

**XXIV**XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna
Szczecin-Międzyzdroje, 26-29 maja 2009**awarie budowlane**Dr inż. ZBIGNIEW PAJĄK, zbigniew.pajak@polsl.plDr inż. TOMASZ JAŚNIOK, tomasz.jasniook@polsl.pl

Politechnika Śląska

ANALIZA PRZYCZYN AWARII OBIEKTU HANDLOWEGO USYTUOWANEGO NA TERENIE GÓRNICZYM

THE CAUSE ANALYSIS OF THE FAILURES IN A SHOPPING CENTRE LOCATED ON A MINING AREA

Streszczenie Wielkopowierzchniowy obiekt handlowy o żelbetowej prefabrykowanej konstrukcji szkieletowej, poddany wpływowi deformacji terenu górniczego, uległ poważnym uszkodzeniom, uniemożliwiającym dalszą jego eksploatację. W referacie opisano uszkodzenia i przemieszczenia konstrukcji, które wystąpiły w czasie prowadzenia eksploatacji górniczej w rejonie obiektu. Przedstawiono analizę przyczyn wystąpienia awaryjnego stanu i sposoby zabezpieczenia obiektu przed katastrofą budowlaną. Wykazano, że główną przyczyną wystąpienia stanu awaryjnego były błędy projektowe konstrukcji.

Abstract Big-area shopping centre with reinforced prefabricated frame construction, which has been exposed to mining area deformation, has been seriously damaged which made its further functioning impossible. In this paper, damages to and dislocations of structure which appeared during mining exploitation in the area were described. Analysis of causes of failure and ways of structure protection against construction disaster were shown. It was proved that the main cause of failure involved structure design project mistakes.

