

# Możliwe przyczyny katastrofy apartamentowca Champlain Tower South w Surfside na Florydzie

TOMASZ WAŚNIEWSKI\*, EWELINA KOŁODZIEJCZYK  
Katedra Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej

**Streszczenie:** W artykule przedstawiono przebieg awarii i częściowej katastrofy postępującej apartamentowca Champlain Tower South zlokalizowanego w mieście Surfside na Florydzie. Przedstawiono funkcję budynku oraz scharakteryzowano główny ustrój konstrukcyjny. Na podstawie dostępnych materiałów, przedstawiono także stan techniczny budynku w ostatnich latach przed katastrofą. Do głównych przyczyn awarii stropu można zaliczyć niedostateczną nośność na przebicie oraz silną korozję zbrojenia wywołaną wieloletnią penetracją wody w głąb struktury stropu na skutek nieszczelnej izolacji przeciwwodnej. Słabe więzy zbrojenia w węzłach płytowo – słupowych stropów i połączeń między słupami, a także wieloletnie osłabienie struktury na skutek zmian temperatury było powodem, iż lokalna awaria wywołała katastrofę postępującą.

**Słowa kluczowe:** Katastrofa postępująca, Surfside, Champlain Tower South, korozja, przebicie

## 1. Wstęp

Budynki i obiekty budowlane projektuje się i wznosi według zasad ujętych w zharmonizowanych normach budowlanych. Takie podejście pozwala osiągnąć odpowiedni stopień niezawodności konstrukcji w przewidywanym okresie użytkowania. Niestety nie zabezpiecza to budynku przed błędami czy zjawiskami wyjątkowymi. Błędy popełnione w trakcie projektowania, wznoszenia bądź użytkowania obiektu mogą doprowadzić do przekroczenia stanu granicznego użytkowności lub nośności. Poważne błędy projektowe bądź wykonawcze, zwykle ujawniają się we wczesnej fazie wznoszenia bądź użytkowania. Brak prawidłowej konserwacji budynku, ignorowanie uszkodzeń warstw ochronnych, izolacji itp. mogą doprowadzić do awarii elementów konstrukcyjnych po dłuższym okresie użytkowania. Może także dojść do kombinacji wyżej wymienionych czynników.

Uszkodzenie pojedynczego elementu konstrukcyjnego może doprowadzić do rozległej katastrofy, a w konsekwencji nawet całkowitego zniszczenia budynku. Takie rozprzestrzenianie się lokalnej awarii na całą konstrukcję nosi nazwę katastrofy postępującej i najczęściej zachodzi w obiektach odznaczających się niewielką ciągliwością oraz niskim poziomem zdolności do redystrybucji sił wewnętrznych [1]. Istotne znaczenie ma tutaj rodzaj konstrukcji i dbałość o szczegóły takie jak prawidłowe założenia zbrojenia, czy odpowiednio zaprojektowane więźce.

---

\*Autor do korespondencji: tomasz.wasniewski@p.lodz.pl

W artykule przedstawiono przebieg częściowej katastrofy postępującej apartamentowca Champlain Tower South zlokalizowanego w mieście Surfside na Florydzie. Na podstawie analizy dokumentacji technicznej i materiałów fotograficznych podjęto próbę ustalenia możliwych przyczyny katastrofy.

## 2. Przebieg katastrofy

W dniu 24 czerwca 2021 roku o godzinie 1:25 czasu lokalnego, nastąpiło częściowe zawalenie się 12-kondygnacyjnego apartamentowca Champlain Tower South (CTS) w miejscowości Surfside na Florydzie. Na rysunku 1 przedstawiono zdjęcie budynku w trakcie użytkowania z 2015 roku oraz tuż po tragedii.

Zniszczenie nastąpiło w nocy, podczas snu mieszkańców, co spowodowało tragiczną liczbę 98 ofiar śmiertelnych. Katastrofę przeżyły jedynie osoby, które zamieszkiwały zachodnią część obiektu oraz te ze wschodniej części, które przed katastrofą nie spały i zdołały się ewakuować.



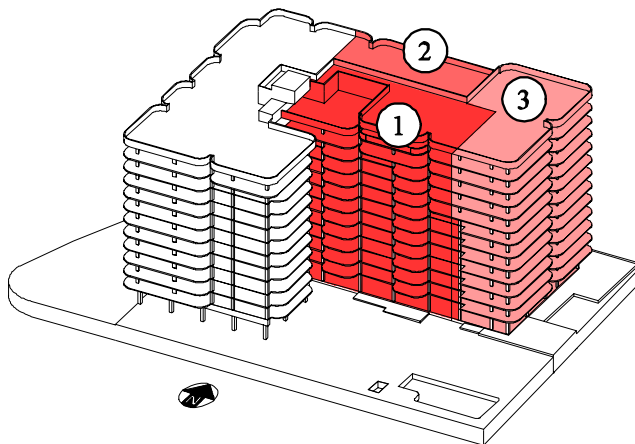
Rys. 1. Widok ogólny budynku a) w 2015 r. Źródło:[2] b) dzień po katastrofie. Źródło: [3].

Z relacji osób które przeżyły katastrofę oraz nielicznych świadków postronnych, można z całkowitą pewnością przyjąć, iż katastrofa wschodniej części budynku została wywołana poważną awarią stropu nad garażem. Goście sąsiadującego z apartamentowcem hotelu, relacjonowali, iż na 8 do 10 minut przez zawaleniem się tej części budynku, słysząc było ogromny huk dobiegający od strony garażu. Jedna z osób zarejestrowała widok wnętrza garażu podziemnego przez wjazd od strony północnej (przed zawaleniem), gdzie można dostrzec leżący na posadzce gruz oraz lejącą się wodę z przerwanych rur systemu tryskaczowego. Co istotne na nagraniu nie widać dymu lub płomieni, które mogłyby sugerować, iż nastąpił wybuch np. zaparkowanego pojazdu. Przebudzeni mieszkańcy budynku relacjonowali telefonicznie o „ogromnej wyrwie” w stropie.

