



Prof. dr hab. inż. Piotr NOAKOWSKI, *p.noakowski@faaa.de*  
FaAA Düsseldorf, Uniwersytet w Dortmundzie

## OCENA STANU TECHNICZNEGO I NAPRAWA STROPÓW BUDYNKU BIUROWEGO

### ASSESSMENT AND REPAIR OF SLABS OF AN OFFICE BUILDING

**Streszczenie** W artykule opisano stan stropów biurowca w Düsseldorfie, które po dwóch latach użytkowania obiektu wykazywały nadmierne ugięcia i niedostateczną nośnością na przebicie. Przedstawiono analizę konstrukcji opartą na metodzie nieliniowej statyki żelbetu i opisano sposób wykonania wzmocnienia stropu.

**Abstract** Alarming deflections and insufficient load bearing capacity for punching in slabs of an office building in Düsseldorf are described in the paper. Structural analysis of the slabs by use of the non-linear static and measures for the strengthening are depicted.

### 1. Opis budynku

Opisany budynek biurowy zlokalizowany jest w Düsseldorfie (rys. 1). Budynek w kształcie litery H posiada siedem kondygnacji o powierzchni łącznej 19250 m<sup>2</sup>. Konstrukcja nośna budynku w postaci stropu płytowo-słupowego usztywniona jest czterema klatkami schodowymi.

Stropy budynku wykazały po dwóch latach użytkowania dwie poważne nieprawidłowości:

- Duże strzałki ugięcia prowadzące do szerokich rys w ścianach działowych i do uszkodzeń fasady,
- Niedostateczną nośność na przebicie w wyniku zbyt głębokiej lokalizacji górnego zbrojenia w okolicy słupów.

Nieprawidłowości te wymagały ustalenia ich powodów i skutków jak i opracowania odpowiednich przeciwdziałań. Nieniejszy artykuł opiera się na związanej z tym wydarzeniem ekspertyzie. Przedstawiona analiza konstrukcji opiera się na pracy [4]. Opisane tam metody nieliniowej statyki żelbetu stały się częścią przepisów [1-3] i znajdują zastosowanie w pracach badawczych i w praktyce, między innymi w [5-15]. Problem przebicia stropu został przeanalizowany przy pomocy książki „Mechanika Betonu” [16].

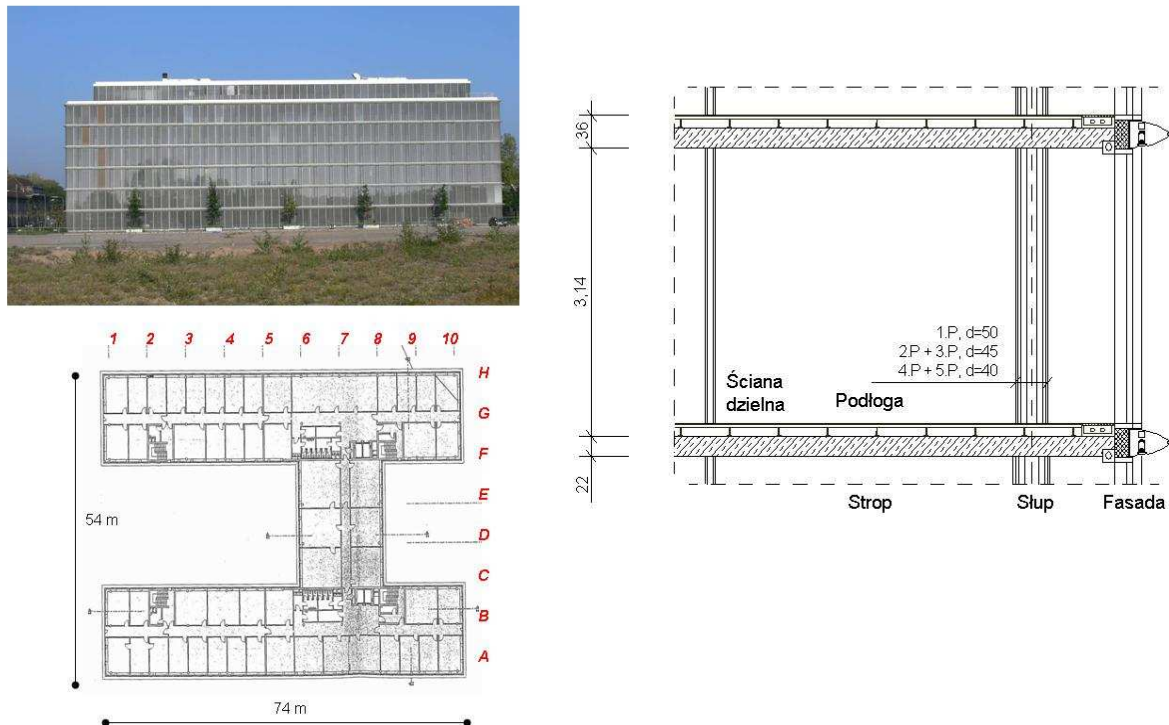
Konstrukcja słupowo-płytowa budynku ma następujące własności:

