznaje się za poprawną jeżeli naprężenie krytyczne spełnia warunek

$$\sigma_{kr} = \frac{0,32 \cdot E \cdot \delta}{r \cdot \sqrt{1 - \nu^2}} \geq f_d \quad (1)$$

w którym

δ – grubość ścianki płaszcza, $\delta_{min} = 0,27 \text{ cm}$,

ν – współczynnik Poissona, $\nu = 0,2$,

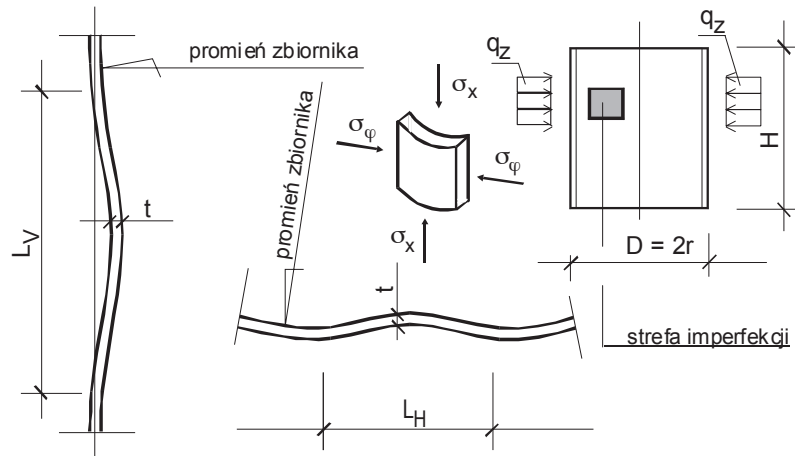
E – moduł sprężystości stali, $E = 205 \text{ GPa}$,

f_d – naprężenia obliczeniowe stalowych blach płaszcza, $f_d = 175 \text{ MPa}$, w obliczeniach przyjęto stal StO, gdyż nie zidentyfikowano znaku stali użytej do wykonania zbiorników.

Obliczono:

$$\sigma_{kr} = \frac{0,32 \cdot 2,05 \cdot 10^5 \cdot 0,0027}{1,435 \cdot \sqrt{1 - 0,2^2}} = 128,5 \text{ MPa} \ll f_d = 175 \text{ MPa}$$

Warunek stateczności lokalnej powłok zbiorników, w przypadku pełnego napełnienia, nie jest spełniony. Kołowy kształt przekroju zbiorników, zniekształcony lokalnymi imperfekcjami, powoduje zmianę stanu naprężeń z błonowego na naprężenia o nierównomiernym rozkładzie, powodując efekt zniszczenia. Cienkie blachy powłok walcowych o grubościach $\delta < 3,0$ mm nie przejmą bezpiecznie efektów zginania spowodowanych nieliniowymi odkształceniami geometrycznymi.



Rys. 6. Szczegóły deformacji kształtu powłoki walcowej, [9]

5. Kryteria nośności granicznej i użyteczności zbiorników

Kołowy przekrój powłoki walcowej zrealizowanej z blach o stałej grubości $\delta = 3,0$ mm w wyniku kilkunastoletniego działania czynników zewnętrznych i zmniejszenia grubości o wartość $\Delta\delta = 0,3$ mm powinien w dolnej strefie przejmować równoleżnikową siłę obliczeniową $N_{wo} = 129,15$ kN/m. Nośność elementów rozciąganych [5] oblicza się następująco:

$$N < N_{Rt} = A \cdot f_D \quad (2)$$

N_{Rt} – nośność obliczeniowa przekroju przy rozciąganiu, A – pole przekroju poprzecznego pasma o wysokości 1 m, $A = (0,3 - 0,03) \cdot 100 = 27$ cm².

W analizowanym przypadku nierówność normowa identyfikująca błonowy stan wyężenia nie może być wykorzystana, ponieważ o stanie naprężeń warunkujących bezpieczeństwo powłoki decydują wgniecenia i zniekształcenia laminarnej krzywej kołowej poboczniczy (rys. 6).

W miejscach imperfekcji, zmiana promienia o wartość $\Delta r = 2,0$ cm, powoduje efekt zginania momentem o wartości obliczeniowej

$$M_o = N_{wo} \cdot \Delta r = 129,20 \cdot 0,02 = 2,58 \text{ kNm/m,}$$

podczas gdy wskaźnik wytrzymałości przekroju na zginanie wynosi

$$W = (100 \cdot 0,27^2) / 6 = 1,215 \text{ cm}^3,$$

stąd przyrost krawędziowych naprężeń rozciągających dla momentu M_o jest równy

$$\Delta\sigma(M_o) = M_o / W_o = 2,58 \cdot 10^{-3} / 1,215 \cdot 10^{-6} = 2123 \text{ MPa} \gg f_d = 175 \text{ MPa.}$$

Efektom działania obciążenia gromadzonym medium na odkształconą powłokę zbiornika będzie całkowite

uplastycznienie materiału i przekroczenie wartości naprężeń obliczeniowych, których górna wartość wynosi co najwyżej $f_d = 175$ MPa.