Moment katastrofy został częściowo zarejestrowany przez kamerę ochrony sąsiedniego budynku, która uruchomiła się w momencie ruchu budynku. Na podstawie tego filmu można prześledzić przebieg katastrofy postępującej części wschodniej. Można ją podzielić na 3 etapy, które przedstawiono schematycznie na rysunku 2.

W pierwszym etapie zawaleniu uległa centralna (południowa) część, wschodniego skrzydła budynku. Wszystkie kondygnacje, powyżej parteru, zaczęły się wspólnie osuwać w dół. Nie zaobserwowano lawinowego efektu opadania stropów kondygnacji wyższych na niższe tak jak przykładowo miało to miejsce w katastrofie wież WTC, co sugerowałoby awarię w wyższych częściach budynku. Po ułamku sekundy, w taki sam sposób zawaleniu uległa północna część budynku (etap 2). Obie części – centralna i północna – oddzieliły się od

zachodniego skrzydła i pozostałego wschodniego fragmentu budynku. Wynikało to z konstrukcji budynku – podział nastąpił na krawędziach żelbetowych ścian usztywniających. Niestety, pozostała wschodnia część budynku, tuż po chwili, straciła stateczność i uległa zawaleniu (etap 3). Podobnie jak w przypadku centralnej i północnej części, ten fragment zawalił się na skutek awarii w dolnej części obiektu.



Rys. 2. Widok aksonometryczny budynku z zaznaczonymi etapami katastrofy.

Moment katastrofy został częściowo zarejestrowany przez kamerę ochrony sąsiedniego budynku, która uruchomiła się w momencie ruchu budynku. Na podstawie tego filmu można prześledzić przebieg katastrofy postępującej części wschodniej. Można ją podzielić na 3 etapy, które przedstawiono schematycznie na rysunku 2.

W pierwszym etapie zawaleniu uległa centralna (południowa) część, wschodniego skrzydła budynku. Wszystkie kondygnacje, powyżej parteru, zaczęły się wspólnie osuwać w dół. Nie zaobserwowano lawinowego efektu opadania stropów kondygnacji wyższych na niższe tak jak przykładowo miało to miejsce w katastrofie wież WTC, co sugerowałoby awarię w wyższych częściach budynku. Po ułamku sekundy, w taki sam sposób zawaleniu uległa północna część budynku (etap 2). Obie części – centralna i północna – oddzieliły się od zachodniego skrzydła i pozostałego wschodniego fragmentu budynku. Wynikało to z konstrukcji budynku – podział nastąpił na krawędziach żelbetowych ścian usztywniających. Niestety, pozostała wschodnia część budynku, tuż po chwili, straciła stateczność i uległa zawaleniu (etap 3). Podobnie jak w przypadku centralnej i północnej części, ten fragment zawalił się na skutek awarii w dolnej części obiektu.

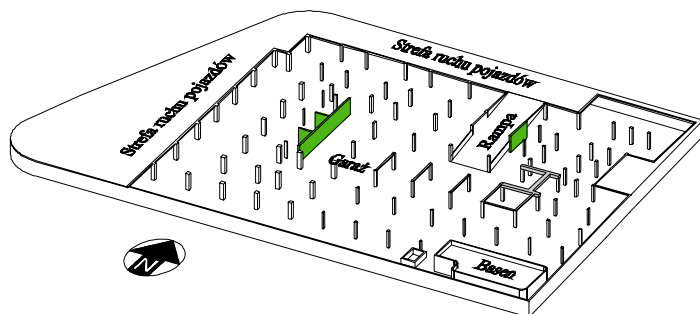
Centralna i północna część skrzydła zachodniego zawaliły się pionowo. Zachodni fragment budynku dodatkowo przechylił się w kierunku południowym.

### 3. Funkcja budynku

Apartamentowiec CTS został wzniesiony na przełomie lat 70 i 80 ubiegłego wieku [4]. Zlokalizowano go w mieście Surfside położonym na cyplu w rejonie zatoki Biscayne na Florydzie. Obiekt wszedł w skład ciągu atrakcyjnych apartamentowców wybudowanych w pasie przybrzeżnym Oceanu Atlantyckiego.

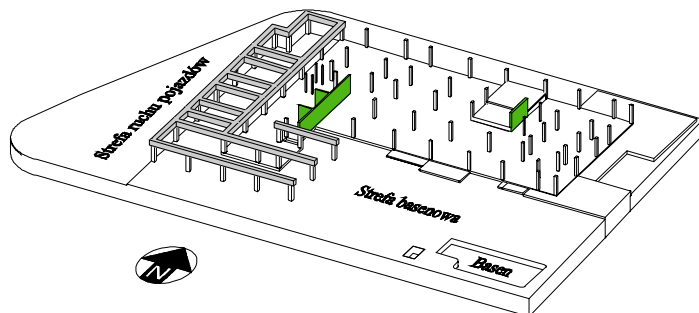
Budynek miał 13 kondygnacji – 1 podziemną oraz 12 nadziemnych. Część podziemna budynku w całości tworzyła garaż. Miała ona rzut w kształcie trapezu wynikającego bezpośrednio z geometrii działki. Długość części podziemnej budynku wynosiła 95 m

a szerokość 60 m. Na rysunku 3 przedstawiono widok aksonometryczny tej kondygnacji. Zaprojektowano jeden, dwukierunkowy wjazd do garażu podziemnego od strony północnej.

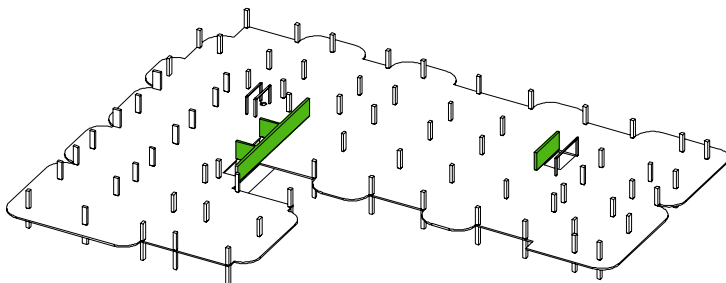


Rys. 3. Widok aksonometryczny części podziemnej.

