

34

BIELAWSKI" Firma-Doradztwo
i Ekspertyzy Budowlane
Nr 94-102-62-95
REGON 930769918

54-436 WROCLAW
ul. Budziszyńska 121/32
tel. 357-10-53
kom. 0601 74 16 48

EKSPERTYZA BUDOWLANA

dotycząca stanu technicznego i nośności konstrukcji tarasów

Obiekt: Tarasy w Domach Studenckich
„Kredka” i „Ołówek”

Kępczyk
ul. Bujińskiego 25

Adres: Wrocław, ul. Grunwaldzka 69/pl. Grunwaldzki 30

Właściciel obiektu: Uniwersytet Wrocławski
50-137 Wrocław
pl. Uniwersytecki 1

Branża: Konstrukcja

Stadium: Ekspertyza

Zlecniodawca: Uniwersytet Wrocławski
Dział Nadzoru Technicznego
50-136 Wrocław, pl. Nankiera 1a

Rzecznik: dr inż. Czesław Bielawski

RZECZOWNICZKA BUDOWLANY
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej
w zakresie projektowania, budowy, rozbioru
i utrzymania obiektów budowlanych
Nr uprawnień 43/92/UW, 5/00/R
Dr inż. CZESŁAW BIELAWSKI
54-436 Wrocław, ul. Budziszyńska 121/32
tel. 357 10 53, kom. 0 601 741 648

Czesław Bielawski

Wrocław, kwiecień 2001 r.

SPIS TREŚCI

	str
1. Dane ogólne	3
2. Charakterystyka obiektu	4
3. Opis konstrukcji	6
4. Warunki posadowienia	7
5. Cechy wytrzymałościowe materiałów konstrukcyjnych	7
6. Stan techniczny budynku	11
7. Sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe	20
8. Przyczyny powstania uszkodzeń	37
9. Wnioski szczegółowe	37
10. Wnioski ogólne	42
11. Uwagi i zalecenia	43

Literatura i normy

Załącznik nr1 - Dokumentacja fotograficzna

RYSUNKI:

1. Rys.1. Rzut fundamentów. Skala 1:100
2. Rys.2. Konstrukcja stropu tarasu - rzut. Skala 1:100
3. Rys.2-1. Elementy konstrukcji tarasu – część 1. Skala 1:100
4. Rys.2-2. Elementy konstrukcji tarasu – część 2. Skala 1:100
5. Rys.2-3. Elementy konstrukcji tarasu – część 3. Skala 1:100
6. Rys.3. Konstrukcja tarasu w części południowo-zachodniej. Skala 1:100
7. Rys.4. Konstrukcja tarasu w części południowo-wschodniej. Skala 1:100
8. Rys.5. Schody żelbetowe w narożniku północno-zachodnim. Skala 1:100
9. Rys.6. Rzut przyziemia - uszkodzenia. Skala 1:100

1. DANE OGÓLNE

1.1. Podstawa opracowania

Ekspertyza budowlana została opracowana na zlecenie Uniwersytetu Wrocławskiego, 50-137 Wrocław, pl. Uniwersytecki 1, umowa z dnia 06.02.2001 r.

1.2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem ekspertyzy tarasy łączące budynki Domów Studenckich „Kredka” i „Ołówek” we Wrocławiu: „Ołówek” pl. Grunwaldzki 30, „Kredka” ul. Grunwaldzka 69.

1.3. Cel i zakres opracowania

Celem ekspertyzy jest ustalenie stanu technicznego tarasów, ustalenie przyczyn występujących uszkodzeń i określenie zakresu koniecznego remontu, z podaniem sposobów ewentualnych napraw i wzmocnień.

1.4. Wykorzystane materiały

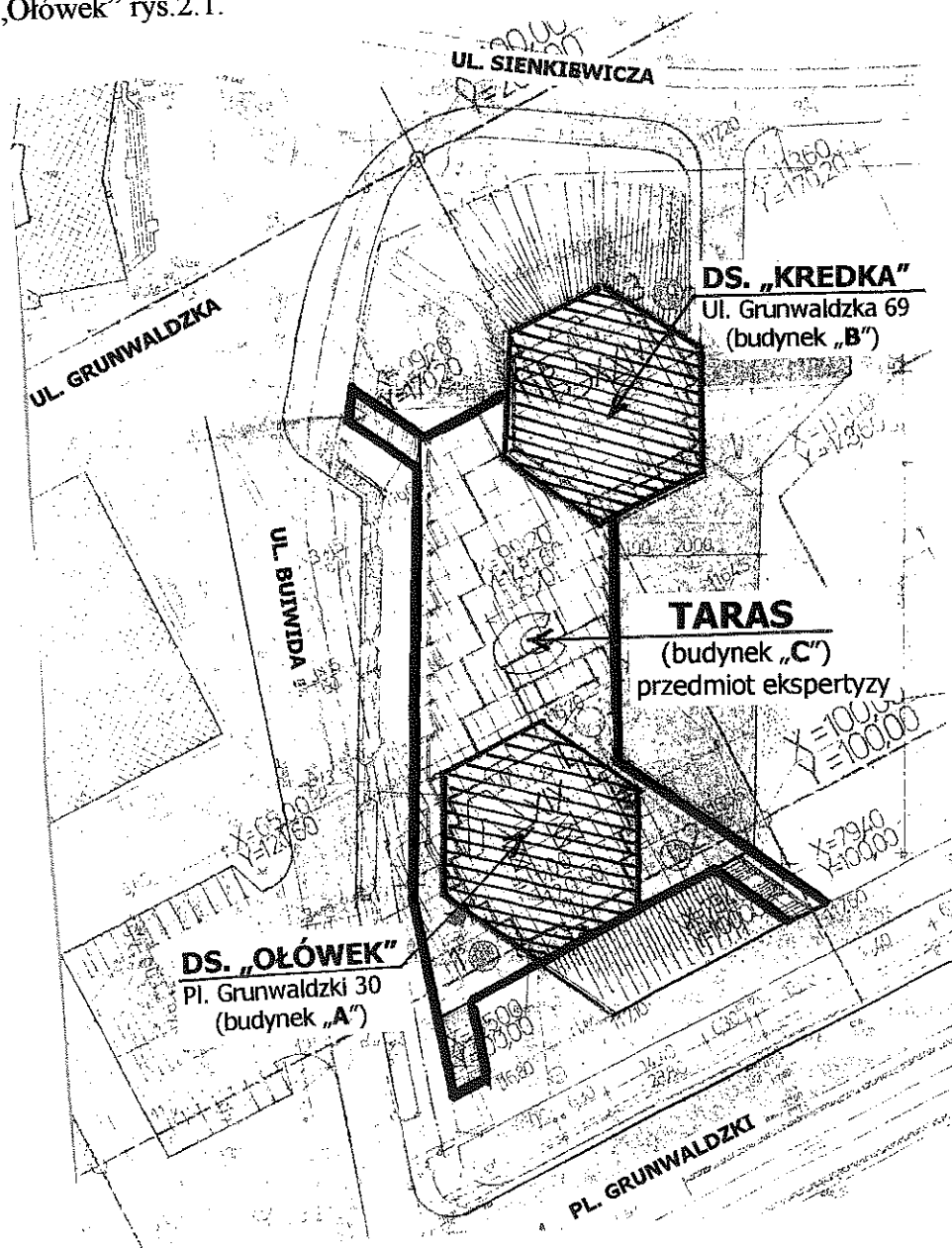
Ekspertyza została opracowana w oparciu o następujące dokumenty, dane i materiały:

- 1.4.1. Wizje lokalne na obiekcie.
- 1.4.2. Projekt deskowań U-Form konstrukcji – budynek „C”. Opracowany przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej w 1982 r.
- 1.4.3. Projekt konstrukcji – budynek „C”. Opracowany przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej w 1981 r.
- 1.4.4. Projekt podstawowy architektury – budynek „C”. Opracowany przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej w 1981 r.
- 1.4.5. Projekt architektury i konstrukcji - budynek „A”. Opracowany przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej (niekompletny).
- 1.4.6. Projekt architektury i konstrukcji - budynek „B”. Opracowany przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej (niekompletny).
- 1.4.7. Projekt – elementy zewnętrzne - konstrukcja. Opracowany przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej w 1982 r.
- 1.4.8. Projekt – palowanie pod budynek „A” i „B”. Opracowany przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej.
- 1.4.9. Inwentaryzacja występujących wad i uszkodzeń budynku.
- 1.4.10. Uzupełniające pomiary inwentaryzacyjne elementów konstrukcyjnych budynku, wykonane w zakresie koniecznym do opracowania ekspertyzy.
- 1.4.11. Badania cech wytrzymałościowych materiałów konstrukcyjnych.

- 1.4.12. Sprawdzające obliczenia statyczno-wytrzymałościowe wybranych elementów konstrukcyjnych tarasów.
- 1.4.13. Dokumentacja fotograficzna obiektu oraz występujących wad i uszkodzeń.
- 1.4.14. Ustne informacje zleceniodawcy i użytkownika o obiekcie.
- 1.4.15. Literatura techniczna, normy i przepisy prawa budowlanego.

2. CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU

Tarasy będące przedmiotem ekspertyzy, są usytuowane między domami studenckimi „Kredka” i „Ołówek” rys.2.1.



Rys.2.1. Usytuowanie budynków i usytuowanie tarasów między budynkami DS „Kredka” i DS „Ołówek”.

Projekty budynków „A” (DS. „Ołówek”), „B” (DS. „Kredka”) i tarasów zostały opracowane przez Zakład Studyjno-projektowy Politechniki Wrocławskiej w latach 1981-82. Wszystkie te obiekty zostały zaprojektowane i wykonane w systemie monolitycznym SBM.

Poszczególne obiekty zostały oddane do użytkowania w następującym w latach 1989-92. W roku 1992 został oddany do użytku taras (budynek „C”).

Taras (budynek „C”) został zaprojektowany i jest użytkowany jako budynek usługowo-techniczny, o następujących parametrach:

- budynek jednokondygnacyjny;
- niepodpiwniczony;
- wysokość kondygnacji 3,6 m;
- powierzchnia użytkowa 805,0 m²;
- kubatura 4724 m³;
- w części tylnej budynku pomieszczenia techniczne i instalacyjne, trafostacja, hydrofornia oraz węzeł cieplny;
- w części frontowej pomieszczenia usługowe ogólnie miejskie (sklepi i kioski).

Budynek jest posadowiony na żelbetowych stopach i ławach fundamentowych. Konstrukcja szkieletowa monolityczna, ze dodatkowymi ścianami żelbetowymi monolitycznymi, stropy żelbetowe płytowe monolityczne oparte na podciągach i wspornikach żelbetowych monolitycznych. Balustrada tarasu została wykonana jako żelbetowa monolityczna.

Wg projektu układ warstw tarasu powinien być następujący:

- | | |
|--|---------|
| 1. płytki lastrico prefabrykowane | 40 mm; |
| 2. zaprawa cementowa | 20 mm; |
| 3. podkład betonowy (jastrych cementowy) zbrojony siatką $\phi 4,6$ 20x20 cm | 50 mm; |
| 4. izolacja - papa asfaltowa 500 + Abizol G | |
| - juta + Abizol G | |
| - papa asfaltowa 500 + Abizol G | ~10 mm |
| 5. podkład cementowy ze spadkiem | 160 mm; |
| 6. płyty z utwardzonej wełny mineralnej | 60 mm; |
| 7. płyta żelbetowa | 160 mm |

Całkowita projektowana grubość stropu tarasu wynosi około 500 mm, samych warstw posadzkowych około 340 mm.

Odwodnienie tarasu (wg projektu) rurami wewnętrznymi zakończonymi typowymi lejami dachowymi, zabezpieczonymi koszykami ochronnymi.

3. OPIS KONSTRUKCJI

Taras jest budynkiem parterowym niepodpiwniczonym. Konstrukcja tarasu została zaprojektowana jako żelbetowa monolityczna w systemie SBM-75, w osiach modularnych 360x360 cm. Konstrukcja tarasu jest oddzielona dylatacjami od budynków DS „Kredka i „Ołówek” i podzielony dylatacjami na trzy części o niezależnych konstrukcjach:

- część między budynkami domów studenckich, kończąca się w osi poprzecznej budynku DS „Ołówek”;
- część południowo-wschodnia;
- część południowo-zachodnia.

Układ konstrukcyjny jest mieszany, z przewagą układów poprzecznych. Elementami nośnymi są:

- żelbetowe monolityczne słupy i podciąg, na których opierają się płyty żelbetowe monolityczne o grubości 16 cm;
- układy płytowo-słupowe, gdzie na płyty żelbetowe monolityczne opierają się bezpośrednio na słupach żelbetowych monolitycznych 30x30 cm;
- ściany betonowe monolityczne o grubości 15 cm, podpiękające płyty żelbetowe monolityczne;

Schody wejściowe na taras zaprojektowano i wykonano o konstrukcji żelbetowej monolitycznej, płytowe, dwupoliczkowe i jednopoliczkowe. Schody płytowe są wykonane w części południowo-wschodniej. Schody jednopoliczkowe wykonano w narożnikach: południowo-zachodnim i północno-zachodnim.

Płyta żelbetowa wieloprzęsłowa, miejscami krzyżowo zbrojona, ma grubość 16 cm i została zaprojektowana z betonu B20, zbrojenie górne i dolne siatkami typowymi lub projektowanymi indywidualnie.

Podciąg żelbetowy o zróżnicowanych przekrojach w poszczególnych częściach, zaprojektowany z betonu B20, zbrojenie główne ze stali żebrowanej 34GS.

Słupy wewnętrzne zostały zaprojektowane i wykonane o przekroju kwadratowym 30x30 cm, zewnętrzne o przekroju kołowym $d = 30$ i 40 cm.

Na krawędziach płyt stropowych oparte są żelbetowe monolityczne balustrady, za pośrednictwem żeber krawędziowych.

Wg projektu, do konstrukcji zastosowano beton żwirowy B20 i stal zbrojeniową A-III (34GS) i A-0 (St0S).

Fundamenty tarasu posadowiono (wg projektu) 1,0 m poniżej posadzki pomieszczeń pod tarasem, na warstwie nasypów gruzowych. Słupy żelbetowe konstrukcji nośnej posadowiono na żelbetowych stopach fundamentowych, o wymiarach 120x120, 150x150 i 170x170 cm. Ściany betonowe (zbrojone przeciwskurczowo i w miejscach oparcia podciągów) opierają się na betonowych ławach 45x35 i 60x35 cm, zbrojone (ze względu na nierównomierne osiadanie) 4 prętami $\phi 12$.

4. WARUNKI POSADOWIENIA

Wg projektu [1.4.3], badania geotechniczne podłoża gruntowego wykonane zostały w roku 1979 przez Geoprojekt we Wrocławiu, profil geologiczny był następujący:

- rzędna terenu około 117,30 m npm;
- nasypy gruzowe (stare) o miąższości 2,0-3,5 m;
- namuły w formie soczewek o miąższości 0,5 m;
- piaski średnie $I_D = 0,23$, grubość warstwy 8,0 m;
- gliny piaszczyste, strop na rzędnej 106,0 m npm;
- woda gruntowa na głębokości 3,5 m od poziomu terenu, wykazująca agresywność siarczanową.