Stal	$f_y = 500 \text{ MN/m}^2$
Beton	$f_c = 40.6 \text{ MN/m}^2$ , według pomiarów
Średnica słupów	$d = 50 \text{ cm}/45 \text{ cm}/40 \text{ cm}$
Rozstaw słupów	$a = 7.80 \text{ m}$
Grubość stropów	$h = 22 \text{ cm}$

Stosunkowo cienkie stropy (rys. 1) przenoszą następujące obciążenia obliczeniowe (czyli pomnożone przez odpowiednie współczynniki bezpieczeństwa):

Ciężar własny	$g_{Sd} = 5.28 \times 1.15 = 6.07 \text{ kN/m}^2$
Podniesiona podłoga	$g_{Pd} = 1.20 \times 1.35 = 1.62 \text{ kN/m}^2$
Szklana fasada	$g_{Fd} = 2.50 \times 1.35 = 3.38 \text{ kN/m}$
Ściany dzielne	$g_{Dd} = 1.65 \times 1.35 = 2.23 \text{ kN/m}$
Obciążenia użytkowe	$p_{Ud} = 2.50 \times 1.50 = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Redukcja współczynnika bezpieczeństwa z 1.35 do 1.15 w odniesieniu do ciężary własnego tłumaczy się dobrą znajomością grubości i ciężaru wykonanych stropów.



Rys. 1. Widok budynku i układ elementów konstrukcyjnych

## 2. Znaczne ugięcia stropu

### 2.1. Opis nieprawidłowości i przyczyny ich powstania

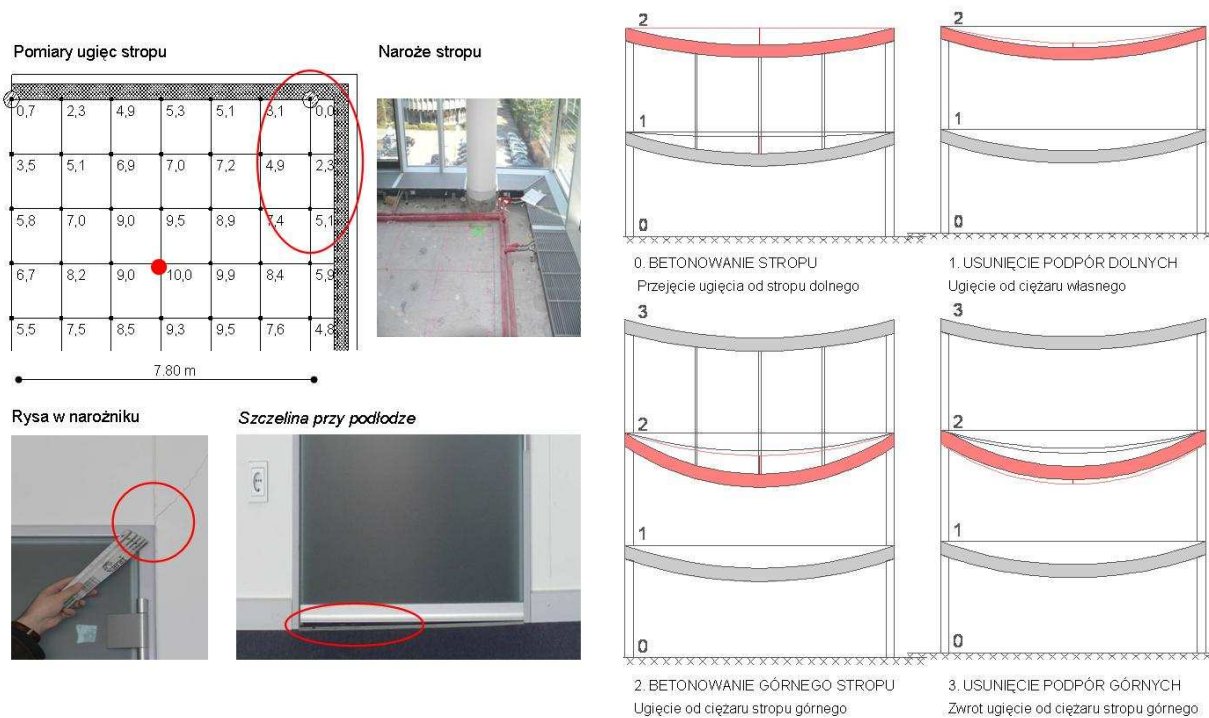
Duże strzałki ugięcia i ich konsekwencje przedstawiały się następująco (rys.2):