Rzut kondygnacji nadziemnych budynku miał kształt litery „L”. Długość budynku wynosiła 65 m, a szerokość 50 m. Obiekt miał 12 kondygnacji nadziemnych, przy czym 9 z nich było powtarzalnych. Na parterze budynku zlokalizowany był podjazd, parking otwarty, recepcja oraz pomieszczenia techniczne, siłownia i apartamenty. Także w poziomie parteru, na stropie garażu, ale poza obrysem części nadziemnej, zlokalizowana była strefa basenowa wraz z basenem w południowo – wschodnim narożniku. Na rysunku 4 przedstawiono aksonometrię tej kondygnacji, a na rysunku 5 widok kondygnacji powtarzalnej, od drugiego do dziewiątego piętra.



Rys. 4. Widok aksonometryczny kondygnacji parteru (lobby).



Rys. 5. Widok aksonometryczny kondygnacji powtarzalnej.

Na każdej z tych kondygnacji znajdowało się 12 mieszkań. Kolejne kondygnacje różniły się przede wszystkim geometrią logii i zmienionym nieznacznie układem apartamentów. Ostatnia, dwunasta

kondygnacja była niepełna i została przeznaczona na luksusowy penthouse. Część nadziemna budynku miała wysokość 37 m.

#### 4. Opis konstrukcji budynku

Główną konstrukcję nośną budynku tworzył szkieletowy ustrój płytowo-słupowy [5]. Przyjęcie takiego rozwiązania pozwoliło na swobodne kształtowanie przestrzeni w budynku.

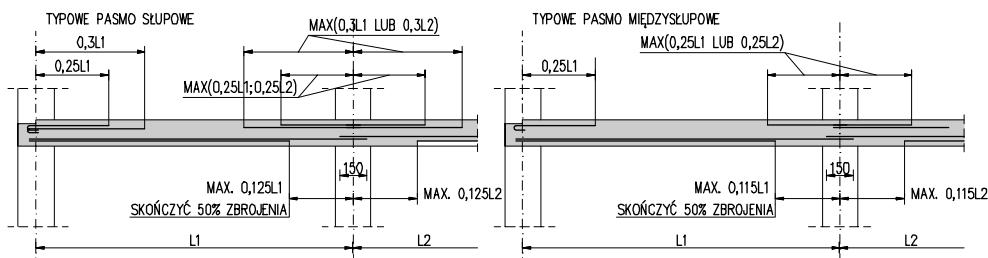
**Posadowienie.** Budynek został posadowiony pośrednio na palach zbrojonych typu Franki o nośności 150 ton. Pod słupami zgrupowano od 2 do 4 pali tego typu połączonych oczepem żelbetowym. Pod ścianami usztywniającymi zastosowano większą liczbę pali, a oczepom nadano kształt litery „I”. Pod zewnętrznymi ścianami oporowymi garażu wykonano pale równomiernie rozłożone wzdłuż obwodu budynku.

Na oczepach oparto płytę fundamentową, która stanowiła jednocześnie płytę posadzkową garażu. Miała ona grubość 230 mm. Zbrojenie podstawowe dolne tej płyty to  $\text{AE}13$  co 300 mm, układane w obu kierunkach. Zbrojenie górne nad słupami wykonano z prętów  $\text{AE}16$  w rozstawie co 200 mm.

**Słupy.** Rozstaw słupów w budynku był nieregularny i wahał się od 3,8 do ponad 8,0 m. Wynikało to z potrzeb dostosowania siatki do funkcji architektonicznych. We wschodnim skrzydle budynku siatka słupów wszystkich kondygnacji była niezmienna na wysokości. Inaczej było w części zachodniej budynku, gdzie rozstaw słupów garażu i parteru różnił się od rozstawu słupów kondygnacji wyższych.

Słupy w całym budynku miały przekrój prostokątny. W strefie ruchu pojazdów i części basenowej zastosowano jednokondygnacyjne słupy o przekroju 300' 400 mm. Pod zachodnim skrzydłem w poziomie garażu i parteru zastosowano słupy o przekroju 610' 610 mm. Od poziomu pierwszego piętra zastosowano słupy o przekroju 300' 400 mm. We wschodnim skrzydle budynku zastosowano słupy o przekroju 300' 400 mm oraz 400' 400 mm przez całą wysokość budynku.

**Stropy.** Strop nad garażem miał grubość 240 mm. Ze względu na zróżnicowanie warstw wykończeniowych kondygnacji parteru, w stropie wykonano kilka skokowych zmian poziomu – najczęściej w osiach słupów głównych. W miejscu uskoków wprowadzono belki o wysokości wynikającej z różnicy wysokości oraz szerokości równej grubości stropu. Dodatkowo pod częścią basenową i patio, wprowadzono dodatkowe belki wsporcze o szerokości 300 mm i wysokości 380 mm. Strop nad garażem zbrojony był siatką dolną  $\text{AE}13$  co 300 mm. Nad słupami zastosowano siatkę z prętów  $\text{AE}16$  w rozstawie 200 mm, w obu kierunkach. Pasma między-słupowe zbrojono jednokierunkowo prętami  $\text{AE}12$  o zróżnicowanym rozstawie. Na rysunku 6 przedstawiono zasadę zbrojenia stropów [5].



Rys. 6. Wytyczne zbrojenia typowego pasma słupowego i między-słupowego [5].

Strop nad pierwszym piętrzem miał grubość 200 mm. Ze względu na zmianę rozstawu słupów od poziomu pierwszego piętra części zachodniej, aby przenieść reakcję z kondygnacji

wyższych, zastosowano w tym stropie ruszt żelbetowy w poziomie stropu nad parterem (rys. 4). Podciągı miały wysokość 1220 cm i szerokość od 760 do 920 cm. Stropy pozostałych, wyższych kondygnacji miały grubość 200 mm i nie wymagały zastosowania podciągów. Zbrojenie podstawowe tych stropów to  $A\bar{E}13$  co 330 mm. Nad słupami zastosowano zbrojenie  $A\bar{E}16$  co 200 mm. W żadnym ze stropów nie zastosowano zbrojenia poprzecznego na przebiecie, sztywnych wkładów ani głowic.