Grunt nośny (piaski) zalegają stosunkowo głęboko, około 4,0 m od powierzchni terenu. W opisie technicznym do projektu [1.4.3] znajduje się następujący zapis:

„Podczas wykopów pod budynki „A” i „B” stwierdzono, że nasypy gruzowe są stare i skompresowane. Zdecydowano się więc na posadowienie lekkiego budynku na nasypach. Przyjęto poziom posadowienia 1,30 m poniżej posadzki parteru tj. na rzędnej 115,40 m npm. Po wykonaniu wykopów fundamentowych należy ułożyć warstwę chudego betonu o grubości 20 cm i ubić sposobem mechanicznym. Stosować beton o minimalnej ilości wody zasobowej. W przypadku natrafienia na lokalnie słabsze podłoże należy zastosować wymianę gruntu.”

Powyższy zapis oznacza, że wszystkie fundamenty tarasu zostały posadowione na warstwie starych nasypów gruzowych, o nieznanym parametrach geotechnicznych.

5. CECHY MATERIAŁÓW KONSTRUKCYJNYCH

5.1. Stal zbrojeniowa

W konstrukcjach żelbetowych monolitycznych tarasu zastosowano typową stal zbrojeniową klasy A-III (34GS) i A-0 (St0S) - o znanych parametrach wytrzymałościowych.

5.2. Beton

Wytrzymałość na ściskanie betonu w konstrukcjach monolitycznych tarasu określono na podstawie badań młotkiem (sklerometrem) SCHMIDTA typu N - wykonanych według instrukcji ITB nr210.

Tablica 1

OBIEKT: TARAS

WROCLAW, pl Grunwaldzki 30

Element: płyta

Beton: zwykły, monolityczny

DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH młotkiem Schmdita typu N

Data badania: kwiecień 2001 r.

Wiek betonu w dniu badania: 3 200 dni.

Lp.	Kąt α [°]	Odczyt L								Odczyt średni $L_{i\alpha}$	Odczyt średni sprow.. $L_{i(\alpha=0)}$	$L_i - L_{sr}$	$(L_i - L_{sr})^2$
		1	2	3	4	5	6	7	8				
1	+90	55	55	56	55	53	53	54	55	54,5	52,7	0,5	0,25
2	+90	57	56	56	55	55	55	54	53	55,1	52,4	0,2	0,04
3	+90	57	54	53	53	54	55	55	54	54,2	51,4	-0,8	0,64
4	+90	54	54	55	55	55	53	52	56	54,2	51,4	-0,8	0,64
5	+90	57	53	56	57	55	54	53	53	54,8	52,1	-0,1	0,01
6	+90	57	55	54	54	57	57	58	54	54,2	51,5	-0,7	0,49
7	+90	56	56	58	58	55	57	56	58	56,8	54,2	2,0	4,00
8	+90	55	55	55	56	54	53	53	50	53,8	50,9	-1,3	1,69
9	+90	54	55	56	55	57	57	56	57	55,9	53,2	1,0	1,0
Σ											469,8		8,76

$$L_{sr} = \Sigma L_i / n = 469,8 / 9 = 52,2$$

$$s_L = \sqrt{\Sigma (L_i - L_{sr})^2 / (n-1)} = 1,1$$

$$v_L = s_L / L_{sr} \cdot 100\% = 1,1 / 52,2 \cdot 100\% = 2,1\%$$

Wskaźniki jakości betonu:

$$R_{sr} = 24,9 \text{ MPa}$$

$$R_{min} = 22,6 \text{ MPa}$$

$$k = 0,9$$

$$v_R = 5,6\%$$

Współczynniki poprawkowe w zależności od:

■ wilgotność betonu 1,0

■ wiek betonu 0,70 (przyjęto)

Ostatecznie: $R_{min} = R_B^G = 22,6 \text{ MPa}$ (B20)

Ocena jakości betonu:

wg Instrukcji ITB nr 210 - jednorodność betonu bardzo dobra.

Zbadana wytrzymałość betonu płyty odpowiada dzisiejszej klasie B20 i taką klasę betonu przyjęto do obliczeń płyt.

Wytrzymałość betonu płyty żelbetowej stropu jest nie co większa niż projektowano.

Tablica 2

OBIEKT: TARAS

WROCLAW, pl Grunwaldzki 30

Element: żebro

Beton: zwykły, monolityczny

DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH
młotkiem Schmdita typu N

Data badania: kwiecień 2001 r.

Wiek betonu w dniu badania: 3 200 dni.

Lp.	Kąt α [°]	Odczyt L								Odczyt średni $L_{i\alpha}$	Odczyt średni sprow.. $L_{i(\alpha=0)}$	$L_i - L_{sr}$	$(L_i - L_{sr})^2$
		1	2	3	4	5	6	7	8				
1	0	40	49	43	47	46	48	47		45,7	45,7	-0,2	0,04
2	0	46	48	45	47	43	45	48		46,0	46,0	0,1	0,01
3	0	47	45	44	45	47	45	45		45,4	45,4	-0,5	0,25
4	0	45	43	50	48	47	45	48		47,3	47,3	1,4	1,96
5	0	44	42	44	43	43	42	42		42,9	42,9	-3,0	9,00
6	0	50	49	49	48	47	49	50		48,8	48,8	2,9	8,41
7	0	47	47	42	42	45	45	48		45,1	45,1	-0,8	0,64
										Σ	321,2	-0,3	20,31

$L_{sr} = \Sigma L_i / n = 321,2 / 7 = 45,9$ $s_L = \sqrt{\Sigma (L_i - L_{sr})^2 / (n-1)} = 3,39$ $v_L = s_L / L_{sr} \cdot 100\% = 3,39 / 45,9 \cdot 100\% = 7,4\%$	Wskaźniki jakości betonu: $R_{sr} = 43,2 \text{ MPa}$ $R_{min} = 30,7 \text{ MPa}$ $k = 0,71$ $v_R = 17,7\%$
Współczynniki poprawkowe w zależności od: ■ wilgotność betonu 1,0 ■ wiek betonu 0,6 Ostatecznie: $R_{sr} = 43,2 \times 0,6 = 25,9 \text{ MPa}$ $R_{min} = R_B^G = 30,7 \times 0,6 = 18,4 \text{ MPa (B17,5)}$	Ocena jakości betonu: wg Instrukcji ITB nr 210 - jednorodność betonu dostateczna

Zbadana wytrzymałość betonu odpowiada dzisiejszej klasie B17.5 i taką klasę betonu przyjęto do obliczeń żeber i podciągów.

Wytrzymałość betonu żebra (podciągu) jest niższa od przyjętej w projekcie.

Tablica 3

OBIEKT: TARAS

WROCLAW, pl Grunwaldzki 30

Element: słup

Beton: zwykły, monolityczny

DZIENNIK POMIARÓW SKLEROMETRYCZNYCH
młotkiem Schmidta typu N

Data badania: kwiecień 2001 r.

Wiek betonu w dniu badania: 3 200 dni.

Lp.	Kąt α [°]	Odczyt L								Odczyt średni $L_{i\alpha}$	Odczyt średni sprow.. $L_{i(\alpha=0)}$	$L_i - L_{sr}$	$(L_i - L_{sr})^2$
		1	2	3	4	5	6	7	8				
1	0	39	40	42	39	46	36	40		40,3	40,3	-2,2	4,84
2	0	37	39	40	40	39	39	40		39,4	39,4	-3,1	9,61
3	0	42	40	41	41	37	42	43		40,9	40,9	-1,6	2,56
4	0	43	44	45	45	42	42	46		43,8	43,8	1,3	1,69
5	0	40	41	41	40	42	43	40		41,0	41,0	-1,5	2,25
6	0	44	42	41	43	42	45	45		43,1	43,1	0,6	0,36
7	0	43	45	45	40	45	45	40		43,3	43,3	0,8	0,64
8	0	51	47	42	41	42	49	47		45,5	45,5	3,0	9,00
9	0	47	42	49	48	41	48	45		45,7	45,7	3,2	10,24
										Σ	383,0	-0,3	41,19

$L_{sr} = \Sigma L_i / n = 383 / 9 = 42,5$ $s_L = \sqrt{\Sigma (L_i - L_{sr})^2 / (n-1)} = 5,15$ $v_L = s_L / L_{sr} 100\% = 5,15 / 42,5 \cdot 100\% = 12,1\%$	Wskaźniki jakości betonu: $R_{sr} = 39,1 \text{ MPa}$ $R_{min} = 19,7 \text{ MPa}$ $k = 0,5$ $v_R = 30,2\%$
Współczynniki poprawkowe w zależności od: ■ wilgotność betonu 1,0 ■ wiek betonu 0,6 Ostatecznie: $R_{sr} = 39,1 \times 0,6 = 23,5 \text{ MPa}$ $R_{min} = R_B^G = 19,7 \times 0,6 = 11,8 \text{ MPa (B12,5)}$	Ocena jakości betonu: wg Instrukcji ITB nr 210 - jednorodność betonu niedostateczna

Zbadana wytrzymałość betonu odpowiada dzisiejszej klasie B12.5 i taką klasę betonu przyjęto do obliczeń słupów.

Wytrzymałość betonu słupa jest niższa od przyjętej w projekcie.

6. STAN TECHNICZNY TARASU

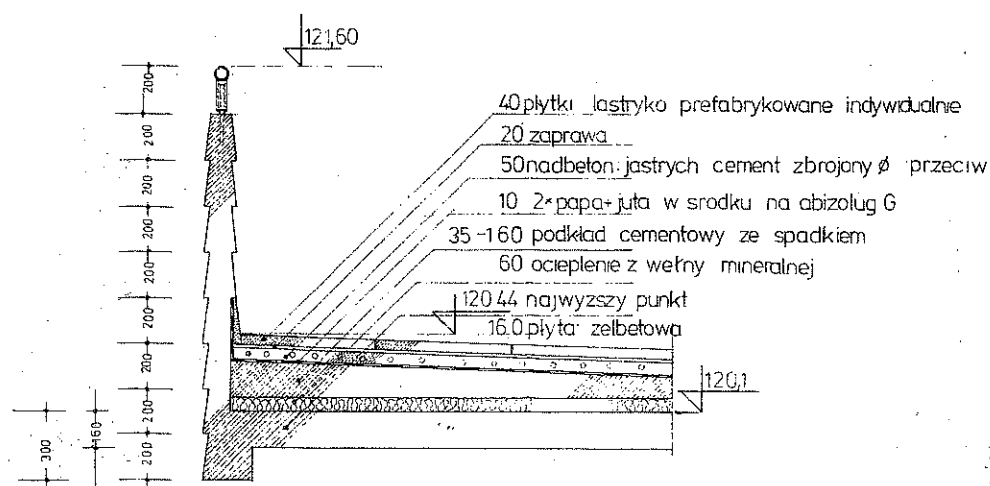
6.1. Poziom tarasu

Posadzka i warstwy posadzkowe

Posadzka tarasu jest wykonana z płyt trójkątnych z lastrico, ułożonych jak na fot. 14, 15 i 16. Stwierdzono, że płyty są ułożone nierówno, co utrudnia szybki odpływ wody opadowej i miejscami po deszczu tworzą się niewielkie kałuże (fot. 17).

Spoiny między płytami mają niejednakową szerokość 10-20 mm i w większości są wypełnione zaprawą cementową, która jest popękana lub odspojona. Część spoin zalana została masą asfaltową. W narożniku południowo zachodnim, zaprawę spoin wymieniono na masę lateksową (przypuszczalnie Bitgum) – stwierdzono, że masa lateksowa nie ma przyczepności do lastrico i woda może przedostawać się pod płytki.

Wg projektu architektury [1.4.4] tarasu projektowany układ wszystkich warstw powinien być taki, jak na rys. 6.1.



Rys. 6.1. Projektowany układ warstw tarasu o maksymalnej grubości przy balustradzie (wg [1.4.4]).

Grubości poszczególnych warstw i grubości sumaryczne:

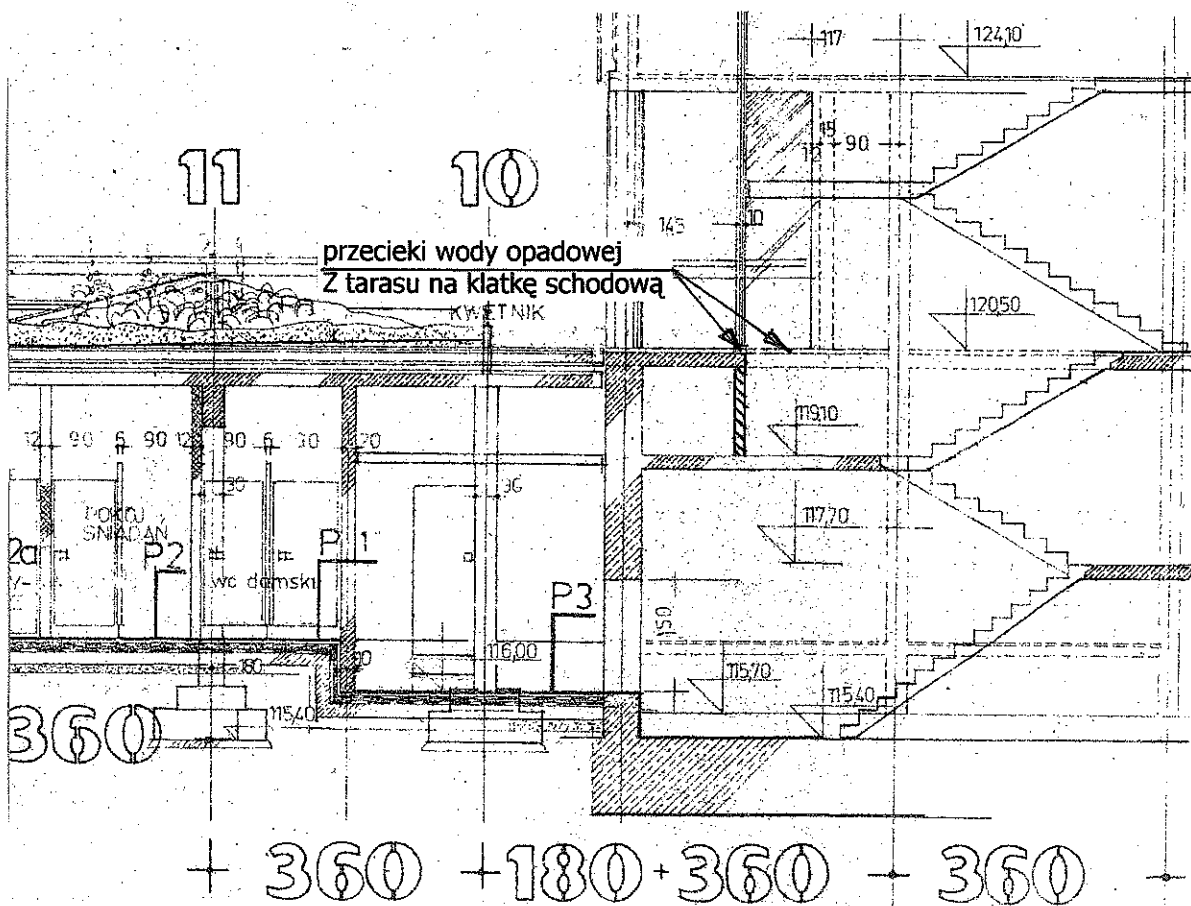
1. płytki lastrico prefabrykowane	40 mm
2. zaprawa cementowa	20 mm
3. podkład betonowy zbrojony siatką	50 mm
4. izolacja – 2 x papa asfaltowa + juta	10 mm
5. podkład cementowy ze spadkiem	160 mm
6. płyty z utwardzonej wełny mineralnej	60 mm
Razem warstwy posadzkowe:	340 mm
7. płyta żelbetowa	160 mm
Razem warstwy posadzkowe + strop:	500 mm

Według pomiarów na obiekcie, łączna grubość warstw przy balustradach wynosi:

- przy otworze w tarasie - 420 mm;
- w części środkowej strona frontowa - 480 mm;
- narożnik południowo-zachodni - 290 mm;
- w części środkowej strona tylna - 440 mm;
- narożnik południowo-wschodni - 330 mm.