- kondygnacje: wszystkie 7, tzn. parter i piętra 1 do 6,
  - ugięcia stropu: do 100 mm,
  - ugięcia podłogi: do 50 mm,
  - szkody pochodne: rysy w ścianach działowych, uszkodzenia konstrukcji nośnej fasady
- Ze znacznie mniejszych ugięć podniesionej podłogi wynika, że duże ugięcia stropu były znane w okresie jej kładzenia. Tak więc w celu złagodzenia braku duża część ugięć stropu została wyrównana odpowiednim doбором podpórek.

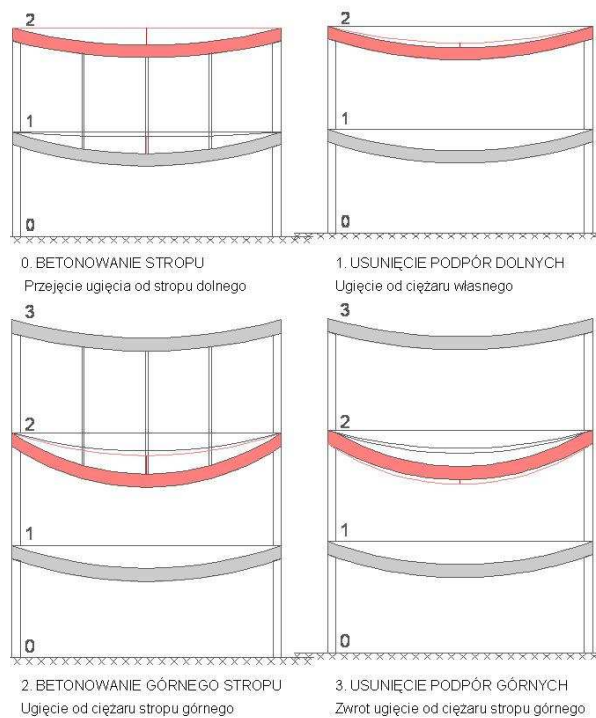
Wstępne bezkrytyczne obliczenia ugięć stropu wykazały znacznie mniejsze wartości od wyników pomiarów. Wynik ten wykluczył więc błędy w wymiarowaniu. Odpowiedni przegląd zapisów w dzienniku budowy wykazał, że szalunki stropów były podpierane jednopiętrowo i to jak następuje:

- Betonowanie stropu → ugięcia od stropu dolnego
- Usunięcie podpór dolnych → ugięcie od ciężaru własnego
- Betonowanie górnego stropu → ugięcie od ciężaru stropu górnego
- Usunięcie podpór górnych → zwrot ugięcie od ciężaru stropu górnego

W związku z tym wyłoniło się przypuszczenie, że ugięcia stropu podpierającego zostawało przekazywane na szalunek stropu podpieranego, przez co ten ostatni twardniał w stanie ugięcia (rys. 3).