Usztywnienie budynku i komunikacja. Stateczność ogólną budynku zapewniały dwa trzony komunikacyjne (oznaczone kolorem zielonym na rys. 3–5). W części zachodniej zlokalizowano trzon zbudowany z podłużnej ściany o grubości 300 mm i dwóch prostopadłych ścian żelbetowych wydzielających szyb windowy. W części wschodniej budynku zastosowano pojedynczą ścianę usztywniającą o tej samej grubości. Przy każdej ze ścian zlokalizowano ewakuacyjną klatkę schodową. Biegi schodowe wykonano jako prefabrykowane stalowe.

Ściany murowane. Ściany zewnętrzne i wewnętrzne między-lokalowe wykonano z pustaków betonowych dwukomorowych o wymiarach 20' 20' 40 cm. Nie pełniły one funkcji nośnej. Warto zaznaczyć, iż w projekcie [5] istniał zapis aby ściany murowane wykonywać dopiero po wzniesieniu konstrukcji głównej budynku.

## 5. Materiały

Do wzniesienia budynku użyto betonu konstrukcyjnego o zróżnicowanej wytrzymałości. Płytę fundamentową oraz stropy do szóstego piętra włącznie, zaprojektowano z betonu o wytrzymałości charakterystycznej na ściskanie  $f_{ck} = 27,6$  MPa. W stropach wyższych kondygnacji przewidziano beton o wytrzymałości  $f_{ck} = 20,7$  MPa. Słupy garażu podziemnego oraz trzech pierwszych kondygnacji zaprojektowano z betonu o wytrzymałości na ściskanie  $f_{ck} = 42$  MPa. Od poziomu trzeciego piętra, do szóstego włącznie słupy wykonano z betonu o wytrzymałości 34,5 MPa, a słupy wyższych kondygnacji z betonu o  $f_{ck} = 27,6$  MPa.

Wszystkie elementy żelbetowe zbrojono stalą zębrowaną. Według projektu zastosowano stal GRADE 60 wg normy ASTM A615 [6]. Jest to gorącowałcowana stal konstrukcyjna o wyraźnej granicy plastyczności  $f_y = 420$  MPa. Klasa ciągliwości dla tego gatunku stali według [7] to klasa B.

## 6. Stan techniczny budynku

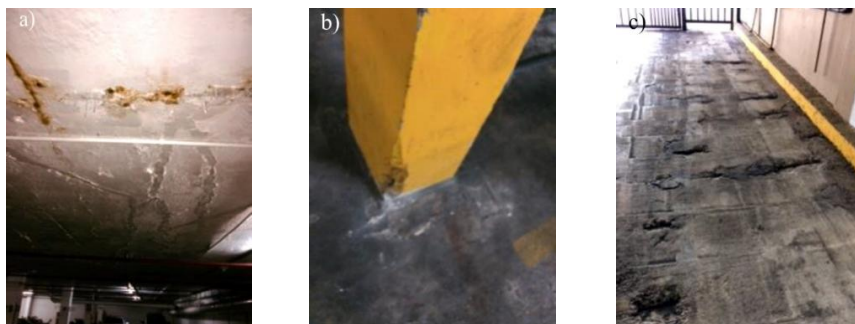
Nie ma wielu informacji o stanie technicznym przed rokiem 2018. W budynku przeprowadzono drobne bieżące naprawy, nie ma natomiast wzmianek o generalnych remontach. W 2018 roku powstały dwa raporty z przeglądu budowlanego [8, 9] w ramach rozpoczynającego się procesu legalizacji budynku po 40 latach użytkowania. Z treści przeglądu wynika, iż nadziemna konstrukcja główna budynku jest w dobrej kondycji. Nie stwierdzono nadmiernych odkształceń bądź ugięć mogących świadczyć o nieprawidłowej pracy ustroju nośnego. Znalezione bardziej znaczące uszkodzenia dotyczyły elementów elewacji i balkonów: odparzenia tynków na krawędziach wraz z głębszymi wżerami w dolnej powierzchni płyt, spękanie płytki ceramiczne, rysy i odparzenia tynku elewacji.

O ile elewacje i część nadziemna budynku nie wzbudziły niepokoju w trakcie inspekcji, to część podziemna już tak. Na dolnej powierzchni stropu nad garażem stwierdzono występowanie licznych wielokierunkowych rys. Odnotowano szerokość rys od 0,1 do 2 mm. Najwięcej rys występowało w rejonie strefy basenowej i patio. Widoczne były rdzawe nacieki świadczące o korozji zbrojenia oraz nacieki grawitacyjne wypływającego węgla wapnia.

Oznacza to, że rysy w stropie były przelotowe. W trakcie inspekcji natrafiono także na nieudane próby uszczelniania rys żywicą (pozostawione pakery).

Poza uszkodzeniami stropu, stwierdzono liczne ubytki na krawędziach słupów i silną degradację rampy zjazdowej do garażu. Przykłady uszkodzeń przedstawiono na rysunku 7.

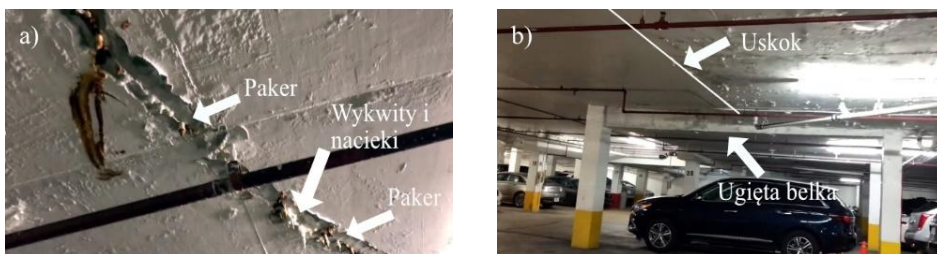
Liczne, nadal aktywne przecieki przez rysy w stropie skłoniły autora przeglądu do wniosku, iż izolacja na stropie jest nieszczelna. Ponadto stwierdzono, iż nie wykonano spadków na stropie lub są zbyt małe. Powodowało to powstawanie zastoin wodnych.