W części tarasu między DS. „Kredka” i „Ołówek”, grubość warstw posadzkowych jest o ponad 100 mm od przewidywanej w projekcie. W części południowej, grubość warstw posadzkowych tarasu wynosi 290-330 mm.

Na styku tarasu i okien (szklenia) klatki schodowej DS „Ołówek”, stwierdzono ślady przecieków wody opadowej z poziomu tarasu, w miejscu pokazanym na rys.6.2.



Rys.6.2. Miejsca przecieków wody opadowej z tarasu na klatkę schodową DS. „Ołówek”.

Słupy żelbetowe ścian szczytowych DS. „Kredka” i „Ołówek”

Na poziomie tarasu, ściany szczytowe obu domów studenckich opierają się na okrągłych słupach żelbetowych. Stwierdzono w dwóch skrajnych słupach odspojenia otuliny i korozję

strzemion oraz zbrojenia głównego (fot. 14). Problem jest o tyle poważny, że są słupy przenoszące duże obciążenia z wysokich budynków. Powinny być szybko podjęte odpowiednie prace naprawcze, zabezpieczające i ewentualnie wzmacniające.

Dylatacje tarasu

Od strony górnej, dylatacje konstrukcji tarasu zalane są masą asfaltową (fot. 14). Stwierdzono, że masa asfaltowa jest popękana i występują liczne jej ubytki. Zastosowana masa asfaltowa już dawno straciła elastyczność i nie jest w stanie dopasować się o zmieniającej się szerokości przerw dylatacyjnych (w wyniku odkształceń termicznych konstrukcji żelbetowej), co powoduje wnikanie wody wgłąb szczelin.

W wielu miejscach szczeliny dylatacyjne były dodatkowo uszczelniane masą gumową, ale odspoiła się ona od podłoża i nie uszczelnia dylatacji.

Od strony dolnej, szczeliny dylatacyjne zostały wypełnione płytą pilśniową miękką (fot. 28), która była przekładką dystansową podczas betonowania płyt tarasu.

Szerokości szczelin (wg projektu) powinna wynosić 30 mm, natomiast pomierzona szerokość jest mniejsza i wynosi 15-20 mm.

Odwodnienia

Zaprojektowano i wykonano odwodnienia do wnętrza budynku (do kanalizacji wewnętrznej). Od strony pomieszczeń przyziemia tarasu, wokół odwodnień występują liczne ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu. Wokół prawie wszystkich wpustów stwierdzono rozkucia posadzki tarasu, co świadczy o próbach jej usprawnienia, które nie dały większych rezultatów.

Od strony tylnej przy balustradzie, wstawiono w dwóch miejscach dodatkowe wpusty, przez które woda opadowa z tarasu leje się na dziedziniec.

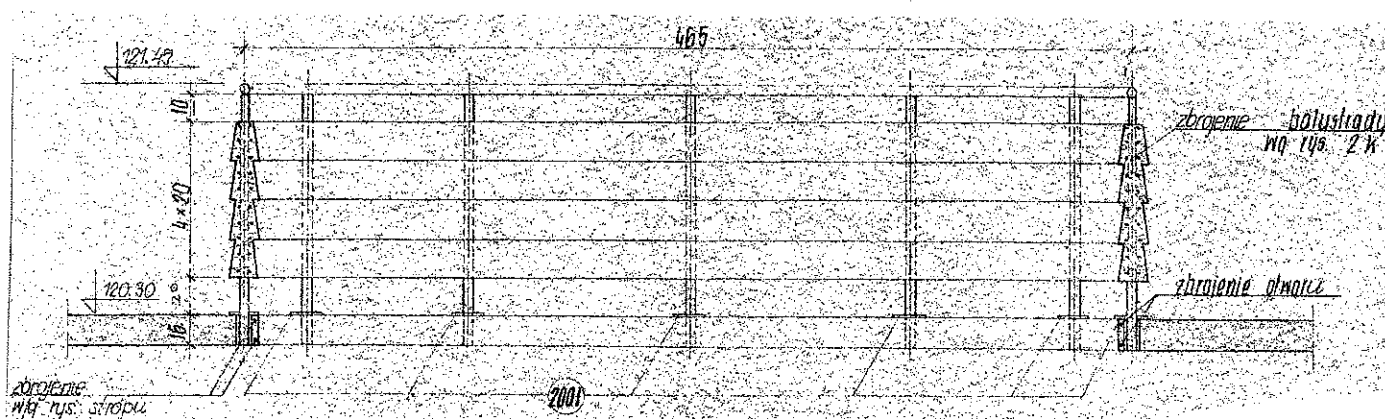
W czasie remontu, konieczna będzie przebudowa całego odwodnienia tarasu, tak aby woda opadowa była szybko odprowadzana z powierzchni tarasu i tak aby wyeliminować możliwość zatykania się wpustów w okresie zimowym.

Wyprowadzenie wentylacji mechanicznej

Wentylacja mechaniczna hydroforni i węzła cieplnego jest wyprowadzona na taras żelbetowymi kominami o konstrukcji przedstawionej na rys. 6.3, na których postawiono wyrzutnie dachowe z wentylatorami (fot. 16).

Od strony wewnętrznej (w pomieszczeniach hydroforni i węzle cieplnym), wokół wpustów kominów występują na stropie ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu.

Balustrada wokół otworu w tarasie, wg projektu [1.4.3 i 1.4.4] - powinna być wykonana jak na rys.6.4, a została wykonana jako pełna płyta żelbetowa monolityczna.



Rys.6.4. Balustrada wokół otworu tarasu, jaka została zaprojektowana.

W otworze, na styku balustrady z płytą żelbetową, występują długotrwałe przecieki wody opadowej z poziomu tarasu (fot.31), dodatkowo występuje tam poziome zarysowanie na styku tych elementów. Po rdzawych nalotach wokół przecieków, można stwierdzić, że występuje korozja zbrojenia łączącego balustradę z płytą żelbetową.

Stwierdzono liczne pionowe zarysowania balustrad, o szerokości rys 2-5 mm, występujące najczęściej w odległości 3-5 m. Przyczyną są odkształcenia termiczne betonu, przy wykonaniu dylatacji w zbyt dużej odległości. Według normy PN-84/B-03264, konstrukcje ścian żelbetowych poddanych wahaniom temperatur zewnętrznych, powinny być dylatowane co max. 20 m.

Występujące rysy są samoistnymi dylatacjami. W czasie remontu tarasu, płytę balustrady należy przeciąć dylatacjami, których odległość nie będzie przekraczała 15 m, wszystkie rysy należy „skleić” metodą iniekcji ciśnieniowej.

Beton balustrad jest miejscami wykonany z rakami (fot.13) oraz występują uszkodzenia lub ubytki betonu. Raki i ubytki betonu odsłaniają zbrojenie, powodując jego szybką korozję, dlatego konieczne jest uzupełnienie ubytków z zastosowaniem sprawdzonej technologii i materiałów do tego typu napraw, np. firmy Deitermann, Addiment itp.

W miejscu dylatacji schodów (usytuowanych w narożniku południowo-wschodnim) i konstrukcji tarasu, nie została zaprojektowana i wykonana dylatacja płyty balustrady. Utworzyła się w tym miejscu samoistna dylatacja płyty, w postaci nierównej pionowej rysy o szerokości do 7 mm (fot.7 i 8). Należy w tym miejscu wykonać prawidłową dylatację konstrukcji.

Balustrada tarasu środkowego od strony frontowej jest wychylona z pionu o 2-3 cm, a od strony tylnej o 3-5 cm. Przyczyną wychylenia balustrad z pionu jest brak dylatacji termicznej

między balustradami i warstwami betonowymi tarasu, które przy zmianach temperatury rozszerzając się i kurcząc, napierają na płyty balustrad i wypychają na zewnątrz.

Konieczne jest wykonanie odpowiednich dylatacji między warstwami podłoża posadzek tarasu i płytami balustrad, z równoczesnym zabezpieczeniem zbrojenia, łączącego balustrady z żebrami żelbetowymi. W dłuższym okresie czasu, jeżeli nie zostaną wykonane prace remontowe i wzmacniające, balustrady mogą odpaść od tarasu.

Według informacji uzyskanych od użytkownika obiektu, pełne balustrady wokół tarasu bardzo utrudniają usuwanie śniegu w okresie zimowym.

Schody

Schody wejściowe na taras są wykonane w narożnikach: południowo-zachodnim (fot.), południowo-wschodnim (fot.) i w narożniku północno-zachodnim (fot.). Konstrukcja żelbetowa monolityczna schodów jest przedstawiona na rys.3, 4 i 5.

Stopnie schodów są mają okładzinę z lastrica. Stwierdzono, że okładziny jest popękana, odspojona i z licznymi ubytkami (fot.5 i 6), za wyjątkiem okładzin schodów w części północno-zachodniej. W czasie remontu, okładziny z lastrico powinny być wymienione na mrozoodporne płytki ceramiczne.

Balustrady żelbetowe schodów, wykonanych od strony południowej, mają pionową zarysowaną na poziomach spoczników szerokość rozwarcia rys wynosi 0,5-2 mm. Konieczne będzie wypełnienie rys metodą iniekcji ciśnieniowej.

Na powierzchni balustrady schodów żelbetowych, wykonanych od strony północno-zachodniej, występują liczne raki i ubytki betonu (fot.9 i 10), które osłabiają beton i osłaniają zbrojenie. Odslonięte zbrojenie jest skorodowane powierzchniowo. Konieczna jest naprawa i uzupełnienie ubytków betonu.

Na styku schodów w narożniku południowo-wschodnim i betonowej ściany oporowej betonowej wykonana jest dylatacja konstrukcji schodów i konstrukcji tarasu. W tym miejscu występuje intensywne przeciekanie wody opadowej z tarasu do pomieszczenia gospodarczego pod schodami, cała ściana i płyta schodów są mokre (fot.25). Zbrojenie nadproża drzwiowego jest skorodowane (fot.26).

Elementy zewnętrzne

Betonowe ściany oporowe tarasu zostały wykonane od strony południowej i północnej (fot.4, 5 i 11). Od strony południowej, na powierzchni ściany brak jest izolacji przeciwwilgociowej wyprowadzonej nad poziom gruntu (fot.5), co powoduje zawilgocenia ściany betonowej. Konieczne będzie wykonanie brakującej izolacji.

między balustradami i warstwami betonowymi tarasu, które przy zmianach temperatury rozszerzając się i kurcząc, napierają na płyty balustrad i wypychają na zewnątrz.

Konieczne jest wykonanie odpowiednich dylatacji między warstwami podłoża posadzek tarasu i płytami balustrad, z równoczesnym zabezpieczeniem zbrojenia, łączącego balustrady z żebrami żelbetowymi. W dłuższym okresie czasu, jeżeli nie zostaną wykonane prace remontowe i wzmacniające, balustrady mogą odpaść od tarasu.

Według informacji uzyskanych od użytkownika obiektu, pełne balustrady wokół tarasu bardzo utrudniają usuwanie śniegu w okresie zimowym.

Schody

Schody wejściowe na taras są wykonane w narożnikach: południowo-zachodnim (fot.), południowo-wschodnim (fot.) i w narożniku północno-zachodnim (fot.). Konstrukcja żelbetowa monolityczna schodów jest przedstawiona na rys.3, 4 i 5.

Stopnie schodów są mają okładzinę z lastrica. Stwierdzono, że okładziny jest popękana, odspojona i z licznymi ubytkami (fot.5 i 6), za wyjątkiem okładzin schodów w części północno-zachodniej. W czasie remontu, okładziny z lastrico powinny być wymienione na mrozoodporne płytki ceramiczne.

Balustrady żelbetowe schodów, wykonanych od strony południowej, mają pionowa zarysowania na poziomach spoczników szerokość rozwarcia rys wynosi 0,5-2 mm. Konieczne będzie wypełnienie rys metodą iniekcji ciśnieniowej.

Na powierzchni balustrady schodów żelbetowych, wykonanych od strony północno-zachodniej, występują liczne raki i ubytki betonu (fot.9 i 10), które osłabiają beton i osłaniają zbrojenie. Odslonięte zbrojenie jest skorodowane powierzchniowo. Konieczna jest naprawa i uzupełnienie ubytków betonu.

Na styku schodów w narożniku południowo-wschodnim i betonowej ścianie oporowej betonowej wykonana jest dylatacja konstrukcji schodów i konstrukcji tarasu. W tym miejscu występuje intensywne przeciekanie wody opadowej z tarasu do pomieszczenia gospodarczego pod schodami, cała ściana i płyta schodów są mokre (fot.25). Zbrojenie nadproża drzwiowego jest skorodowane (fot.26).

Na styku schodów w narożniku południowo-zachodnim i konstrukcji tarasu, występują zarysowania elementów żelbetowych i ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu (fot.19). W miejscach przecieków, osadził się węglan wapnia (CaCO_3), który został „wypłukany” z betonu konstrukcji.

Elementy zewnętrzne

Betonowe ściany oporowe tarasu zostały wykonane od strony południowej i północnej (fot.4, 5 i 11). Od strony południowej, na powierzchni ściany brak jest izolacji przeciwwilgociowej wyprowadzonej nad poziom gruntu (fot.5), co powoduje zawilgocenia ściany betonowej. Konieczne będzie wykonanie brakującej izolacji.

Od strony północnej tarasu został wykonany betonowy mur oporowy. Stwierdzono, że powierzchnia licowa muru nie została wykończona zatarciem lub tynkiem cementowym (fot. 11) i brak jest izolacji przeciwwilgociowej wyprowadzonej nad poziom terenu (fot. 11).

Przy pochylnie prowadzącej do DS „Kredka”, zawaliła się ściana maskująca wnękę pod galerią (biegnącą wokół budynku). Zawalona ściana była ścianą osłonową, i jej zawalenie nie ma wpływu na konstrukcję budynku i tarasu. Ze względów estetycznych, ściana powinna być odbudowana na nowym fundamencie.

6.2. Poziom przyziemia

Piwnice domów studenckich

W piwnicy DS. „Olówek” stwierdzono następujące uszkodzenia:

- zarysowania żebra krawędziowego od strony zachodniej i zarysowanie połączenie żebra z płytą żelbetową monolityczną stropu, w miejscu dylatacji między konstrukcją budynku DS. „Olówek” i konstrukcją części południowo-zachodniej tarasu (fot.37);
- wokół dylatacji występują przecieki wody opadowej z tarasu;
- płyty stropowe pod podcieniami budynku są zarysowane;
- na ścianach klatki schodowej przylegającej do tarasu środkowego, występują ślady po przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu.

W budynku DS „Kredka”, dylatacja między konstrukcją tarasu i budynku przebiega przez narożnik pomieszczenia pralni. W tym miejscu, występują zarysowania konstrukcji i ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu (fot.38). Uszkodzenia konstrukcji są poważne, ponieważ występują zarysowania na połączenie żebra żelbetowego z płytą żelbetową stropu monolitycznego, a żebro było projektowane z uwzględnieniem współpracy z płytą (przekrój teowy).