Rys. 2. Wyniki pomiarów ugięcia i powstałe uszkodzenia



Rys. 3. Przyczyny powstania ugięć w trakcie budowy

### 2.3. Analiza obliczeniowa i zalecenia naprawcze

W celu sprawdzenia powyższej tezy przeprowadzono następującą wnikliwą analizę ugięć stropu:

- Symulacja naroża stropu systemem statycznym w formie rusztu składającego się z 139 prętów.
- Analiza tego systemu statycznego przy uwzględnieniu spadku sztywności w wyniku zarysowania betonu.
- Stopniowe obliczanie przyrostu strzałki ugięcia według postulowanego procesu betonowania stropów.

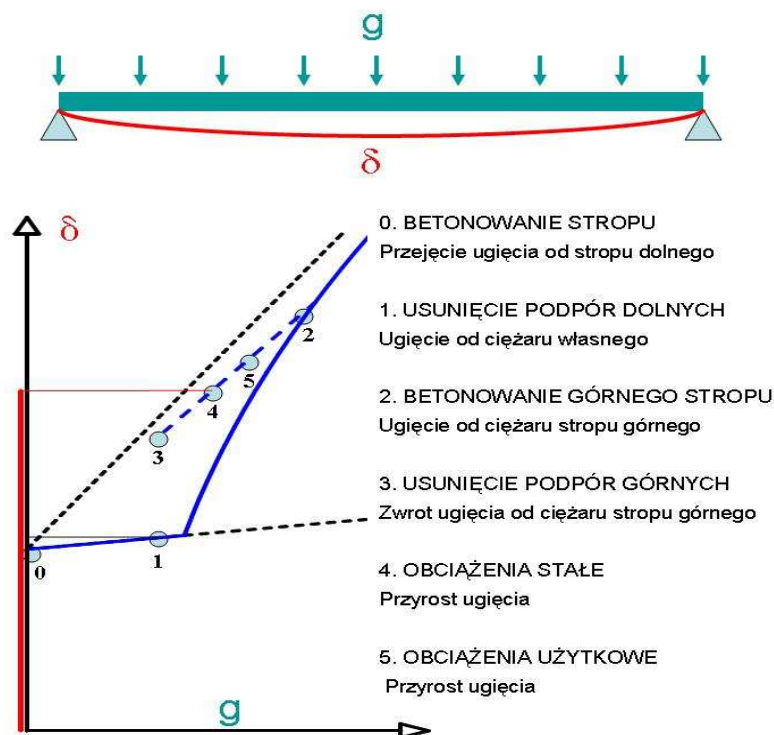
Wyniki tych obliczeń są następujące (rys. 4):

- 0. Przejęcie ugięcia stropu dolnego  $\delta_0 = 32.0 \text{ mm}$
- 1. Ugięcie od ciężaru własnego  $\delta_1 = 21.1 \text{ mm}$
- 2. Ugięcie od ciężaru stropu górnego  $\delta_2 = 32.0 \text{ mm}$
- 3. Zwrot ugięcie od ciężaru stropu górnego  $\delta_3 = 16.0 \text{ mm}$
- 4. Ugięcie w wyniku obciążeń stałych  $\delta_4 = 10.7 \text{ mm}$
- 5. Ugięcie w wyniku obciążeń użytkowych  $\delta_5 = 16.0 \text{ mm}$

Z sumy tych wartości wynika pomierzona strzałka ugięcia, czym dowiedziono, że powodem dużych ugięć stropów było ich niewłaściwe jednopiętrowe podparcie w trakcie betonowania:  
 $\delta = \delta_0 + \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 = 32.0 + 21.1 + 32.0 - 16.0 + 10.7 + 16.0 = 95.8 \text{ mm}$

Jednocześnie stwierdzono, że korespondujące naprężenia i rozwarcia rys znajdują się w normalnym obszarze:

1. Ciężar własny	$\sigma_1 = 167 \text{ MN/m}^2$	$w_k = 0.11 \text{ mm}$
2. Ciężar własny + ciężar stropu górnego	$\sigma_2 = 348 \text{ MN/m}^2$	$w_k = 0.33 \text{ mm}$ , przeciążenie
3. Ciężar własny + obciążenia stałe	$\sigma_3 = 229 \text{ MN/m}^2$	$w_k = 0.15 \text{ mm}$
4. Ciężar własny + pełne obciążenie	$\sigma_4 = 292 \text{ MN/m}^2$	$w_k = 0.24 \text{ mm}$