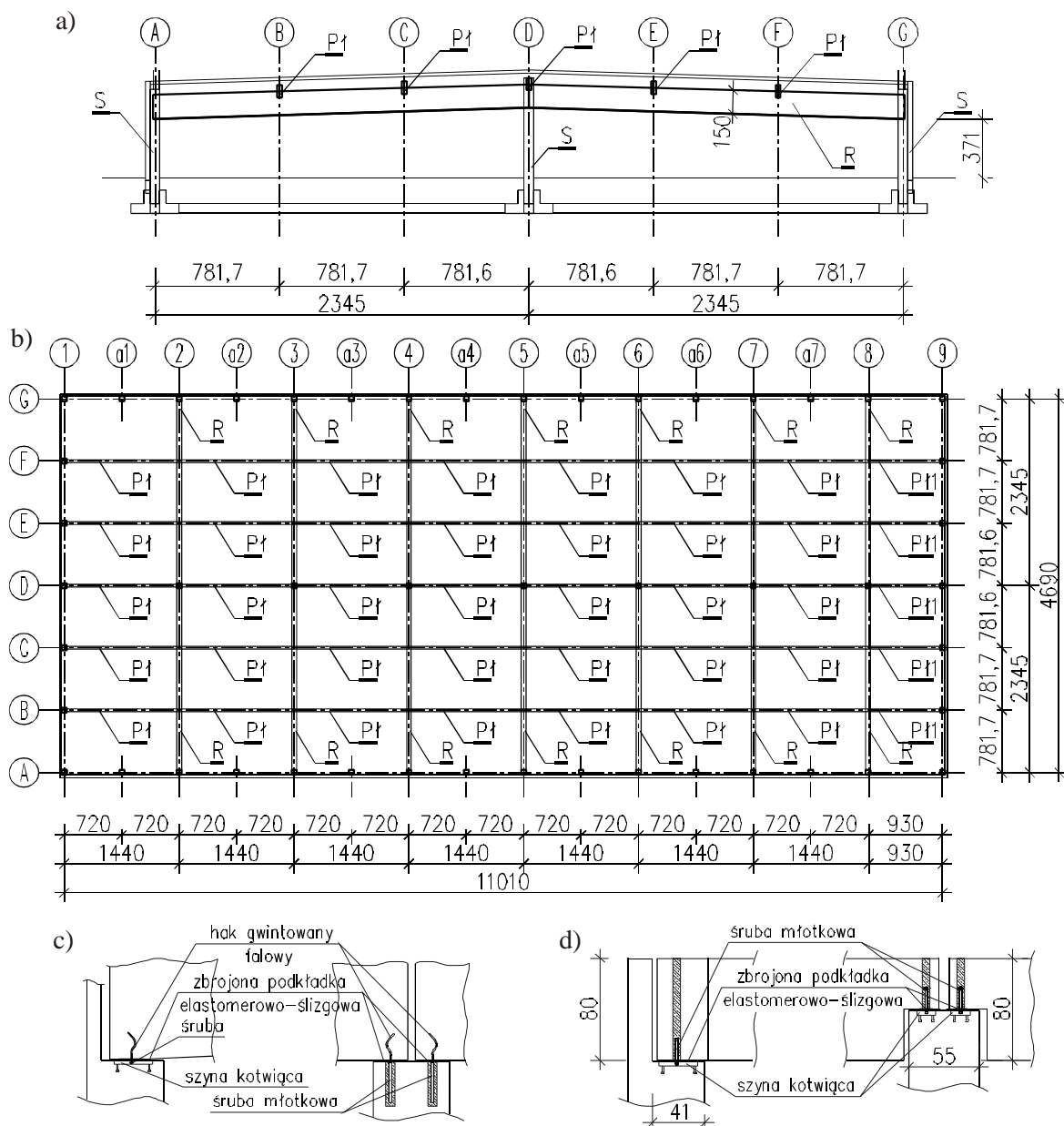
1. Wprowadzenie

Wielkopowierzchniowe obiekty halowe, zwłaszcza lekkiej konstrukcji stalowej, projektowane są na terenach górniczych najczęściej jako odkształcalne, mogące zmieniać swój kształt pod wpływem deformacji górniczej. Również hale konstrukcji żelbetowej, w zakresie obliczeń statycznych w przedziale sprężystym, mogą być projektowane na terenie górniczym wg [1, 2] jako odkształcalne.

W referacie przedstawiono przykład wielkopowierzchniowego obiektu handlowego typu halowego, o żelbetowej prefabrykowanej konstrukcji, poddanego ciągłym deformacjom terenu górniczego, zakwalifikowanego do III kategorii (przechylenie $T_{\max} = 10\%$, promień krzywizny $R_{\min} \geq 6$ km, odkształcenie poziome $\varepsilon_{\max} \leq 6$ mm/m). W obiekcie tym dopuszczono zmianę jego kształtu, z przewidywanym wzajemnym przesuwem elementów konstrukcji w strefach połączeń prefabrykowanych elementów. Założenie to w praktyce okazało się błędne, co doprowadziło do wystąpienia awaryjnego stanu obiektu.