Żebra krawędziowe

Żebra krawędziowe stropu tarasu są wykonane wzdłuż w tarasie środkowym, na których opierają się płyty balustrad żelbetowych (fot.22, 23 i 33).

Od strony frontowej tylnej, na powierzchni dolnej żebra krawędziowego widoczne następujące uszkodzenia:

- zawilgocenie i ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu (fot.22, 23 i 33);
- mała grubość otulenie zbrojenie i zaawansowana korozja powierzchniowa zbrojenia (fot.22 i 23);
- odspojenia podłużne betonu, przypuszczalnie balustrady nie były betonowane równocześnie z żebrami i rozwarstwienie występuje wzdłuż przerwy roboczej (fot.22 i 33).

Uszkodzone żelbetowe żebra krawędziowe wymagają napraw i zabezpieczenia betonu i zbrojenia przed dalszą korozją. Do napraw betonu żeber (reprofilacji) i zabezpieczeń zbrojenia proponuje się zastosowanie materiałów PCC.

Od strony frontowej, wzdłuż żebra krawędziowego (na styku z płytą żelbetową stropu) występują ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu.

Podciagi

Podciagi żelbetowe na zewnątrz budynku mają za małą grubość otulenia zbrojenie i występują niewielkie pionowe zarysowania, spowodowane skurczem betonu i jego późniejszymi odkształceniami termicznymi. Od strony tylnej, miejscu oparcia podciagu na słupie żelbetowym, występują pionowe zarysowania podciagu (fot.29 i 30) - na tyle szerokie, że przesącza się nimi woda opadowa z poziomu tarasu.

W części południowo-zachodniej tarasu, wytworzyła się dylatacja, przypuszczalnie w miejscu przerwy roboczej (fot.21). Samoistna dylatacja spowodowała pionowe zarysowania dwóch podciągów (fot.21), przez rysy przesącza się woda opadowa z poziomu tarasu. W tym miejscu trzeba albo wykonać prawidłową dylatację, albo „skleić” konstrukcję żelbetową metodą iniekcji ciśnieniowej.

Dylatacje

Dylatacje termiczne konstrukcji tarasu mają szerokość około 15 mm i są wypełnione płytą pilśniową miękką (fot.28), która była przekładką w czasie betonowania elementów konstrukcji. Szerokość dylatacji jest dwa razy mniejsza niż przewidywał projekt (30 mm).

W miejscach wszystkich dylatacji, występują ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu. W czasie remontu budynku, wszystkie dylatacje termiczne tarasu muszą być prawidłowo wykonane, w tym celu należy:

- rozkuć je od góry do poziomu konstrukcji;
- oczyścić szczeliny dylatacyjne ze wszystkich materiałów;

- wąskie szczeliny poszerzyć do min. 25 mm, przy użyciu np. piły diamentowej;
- wypełnienie szczeliny dylatacyjnej materiałem elastycznym, np. specjalną pianką poliuretanową;
- przyklepie od góry taśmy dylatacyjnej (lub osadzenie profilu dylatacyjnego) połączonej z nową izolacją przeciwwilgociową;
- wyprowadzenie dylatacji na poziom posadzki tarasu (można zastosować odpowiednie profile).

Płyty stropowe na zewnątrz

Płyty stropów tarasu wystawione na działanie zewnętrznych temperatur, są w wielu miejscach zarysowane, a przez większość rys przesącza się woda opadowa z poziomu tarasu (fot.20, 21, 24, 29, 30, 31, 32, 33,34). Przecieki wody występują od dłuższego czasu, ponieważ wokół przecieków osadził się węglan wapnia, wypłukiwany z betonu płyt żelbetowych (fot.20, 21, 30, 31, 32 i 33). W niektórych miejscach zacieki mają rdzawe zabarwienie, co świadczy, że występuje tam początek korozji zbrojenia.

Występujące zarysowania stropów są to drobne rysy skurczowe, które uległy poszerzeniu w wyniku odkształceń termicznych płyt. Najwięcej uszkodzeń występuje w części południowo-zachodniej tarasu i wokół otworu w tarasie.

Stropy wewnątrz pomieszczeń

Zarysowania stropów występują we wszystkich pomieszczeniach przyziemia, ale najwięcej rys zaobserwowano w pomieszczeniach trafo, hydroforni i w węźle cieplnym – rys.6. Przez ponad połowę rys przesącza się woda z poziomu tarasu (fot.39, 40 i 41). Przesączająca się woda osadza wokół rys węglan wapnia (fot.39), wypłukiwany z betonu konstrukcji, który ma rdzawe zabarwienie, co świadczy o korozji zbrojenia.

W pomieszczeniach trafostacji i hydroforni rysy są równoległe do kierunku rozpiętości stropów i łączą się z zarysowaniami ścian, co sugeruje, że powstały w wyniku nierównomiernego osiadania fundamentów i odkształceń termicznych płyt, a w miejscach rys (przypuszczalnie) siatki zbrojeniowe stropu nie były łączone na odpowiedni zakład.

Zarysowane płyty powinny być wzmocnione metodą iniekcji ciśnieniowej.

Ściany konstrukcyjne

W pomieszczeniach trafostacji i hydroforni występują pionowe zarysowania ścian nośnych betonowych (fot.41), o rozwartości rys 2-4 mm. Przyczyną zarysowań są nierównomierne osiadania fundamentów i odkształcenia termiczne stropów tarasu.

Zarysowane ściany betonowe należy wzmocnić metodą iniekcji ciśnieniowej.

Słupy

Słupy zewnętrzne mają za małą grubość otulenia zbrojenia, a niektóre pręty zbrojenia są widoczne powierzchni słupów. Niezabezpieczone zbrojenie będzie ulegało korozji chemicznej.

W górnych częściach słupów żelbetowych monolitycznych występują ubytki i raki (fot. 29 i 30), a odsłonięte zbrojenie jest powierzchniowo skorodowane. Konieczne jest naprawa betonu i zabezpieczenie zbrojenia, z zastosowanie materiałów typu PCC.

Fundamenty

W opisie technicznym do projektu konstrukcji przyjęto posadowienie fundamentów na nasypach gruzowych o nieznanym parametrach. Natomiast w obliczeniach fundamentów przyjęto posadowienie na piaskach luźnych o następujących parametrach geotechnicznych:

- piasek o $I_D = 0,23$ (stan luźny);
- kat tarcia wewnętrznego $\phi_U = 29^\circ$;
- ciężar objętościowy $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

Przyjęcie w obliczeniach nawet stosunkowo słabego gruntu nie uwzględniało możliwości nierównomiernego osiadania nasypu.

7. SPRAWDZAJĄCE OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

Założenia do obliczeń

Obciążenia śniegiem – I strefa śniegowa.

W budynkach domów studenckich na tarasach przyjęto następujące obciążenia użytkowe:

- | | |
|----------------------------------|--------------------------|
| - pokoje biurowe (administracja) | $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$ |
| - korytarze | $p = 2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| - klatki schodowe | $p = 4,0 \text{ kN/m}^2$ |
| - tarasy | $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$ |

7.1. Obciążenia jednostkowe

7.1.1. Obciążenie śniegiem wg PN-80/B-02010

Wrocław I strefa śniegowa $Q_k = 0,70 \text{ kN/m}^2$

Bez uwzględnienia worków śnieżnych

$$C_1 = C_2 = C = 0.80$$

$$S_k = Q_k \cdot C = 0,7 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ kN/m}^2; \quad S = S_k \cdot \gamma_f = 0,56 \cdot 1,4 = 0,784 \text{ kN/m}^2$$

Z uwzględnieniem worków śnieżnych:

$$C_2 = 1,4$$

$$S_k = Q_k \cdot C_2 = 0,7 \cdot 1,4 = 0,98 \text{ kN/m}^2$$

$$S = S_k \cdot \gamma_f = 0,98 \cdot 1,4 = 1,372 \text{ kN/m}^2$$

7.1.2. Taras w części środkowej

	obc. char.	wsp.	obc. obl.
1. płyty lastrico 0,04.21	0,630	1,3	0,819
2. zaprawa cementowa 0,02.21	0,420	1,3	0,546
3. jastrych cem. zbr. siatką 0,05.24	1,200	1,3	1,560
4. izolacja przeciwwodna 0,01.12	0,120	1,3	0,156
5. beton wyrównawczy 0,2.24	4,800	1,3	6,240
6. wełna mineralna 0,1.2,0	0,200	1,3	0,260
7. płyta żelbetowa 0,16.25	4,000	1,1	4,400
$q_{k1} = 11,37 \text{ kN/m}^2$		$q_1 = 13,98 \text{ kN/m}^2$	

7.1.3. Taras w części środkowej z kwietnikiem

	obc. char.	wsp.	obc. obl.
1. ziemia roślinna 0,6.20	12,00	1,3	15,60
2. izolacja przeciwwodna 0,01.12	0,120	1,3	0,156
3. beton wyrównawczy 0,2.24	4,800	1,3	6,240
4. wełna mineralna 0,1.2,0	0,200	1,3	0,260
5. płyta żelbetowa 0,16.25	4,000	1,1	4,400
$q_{k2} = 21,12 \text{ kN/m}^2$		$q_2 = 26,66 \text{ kN/m}^2$	

7.1.4. Taras w części południowej

	obc. char.	wsp.	obc. obl.
1. płyty lastrico 0,04.21	0,630	1,3	0,819
2. zaprawa cementowa 0,02.21	0,420	1,3	0,546
3. jastrych cem. zbr. siatką 0,05.24	1,200	1,3	1,560
4. izolacja przeciwwodna 0,01.12	0,120	1,3	0,156
5. beton wyrównawczy 0,12.24	2,880	1,3	3,744
6. wełna mineralna 0,06.2,0	0,120	1,3	0,156
7. płyta żelbetowa 0,16.25	4,000	1,1	4,400
$q_{k3} = 9,37 \text{ kN/m}^2$		$q_3 = 11,38 \text{ kN/m}^2$	

7.1.5. Ciężar balustrady

	obc. char.	wsp.	obc. obl.
1. płyta żelbetowa 0,14.25.1,61	5,635	1,1	6,199
$q_{k4} = 5,64 \text{ kN/m}$		$q_4 = 6,20 \text{ kN/m}$	

7.2. KONSTRUKCJA W CZĘŚCI POŁUDNIOWO-ZACHODNIEJ (rys.3)

7.2.1. Płyta wspornikowa

Rozpiętość obliczeniowa 1,90 m (na krawędzi żebra 1,70m). Płyta żelbetowa $h = 16 \text{ cm}$, $h_0 = 13 \text{ cm}$. Beton B20, zbrojenie ze stali A-III $\phi 10$ co 11 cm, $F_a = 7,14 \text{ cm}^2$.

Obciążenia równomierne:

1. ciężar stropu poz. 7.14	11,38
2. obciążenia użytkowe 2,0.1,4	2,80
<hr/>	
$g = 14,18 \text{ kN/m}$	

Siła skupiona (poz. 7.1.5): $P = 6,20 \text{ kN}$

Moment zginający na krawędzi żebra:

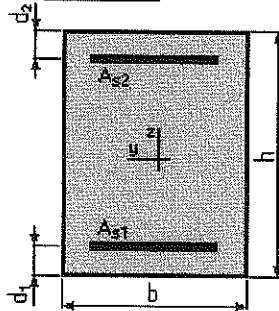
$$M_{\max} = 0,5 \cdot g \cdot L^2 + P \cdot L = 0,5 \cdot 14,18 \cdot 1,7^2 + 6,2 \cdot 1,7 = 31,03 \text{ kNm/m}$$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- Beton klasy B20
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\phi 10$
- Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys $a_{\text{dop}} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Przekrój:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 16,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 7,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$10 \phi 10 = 7,9 \text{ (cm}^2\text{)}$ $0 \phi 10 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Stopień zbrojenia: $\mu = 0,55 \text{ (\%)}$
 Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (\%)}$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 29,62 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$$M_{\max} = 34,12 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -10,26 \text{ (kN*m)}$$

Stosunek obciążenia długotrwałego do całkowitego = 1,00

Wyniki szczegółowe dla SGN: $M_y = 29,62 \text{ (kN*m)}$

Położenie osi obojętnej: $y = 2,2 \text{ (cm)}$

Ramię sił wewnętrznych: $z = 11,9 \text{ (cm)}$

Względna wysokość strefy ściskanej: $x = 0,17$

Graniczna wysokość strefy ściskanej: $x_{gr} = 0,60$

Naprężenia w stali zbrojeniowej:
rozciągające: $s_s = 350,0 \text{ (MPa)}$

Wyniki szczegółowe dla SGU: $M_y = 34,12 \text{ (kN*m)}$

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej: $a_f = 0,30 \text{ (mm)}$

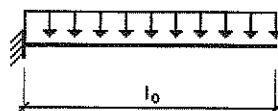
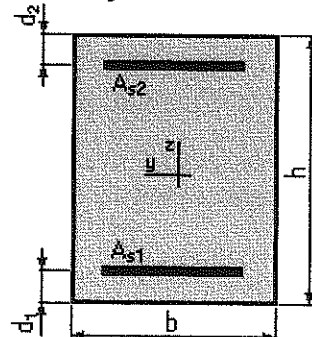
Ugięcie belki dla zginania prostego

1. Założenia:

- Beton klasy B20
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\phi 10$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Geometria:

Przekrój Schemat statyczny



$$b = 100,0 \text{ (cm)} \quad h = 16,0 \text{ (cm)} \quad d_1 = 3,0 \text{ (cm)} \quad d_2 = 3,0 \text{ (cm)} \quad l_0 = 1,7 \text{ (m)}$$

3. Założenia obliczeniowe:

Współczynnik ugięcia: $\alpha_k = 2,40$

Obciążenie:

Moment wywołany obciążeniem długotrwałym: $M_d = 25,00 \text{ (kN*m)}$

Moment wywołany obciążeniem krótkotrwałym: $M_k = 6,00 \text{ (kN*m)}$

Powierzchnia zbrojenia: $A_{s1} = 7,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,55 \text{ (\%)}$

Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Wiek betonu w chwili obciążenia: 90 dni

Wilgotność względna środowiska: 40 ÷ 75%

Współczynnik pękania betonu: $\varphi_p = 1,50$

4. Wyniki:

Ugięcie: $f = 18,2 \text{ (mm)} > f_{dop} = l_0 / 150 = 11,3 \text{ (mm)}$

Faza pracy przekroju: II

Moment rysujący: $M_{rp} = 11,88 \text{ (kN*m)}$

$\alpha_a = 1,18$

Sztywność przekroju: $B_{lik(k+d)} = 2 \text{ (MN*m}^2\text{)}$

$B_{lik(d)} = 2 \text{ (MN*m}^2\text{)}$

$B_{ld(d)} = 1 \text{ (MN*m}^2\text{)}$

Płyta wspornikowa syropu tarasu (w części południowo wschodniej) ma za małą nośność i sztywność.

7.2.2. PODCIĄG

Belka pięcioprzęsłowa o rozpiętości 8,05 i 7,42 m, do obliczeń przyjęto $L = 8,05 \text{ m}$.

Przekrój teowy $b = 35 \text{ cm}$, $h = 65 \text{ cm}$, $t = 16 \text{ cm}$. Beton B17,5, zbrojenie ze stali A-III.