Rys. 4. System rusztowy dla nieliniowej weryfikacji ugięć

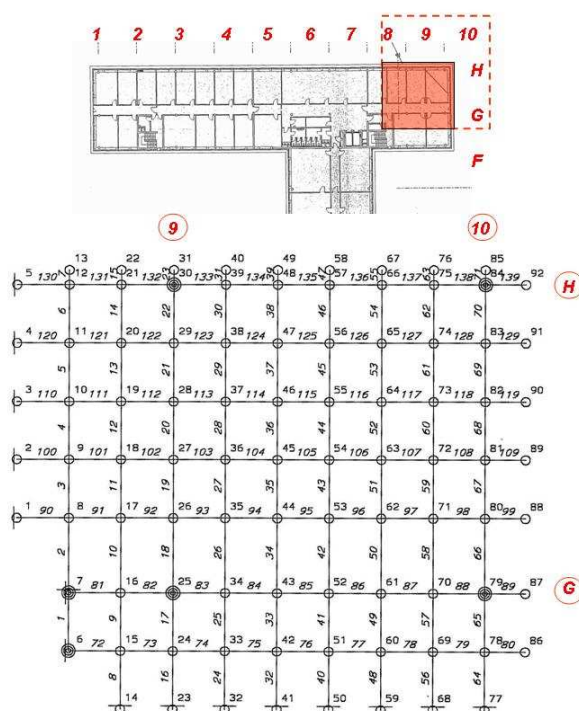
Zgodność pomiarów z obliczeniami dowodzi, że powodem patologicznie dużych ugięć stropów było ich niefachowe jednopiętrowe podparcie. Fakt ten doprowadził do dwóch zjawisk:

- Czasowe przeciążenie stropu dolnego ciężarem stropu betonowanego
- Wstępny przekaz ugięć stropu dolnego na strop betonowany

Związany z tym wysoce nieliniowy postępowanie ugięć można unaocznić prześledzeniem zależności pomiędzy obciążeniem  $g$  a strzałką ugięcia  $\delta$  przy uwzględnieniu spadku sztywności w wyniku zarysowania betonu (rys. 5):

0. Przejęcie ugięcia stropu dolnego	Duża wartość z racji stanu II dolnego stropu
1. Ugięcie od ciężaru własnego	Mały przyrost z racji stanu I rozważanego stropu
2. Ugięcie od ciężaru stropu górnego	Duży przyrost z racji przejścia stropu w stan II
3. Zwrot ugięcia od ciężaru stropu	Mały ubytek z racji pozostania stropu w stanie II
4. Ugięcie w wyniku obciążeń stałych	Mały przyrost z racji niewielkiego obciążenia
5. Ugięcie z obciążeń użytkowych	Mały przyrost z racji niewielkiego obciążenia

Powyższa analiza uświadamia decydującą rolę spadku sztywności w wyniku zarysowania betonu na zachowanie się ustrojów żelbetowych. Tylko tą drogą można właściwie ocenić wpływ zbrojenia jak i stopnia zarysowania i pęcznienia betonu na rozkład momentów i ugięcia w konstrukcjach żelbetowych.



Rys. 5. Przyrost ugięć stropu w świetle zarysowania

W celu zmniejszenia odczuwalnych ugięć stropu postanowiono wyrównać jego „doliny” przez podniesienie podłogi za pomocą miejscowo wyższych podpórek. W ten stosunkowo prosty sposób uwolniono poszczególne pomieszczenia biurowca od skutków patologicznych ugięć stropów.