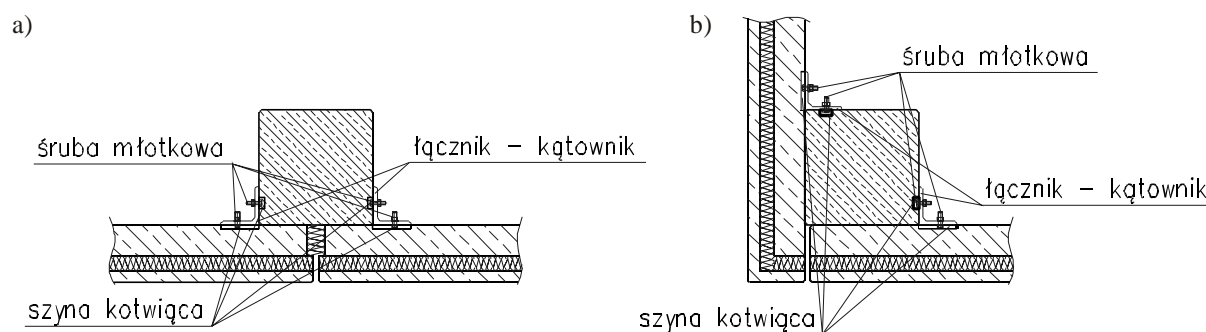
2. Konstrukcja obiektu

Układ nośny obiektu oparto na dwuprzęsłowych poprzecznych słupowo-ryglowych ramach żelbetowych w rozstawie 14,4 m (rys. 1a). Ryglami ram R (rys. 1a, b) są strunobetonowe dźwigary o rozpiętości 23,45 m, o poprzecznym dwuteowym przekroju o wysokości 1,50 m. Rygle swobodnie oparto w widelkowych wycięciach głowic prefabrykowanych, żelbetowych słupów S o przekroju 0,6 x 0,6 m, utwierdzonych w kielichowych stopach fundamentowych. Szczegóły oparcia rygla na słupie skrajnym i środkowym przedstawiono na rys. 1 c. Na górnych pasach strunobetonowych dźwigarów dachowych przegubowo przesuwnie oparto prefabrykowane żelbetowe płatwie o rozpiętości 14,4 m i 9,3 m w jednym przęśle skrajnym. Płatwie mają trapezowe przekroje poprzeczne o wysokości 0,8 m i podcięcia na podporach. Szczegóły oparcia płatwi na słupie skrajnym i na ryglu przedstawiono na rys. 1 d. Na płatwiach oparta jest lekka konstrukcja dachu z blachy fałdowej, ocieplona wełną mineralną.



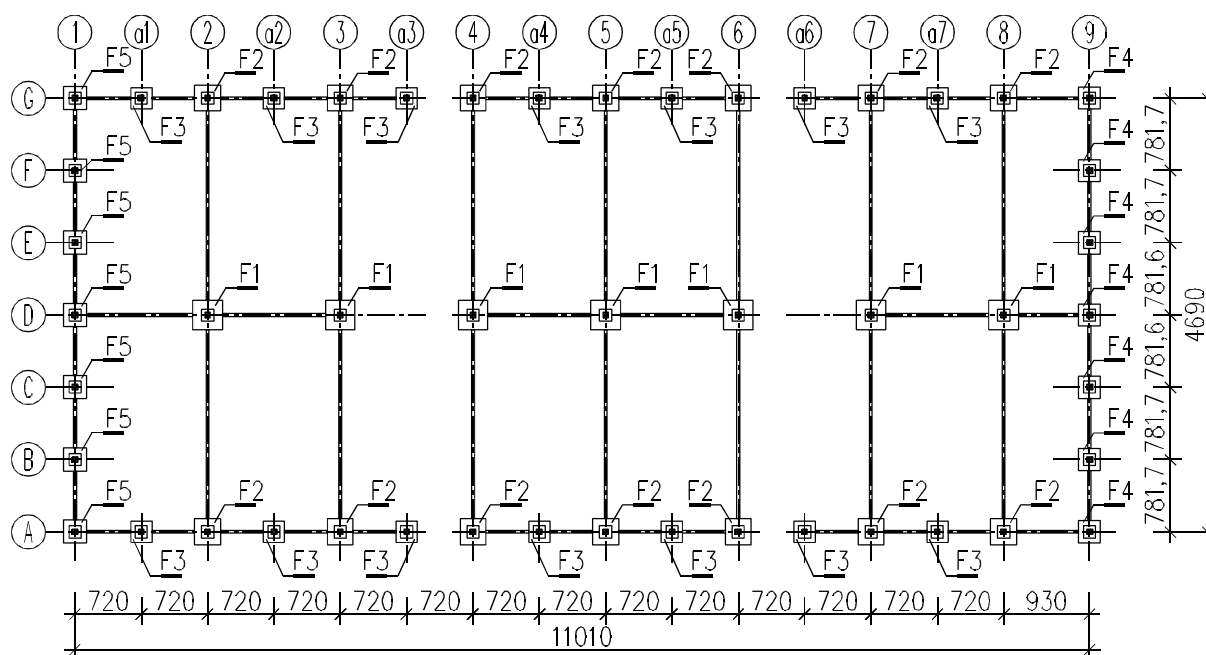
Rys. 1. Konstrukcja obiektu: a) przekrój poprzeczny, b) rzut konstrukcji przekrycia, c) szczegóły oparcia rygli na słupach skrajnym i środkowym, d) oparcie płatwi na słupach skrajnych i ryglach

Obudowę hali stanowią prefabrykowane trójwarstwowe ściany żelbetowe montowane do zewnętrznych słupów ram nośnych oraz do dodatkowych prefabrykowanych słupów pośrednich w rozstawie 7,2 m, które wspornikowo zamocowano w mniejszych stopach fundamentowych, usytuowanych między słupami ram. Analogiczne rozwiązanie zastosowano w ścianach szczytowych, przy czym rozstaw słupów wynosi tu 7,815 m. Na rys. 2 przedstawiono sposób zamocowania prefabrykowanych ścian do słupów, za pomocą systemowych szyn kotwiących, który miał zapewniać możliwość wzajemnych przesuwów łączonych elementów w kierunku poziomym i pionowym.