Obciążenia :

1. ciężar stropu (poz. 7.14 x 3,56)	11,38.3,56	40,51
2. ciężar balustrady	6,2.3,56	22,07
3. ciężar podciagu	0,35.0,5.25.1,1	4,81
		$q = 67,39 \text{ kN/m}$
4. obciążenia użytkowe	2,0.1,4.3,56	9,97
		$g = 77,36 \text{ kN/m}$

Siły wewnętrzne:

- moment przęsłowy $M_1 = 0,0781.67,39.8,05^2 + 0,1.9,97.8,05^2 = 405,67 \text{ kNm/m}$

- moment podporowy $M_B = 0,105.67,39.8,05^2 + 0,119.9,97.8,05^2 = 535,42 \text{ kNm/m}$

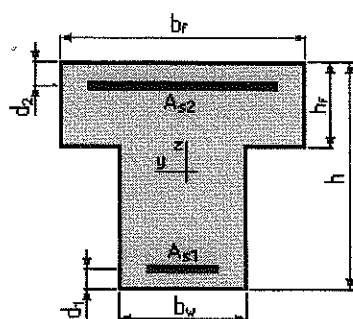
- reakcja $R_B = 1,132.67,39.8,05 + 1,218.9,97.8,05 = 711,85 \text{ kN}$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- Beton klasy B17.5
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\phi 20$
- Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Przekrój:



$$b_f = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 16,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 18,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$7 \phi 20 = 22,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 0,89 \text{ (\%)} \quad \mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 367,76 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$$M_{\max} = 419,27 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -80,18 \text{ (kN*m)}$$

$$\text{Stosunek obciążenia długotrwałego do całkowitego} = 1,00$$

Wyniki szczegółowe dla SGN: $M_y = 367,76 \text{ (kN*m)}$
 Położenie osi obojętnej: $y = 10,8 \text{ (cm)}$
 Ramię sił wewnętrznych: $z = 55,6 \text{ (cm)}$
 Względna wysokość strefy ściskanej: $x = 0,18$
 Graniczna wysokość strefy ściskanej: $x_{gr} = 0,60$
 Naprężenia w stali zbrojeniowej:
 rozciągające: $s_s = 350,0 \text{ (MPa)}$

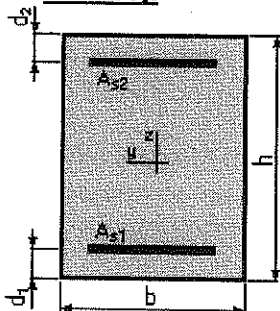
Wyniki szczegółowe dla SGU: $M_y = 419,27 \text{ (kN*m)}$
 Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej: $a_r = 0,30 \text{ (mm)}$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego

1. Założenia:

- Beton klasy B17.5
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\phi 20$
- Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Przekrój:



$$b = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 65,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 41,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$14 \phi 20 = 44,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$2 \phi 20 = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Stopień zbrojenia: } \mu = 2,27 \text{ (\%)} \quad \mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimalny stopień zbrojenia: } \mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (\%)}$$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 646,60 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -125,48 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$$M_{\max} = 2422,20 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -76,18 \text{ (kN*m)}$$

Stosunek obciążenia długotrwałego do całkowitego = 1,00

Wyniki szczegółowe dla SGN: $M_y = 646,60 \text{ (kN*m)}$
 Położenie osi obojętnej: $y = 34,4 \text{ (cm)}$
 Ramię sił wewnętrznych: $z = 42,8 \text{ (cm)}$
 Względna wysokość strefy ściskanej: $x = 0,57$
 Graniczna wysokość strefy ściskanej: $x_{gr} = 0,60$
 Naprężenia w stali zbrojeniowej:
 rozciągające: $s_s = 350,0 \text{ (MPa)}$
 ściskające: $s_s' = 350,0 \text{ (MPa)}$

Wyniki szczegółowe dla SGU: $M_y = 2422,20 \text{ (kN*m)}$
 Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej: $a_f = 0,30 \text{ (mm)}$

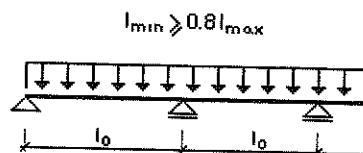
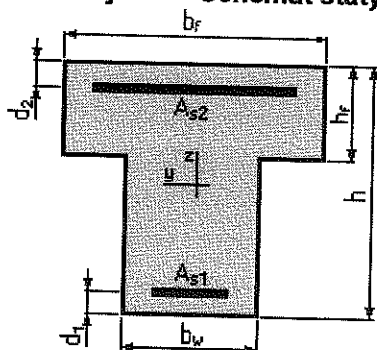
Ugięcie belki dla zginania prostego

1. Założenia:

- Beton klasy B17.5
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\varnothing 20$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Geometria:

Przekrój Schemat statyczny



$b_f = 60,0 \text{ (cm)}$ $b_w = 35,0 \text{ (cm)}$ $h = 65,0 \text{ (cm)}$ $h_f = 16,0 \text{ (cm)}$ $d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$ $d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$ przęsło skrajne $l_0 = 8,1 \text{ (m)}$

3. Założenia obliczeniowe:

Współczynnik ugięcia: $\alpha_k = 0,80$

Obciążenie:

Moment wywołany obciążeniem długotrwałym: $M_d = 360,00 \text{ (kN*m)}$
 Moment wywołany obciążeniem krótkotrwałym: $M_k = 45,00 \text{ (kN*m)}$

Powierzchnia zbrojenia: $A_{s1} = 18,9 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Stopień zbrojenia: $\mu = 0,89 \text{ (%)}$
 Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (%)}$

Wiek betonu w chwili obciążenia: 90 dni
 Wilgotność względna środowiska: 40 ÷ 75%
 Współczynnik pełzania betonu: $\varphi_p = 1,50$

Ugięcie: $f = 30,9 \text{ (mm)} < f_{dop} = l_o / 250 = 32,2 \text{ (mm)}$

Faza pracy przekroju: II

Moment rysujący: $M_{rp} = 77,97 \text{ (kN*m)}; \alpha_a = 1,11$

Sztywność przekroju: $B_{IIk(k+d)} = 96 \text{ (MN*m}^2\text{)}$
 $B_{IIk(d)} = 96 \text{ (MN*m}^2\text{)}$
 $B_{II(d)} = 69 \text{ (MN*m}^2\text{)}$

W części południowo zachodniej tarasu, nośność podciagu jest za mała, sztywność wystarczająca.

7.2.3. SŁUP

Słup o przekroju kołowym $D = 40 \text{ cm}$. Długość $l = 3,50 \text{ m}$. Beton B15, zbrojenie ze stali A-III., $6\phi 20 + 2\phi 14$

Obciążenia :

1. reakcja podciagu (poz. 7.2.2)	711,85
2. ciężar słupa $\pi \cdot 0,4^2 / 4 \cdot 1,75 \cdot 25 \cdot 1,1$	6,05

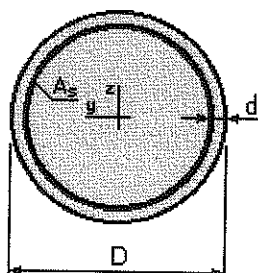
$N = 717,90 \text{ kN}$

Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania mimośrodowego

1. Założenia:

- Beton klasy B15
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój obliczany bez uwzględnienia mimośródów niezamierzonych oraz wpływu smukłości i wpływu obciążeń długotrwałych
- Element betonowany warstwami = 1,5 (m)
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264
- Nośność przekroju sprawdzana w sposób przybliżony (z warunku $1/N > 1/N_x + 1/N_y - \dots$)

2. Przekrój:



$D = 40,0 \text{ (cm)}$

$d = 3,0$ (cm) 3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_s = 21,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$
$$7 \text{ f20} = 22,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Przekrój zbrojony prętami ϕ 20

4. Założenia obliczeniowe:

	Względem Y:	Względem Z:
Mimośród obliczeniowy siły podłużnej:	$e_s = 0,0$ (cm)	$e_s = 0,0$ (cm)

Nośność elementu :	$e_z/e_y * b/h = 1,00$
	$N_y = 1707,28$ (kN)
	$N_z = 1707,28$ (kN)
	$N_0 = 1841,75$ (kN)

5. Nośność przekroju: $N_n = 1591,11$ (kN)

Nośność słupa jest wystarczająca.

7.2.3. NAPRĘŻENIA POD FUNDAMENTEM

Stopa fundamentowa 150×150 cm (BxL), $D_{\min} = 120$ cm.

Fundament jest posadowiony na nasypie gruzowym, o nie znanych parametrach geotechnicznych, dlatego nie ma możliwości sprawdzenia nośności gruntu.

Obciążenia :

1. reakcja podciągu (poz. 7.2.2)	711,85
2. ciężar słupa $\pi \cdot 0,4^2 / 4 \cdot 3,5 \cdot 25 \cdot 1,1$	12,10
3. ciężar fundamentu $0,7 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 25 \cdot 1,1$	43,32
<hr/>	
$N_r = 767,27$ kN	

$$q_{fr} = N_r / (B \cdot L) = 767,27 / 1,5^2 = 341,27 \text{ kPa}$$

Naprężenia w gruncie pod fundamentem są stosunkowo duże, jak na grunt nasypowy.

7.3. KONSTRUKCJA W CZĘŚCI ŚRODKOWEJ (rys. 2, 2-1, 2-2, i 2-3)

7.3.1. KONSTRUKCJA W OBREMBIE OTWORU

7.3.1.1. PODCIĄG

Belka dwuprzęsłowa o rozpiętości 5,79 i 6,74 m, do obliczeń przyjęto $L = 6,25$ m.

Przekrój teowy $b = 30$ cm, $h = 70$ cm, $t = 16$ cm.

Beton B17,5; zbrojenie ze stali A-III.

Obciążenia :

1. ciężar stropu (poz. 7.1.2 x 2,9)	13,98.2,9	40,54
2. ciężar balustrady	6,2.3,56	22,07
3. ciężar podciagu	0,3.0,54.25.1,1	4,46
		$q = 67,07 \text{ kN/m}$
4. obciążenia użytkowe	2,0.1,4.2,9	8,12
		$g = 75,19 \text{ kN/m}$

Siły wewnętrzne:

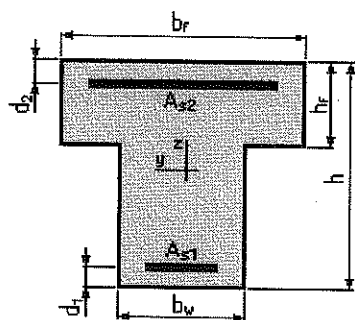
- moment przęsłowy $M_1 = 0,07.75,19.6,25^2 = 205,60 \text{ kNm/m}$
- moment podporowy $M_B = 0,125.75,19.6,25^2 = 367,14 \text{ kNm/m}$
- reakcja $R_B = 1,25.75,19.6,25 = 587,42 \text{ kN}$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego - przęsło

1. Założenia:

- Beton klasy B17.5
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\phi 20$
- Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Przekrój:



$$b_f = 75,0 \text{ (cm)}$$

$$b_w = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$h_f = 16,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \phi 20 = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Stopień zbrojenia: $\mu = 0,63 (\%)$
Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,10 (\%)$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 277,72 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$$M_{\max} = 202,30 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -102,17 \text{ (kN*m)}$$

Stosunek obciążenia długotrwałego do całkowitego = 1,00

Wyniki szczegółowe dla SGN:

$$M_y = 277,72 \text{ (kN*m)}$$

Położenie osi obojętnej:

$$y = 5,8 \text{ (cm)}$$

Ramię sił wewnętrznych:

$$z = 63,1 \text{ (cm)}$$

Względna wysokość strefy ściskanej:

$$x = 0,09$$

Graniczna wysokość strefy ściskanej:

$$x_{gr} = 0,60$$

Naprężenia w stali zbrojeniowej:

rozciągające:

$$s_s = 350,0 \text{ (MPa)}$$

Wyniki szczegółowe dla SGU:

$$M_y = 202,30 \text{ (kN*m)}$$

Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej:

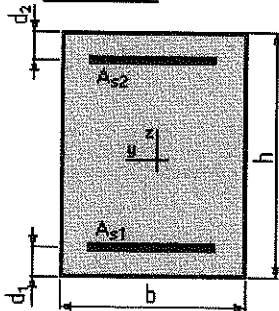
$$a_r = 0,30 \text{ (mm)}$$

Analiza nośności przekroju dla zginania prostego - podpora

1. Założenia:

- Beton klasy B17.5
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\phi 20$
- Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys $a_{dop} = 0,30 \text{ mm}$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Przekrój:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 15,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$5 \phi 20 = 15,7 \text{ (cm}^2\text{)}$ $0 \phi 20 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Stopień zbrojenia: $\mu = 0,79 \text{ (\%)}$
 Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, \min} = 0,10 \text{ (\%)}$

4. Dopuszczalny moment zginający:

Z uwagi na nośność przekroju:

$$M_{\max} = 313,50 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Z uwagi na zarysowanie przekroju (suma obc. długo- i krótkotrwałego)

$$M_{\max} = 381,11 \text{ (kN*m)} \quad M_{\min} = -55,31 \text{ (kN*m)}$$

Stosunek obciążenia długotrwałego do całkowitego = 1,00

Wyniki szczegółowe dla SGN: $M_y = 313,50 \text{ (kN*m)}$
 Położenie osi obojętnej: $y = 18,0 \text{ (cm)}$
 Ramię sił wewnętrznych: $z = 57,0 \text{ (cm)}$
 Względna wysokość strefy ściskanej: $x = 0,27$
 Graniczna wysokość strefy ściskanej: $x_{gr} = 0,60$
 Naprężenia w stali zbrojeniowej:
 rozciągające: $s_s = 350,0 \text{ (MPa)}$

Wyniki szczegółowe dla SGU: $M_y = 381,11 \text{ (kN*m)}$
 Szerokość rozwarcia rysy prostopadłej: $a_f = 0,30 \text{ (mm)}$

Ugięcie belki dla zginania prostego

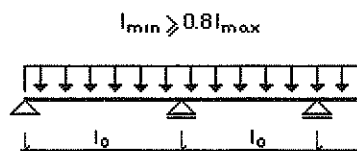
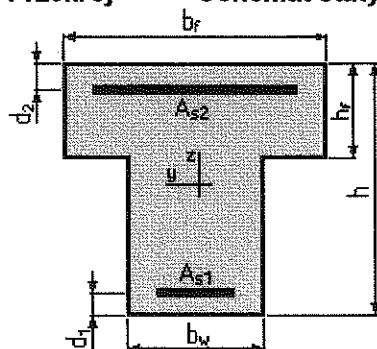
1. Założenia:

- Beton klasy B17.5
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój zbrojony prętami $\phi 20$
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Geometria:

Przekrój

Schemat statyczny



$b_f = 75,0 \text{ (cm)}$ $b_w = 30,0 \text{ (cm)}$ $h = 70,0 \text{ (cm)}$ $h_f = 16,0 \text{ (cm)}$ $d_1 = 4,0 \text{ (cm)}$ $d_2 = 4,0 \text{ (cm)}$ przęsło skrajne $l_0 = 6,3 \text{ (m)}$

3. Założenia obliczeniowe:

Współczynnik ugięcia: $\alpha_k = 0,80$

Obciążenie:

Moment wywołany obciążeniem długotrwałym: $M_d = 180,00$ (kN*m)
Moment wywołany obciążeniem krótkotrwałym: $M_k = 25,00$ (kN*m)

Powierzchnia zbrojenia: $A_{s1} = 12,6$ (cm²)
 $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
Stopień zbrojenia: $\mu = 0,64$ (%)
Minimalny stopień zbrojenia: $\mu_{a, min} = 0,10$ (%)

Wiek betonu w chwili obciążenia: 90 dni
Wilgotność względna środowiska: $40 \div 75\%$
Współczynnik pełzania betonu: $\phi_p = 1,50$

4. Wyniki:

Ugięcie: $f = 9,1$ (mm) < $f_{dop} = l_o / 250 = 25,0$ (mm)

Faza pracy przekroju: II

Moment rysujący: $M_{fp} = 76,83$ (kN*m)
 $\alpha_a = 1,16$

Sztywność przekroju: $B_{IIk(k+d)} = 101$ (MN*m²)
 $B_{IIk(d)} = 108$ (MN*m²)
 $B_{II(d)} = 74$ (MN*m²)

Nośność podciągu na podporze jest za mała, sztywność jest wystarczająca.