### 3. Niedostateczna nośności stropu na przebicie

#### 3.1. Opis nieprawidłowości

Niedostateczna nośność na przebicie i jej konsekwencje przedstawiały się następująco:

Kondygnacje: Przede wszystkim piętra 4 i 5 z grubością słupów o 40cm

Nośność: Deficyt do 30% w odniesieniu do pełnego obciążenia

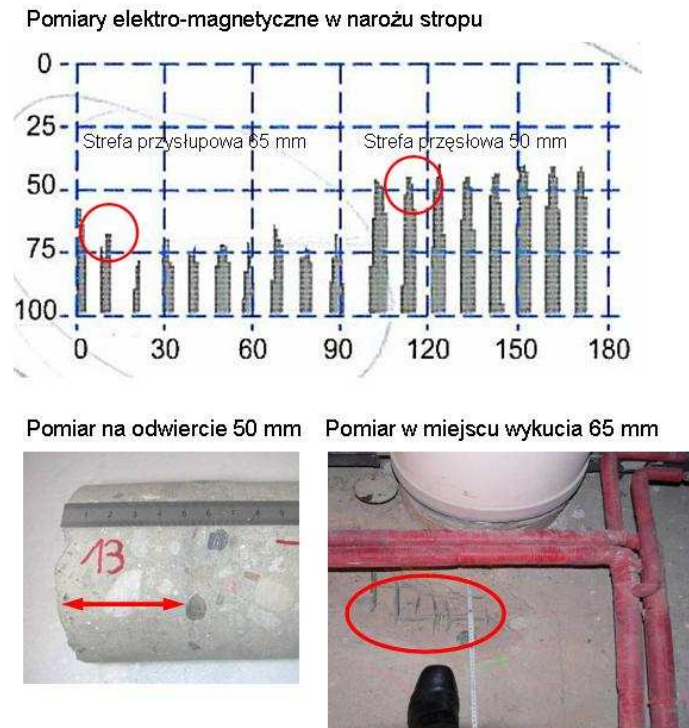
Powód: Małe ramie sił wewnętrznych w wyniku głębokiego usytuowania zbrojenia

Wstępne badania rys wokół słupów jak i nośności w odniesieniu do aktualnego niepełnego obciążenia dowiodły, że sytuacja nie jest niepokojąca. Tak więc można było zaprojektować i wykonać odpowiednie wzmocnienia bez ewakuacji budynku.

Szkodliwie głębokie usytuowanie zbrojenia górnego stwierdzono na podstawie następujących badań (rys. 6):

- |                                       |  |
|---------------------------------------|--|
| 1. Pomiary elektro magnetyczne        | Strefa przysłupowa $c = 65 \text{ mm}$ , |
|                                       | Strefa przęsłowa $c = 50 \text{ mm}$     |
| 2. Pomiary na odwiertach betonowych   | Strefa przęsłowa $c = 50 \text{ mm}$     |
| 3. Pomiary w miejscach wykucia betonu | Strefa przysłupowa $c = 65 \text{ mm}$   |

Przeгляд rysunków zbrojeniowych wykazał, że zbrojenie główne jest poniżej zbrojenia ogólnego oraz przewidziano niskie podpórki zbrojenia - 130 mm. Te jednoznaczne wyniki uświadamiają, że deficyty ramienia sił wewnętrznych, a w związku z tym nośności na przebicie przy pełnym obciążeniu odnoszą się do całego stropu.



Rys. 6. Wyniki pomiarów lokalizacji zbrojenia

### 3.2. Analiza obliczeniowa i sposób wzmocnienia

W celu sprawdzenia wielkości deficytu nośności na przebicie stropu należało przebadać wszystkie strefy przysłupowe (rys. 7):

- Ustalenie ramienia sił wewnętrznych  $d$  ze znanych wartości zbrojenia głównego i jego położenia w przekroju,
- Obliczenie sił przebijających strop  $V_{Rd}$  na podstawie wielkości zbrojenia i ramień sił wewnętrznych
- Obliczenie sił działających na strop  $V_{Ed}$  w odniesieniu do przewidzianych normowo, pełnych obciążeń.

Badania wykazały, że w bez mała we wszystkich wypadkach nośność stropu na przebicie jest niedostateczna. W związku z tym powstała konieczność wzmocnienia wszystkich stref przysłupowych stropu.