Analogiczny kołowy przekrój powłoki stożkowej zrealizowanej z blach o stałej grubości, $\delta = 4,0$ mm również zrealizowany przed kilkunastu laty, w wyniku działania czynników zewnętrznych i zmniejszenia grubości o wartość $\Delta\delta = 0,3$ mm powinien przejmować równoleżnikową siłę o wartości obliczeniowej $N_{so} = 296,32$ kN/m.

Pole przekroju poprzecznego blachy powłoki stożkowej wynosi $A = (4,0 - 0,3) \cdot 100 = 37$ cm².

Obliczono:

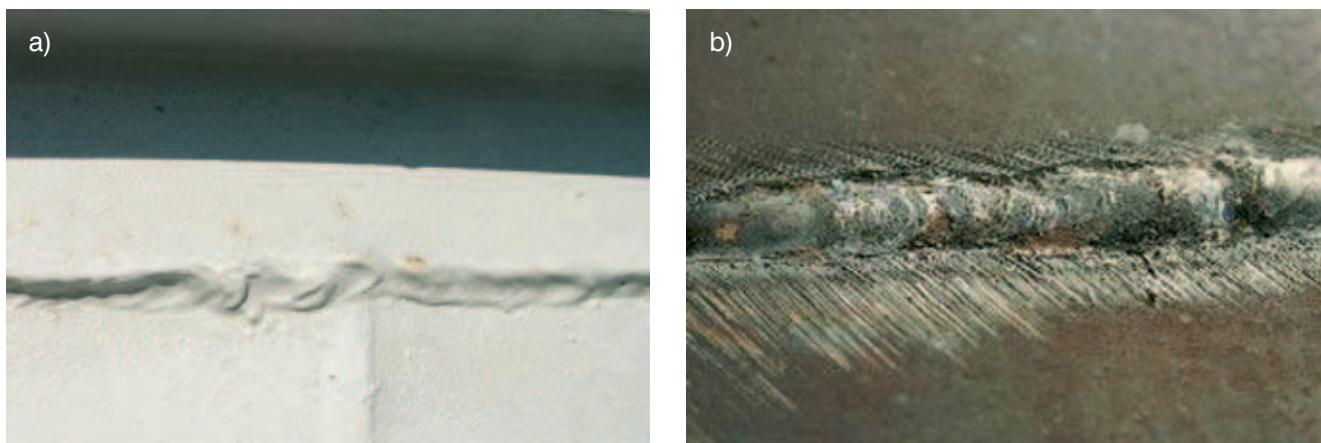
$$N_{Rt} = 37 \cdot 10^{-4} \cdot 175 \cdot 10^3 = 647,50 \text{ kN}$$

$$N = N_{so} = 296,32 \text{ kN} < N_{Rt} = 647 \text{ kN}$$

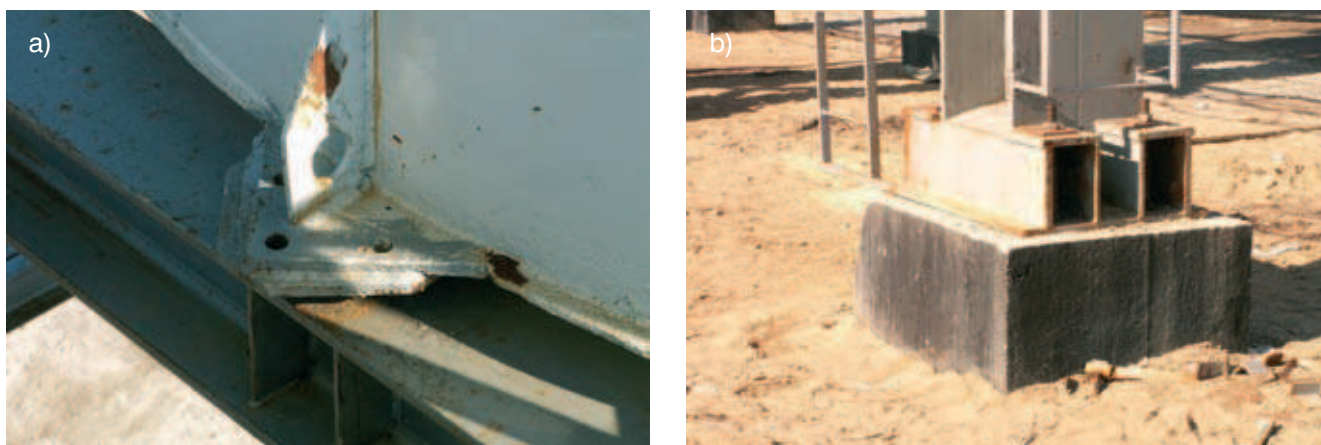
uzasadniając bezpieczne spełnienie warunków wyężenia przekroji rozciąganych. W strefach spustowych, skonstruowanych jako powłoki stożkowe, nie stwierdzono imperfekcji w skali uzasadniającej zmianę stanu błonowego w procesy zginania.