7.3.1.3. SŁUP

Słup o przekroju kołowym $D = 30$ cm. Długość $l = 3,50$ m. Beton B15, zbrojenie ze stali A-III., 6 ϕ 16.

Obciążenia :

1. reakcja podciągu (poz. 7.3.1.2)	587,42
2. ciężar słupa $\pi \cdot 0,3^2 / 4 \cdot 1,75 \cdot 25 \cdot 1,1$	3,40

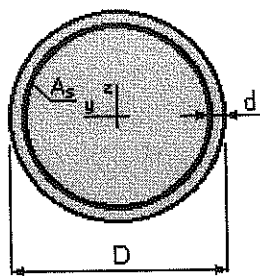
$N = 590,82$ kN

Analiza nośności przekroju dla dwukierunkowego ściskania mimośrodowego

1. Założenia:

- Beton klasy B15
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0$ (MPa)
- Przekrój obliczany bez uwzględnienia mimośrodków niezamierzonych
- oraz wpływu smukłości i wpływu obciążeń długotrwałych
- Element betonowany warstwami = 1,5 (m)
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264
- Nośność przekroju sprawdzana w sposób przybliżony (z warunku $1/N > 1/N_x + 1/N_y - \dots$)

2. Przekrój:



$$D = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 3,0 \text{ (cm)} \quad 3. \text{ Powierzchnia zbrojenia:}$$

$$A_s = 12,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$4 \text{ f20} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Przekrój zbrojony prętami $\phi 20$

4. Założenia obliczeniowe:

Mimośród obliczeniowy siły podłużnej: Względem Y: Względem Z:
 $e_s = 0,0 \text{ (cm)}$ $e_s = 0,0 \text{ (cm)}$

Nośność elementu : $e_z/e_y \cdot b/h = 1,00$
 $N_y = 910,12 \text{ (kN)}$
 $N_z = 910,12 \text{ (kN)}$
 $N_0 = 1043,86 \text{ (kN)}$

5. Nośność przekroju: $N_n = 806,76 \text{ (kN)}$

Nośność słupa jest wystarczająca.

7.3.1.4. NAPRĘŻENIA POD FUNDAMENTEM

Stopa fundamentowa $170 \times 170 \text{ cm (B} \times \text{L)}$, $D_{\min} = 120 \text{ cm}$.

Obciążenia :

1. reakcja podciagu (poz. 7.3.1.2)	587,42
2. ciężar słupa $\pi \cdot 0,3^2 / 4 \cdot 3,5 \cdot 25 \cdot 1,1$	6,80
3. ciężar fundamentu $0,7 \cdot 1,7 \cdot 1,7 \cdot 25 \cdot 1,1$	55,63
<hr/>	
	$N_r = 649,85 \text{ kN}$

$$q_{fr} = N_r / (B \cdot L) = 649,85 / 1,7^2 = 224,86 \text{ kPa}$$

7.3.2. KONSTRUKCJA POD KWIETNIKAMI

7.3.2.1. STROP NIEOBCIĄŻONY KWIETNIKIEM

7.3.2.1.1. Przebiecie płyty stropowej

Płyta żelbetowa monolityczna $h = 16 \text{ cm}$, $h_0 = 13 \text{ cm}$.

Beton B20; zbrojenie na zginanie siatkami ze stali A-III, w płycie nie zostało zaprojektowane zbrojenie na przebiecie.

Obciążenia :

1. ciężar stropu (poz.7.1.2)	13,98
2. obciążenia użytkowe 2,0.1,4	2,80

$$g = 16,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Siła przebijająca } N = 16,78 \times 3,6^2 = 217,47 \text{ kN}$$

$$N_p = N - g \cdot f = 217,47 - 16,78 \cdot 0,185 = 214,36 \text{ kN}$$

$$R_{bz} \cdot u_p \cdot h_0 = 900 \cdot 1,72 \cdot 0,13 = 201,24 \text{ kN} < N_p = 214,36 \text{ kN}$$

nośność na przebiecie jest za mała

7.3.2.1.2. Słup

Słup o przekroju kwadratowym $30 \times 30 \text{ cm}$. Długość $l = 4,0 \text{ m}$. Beton B15, zbrojenie ze stali A-III, $4\phi 20$.

Obciążenia :

1. obciążenia z tarasu (poz.7.3.2.1.1)	217,47
2. ciężar słupa 0,3.0,3.2,0.25.1,1	4,95

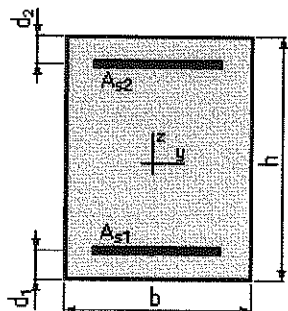
$$N = 222,42 \text{ kN}$$

Analiza nośności przekroju mimośrodowo ściskanego

1. Założenia:

- Beton klasy B15
- Stal klasy A-III $R_a = 350,0 \text{ (MPa)}$
- Przekrój obliczany bez uwzględnienia mimośródów niezamierzonych
- oraz wpływu smukłości i wpływu obciążeń długotrwałych
- Element betonowany warstwami $= 1,5 \text{ (m)}$
- Przyjęte współczynniki korekcyjne do wytrzymałości stali:
- Brak sprawdzenia stanu granicznego rozwarcia rys
- Obliczenia zgodne z PN-84/B-03264

2. Przekrój:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Powierzchnia zbrojenia:

$$A_{s1} = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$2 \phi 20 = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_{s2} = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$2 \phi 20 = 6,3 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Stopień zbrojenia} & \mu = 1,55 \text{ (\%)} \\ \text{- minimalny} & \mu_{\min} = 0,40 \text{ (\%)} \end{array}$$

$$\text{- maksymalny} \quad \mu_{\max} = 6,00 \text{ (\%)} \quad \mu_{\max}$$

4. Założenia obliczeniowe:

$$\text{Mimośród obliczeniowy siły podłużnej} \quad e = 1,4 \text{ (cm)}$$

5. Nośność przekroju:

Dopuszczalne obciążenie z uwagi na nośność:

$$N_n = 1097,43 \text{ (kN)} \quad M_y = 0,00 \text{ (kN*m)}$$

Dopuszczalne obciążenie z uwagi na zarysowanie nie jest określone - przekrój nie ulega zarysowaniu

Nośność słupa jest dużo większa niż występujące obciążenia.

7.3.2.2. STROP OBCIĄŻONY KWIETNIKIEM

7.3.2.1.1. Przebiecie płyty stropowej

Płyta żelbetowa monolityczna $h = 16 \text{ cm}$, $h_0 = 13 \text{ cm}$.

Beton B20; zbrojenie na zginanie siatkami ze stali A-III, w płycie nie zostało zaprojektowane zbrojenie na przebiecie.

Obciążenia :

1. ciężar stropu (poz.7.1.3)

$$26,66$$

$$g = 26,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Siła przebijająca} \quad N = 26,668 \times 3,6^2 = 345,51 \text{ kN}$$

$$N_p = N - g \cdot f = 345,51 - 26,66 \cdot 0,185 = 340,58 \text{ kN}$$

$$R_{bz} \cdot u_p \cdot h_0 = 900 \cdot 1,72 \cdot 0,13 = 201,24 \text{ kN} < N_p = 340,58 \text{ kN}$$

nośność na przebiecie jest za mała

8. PRZYCZYNY POWSTANIA USZKODZEŃ

Nie ma jednej głównej przyczyny aktualnego złego stanu technicznego tarasów i występujących uszkodzeń. Jest ich kilka, a ich wpływy się nakładają i uzupełniają. Zdaniem autora, zasadnicze przyczyny występujących uszkodzeń są następujące:

- nieszczelna izolacja przeciwwodna tarasów;
- brak odpowiednich dylatacji elementów konstrukcji żelbetowych monolitycznych, które są odsłonięte i narażone na duże wahania temperatury;
- wykonanie konstrukcji żelbetowych monolitycznych z betonu niedostatecznie zagęszczonego (raki) i o zbyt małej grubości otulenia zbrojenia betonem;
- zarysowania skurczowe betonu konstrukcji monolitycznej, który przypuszczalnie nie był odpowiednio pielęgnowany w okresie jego dojrzewania – które stały się zaczątkiem późniejszych większych rys i spękań;
- źle lub niestarannie wykonane istniejące dylatacje;
- nieskuteczne odwodnienie tarasu;
- posadowienie fundamentów na nasypie gruzowym o nieustalonych parametrach geotechnicznych, co może powodować ich nierównomierne osiadanie.

9. WNIOSKI SZCZEGÓŁOWE

9.1. Na poziomie tarasu, w kilku słupach żelbetowych podpierających ściany szczytowe budynków DS., „Kredka” i „Ołówek”, stwierdzono odspojenia otuliny zbrojenia i początki korozji zbrojenia. Problem jest o tyle poważny, że są słupy przenoszące duże obciążenia z wysokich budynków. Powinny być szybko podjęte odpowiednie prace naprawcze, zabezpieczające i ewentualnie wzmacniające.

9.2. Posadzka tarasu z płyt lastrico jest nierówna, co utrudnia szybkie spływanie wody opadowej do koszy odwadniających. W kilku miejscach występują spadki ujemne i tam tworzą się niewielkie kałuże. W czasie remontu proponuje się wymianę płyt z lastrico na mrozo- odporne płytki ceramiczne. W KOSZTORYSIE JEST LASTRICO !

9.3. Wg informacji uzyskanych użytkownika, taras był oddany do eksploatacji w roku 1992, a już w następnym roku odkuwano część tarasu od strony zachodniej przy DS. „Ołówek” i

przekładano warstwy posadzkowe i izolację, ze względu na liczne przecieki. Oznacza to, że izolacja przeciwwodna tarasu od samego początku była nieskuteczna.

9.4. Łączna grubość warstw posadzkowych tarasu środkowego jest większa o ponad 100 mm od przewidywanej w projekcie.

9.5. Szczeliny dylatacyjne tarasu są zalane masą asfaltową, która już dawno straciła swoją elastyczność i zabezpiecza dylatacji przed przeciekaniem wody opadowej w głąb warstw tarasu. Ponieważ od strony dolnej występują przecieki wzdłuż wszystkich dylatacji, to oznacza, że uszczelnienia dylatacji na poziomie izolacji poziomej tarasu są nieskuteczne.

Wszystkie dylatacje powinny być rozkute i ponownie wykonane, z odpowiednimi uszczelnieniami.

W KOSZTORYSIE TYLKO OCZYSZCZENIE

9.6. Odwodnienia tarasu są nieskuteczne i występują przecieki koszy i wewnętrznych rur spustowych. W czasie remontu tarasu, całe odwodnienie wymaga przebudowy.

9.7. Izolacyjność termiczna stropu tarasu nad pomieszczeniami handlowymi jest za mała i nie spełnia wymagań aktualnie obowiązujących norm. W czasie remontu, zalecanie jest zwiększenie izolacyjności przez docieplenie, np. od strony wewnętrznej (wykonując sufit podwieszony).

KERAMZYTOBETOW

9.8. Wokół wyprowadzenia nad taras kominów żelbetowych wentylacji mechanicznej (nazywanych wyrzutniami), występują przecieki wody opadowej z tarasu.

9.9. Murki oporowe kwietników są uszkodzone lub zniszczone, ponieważ zostały wykonane z cegły dziurawki, która nie jest materiałem mrozoodpornym i nie powinna być stosowana w miejscach, gdzie jest narażona na duże zawilgocenie i działanie ujemnych temperatur.

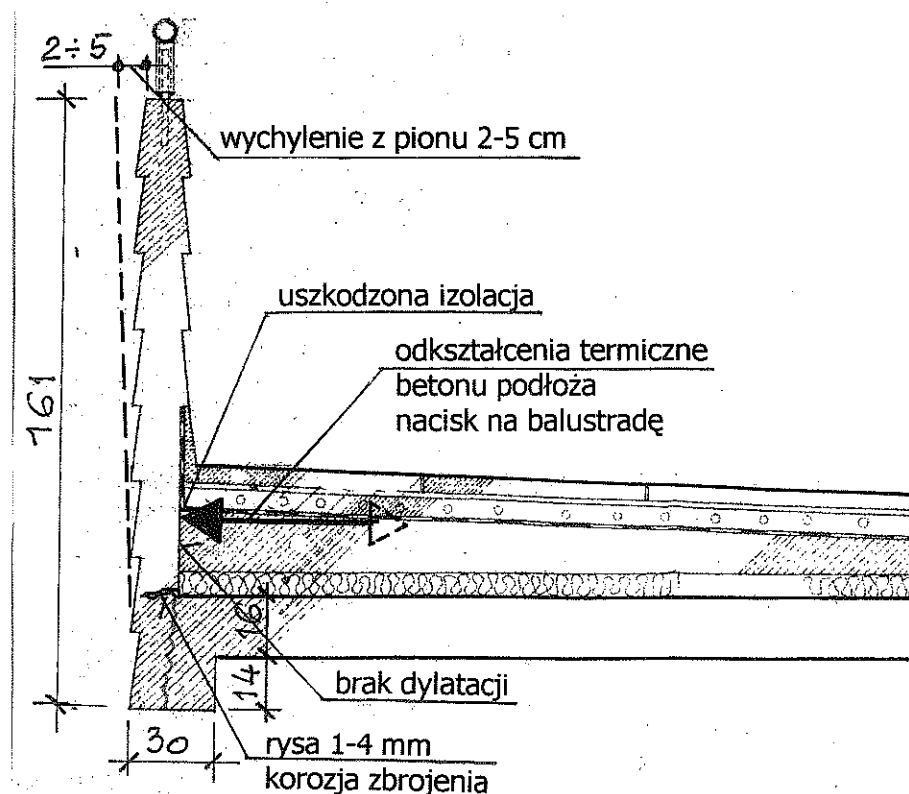
9.10. Balustrada wokół otworu w tarasie została wykonana inaczej niż przewidywał projekt.

W otworze, na styku balustrady z płytą żelbetową występuje pozioma rysa i występują długotrwałe przecieki wody opadowej z poziomu tarasu. Po rdzawych nalotach wokół przecieków, można sądzić, że występuje korozja zbrojenia łączącego balustradę z płytą żelbetową.

- 9.11. Występują pionowe zarysowania płyt żelbetowych balustrad (o szer. 2-5 mm) w odległości 3-5 m. Przyczyną uszkodzeń są odkształcenia termiczne płyt, przy braku dylatacji co max. 20 m. Rysy są samoistnymi dylatacjami. W czasie remontu tarasu, płytę balustrady należy przeciąć dylatacjami, których odległość nie powinna przekraczać 15 m, a wszystkie rysy należy „skleić” metodą iniekcji ciśnieniowej. — BRAK

- 9.12. Beton balustrad jest wykonany z rakami oraz występują liczne ubytki i uszkodzenia. Raki i ubytki odsłaniają zbrojenie, co powoduje jego szybką korozję, dlatego konieczne jest wykonanie napraw i uzupełnień, z zastosowaniem sprawdzonych technologii i materiałów, np. firmy Deitermann, Addiment itp.