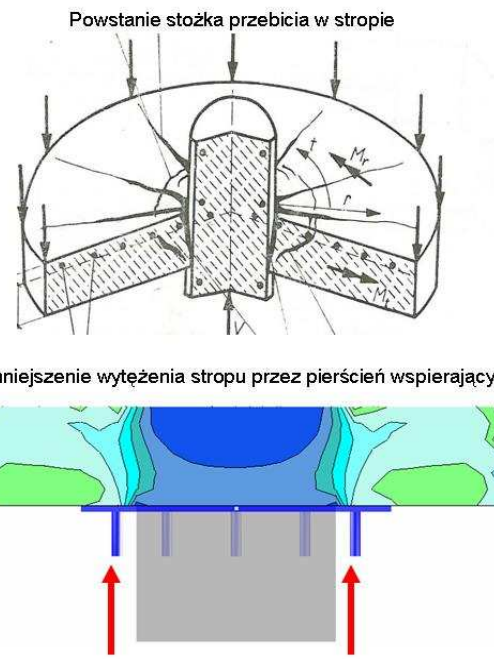
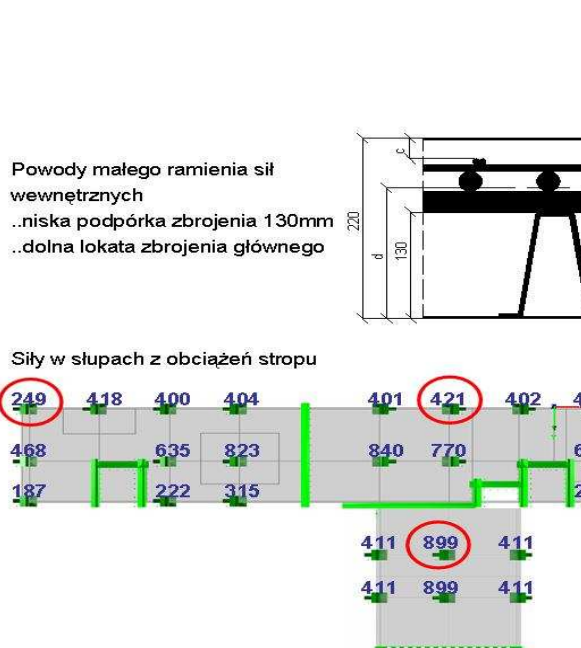
Ważnym jest przy tym fakt, że przy rosnących obciążeniach strop jest przebijany stożkiem zniszczenia, którego powstanie jest ostatnią fazą zarysowania stropu w okolicy słupa (rys.8):

Faza 1: Rysa tangentialna w wyniku momentu radialnego  $M_r$

Faza 2: Rysy radialne w wyniku momentu tangentialnego  $M_t$

Faza 3: Rysa płasko-ukośna w wyniku ścinania

Faza 4: Stożek zniszczenia z diagonalną siłą ściskającą w narożu strop/słupa



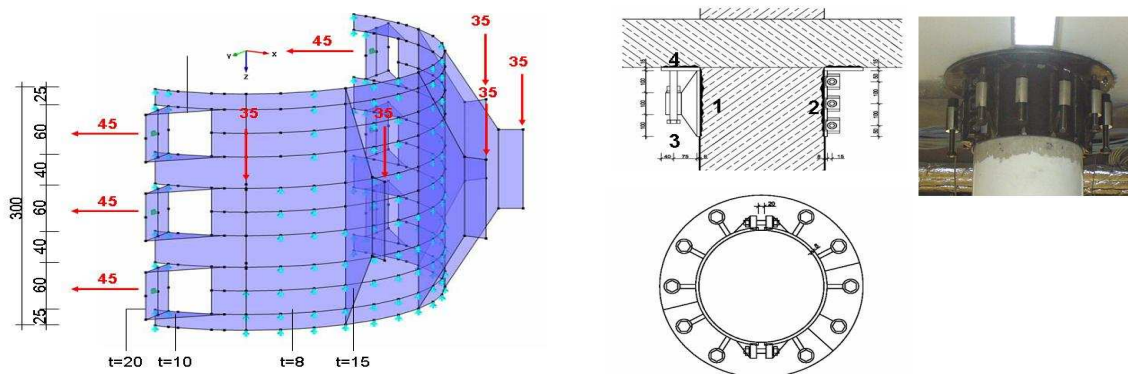
Rys. 7. Podstawy ustalenia nośności stropu na przebiecie

Rys. 8. Zasada wzmocnienia pierścieniem wspierającym

Aby zapobiec powyższemu mechanizmowi zniszczenia postanowiono zmniejszyć koncentrację naprężeń ściskających w narożach stropu poprzez zaopatrzenie słupów pierścieniami wspierającymi. Elementy te są najpierw sprężane wokół głowic słupów a następnie obciążane pionowo przez docisk śrub znajdujących się na końcach specjalnych wsporników. W ten sposób uaktywnione siły oddolne odciążają strop i wyrównują jego deficyty nośności na przebiecie (rys. 9).