6. Badania i klasyfikacja złączy

Stan połączeń spawanych cienkich blach powłok walcowych podlegających procesom korozji jest niezadowalający ze względu na lokalne efekty wżerowe. Spoiny łączące cienkie blachy grubości 2,7 mm, wykonane niestarannie, nie spełniają kryteriów klasy W3 określonych w normie [7], ze względu na następujące wady: wklęśnięcia grani, braki przetopu, podtopienie lica, porowatości, występowanie kraterów, wycieki, nadlewy i nawisy lica, uskoki, nierówności i karby (rys. 7). Wady, udokumentowane podczas badań i pomiarów, powinny być wyeliminowane metodą wzmocnień konstrukcyjnych. Grubość spoin powinna spełniać warunek $a_{min} \geq 3,0$ mm, a wyjątkowo, przy kontroli spoin w wytwórniach licencjonowanych, dopuszcza się zmniejszenie do grubości $a = 2,5$ mm. Spoiny w zbiornikach nie spełniają warunków nośności.



Rys. 7. Przykłady wad połączeń spawanych: a) stan w trakcie prac badawczych, b) po usunięciu powłok antykorozyjnych (skala 2:1)



Rys. 8. Wady w strefach podporowych: a) oparcie zbiornika na konstrukcji wsporczej, b) połączenie konstrukcji wsporczej ze stopą

Na podstawie zrealizowanych badań, ustalono, iż przewidziane połączenia śrubowe konstrukcji powłokowych w strefie pierścieni usztywniających z elementami konstrukcji wsporczych nie zostały zrealizowane zgodnie z technologią montażu zbiorników. Zamiast śrub montażowych pozostawiono otwory, a wady i korekty błędów montażowych eliminowano przy użyciu niezidentyfikowanych, różnorodnych typów podkładek i bezklasowych spoin, dla których nie ma podstaw oceny ich nośności (rys. 8 a).

Złącza podstaw stalowych z fundamentami wykonano z wadami skutkującymi koncentracją naprężeń w słabym betonie i śrubach kotwiących. Rozwarcie szczelin i sposób realizacji strefy podparcia pokazano na rysunku 3b. Wady łączenia konstrukcji stalowych z fundamentami, pokazane na rysunku 8b, wynikają z faktu, iż nie zostały spełnione kryteria konstrukcyjne stanowiące niezbędny zasób wiedzy prezentowany w normie [6].

7. Stan bezpieczeństwa zbiorników

Badane zbiorniki wyprodukowano przed blisko trzydziestu laty z przeznaczeniem na zasobniki pyłu dym-

nicowego. Można przyjąć założenie, iż zostały wykonane poprawnie i stosownie do przewidywanego sposobu użytkowania. Poprawny stan bezpieczeństwa konstrukcji został zdegradowany koncepcją magazynowania cementu o ciężarze objętościowym 2, 3 razy większym niż medium przewidzianego na etapie projektowania, przy zbliżonym kącie tarcia wewnętrznego obu materiałów.

Kolejnym zmniejszeniem stanu bezpieczeństwa były procesy korozji i starzenia materiałów konstrukcyjnych i powłok malarskich, bowiem konstrukcje zmontowano po raz kolejny po kilkunastu latach od czasu jej wytworzenia. Powłoki zbiorników podczas prac transportowych i montażowych zostały lokalnie trwale odkształcone mechanicznie przez liczne wgniecenia typu imperfekcji geometrycznych.