- 9.13. Balustrady tarasu środkowego wychylone są z pionu o 2-5 cm. Przyczyną wychylenia jest brak dylatacji termicznej między balustradami i warstwami betonowymi podłoża posadzek tarasu, które przy zmianach temperatury rozszerzając się napierają na płyty balustrad i wypychają je na zewnątrz. Przy kurczeniu się betonu powstaje szczelina, w którą wpadają kawałki pokruszonego betonu i przy następnych cyklach termicznych płyta balustrady jest bardziej wychylana z pionu. Mechanizm wychylania się płyty z pionu przedstawiono na szkicu poniżej.



Konieczne będzie wykonanie odpowiednich dylatacji między warstwami podłoża posadzek i płytami balustrad, z równoczesnym zabezpieczeniem zbrojenia, łączącego balustrady z żebrami żelbetowymi. W dłuższym okresie czasu, jeżeli nie zostaną wykonane prace remontowe i wzmacniające, balustrady mogą odpaść od tarasu.

- 9.14. Ściany zewnętrzne oporowe tarasu (obsypane ziemią) nie mają izolacji przeciwwilgociowej wyprowadzonej ponad poziom gruntu, co powoduje ich zawilgocenia. Konieczne jest uzupełnienie brakującej izolacji. Powierzchnia betonowa ścian nie została uzupełniona i wyrówna zatarciem lub tynkiem cementowym.
- 9.15. Okładziny lastrico zewnętrznych schodów wejściowych na taras są w złym stanie technicznym (popękane, uszkodzone, odspojone itp.) i w czasie remontu tarasu powinny być skute, a na ich miejsce należy wykonać okładziny z mrozoodpornych płytek ceramicznych.
- 9.16. Balustrady schodów, wykonane z płyt betonowych monolitycznych, są w wielu miejscach zarysowane. W balustradach schodów w narożniku północno-zachodnim występują liczne raki i ubytki betonu. Uszkodzenia betonu powinny być uzupełnione i naprawione, z zastosowaniem materiałów PCC.
- 9.17. Wokół dylatacji w piwnicach budynków DS „Ołówek” „Kredka” występują przecieki wody opadowej i uszkodzenia konstrukcji. Konieczne jest uszczelnienie dylatacji i naprawa i wzmocnienie konstrukcji z zastosowaniem materiałów i technologii stosowanych do tego typu napraw i wzmocnień, np. firmy Addiment, Deitermann, Remmers itp.
- 9.18. Żebra krawędziowe (na których opierają się płyty balustrad tarasu środkowego) są uszkodzone, mianowicie:
- mała grubość otuliny zbrojenia oraz odspojenia i ubytki;
 - zawilgocenie i długotrwałe przecieki wody opadowej z poziomu tarasu, co spowodowało korozję zbrojenia;
 - odspojenia podłużne betonu.
- Żebra wymagają napraw i zabezpieczenia zbrojenia przed dalszą korozją. Do napraw i zabezpieczeń proponuje się zastosowanie materiałów PCC, wg sprawdzonych technologii.

9.19. Podciąg żelbetowy na zewnątrz budynku mają za małą grubość otulenia zbrojenie i występują niewielkie pionowe zarysowania, spowodowane skurczem betonu i jego późniejszymi odkształceniami termicznymi. Rysy w podciągach powinny być wzmocnione metodą iniekcji ciśnieniowej. BRAC

9.20. W części południowo-zachodniej tarasu, wytworzyła się dylatacja, przypuszczalnie w miejscu przerwy roboczej. Samoistna dylatacja przebiega przez płyty i podciąg żelbetowy. W tym miejscu trzeba wykonać prawidłową dylatację lub „skleić” konstrukcję żelbetową. Proponuje się „sklejenie” konstrukcji metodą iniekcji ciśnieniowej.

9.21. Wszystkie dylatacje termiczne tarasu są nieprawidłowo wykonane i są miejscem intensywnych przecieków wody opadowej. W czasie remontu budynku, wszystkie dylatacje należy wykonać w sposób prawidłowy wykonane, a mianowicie należy:

- rozkuć je od góry do poziomu konstrukcji; BRAC
- oczyścić szczeliny dylatacyjne ze wszystkich materiałów;
- wąskie szczeliny poszerzyć do min. 25 mm, przy użyciu np. piły diamentowej; BRAC
- wypełnienie szczeliny dylatacyjnej materiałem elastycznym, np. specjalna pianka poliuretanową;
- przyklepie od góry taśmy dylatacyjnej (lub osadzenie profilu dylatacyjnego) połączonej z nową izolacją przeciwwilgociową;
- wyprowadzenie dylatacji na poziom posadzki tarasu (można zastosować odpowiednie profile).

9.22. Płyty stropów tarasu są w wielu miejscach zarysowane, a przez większość rys przesącza się woda opadowa z poziomu tarasu. Przecieki wody występują od dłuższego czasu, ponieważ wokół przecieków osadził się węglan wapnia, wypłukiwany z betonu płyt i podłoży betonowych. W niektórych miejscach zacieki mają rdzawe zabarwienie, co świadczy, że występuje tam początek korozji zbrojenia. Występujące zarysowania stropów są to wcześniejsze rysy skurczowe, które uległy poszerzeniu w wyniku odkształceń termicznych płyt. Zarysowane płyty powinny być wzmocnione metodą iniekcji ciśnieniowej, z zastosowaniem sprawdzonych materiałów i technologii, np. Deitermann, Sika, Addiment itp. BRAC

- 9.23. W pomieszczeniach trafostacji i hydroforni występują pionowe zarysowania ścian nośnych betonowych, o rozwarości rys 2-4 mm. Przyczyną zarysowań są nierównomierne osiadania fundamentów i odkształcenia termiczne stropów tarasu. Zarysowane ściany betonowe należy wzmocnić metodą iniekcji ciśnieniowej. *BRAC*
- 9.24. W słupach żelbetowych zewnętrznych grubość otuliny zbrojenia jest za mała lub jest jej brak. Niezabezpieczone zbrojenie jest skorodowane powierzchniowo. W górnych częściach słupów występują ubytki i raki. Konieczne jest naprawa betonu słupów i zabezpieczenie zbrojenia, z zastosowanie materiałów typu PCC.
- 9.25. Fundamenty tarasu są posadowione na nasypach gruzowych o nieznanym parametrach geotechnicznych. Do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych projektu przyjmowano posadowienie na piaskach o $I_D = 0,23$ i nie uwzględniano możliwości nierównomiernego osiadania.
- 9.26. W części południowo-zachodniej tarasu, jego elementy konstrukcyjne żelbetowe monolityczne mają następujące nośności:
- płyty żelbetowe wspornikowe stropu mają za małą nośność i sztywność;
 - podciągi żelbetowe mają za małą nośność, ale wystarczającą sztywność;
 - słupy żelbetowe mają wystarczającą nośność;
 - naprężenia pod stopą fundamentową słupa są stosunkowo duże jak na grunt nasypowy (parametry geotechniczne nasypu gruzowego nie są znane).
- 9.27. W części środkowej tarasu - nośność podciagu żelbetowego na podporze jest za mała, nośność na przebiecie płyt stropowych obciążonych kwietnikami jest za mała.

10. WNIOSKI OGÓLNE

- 10.1. Taras między DS. „Kredka” i „Ołówek” jest w złym stanie technicznym i pilnie wymaga podjęcia kompleksowych prac remontowych, o zakresie podanym w p.11 „Uwagi i zalecania”.
- 10.2. Istniejąca konstrukcja żelbetowa monolityczna tarasu jest w złym stanie technicznym. Niektóre jego elementy konstrukcyjne mają za małą nośność lub sztywność. Po wymianie warstw posadzkowych tarasu na lżejsze oraz po naprawie i wzmocnieniu uszkodzonych

elementów konstrukcji – będzie ona w stanie przenosić występujące obciążenia. Sposoby napraw i wzmocnienia uszkodzonych elementów żelbetowych podano w p.11 „Uwagi i zalecenia”

10.3. Główne przyczyny powstania uszkodzeń tarasu są następujące:

- nieskuteczna i niestarannie wykonana izolacja przeciwwodna tarasów;
- brak odpowiednich dylatacji termicznych elementów żelbetowych konstrukcji tarasu, narażonych na duże wahania temperatury, a istniejące dylatacje są źle lub niestarannie wykonane;
- niestaranne wykonanie konstrukcji żelbetowych;
- nie w pełni skuteczne odwodnienie tarasów
- posadowienie fundamentów na nasypie gruzowym o nieznanych parametrach geotechnicznych, co może być przyczyna ich nierównomiernego osiadania i zarysowania ścian betonowych i płyt stropowych.

10.4. Ciężkie żelbetowe balustrady tarasu są wychylone z pionu do 50 mm, w wyniku braku dylatacji i odkształceń termicznych podłoża betonowych posadzki tarasu. Proces wypychania balustrad na zewnątrz się trawa nadal i balustrady mogą odpaść od konstrukcji tarasu.

10.5. W słupach żelbetowych wysokich budynków DS. Kredka i Ołówek występują odspojenia otuliny zbrojenia i jego powierzchniowa korozja. Powinny być w trybie pilnym podjęte odpowiednie prace naprawcze, wzmacniające i zabezpieczające beton i zbrojenie słupów.

11. UWAGI I ZALECENIA

11.1. Zaleca się następujący zakres prac remontowych tarasu łączącego budynki DS Kredka i Ołówek:

- rozebranie i usunięcie z tarasu wszystkich kwietników, za wyjątkiem kwietnika na zbiorniku ppoż. (część południowo-wschodnia tarasu);
- skucie i usunięcie wszystkich warstw posadzkowych i izolacji z tarasu;
- wyburzenie betonowej balustrady wokół otworu w tarasie;
- oczyszczenie powierzchni odsłoniętych konstrukcji żelbetowych;

- oczyszczenie i ewentualne poszerzenie wszystkich dylatacji termicznych konstrukcji tarasu;
- naprawa płyt żelbetowych tarasu i wzmocnienie rys metodą iniekcji ciśnieniowej, z zastosowaniem sprawdzonych materiałów i technologii (np. firm Ombran, Deitermann, Addiment itp.);
- wykonanie naprawy, uzupełnienia i zabezpieczenia powierzchni betonu we wszystkich elementach żelbetowych konstrukcji – z zastosowaniem materiałów typu PCC, np. Sika MonoTop 600;
- wzmocnienie zarysowanych elementów żelbetowych konstrukcji metodą iniekcji ciśnieniowej (z zastosowaniem sprawdzonych technologii np. Ombran czy Deitermann);
- wzmocnienie zamocowania balustrad żelbetowych w żebrach krawędziowych (należy rozważyć wyburzenie balustrad żelbetowych i wykonanie w ich miejsce balustrad azurowych z rur ze stali nierdzewnej lub kwasoodpornej);
- wypełnienie i wykonanie odkształcalnych izolacji wszystkich dylatacji;
- wykonanie nowej izolacji przeciwwilgociowej; ✓
- wykonanie nowego odwodnienia tarasu; ✓
- wykonanie nowej izolacji termicznej tarasu; ✓
- wykonanie podłogi betonowych; ✓
- wykonanie balustrady z rur ze stali nierdzewnej wokół otworu w tarasie; ✓
- ułożenie płytek ceramicznych (mrozoodpornych, antypoślizgowych i odpornych na ścieranie);
- skucie okładziny lastrico ze stopni schodów żelbetowych; ✓
- naprawa i uzupełnienie betonu balustrad żelbetowych schodów;
- wykonanie nowych okładzin stopni z płytek ceramicznych schodowych odpornych na mroz i ścieranie oraz antypoślizgowych;
- naprawa powierzchni licowych betonowych ścian oporowych tarasu i wykonanie pionowych izolacji przeciwwilgociowych;
- wykonanie fundamentów i odtworzenie zawalonej ścianki przy pochylni obok DS. Kredka;
- zabudowa przyziemia w części południowej tarasu;
- remont pomieszczeń sklepów na poziomie przyziemia;
- roboty malarskie i wykończeniowe.

11.2. Przy wykonywaniu warstw betonów wyrównawczych i jastrychów cementowych, jako podłoży pod posadzkę tarasu, należy pamiętać o dylatowaniu ich w polach 3x3 m.

11.3. Izolacje przeciwwodne i odwodnienie tarasu może być wykonane na trzy sposoby:

- izolacja przeciwwodna na spodzie i odwodnienie korytkami umieszczonymi w grubości warstw posadzkowych tarasu (tzn. układ odwrócony);
- izolacja górna, umieszczona pod klejem płytek lub pod podłożem betonowym zbrojonym siatką i zastosowanie kleju i spoinowania płytek z materiałów hydrofobowych.
- rozwiązanie pośrednie między dwoma powyższymi.

Wybór rozwiązania układu warstw posadzkowych i podłoży pozostawia się projektantowi remontu tarasu.

11.4. Do wykonania izolacji termicznej tarasu zaleca się zastosowanie twardego polistyrenu (płyty łączone na wpust) (np. Roofmate). Grubość izolacji określić w projekcie na podstawie obliczeń cieplno-wilgotnościowych.

11.5. Wszystkie dylatacje konstrukcji tarasu powinny być wykonane z zastosowaniem sprawdzonych materiałów i technologii, np. firmy Deitermann, Sopro-Dyckerhoff, Remmers, Schomburg itp. Zaleca się wykonanie dylatacji konstrukcji i warstw posadzkowych wg technologii z materiałów firmy Deitermann.

11.6. Naprawy i uzupełnienia betonu (reprofilacji), zabezpieczenia zbrojenia (pasywacja) oraz zabezpieczenia powierzchniowe betonu, zaleca się wykonać z zastosowaniem materiałów i technologii przewidzianych do tego typu prac, np. Sika MonoTop 600.

11.7. W celu zmniejszenia odkształceń termicznych zewnętrznych elementów żelbetowych konstrukcji, zaleca się wykonanie zabudów przyziemia wszędzie tam, gdzie jest to możliwe. Szczególnie do zabudowy nadają się część południowa przyziemia tarasu.

11.9. Przed wykonaniem kompleksowego remontu tarasu, zaleca się opracowanie projektu budowlanego i wykonawczego remontu, ze wszystkimi branżami.

11.10. Przed opracowywaniem projektu remontu, zaleca się wykonanie badań parametrów geotechnicznych nasypu, a który zostały posadowione fundamenty tarasu.

- 7
- 11.11. Ustala się ważność ekspertyzy na okres 2 lat od daty jej opracowania, o ile nie w tym czasie nie zajdą nieprzewidziane okoliczności mające wpływ na stan budynku, których nie można było przewidzieć przy opracowywaniu ekspertyzy.