Rys. 2. Połączenia prefabrykowanych ścian zewnętrznych z słupami

Ze względu na prognozowaną III kategorię terenu górniczego, w projekcie zaproponowano zastosowanie ortogonalnych monolitycznych ściągów żelbetowych między stopami fundamentowymi, jako zabezpieczenie na siły powstające w wyniku przemieszczeń i odkształceń gruntu przy poziomej deformacji terenu (rys. 3). Między osiami „a3” i „4” oraz „6” i „a6” nie zastosowano ściągów, tworząc 3 segmenty obiektu w poziomie fundamentów o długościach w osiach słupów - 36 m + 38,8 m + 30,9 m (rys. 3). Dylatacji tych jednak nie przeniesiono wyżej na ściany. Założono, że poziome przemieszczenia konstrukcji ścian będą kompensowane przez przesuw młotkowych śrub łącznikowych w szynach kotwiących zamontowanych w prefabrykatach (rys. 2).



Rys. 3. Rzut fundamentów i układ ściągów

Podłoże gruntowe w miejscu posadowienia budynku stanowiły niekontrolowane nasypy w stanie luźnym, o miąższości od 3,3 m do 4,6 m. Pod nasypami zalegały grunty rodzime w postaci glin w stanie twardoplastycznym i średnio zagęszczone piaski. Stopy fundamentowe posadowiono na głębokości $-2,17$ m poniżej przyległego terenu i poziomu posadzki ($\pm 0,00$ m). Pod stopami przewidywano wymianę gruntów nasypowych na poduszki piaszkowe o grubości minimum 60 cm.

3. Deformacje, uszkodzenia i zabezpieczenia konstrukcji

Od czasu oddania obiektu do użytkowania w końcu 2002 r. do końca 2006 r. w obiekcie wystąpiły stosunkowo niewielkie uszkodzenia posadzek, ścianek działowych i pionowych styków połączeń prefabrykowanych ścian zewnętrznych. Obserwowano także wychylenia słupów ścian szczytowych (góry względem dołu) na zewnątrz o wartościach do kilku milimetrów. W tym czasie eksploatacja pokładów węgla odbywała się w sąsiedztwie obiektu i deformacje terenu nie przekraczały wartości odpowiadającym I kategorii. Uszkodzenia posadzek i ścianek działowych były sukcesywnie naprawiane, a złącza ścian uszczelniane.

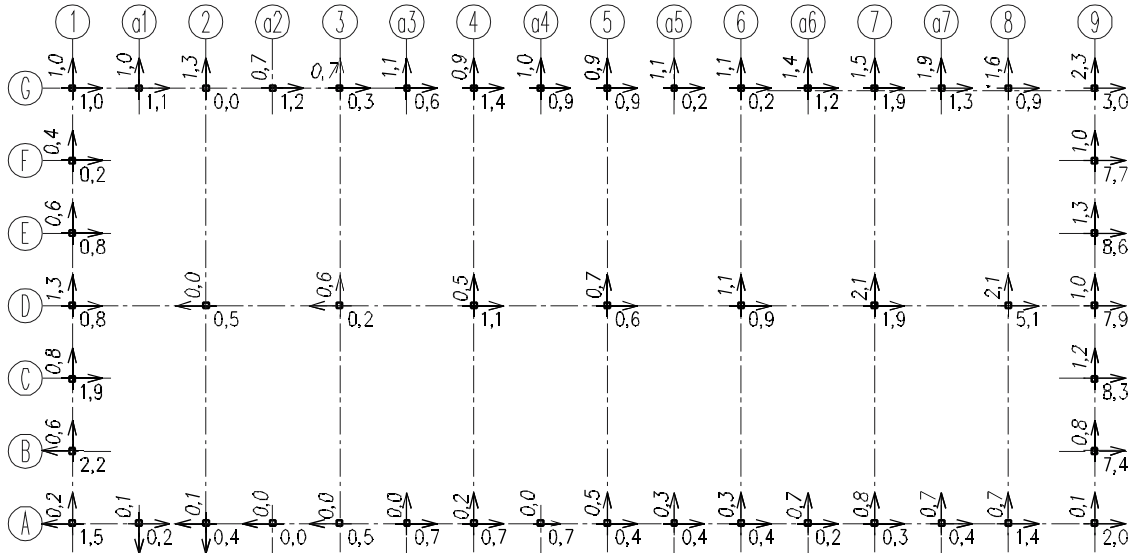
Od stycznia 2007 r. rozpoczęto eksploatację na zawał pokładów węgla o łącznej miąższości około 3 m, usytuowanych bezpośrednio pod obiektem na głębokości około 350 m. Do czerwca 2007 r. odnotowywano stopniowy przyrost uszkodzeń, najpierw ściany szczytowej w osi „1” a następnie przy ścianie w osi „9”. Obiekt znalazł się w strefie oddziaływania odkształceń o charakterze ściskającym w kierunku dłuższego boku rzutu poziomego. Wpływ tych odkształceń wyraźnie uwidaczniał się na powierzchni terenu w postaci wypiętrzeń nawierzchni przy ścianach szczytowych – rys. 4.