Konstrukcja i działanie pierścieni wspierających wynika z zasad ich montażu (rys. 9):

1. Przygotowanie powierzchni słupa i stropu.
2. Przyklejenie płyty wspierającej do powierzchni stropu.
3. Przyklejenie pierścienia do powierzchni słupa.
4. Sprężenie pierścienia wokół słupa przez dociągnięcie 6 poziomych śrub sprężających.
5. Wzbudzenie sił wspierających strop przez dociągnięcie 10 pionowych śrub dociskowych.
6. Kontrola sił wspierających strop po 7 dniach i wyrównanie ich ewentualnego spadku.
7. Zabezpieczenie przeciwpożarowe konstrukcji.



Rys. 9. Obciążenia [kN] i konstrukcja pierścienia wspierającego: 1 – pierścień, 2 - zamki z 6 poziomymi śrubami sprężającymi, 3 - wysięgniki z 10 pionowymi śrubami dociskowymi, 4- płyta wspierająca

## Literatura

1. CICIND: Model Code for Concrete Chimneys. Part A: The Shell.
2. DIN 1056: Schornsteine in Massivbauart. NABau im DIN e.V., in Vorbereitung
3. DIN EN 13084: Freistehende Schornsteine, Teil 2: Betonschornsteine. NABau im DIN e.V., April 2002.
4. Noakowski, P., Schäfer, H. G.: Steifigkeitsorientierte Statik im Stahlbetonbau. Ernst & Sohn (2003).
5. Noakowski, P.: Wymiarowanie pomostów w budynkach parkingowych. XLIX Konf. Nauk. KILW PAN i KN PZITB, Krynica, 2003.
6. Noakowski, P., Breddermann, M., Harling, A., Rost, M., Potratz, S., Leszinski, H.: Verstärkung turmartiger Bauwerke, typische Schwächungen und ihre Behebung. Beton- und Stahlbetonbau (2003), H. 10.
7. Noakowski, P.: Ekonomiczne wymiarowanie obudowy tunelowej. XLIX Konferencja Naukowa KILW PAN i KN PZITB, Krynica, 2004.
8. Noakowski, P.: Budownictwo przemysłowe w różnych krajach świata. IV Konferencja Naukowo-Techniczna Budownictwo w Energetyce, Turów, maj 2004.
9. Noakowski, P.: Wzmacnianie pomostów o dużej strzałce ugięcia. CURE, Rehabilitation of Existing Urban Building Stock, Gdańsk, czerwiec 2004.
10. Noakowski, P.: Ekonomiczne wymiarowanie obudowy tunelowej. XLIX Konferencja Naukowa KILW PAN i KN PZITB, Krynica, wrzesień 2004.
11. Noakowski, P.: Awaria zbiornika w wyniku nierozpoznanych sił podłużnych. XXII Konferencja awarie budowlane, Międzyzdroje, maj 2005.
12. Noakowski, P.: Ocena stanu budowli przemysłowych. Księga konferencyjna jubileuszu Wydziału Inżynierii Lądowej PW, grudzień 2005.
13. Noakowski, P., Breddermann, M., Harling, A., Schnetgöke, J.: Rissbildung in turmartigen Tragwerken Schleuderbetonmast vs. Stahlbetonschornstein, . Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), nr 7, s. 538-548
14. Noakowski, P.: Wzmocnienie stropu hali przemysłowej. II Konf. Nauk. Techn. Materiały Kompozytowe, Łódź, maj 2006.
15. Noakowski, P.: Ocena stanu technicznego wybranych budowli przemysłowych. V Konf. Nauk. Techn. Budownictwo w Energetyce, Złotniki Lubańskie, maj 2006.
16. Godycki-Ćwirko, T.: Mechanika betonu, Arkady, Warszawa 1982