Rys. 7. Uszkodzenia konstrukcji w garażu podziemnym; Źródło:[8, 9] a) rysy i rdzawe zacieki na dolnej powierzchni stropu, b) uszkodzenie słupa c) ubytki w płycie rampy.

Autor opracowań [8, 9] stwierdził, iż obecne na ten czas ogniska korozji konstrukcji żelbetowej mają charakter lokalny i nie zagrażają ogólnemu bezpieczeństwu budynku, ale wymagają w najbliższym czasie napraw poprzez zastosowanie odpowiednich technik – iniekcji, reprofilacji bądź wypełnień ubytków. Ponadto stanowczo podkreślił, iż niezbędna jest kosztowna wymiana izolacji przeciwwodnej stropu nad garażem. Zaniechanie tej naprawy stropu będzie skutkowało dalszą degradacją struktury stropu narastającą wykładniczo.

Stan techniczny stropu nad garażem podziemnym potwierdza materiał filmowy [11], wykonany w 2020 roku. Na filmie widoczne są liczne rysy i wykwyty na dolnej powierzchni stropu w rejonie podjazdu oraz części basenowej i patio (rys. 8a). Na jednym z ujęć sfilmowano strefę potencjalnej awarii (rys. 8b). Widoczna jest wyraźna różnica stanu powierzchni stropu na styku patio oraz części mieszkalnej budynku. Belka wsporcza ma zauważalne gołym okiem ugięcie (na podstawie zdjęcia oszacowane na około 30–40 mm).



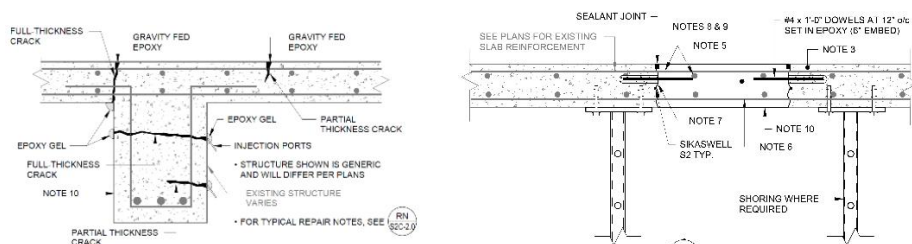
Rys. 8. Uszkodzenia stropu. Źródło: [11] a) zbliżenie na rysę, b) widok stropu w strefie awarii.



Rys. 9. Widoki pobranych odwiertów rdzeniowych ze stropu garażu. Źródło:[9].



Na podstawie zaleceń płynących z przeglądów [8, 9], powstał kompleksowy projekt napraw budynku [10]. Obejmował on wiele napraw strukturalnych betonu – począwszy od iniekcji siłowej rys, reprofilację i uzupełnienia ubytków aż po lokalną wymianę betonu i zbrojenia (rys. 10).

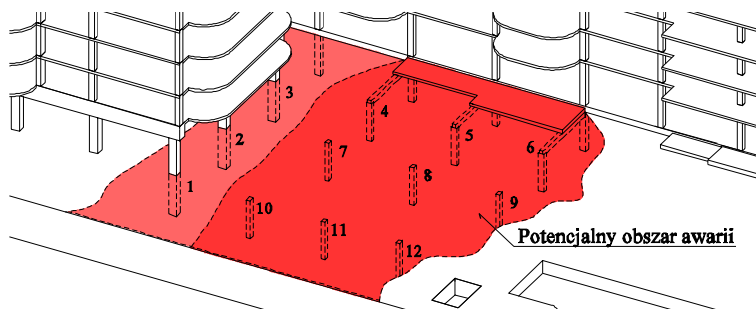


Rys. 10. Przykłady detali napraw stropu przewidzianych w projekcie [10].

Na potrzeby tego opracowania, ze stropu garażu pobrano odwierty rdzeniowe. Rdzenie pobrano z rejonu patio, stropu w obrysie budynku oraz podjazdu. Stan betonu uznać można za zadowalający. W próbkach nie stwierdzono rdzy, ale niepokoić mogą ubytki betonu wokół zbrojenia i łatwe odspojenie pręta od betonu. Może to świadczyć o obniżonej przyczepności zbrojenia i betonu.

## 7. Przyczyny awarii stropu

Jak wcześniej wspomniano, tuż przed zawaleniem się części wschodniej świadkowie alarmowali o zapadnięciu się stropu nad garażem. Na rysunku 11 przedstawiono schematycznie obszar awarii stropu a na rysunku 12 zdjęcia zniszczonego stropu. Nie można wykluczyć, iż pierwotny obszar awarii objął mniejszy obszar (zaznaczony kolorem czerwonym), a dalsze zniszczenie stropu zostało spowodowane zawaleniem się kondygnacji nadziemnych części wschodniej budynku.



Rys. 11. Hipotetyczny obszar awarii stropu nad garażem.



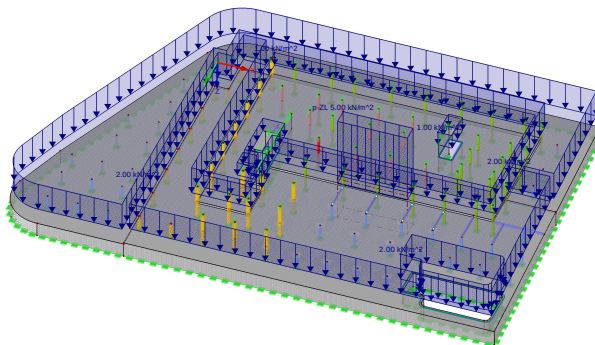
Rys. 12. Zapadnięty strop nad garażem – widoczne skutki przebicia. Źródło:[12].



Jak widać na rys. 12, w rejonie awarii w stropie doszło do przebicia na wszystkich widocznych słupach niezależnie od ich rozmiaru. Część węzłów uległa w zasadzie całkowitemu zniszczeniu – dotyczy to słupów o przekroju 300´ 400 mm, w słupach o przekroju 610´ 610 mm podpierających część budynku która przetrwała, zauważyć można niepełne stożki przebicia charakterystyczne dla mimośrodowego oddziaływania obciążenia.