Rys. 4. Deformacje terenu przy ścianie szczytowej w osi „9”

Od początku lipca uszkodzenia i wychylenia słupów przy ścianie szczytowej w osi „9” szybko postępowały, tak że obiekt wyłączono z eksploatacji i zabezpieczono jego konstrukcję dodatkowymi podporami i zastrzałami. Na rys. 5 przedstawiono wyniki pomiarów przechyleń słupów w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach. Przy ścianie w osi „9” przechylenia słupów dochodziły do 9% (9 cm/m) – rys. 6. Spowodowało to konieczność awaryjnego podstemplowania ściany i podparcia płatwi, które niebezpiecznie wysuwały się z podpór. Zabezpieczono także strefy podporowe płatwi na dźwigarach dodatkowymi stalowymi wspornikami, skotwiono słupy stalowymi ściągami w osiach „A”, „D” i „G” w poziomie oparcia struno-betonowych dźwigarów, dodatkowo kotwiono prefabrykowane ściany do słupów, zabezpieczano spękane widełki głowic słupów. W celu zmniejszenia naporu gruntu na ściany szczyto-

w przed ścianami wykopano rowy o głębokości około 2,5 m. Zastosowane doraźne zabezpieczenia konstrukcji przedstawiono na rys. 7 i 8. Uchroniły one obiekt przed zawaleniem się. Dodatkowe siły w konstrukcji, spowodowały poziome zarysowania większości masywnych żelbetowych słupów w ścianach zewnętrznych na całej ich wysokości, zarysowania ścian i uszkodzenia połączeń ścian z słupami – zniszczenie zakotwień.



Rys. 5. Przechylenia słupów w [%]



Rys. 6. Widoki przechylonych słupów przy ścianach szczytowych



Rys. 7. Doraźne zabezpieczenia konstrukcji; podstemplowanie ściany, ściagi w górnym poziomie słupów



Rys. 8. Doraźne zabezpieczenia konstrukcji; stemplowanie płatwi, stalowe wsporniki, podparcie widełek głowicy słupa, dodatkowe skotwienie ścian i słupów, zniszczone połączenia ścian z słupami

4. Przyczyny awarii

Zasadniczą przyczyną wystąpienia awaryjnego stanu obiektu były błędne założenia projektu w zakresie sposobu zabezpieczenia konstrukcji na wpływy deformacji terenu górniczego III kategorii. Za istotną wadę należy uznać zdylatowanie konstrukcji jedynie w poziomie fundamentów, bez dylatowania ścian i dachu. Przy spleźnieniu terenu i ujemnych krzywiznach (niecka wklęsła), ze względu na wypełnienie pionowych złączy ścian na całej wysokości styropianem i pianką poliuretanową, obiekt zachowywał się jak 1 segmentowy o długości 110 m. Z zastosowanych rozwiązań wynika, że w projekcie analizowano głównie wpływy rozpełniania i krzywizn wypukłych, dla wydzielonych dylatacjami segmentów. Dla niwelacji spleźnia zastosowano, na elementach konstrukcyjnych zagłębionych w gruncie, kompensujące przekładki ze styropianu. Założenie takie należy uznać za nieuzasadnione, ze względu na stosunkowo dużą sztywność styropianu. Również w wypadku rozpełniania i skumulowania się odkształceń w liniach dylatacji, zastosowane luzy w połączeniach i długości oparcie elementów, przy III kategorii terenu górniczego, są niewystarczające.