Stan bezpieczeństwa konstrukcji stalowych, na przykład zbiorników, warunkowany jest nośnością połączeń spawanych. Spoiny nie mogą ulegać procesom degradacji w stadium transportu i montażu, tymczasem łącznie z odkształceniami cienkich blach powłok, deformacjom uległy również spoiny łączące blachy tworzące struktury walcowe i stożkowe. W stadium spawania czoło-



Rys. 9.
Szczegóły
zrealizowanej
konstrukcji
wzmacniającej

wego blach o grubości około 2,7 mm, nie zapewnia się warunków do odkształceń plastycznych spoin, wymaganych jako jedno z kryteriów zawartych w normie [4]. Blachy o takiej grubości nie powinny być stosowane do produkcji zbiorników na materiały sypkie. Z wieloletnich badań autorów pracy wynika fakt, iż przy zrealizowanych gabarytach grubości blach poszycia zbiorników nie powinny być mniejsze od 4,0 mm w stanie błonowym i nie mniejsze od 6,0 mm, jeżeli w konstrukcji występują efekty zginania. Takie kryteria potwierdzają monografie [1] z zakresu kształtowania zbiorników stalowych, a autorzy normy [8] obligują do rozbiórki zginane powłoki walcowe, których grubość jest mniejsza od 5,0 mm, bez względu na stan naprężeń. Norma [5] w zakresie blach cienkich o grubości $\delta < 3$ mm nie dopuszcza metod projektowania połączeń stosowanych w realizacji stalowych konstrukcji nośnych. Kryterium to odniesione do jakości robót spawalniczych dyskwalifikuje połączenia spawane części walcowych zbiorników pod względem bezpieczeństwa i granicznej nośności. Grubości spoin powinny być większe od $a_{nom} = 2,5$ mm, co oznacza, iż nie został spełniony kolejny warunek technologiczny. Przy projektowaniu i eks-

ploatacji obiektów o konstrukcji stalowej należy uwzględnić również wpływ korozji.

8. Podsumowanie

Silosy przeznaczone do magazynowania cementu, które są przedmiotem analizy w artykule, usytuowane na konstrukcjach wsporczych, nie mogły być eksploatowane bezpiecznie w sposób przewidziany przez inwestora, gdyż groziło to wystąpieniem katastrofy budowlanej. Ich dopuszczenie do eksploatacji wymagało wykonania robót naprawczych zgodnie z przepisami ustawy [8] oraz dokonania odbioru końcowego uwzględniającego wymagania normy [9].

Użytkowanie wzmocnionej budowli powinno szczególnie uwzględniać wszystkie monitorujące procesy kontrolne dokumentujące trwałość konstrukcji, opinie o ewentualnych zmianach agresywności środowiska oraz badania potwierdzające poprawne warunki gruntowe.

Konstrukcja obiektów inżynierskich powinna być ściśle związana z realiami zastosowania osiągnięć naukowych w praktyce [2]. Prawo budowlane zostało znowelizowane tak, aby nie ograniczać sytuacji, w których inżynier ma możliwość podjęcia decyzji przy wykorzystaniu wiedzy, doświadczenia i metod naukowych. Przedmiotowe zbiorniki zostały wzmocnione poprzez dospawanie poziomych pasów o szerokości 10 cm, w rozstawach co 30 cm, wykonanych z blach grubości 5 mm, rys. 9. Proces łączenia elementów stalowych realizowano pod stałym nadzorem służb spawalniczych. Wady w strefach połączeń słupów konstrukcji wsporczej zbiorników ze stopami fundamentowymi wyeliminowano poprzez wykonanie tzw. podlewek zbrojonych siatkami z drutu stalowego. Wzmocniony obiekt dopuszczono do tymczasowej eksploatacji na okres dwóch lat. Podczas monitoringu obiektu w trakcie procesu napełniania stwierdzono, iż odkształcenia blach nie uległy zmniejszeniu.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Rotter J. M., The practical design of steel structures exploiting different methods of analysis. Shell Structures: Theory and Application. Balkema. Taylor & Francis Group, London 2005
- [2] Runkiewicz L., Rzeczoznawstwo budowlane – wczoraj, dziś i jutro. „Przegląd Budowlany”, nr 7–8/2011
- [3] Ustawa z 7 lipca 1994 r. „Prawo budowlane”, Dziennik Ustaw Rzeczypospolitej Polskiej Nr 89, Warszawa, 25 sierpnia 1994 r. (aktualny tekst jednolity)
- [4] PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [5] PN-B-06200:1997 Konstrukcje stalowe budowlane. Warunki wykonania i odbioru. Wymagania podstawowe
- [6] PN-B-03215:1998 Konstrukcje stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie
- [7] PN-85/M-69775 Spawalnictwo. Wadliwość złączy spawanych. Oznaczenie klasy wadliwości na podstawie oględzin zewnętrznych
- [8] PN-93/B-03201 Konstrukcje stalowe. Kominy. Obliczenia i projektowanie
- [9] PN-B-03202: 1996 Konstrukcje stalowe. Silosy na materiały sypkie. Obliczenia i projektowanie
- [10] PN-B-03210: 1997 Konstrukcje stalowe. Zbiorniki walcowe pionowe na ciecz. Obliczenia i projektowanie