W celu potwierdzenia, hipotezy zniszczenia stropu przez przebicie, przeprowadzono numeryczną analizę obliczeniową stropu nad garażem. Siły wewnętrzne w stropie wyznaczono przy użyciu modelu przestrzennego. Uwzględniono w nim stropy oraz współpracujące z nimi elementy pionowe – słupy i ściany (rys. 13). Zastosowano siatkę MES o rozmiarze 50 cm, z lokalnym zagęszczeniem nad słupami. Słupy i ściany dolne zostały zamocowane w fundamencie. Końce górnych słupów i ścian także zostały zamocowane, zwolniony został jedynie przesuw wzdłuż osi pionowej.

Do stropu przyłożono obciążenie równomiernie rozłożone ustalone na podstawie istniejących warstw wykończeniowych. Do części basenowej przyłożono obciążenie o wartości 2,0 kN/m<sup>2</sup>. Dodatkowo uwzględniono ustawione na patio donice z nasadzeniami i palmami (5,0 kN/m<sup>2</sup>). W części lobby przyjęto obciążenie o wartości 1,0 kN/m<sup>2</sup>. Ponieważ w chwili awarii nie działało na strop obciążenie użytkowe, pominięto je w obliczeniach.



Rys. 13. Model obliczeniowy stropu nad garażem.

Obliczenia nośności stropu na mimośrodowe przebicie przeprowadzono według Eurokodu 2 [7] oraz aktualnej w momencie projektowania budynku amerykańskiej normy ACI 318-77 [13]. W obu przypadkach uwzględniono projektowane dane materiałowe i geometryczne. Ogólne wyniki obliczeń przedstawiono w Tablicy 1, a na rysunku 14 graficzną prezentację obwodów kontrolnych według EC2 [7]. Czerwony kolor oznacza przekroczenie nośności.

Obliczenia potwierdziły przekroczenie nośności na przebicie już dla samego obciążenia stałego, niezależnie od normy. W przypadku obliczeń wg EC2 [7], niedobory nośności występują we wszystkich strefach przebicia słupów o przekroju 300´ 400 mm. Wahają się one od 27 do aż do 102%. Wyjątkiem są obszary słupy o przekroju 610´ 610 mm, gdzie jest niewielka rezerwa. W przypadku obliczeń wedle normy ACI 318-77 [13] także występują niedobory nośności, choć są one mniejsze.

Postawić należy pytanie dlaczego zatem awaria nie ujawniła się wcześniej. Tłumaczyć to można, tym, że konstrukcja miała jeszcze dodatkowy zapas nośności wynikający z rzeczywistych właściwości materiałów – betonu i stali. Dodatkowo w stropie mogły występować siły membranowe od oddziaływania ścian oporowych, które dawały pewien przyrost nośności na przebicie. Zapewne też, w rejonie awarii nie wystąpiło pełne nominalne obciążenie użytkowe. Ten niewielki zapas nośności, był stopniowo zmniejszany przez czynniki zewnętrzne. Brak szczelnej izolacji na stropie oraz bierność w podejmowaniu stosownych prac naprawczych w tym rejonie, spowodował wieloletnią penetrację wilgoci a wraz z nią jonów chlorkowych

pochodzenia morskiego w głąb konstrukcji. To spowodowało poważną korozję zbrojenia, często ukrytą pod warstwami wykończeniowymi. Zdaniem autorów, korozja była jedną z przyczyną katastrofy, osłabiała stopniowo konstrukcję poprzez redukcję czynnego pola zbrojenia i powodując postępujące zarysowanie a co za tym idzie redystrybucję sił wewnętrznych. Nie wykluczone, że zniszczenie przez przebicie poprzedzone było lokalnym wyczerpaniem nośności na zginanie (np. w belkach podtrzymujących strop – patrz rys. 8b).

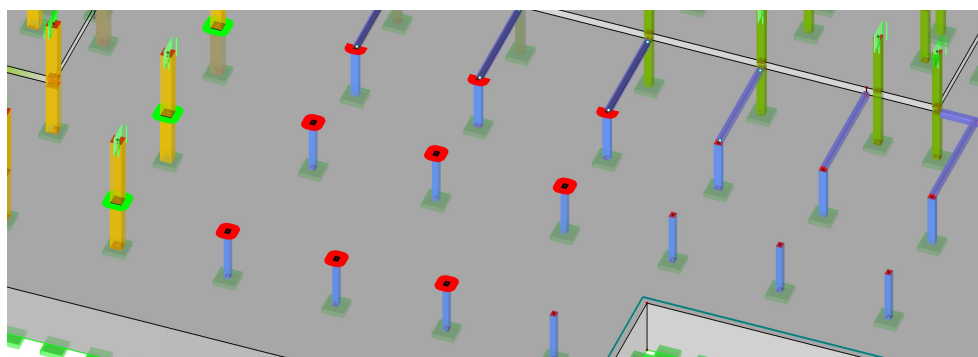
Tablica 1. Wyniki analizy nośności na przebicie stropu garażu w rejonie awarii (numeracja patrz rys. 11)