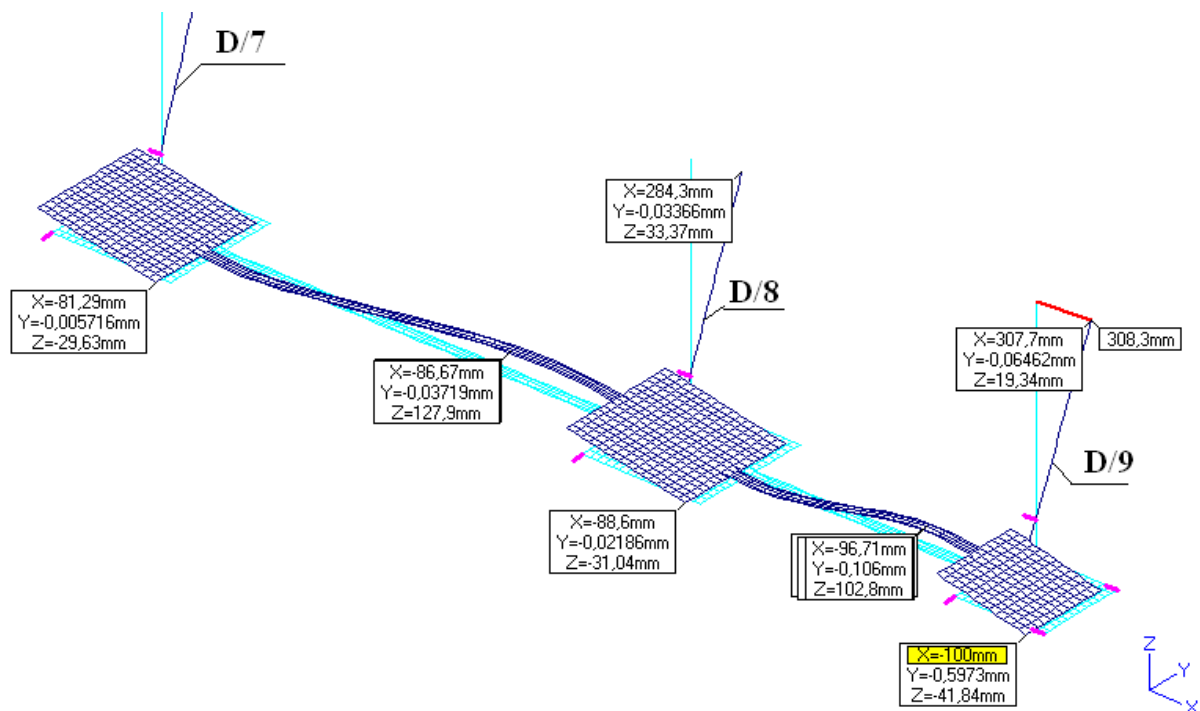
Zastosowany układ ściąгов fundamentowych, mających zapewnić geometryczną stabilność fundamentów i tym samym zamocowanych w nich słupów w płaszczyźnie poziomej, jest dla niustalonego przebiegu deformacji podłoża, nieprawidłowy. Fundamenty słupów pośrednich i słupów ścian szczytowych (z wyjątkiem osi „D”) połączono jedynie ściągami w jednym kierunku. W kierunku prostopadłym do zastosowanych ściągow fundamenty, wraz z zamoco-

wanymi w nich słupami, mogą się w zasadzie swobodnie przemieszczać (sztywność długich ściągów podłużnych w kierunku prostopadłym jest nieznaczna). Nie zaprojektowano, zwykle stosowanych w takich wypadkach, ściągów przekątniowych. W projekcie nie przeanalizowano skutków możliwych poziomych przemieszczeń, wolnostojących słupów pośrednich (pomiędzy głównymi ramami) i słupów ścian szczytowych, na deformacje konstrukcji.

Dodatkowym niekorzystnym czynnikiem było stosunkowo głębokie posadowienie obiektu na głębokości około 2,5 m poniżej przyległego terenu i występowanie poprzemysłowych, nasypowych gruntów antropogenicznych do głębokości około 5,0 m. Grunt wokół ścian obiektu został silnie dogęszczony ze względu na przylegające parkingi i place manewrowe, co niewątpliwie zwiększyło ściskające oddziaływania, na zagłębione w gruncie ściany, przy spełzaniu terenu.