| Nr | Typ <sup>1)</sup> | $V_{Ed}^{2)}$ | $M_{Ed,x}$   | $M_{Ed,y}$  | $b' \cdot h$ | EC2[7] |             |               |             | ACI 318-77[13] |          |           |             |
|----|-------------------|---------------|--------------|-------------|--------------|--------|-------------|---------------|-------------|----------------|----------|-----------|-------------|
|    |                   |               |              |             |              | $u_1$  | $\eta_{Ed}$ | $\eta_{Rd,c}$ | $h^3$       | $b_0$          | $\eta_p$ | $f_{t,c}$ | $h^3$       |
|    | -                 | kN            | kNm          | kNm         | cm           | m      | kPa         | kPa           | -           | m              | kPa      | kPa       | -           |
| 1  | W                 | 562 (583)     | 19,3 (20,01) | 3,21 (3,33) | 61' 61       | 5,08   | 549         | 580           | <b>0,95</b> | 3,28           | 895      | 1482      | <b>0,60</b> |
| 2  | W                 | 559 (579)     | 8,43(8,74)   | 30,2 (31,3) | 61' 61       | 5,08   | 564         | 580           | <b>0,97</b> | 3,28           | 924      | 1482      | <b>0,62</b> |
| 3  | W                 | 522 (541)     | 15,7(16,3)   | 0,72 (0,75) | 61' 61       | 5,08   | 506         | 580           | <b>0,87</b> | 3,28           | 821      | 1482      | <b>0,55</b> |
| 4  | K                 | 302 (313)     | 61,7 (64,0)  | 7,69 (7,97) | 30' 40       | 2,22   | 1170        | 580           | <b>2,02</b> | 1,42           | 2129     | 1482      | <b>1,44</b> |
| 5  | K                 | 298 (309)     | 60,7 (63,0)  | 4,92 (5,10) | 30' 40       | 2,22   | 1151        | 580           | <b>1,98</b> | 1,42           | 2081     | 1482      | <b>1,40</b> |
| 6  | K                 | 284 (294)     | 57,2 (59,3)  | 7,64 (7,92) | 30' 40       | 2,22   | 1090        | 580           | <b>1,88</b> | 1,42           | 1989     | 1482      | <b>1,34</b> |
| 7  | W                 | 605 (627)     | 38,4 (39,8)  | 4,22 (4,38) | 40' 30       | 4,04   | 782         | 580           | <b>1,35</b> | 2,24           | 1523     | 1482      | <b>1,03</b> |
| 8  | W                 | 611 (633)     | 46,1 (47,8)  | 4,78 (4,96) | 40' 30       | 4,04   | 803         | 580           | <b>1,38</b> | 2,24           | 1580     | 1482      | <b>1,07</b> |
| 9  | W                 | 575 (596)     | 40,7 (42,2)  | 10,1 (10,5) | 40' 30       | 4,04   | 752         | 580           | <b>1,30</b> | 2,24           | 1501     | 1482      | <b>1,01</b> |
| 10 | W                 | 607 (629)     | 11,3 (11,7)  | 0,78 (0,81) | 40' 30       | 4,04   | 736         | 580           | <b>1,27</b> | 2,24           | 1392     | 1482      | <b>0,94</b> |
| 11 | W                 | 614 (636)     | 19,4 (20,1)  | 0,32 (0,33) | 40' 30       | 4,04   | 759         | 580           | <b>1,31</b> | 2,24           | 1443     | 1482      | <b>0,97</b> |
| 12 | W                 | 643 (667)     | 20,3 (21,1)  | 2,4 (2,49)  | 40' 30       | 4,04   | 794         | 580           | <b>1,37</b> | 2,24           | 1523     | 1482      | <b>1,03</b> |

<sup>1)</sup> W – wewnętrzny; K – koniec belki (obliczono jak dla końca ściany)

<sup>2)</sup> w nawiasie podano wartości obliczeniowe wyznaczone wg regulaminu normowego ACI 318[13]

<sup>3)</sup> stopień wykorzystania nośności



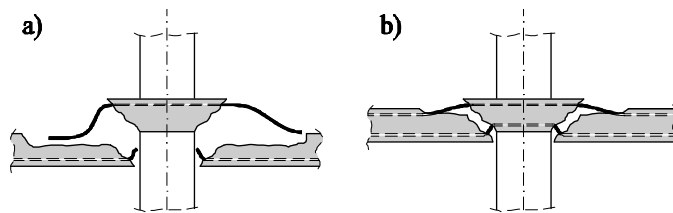
Rys. 14. Graficzna prezentacja obwodów kontrolnych wg EC2[7]. Czerwony kolor – przekroczenie nośności na ścinanie.

## 9. Przyczyny katastrofy postępującej

Awaria stropu nad garażem wywołała fatalną w skutkach katastrofę postępującą. W wyniku przebicia, zmieniły się warunki podparcia bocznego słupów parteru i garażu podpierających centralną część skrzydła zachodniego. Smukłe słupy nie były zaprojektowane do przenoszenia obciążenia przy dwukrotnie większej długości wyboeczeniowej i prawdopodobnie utraciły stateczność. Brak podparcia, spowodował zmianę schematu statycznego, jednak konstrukcja nie była w stanie utworzyć stabilnego układu wtórnego.

Wyjątkiem jest część zachodnia budynku, w której odmiennie od wschodniej zastosowano w poziomie garażu i parteru słupy krępe, połączone dodatkowo w poziomie stropu nad parterem ze sztywnym rusztem żelbetowym. Oprócz tego, skrzydło zachodnie było stabilizowane ścianami usztywniającymi.

Obecne normy i przepisy nakazują projektowanie z uwzględnieniem tego rodzaju zagrożeń [14]. Duży nacisk kładzie się na prawidłowe uformowanie zbrojenia i zapewnienie silnych wiązań w węzłach ustrojów szkieletowych, tak aby umożliwić wytworzenie się ustroju wtórnego. Istotne jest to w ustrojach płytowo – słupowych gdzie połączenia pomiędzy słupami a stropem są miejscami szczególnie wrażliwymi. Jedynie prawidłowo dobrane i skonstruowane zbrojenie dolne jest w stanie powstrzymać rozwój katastrofy (rys. 15). Podstawowym warunkiem jest, aby zbrojenie przechodzące nad słupem było ciągłe, względnie uciągłone w ten sposób, aby pod wpływem siły zbrojenie to mogło się jedynie zerwać, ale nigdy nie wyrwać [14].



Rys. 15. Obraz zachowania się strefy przypodporowej po jej zniszczeniu przez przebicie: [14] a) w przypadku zakotwienia zbrojenia dolnego w słupie; b) w przypadku przeprowadzenia zbrojenia ponad śladem słupa w sposób ciągły.

Widok zniszczonych stref podporowych słupów o przekroju 610´ 610 mm (rys. 12) potwierdza, iż zbrojenie dolne zostało wyrwane ze słupa. Wynika to z tego, iż w normie [13], wymagano aby jedynie 50% zbrojenia doprowadzone było 70 mm poza lico słupa. Takie zalecenia zostały zastosowane w projekcie CTS [5], zarówno w paśmie między-słupowym jak i słupowym. Zbrojenie dolne płyt nad słupami tworzyła siatka #13 co 600 mm, a zakłady tego zbrojenia nad słupami miały długość 15 cm (patrz Rys. 6). Dopiero w późniejszych edycjach (po 1989 roku) wprowadzono wymaganie aby co najmniej dwa pręty przechodziły przez światło słupa (w obu kierunkach), aż do wymogu pełnej ciągłości zbrojenia dolnego w paśmie słupowym (od 2002 r.).

Należy podkreślić, iż w projekcie [5] generalnie stosowano bardzo krótkie zakłady zbrojenia prętów, przykładowo zakłady zbrojenia słupów wynosiły jedynie 30 średnic.

Poza ciągłością zbrojenia, bardzo istotna jest ciągliwość ustroju czyli zdolność do odkształcania plastycznego, w obszarze dopuszczalnych obciążeń a także poza nimi. Duża ciągliwość oznacza, że konstrukcja zdolna jest przenieść obciążenia mimo przeciążenia przekrojów krytycznych. W ustrojach statycznie niewyznaczalnych odpowiednia ciągliwość zapewnia zdolność do obrotu przekrojów krytycznych, co pozwala na redystrybucję sił wewnętrznych. Wysoką ciągliwość zapewnia się przede wszystkim poprzez zapewnienie odpowiedniego stopnia zbrojenia podłużnego i stosowanie stali zbrojeniowej o wysokiej ciągliwości. W projekcie zastosowano stal GRADE 60 o dość wysokiej ciągliwości.

Dodatkowym czynnikiem mogącym przyczynić się do tak rozległej katastrofy było oddziaływanie termiczne. Budynek z racji swojego położenia poddany był wieloletnim dużym wahaniom temperatury. W projekcie [5] budynku nie wprowadzono dylatacji kompensujących odkształcenia termiczne, mimo jego znacznych rozmiarów. Cykliczne, wieloletnie zmienne oddziaływanie termiczne mogło powodować, powstawanie rys w stropach, zwłaszcza w części centralnej budynku skrupowanej przez trzony usztywniające. Ekstremalnych odkształceń termicznych należało się także spodziewać w stropie nad garażem, który nie był chroniony żadną warstwą izolacji termicznej.

## 10. Wnioski

- Na podstawie analizy zgromadzonych materiałów można wyciągnąć następujące wnioski:
- budynek od momentu wzniesienia stał w obliczu nieuchronnej awarii ze względu na niedobory nośności na przebiecie w stropie nad garażem,
  - prawdopodobną przyczyną awarii stropu było przebiecie. Potwierdziła to analiza obliczeniowa stropu ujawniająca rażące niedobory nośności,
  - brak napraw i wieloletnie lekceważenie przecieków przez strop pozwoliło na swobodny rozwój korozji zbrojenia w stropie, która była dodatkową przyczyną katastrofy,
  - brak ciągłości zbrojenia dolnego stropów nad słupami i w pasmach między-słupowych, niski stopień zbrojenia oraz krótkie zakłady zbrojenia były czynnikami sprzyjającymi rozwojowi katastrofy postępującej skrzydła wschodniego,
  - zmienne oddziaływanie termiczne mogło przyczynić się do osłabienia konstrukcji.

Katastrofa budynku CTS wywołała duże poruszenie, ponieważ zbliżonych konstrukcyjnie i wiekowo obiektów mieszkalnych na Florydzie jest więcej. Okazało się, że stan techniczny wielu z nich jest podobny i wymagać będą kosztownych napraw. Niewątpliwie tragedia CTS stanie się przyczyną reformy przepisów w USA dotyczących inspekcji i utrzymania budynków.

## Literatura

1. Derkowski W., Ślaga Ł.: Czy i jak projektować budynki zabezpieczone przed katastrofą postępującą?, Materiały Budowlane, nr 11/2013.
2. Microsoft streetside, [https://en.wikipedia.org/wiki/Surfside\\_condominium\\_collapse#/media/File:Champlain\\_Towers\\_South.png](https://en.wikipedia.org/wiki/Surfside_condominium_collapse#/media/File:Champlain_Towers_South.png) (dostęp: 01.01.2022).
3. Miami-Dade Fire Rescue Department, <https://twitter.com/MiamiDadeFire/status/1408021153415892992>, 25.07.2021, (dostęp: 01.01.2022).
4. Friedman W.M & Associates Architects Inc., Champlain Towers South 135 Unit Condominium Architecture design, 1979.
5. Breiterman, Jurado & Associates Consulting Engineers, Champlain Towers South 135 Unit Condominium, Structural design, 1979.
6. A615 Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement, ASTM, 1979.
7. European Committee for Standardization. EN 1992-1-1 Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, Brussels, 2004.
8. Morabito. F.P.: Inspection Report of CTS Condominium, Surfside 2018.
9. Morabito. F.P.: CTS Condominium Structural Field Survey Report, Surfside 2018.
10. Morabito Consultants: 40 Year Building Repair and Restoration, Champlain Tower South Condominium, 8777 Collins Avenue, Surfside 2021.
11. Terenzi F.: Champlain Tower South underground garage parking video of JULY 17 2020, <https://www.youtube.com/watch?v=cAiIte8i2oM> (dostęp: 01.01.2022).
12. Pizzo J., <https://twitter.com/senpizzo/status/1417657635709636613> (dostęp: 01.01.2022),
13. ACI 318-77 Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 1977.
14. Starosolski W., Wieczorek B., Wieczorek M.: Konstrukcje płytowo-słupowe. Zabezpieczenia przeciwko katastrofie postępującej, CPJS Biuletyn techniczny nr 6, Warszawa 2015.

## Possible causes of Champlain Tower South condominium collapse in Surfside town, Florida

**Key words:** Progressive collapse, Surfside, Champlain Tower South, corrosion, punching