Z charakteru uszkodzeń konstrukcji i deformacji terenu wnioskować można, że obiekt znalazł się w obszarze dużych odkształceń ściskających w kierunku podłużnym. Z dokonywanych pomiarów wychyleń słupów wynika, że stopy fundamentowe słupów zewnętrznych zostały „wepchnięte” do wnętrza obiektu. Słupy oparły się o poziomą tarczę posadzki, doznając obrotu i wychylenia na zewnątrz. Duże przemieszczenia słupów pociągnęły za sobą niebezpieczne zmniejszenie długości oparcia płatwi przy ścianach szczytowych, zniszczenia połączeń i zarysowania słupów oraz ścian.

Schemat przemieszczeń słupów ściany szczytowej w osi „9” przedstawiono na wydrukach z komputerowych obliczeń – rys. 9. Zamodelowano konstrukcję w osiach „D/7-9” i zadano poziome przemieszczenie przy stopie „D/9” o wartości – 100 mm, w kierunku podłużnym, co przy założeniu długości obiektu 110 m, daje wartość spełzania o wartości – 1,82 mm/m [$0,5 \times 110 \times (-1,82) = -100$ mm]. Otrzymane z analizy komputerowej wartości wychyleń słupów ściany szczytowej są porównywalne z wychyleniami pomierzonymi na obiekcie. Obroty stóp fundamentowych prowadzą do nierównomiernych nacisków pod stopami. Z nieliniowej analizy numerycznej, dla założeń jak na rys. 9, uzyskano wartości naprężeń normalnych pod stopami dochodzące do 1000 kPa, co znacznie przekracza obliczeniową nośność podłoża.



Rys. 9. Obraz przemieszczeń stóp i słupów w osi „D” przy przesunięciu stopy „D/9” o 100 mm

5. Podsumowanie

Przedmiotowy obiekt usytuowany na terenie górniczym doznał, w krótkim okresie czasu, dużych uszkodzeń i deformacji. Ze względu na planowane kolejne eksploatacje pokładów węgla pod obiektem, występujący zakres uszkodzeń i zniszczeń konstrukcji, właściciel podjął decyzję o całkowitej rozbiórce obiektu i wybudowaniu, w tym samym miejscu, nowego, zabezpieczonego asekuracyjnie na deformacje terenu jak dla kategorii IV. Zabezpieczenie obiektu na wpływy odkształceń terenu górniczego, polegało głównie na podziale bryły budynku pionowymi przerwami dylatacyjnymi na 8 statycznie niezależnych od siebie segmentów i przeniesieniu wpływów krzywizny i poziomych odkształceń przez stosunkowo sztywny żelbetowy ruszt fundamentowy każdego z tych segmentów. Zmieniono także założenia wyjściowe odnośnie konstrukcji – dach przyjęto jako lekki stalowy; żelbetową konstrukcję pozostawiono jedynie w odniesieniu do słupów, rusztu fundamentowego i części ścian. Na rys. 10 przedstawiono fotografie z odbudowy obiektu.



Rys. 10. Odbudowa obiektu; betonowanie rusztu fundamentowego, stalowa konstrukcja dachu

Przedstawiony przykład wskazuje jak istotnym jest właściwe przyjęcie konstrukcyjnych rozwiązań zabezpieczenia, zwłaszcza rozległego obiektu, na wpływy deformacji terenu górniczego i dostosowanie tych rozwiązań do przewidywanych wartości deformacji powierzchni.

W opisanym wypadku, w imię źle rozumianych oszczędności a także z braku wystarczającej wiedzy, zastosowano standardowe rozwiązanie żelbetowej prefabrykowanej konstrukcji dla terenów uspokojonych, przystosowując ją tylko w niewielkim zakresie do wpływów deformacji terenu górniczego. Jedynie podjęty ciągły monitoring konstrukcji i zastosowane we właściwym czasie doraźne zabezpieczenia, uchroniły obiekt przed wystąpieniem katastrofy budowlanej.

Literatura

1. Instrukcja ITB 364/2007: Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych. Warszawa 2007.
2. Praca zbiorowa: Ochrona powierzchni przed szkodami górniczymi. Wydawnictwo Śląsk. Katowice, 1980.