Literatura i normy

1. Żenczykowski W.: Budownictwo ogólne. Tom 2/1: Elementy i konstrukcje budowlane. Arkady, Warszawa 1981
2. Thierry J., Zaleski S.: Remonty budynków i wzmacnianie konstrukcji. Arkady, Warszawa 1982
3. Masłowski E., Spizewska D.: Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Arkady, Warszawa 2000
4. Mitzel A., Stachurski W., Suwalski J.: Awarie konstrukcji betonowych i murowych. Arkady, Warszawa 1982
5. Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych. Tom 1 - Budownictwo ogólne, część 1, 2, 3 i 4. Arkady, Warszawa 1990
6. Kobiak J., Stachurski W.: Konstrukcje żelbetowe - tom 1 i 2. Arkady, Warszawa 1984
7. Instrukcja ITB nr 305: „Zabezpieczanie przed korozją stalowych konstrukcji budowlanych”. ITB, Warszawa 1991
8. PN-82/B-02000 Obciążenia budowli. Zasady ustalania wartości.
9. PN-82/B-02001 Obciążenia budowli. Obciążenia stałe.
10. PN-82/B-02003 Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne technologiczne.
 Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
11. PN-80/B-02010 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem.
12. PN-77/B-02011 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem.
13. PN-87/B-03002 Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
14. PN-91/B-02020 Ochrona cieplna budynków. Wymagania i obliczenia.
15. PN-EN ISO 6946 Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
16. PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
17. PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
18. PN-81/B-03020 Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA ZAŁĄCZNIK NR1



Fot.1. Elewacja frontowa tarasów – ogólny widok od strony pl. Grunwaldzkiego, na pierwszym planie DS „Ołówki”.



Fot.2. Elewacja tylna tarasów – ogólny widok od strony ul. Sienkiewicza.

DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA ZAŁĄCZNIK NR1



Fot.1. Elewacja frontowa tarasów – ogólny widok od strony pl. Grunwaldzkiego, na pierwszym planie DS „Ołówki”.



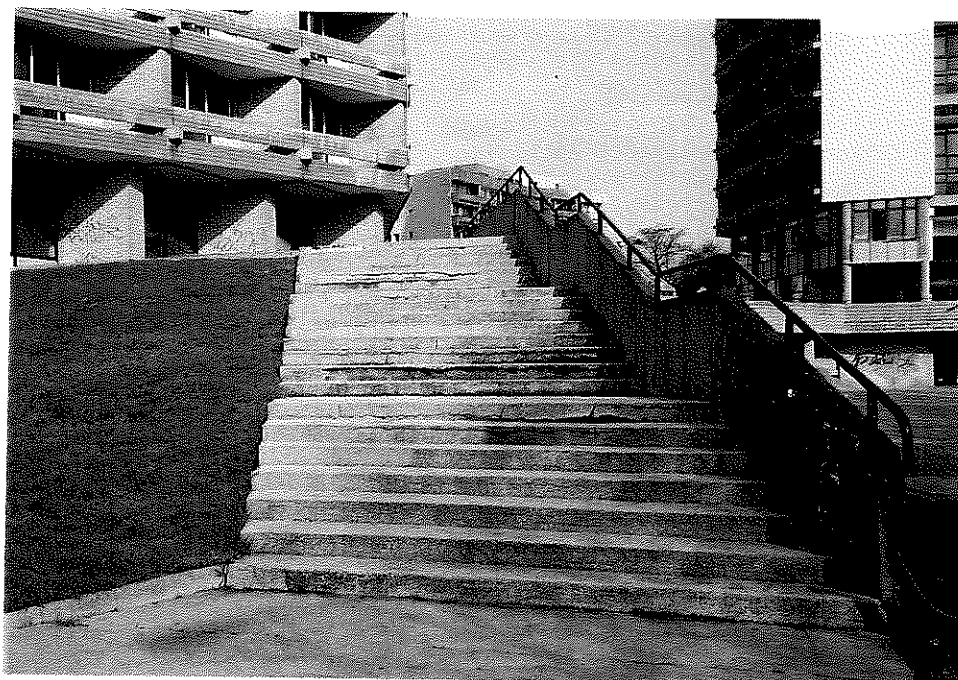
Fot.2. Elewacja tylna tarasów – ogólny widok od strony ul. Sienkiewicza.



Fot.3. Widok tarasu od strony południowo-wschodniej, w głębi budynek DS „Kredka” – widoczna żelbetowa balustrada tarasu, wejścia do pomieszczeń technicznych i dziedziniec wyłożony płytami betonowymi prefabrykowanymi.



Fot.4. Fragment tarasu od strony pl. Grunwaldzkiego (od strony południowej) – widoczne słupy żelbetowe okrągłe (podpierające konstrukcję tej części tarasu) i żebro krawędziowe z licznymi zaciekami



Fot.5. Schody wschodnie tarasu od strony pl. Grunwaldzkiego – widoczna popękana, uszkodzona i miejscami odspojona okładzina lastrico.



Fot.6. Górna część schodów z fot.5 – zniszczona okładzina z lastrico ostatniego stopnia, niestarannie wykonana dylatacja schodów i płyty tarasu oraz pionowej izolacji ścian na styku z ziemią.

Fot.7. Zarysowanie o szerokości do 5,0 mm balustrady żelbetowej w miejscu styku schodów z fot.5 z konstrukcją tarasu – widok od strony tarasu. Wytworzyła się tu tzw. samoistna dylatacja.



Fot.8. Rysa z fot.7 widoczna od strony zewnętrznej, w dolnej części balustrady widoczne dodatkowe mniejsze rysy.





Fot.9. Żelbetowe monolityczne schody wejściowe na taras od strony ul. Buiwida, które są równocześnie schodami prowadzącymi do wejścia do DS. „Kredka”. Widoczny surowy niewykończony beton balustrady schodów.



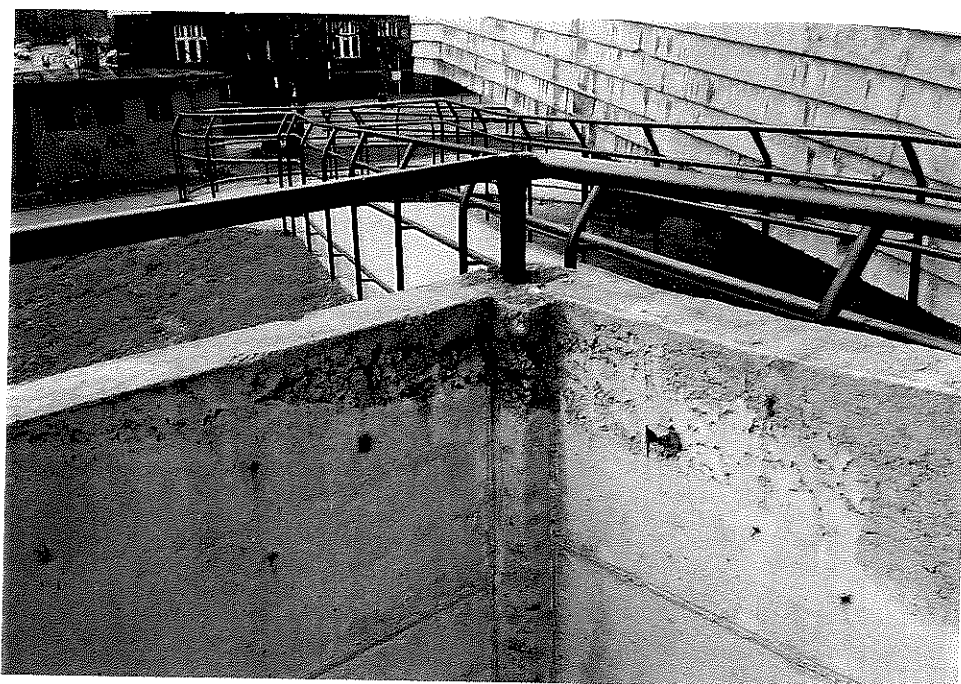
Fot.10. Powierzchnia betonu balustrady schodów z fot.9 – widoczne liczne raki i ubytki, które nie zostały wcześniej uzupełnione.



Fot.11. Ściana szczytowa tarasu od strony północnej, w sąsiedztwie schodów wejściowych z fot.9 – ściana betonowa nie jest wykończona i brak jest izolacji pionowej wyprowadzonej nad poziom gruntu. Z lewej strony widoczny fragment żelbetowej pochylni.



Fot.12. Zawalona ściana w sąsiedztwie pochylni pokazanej na fot.11. Zawalona ściana nie była elementem nośnym pochylni czy budynku, ale spełniała rolę zabudowy wnęki.



Fot.13. Narożnik balustrady z fot.11, widoczny od strony wewnętrznej – na powierzchni betonu widoczne liczne raki i głębokie ubytki.



Fot.14. Poziom tarasu - dolna część okrągłego słupa żelbetowego ściany szczytowej budynku DS. „Ołówek” – widoczne odspojenia otuliny zbrojenia i korozja powierzchniowa zbrojenia. Widoczna jest dylatacja przechodząca wzdłuż ściany szczytowej i nierówno ułożone płyty lastrico tarasu (z ubytkami w spoinach).



Fot.15. Ogólny widok tarasu od strony DS „Ołówek”. Widoczne nierówno ułożone płytki trójkątne z lastrico i kwietniki oparte na stropie żelbetowym monolitycznym.



Fot.16. Kwietnik tarasu – widoczny zniszczony murek oporowy, wykonany z cegły dziurawki.



Fot. 17. Wentylacja mechaniczna hydroforni i węzła cieplnego wyprowadzona nad tras w środku kwietników. Widoczna nierówna powierzchnia tarasu i stojące kałuże wody.



Fot. 18. Kwietnik na tarasie przy DS. „Ołówek” (od strony wschodniej), wykonany na zbiorniku ppoż.



Fot.19. Narożnik południowo-zachodni tarasu, połączenie schodów z konstrukcją tarasu – widoczne ślady po licznych długotrwałych przeciekach wody opadowej z poziomu tarasu.



Fot.20. Strona frontowa tarasu narożnik południowo-zachodni – na płycie stropowej widoczne liczne zarysowania, a w ich miejscu ślady przecieków wody opadowej z poziomu tarasu.



Fot.21. Strona frontowa tarasu, w sąsiedztwie DS. „Olówek” – dylatacja dwóch części konstrukcji tarasu – brak przerwy dylatacyjnej o szerokości 20-30 mm, widoczne zarysowania żelbetu płyty i podciagu i ślady długotrwałych przecieków wody opadowej z tarasu, w miejscu dylatacji i rys.



Fot.22. Strona frontowa tarasu, dylatacja która dalej przebiega wzdłuż DS. „Olówek” – płyty żelbetowe balustrady przesunięte w pionie o około 10 cm, ślady długotrwałych przecieków wody opadowej z tarasu, odspojenie betonu płyty balustrady, odspojenie otuliny zbrojenia i jego korozja.



Fot.23. Strona frontowa tarasu – tynk odpadł od stropu na dużej powierzchni, ślady przecieków wody opadowej z poziomu tarasu, odspojona otulina zebra krawędziowego i korozja zbrojenia.



Fot.24. Strona tylna tarasu – płyta stropowa oparta na ścianie kołowego zbiornika ppoż., w głębi widoczne żelbetowe żebro krawędziowe. W stropie widoczna wstawiona rurka przez którą stale kapie woda.



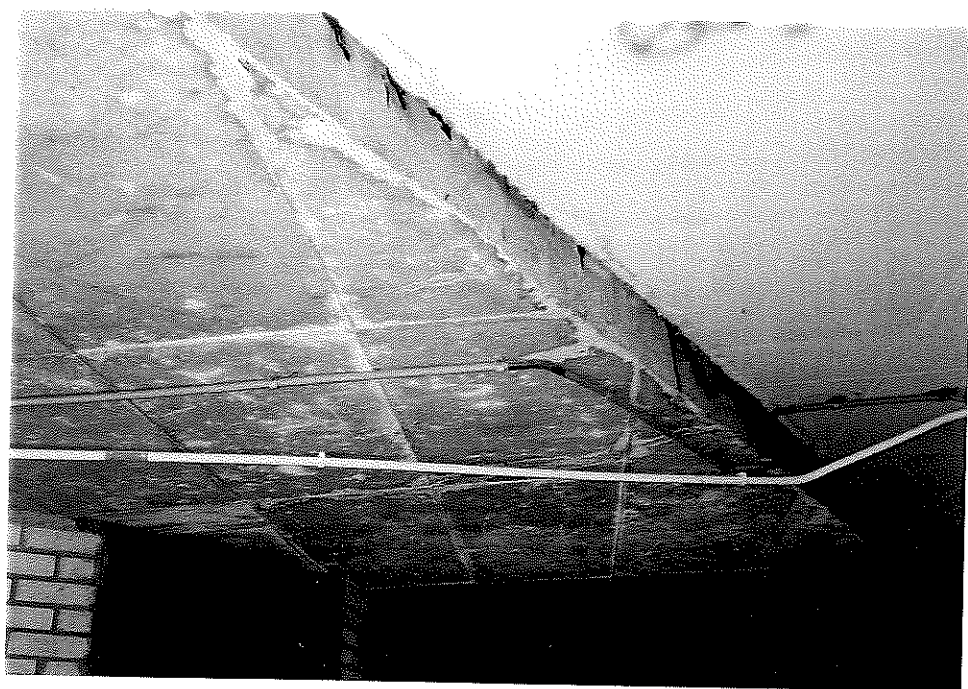
Fot.25. Pomieszczenie pod schodami południowo-wschodnimi – przecieki wody opadowe na styku ściany tarasu i schodów, cała ściana jest mokra i spływa po niej woda.



Fot.26. Pomieszczenie z fot.25 – skorodowane zbrojenie nadproża drzwiowego.



Fot.27. Strona tylna tarasu w sąsiedztwie DS „Ołówek” – żebro krawędziowe na którym opiera się płyta żelbetowa tarasu. Na pierwszym planie widoczny okrągły słup żelbetowy monolityczny.



Fot.28. Część tylna południowo-wschodnia tarasu - dylatacja na styku budynku DS „Ołówek” i płyty żelbetowej tarasu. Widoczne wypełnienie szczeliny dylatacyjnej płytą pilśniową miękką i przecieki wzdłuż dylatacji.

Fot.29. Konstrukcja żelbetowa części tylnego tarasu w pobliżu otworu w stropie tarasu – widoczne przecieki w sąsiedztwie słupa i wokół otworu.



Fot.30. Oparcie żebra żelbetowe na słupie z fot.29 – widoczne zarysowania płyty i podciągu, ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z tarasu oraz raki w górnej części słupa.





Fot.31. Otwór w stropie części tylnej tarasu – widoczne zarysowania płyty na krawędzi otworu i rysa na połączeniu płyty z balustradą żelbetową, w miejscach rys długotrwałe przecieki wody opadowej z poziomu tarasu.



Fot.32. Dylatacja term. w miejscu połączenia płyty wspornikowej tarasu z płytą stropową DS. „Olówek” – liczne zarysowania płyty żelbetowej tarasu i przecieki wzdłuż dylatacji i w miejscach rys.



Fot.33. Strona tylna tarasu w sąsiedztwie trafostacji – liczne zarysowania płyty żelbetowej i rysa podłużna żebra krawędziowego, ślady długotrwałych przecieków wody opadowej z tarasu w miejscach zarysowań, miejscami brak otulenia betonem zbrojenia i korozja zbrojenia.



Fot.34. Dylatacja w miejscu połączenia konstrukcji tarasu z konstrukcją DS. „Kredka” – przecieki wzdłuż dylatacji, odspojenia otuliny zbrojenia i korozja zbrojenia.



Fot.35. Taras część frontowa, sklep z pamiątkami przy DS „Ołówek” – uszkodzenia tynku wzdłuż dylatacji i ślady przecieków wody opadowej z tarasu.



Fot.36. Sklep z fot.35 – rysy 5-7 mm na styku ściany poprzecznej ze słupem żelbetowym i na styku ściany i płyty stropowej.



Fot.37. Piwnica w DS. „Olówek” od strony zachodniej - zarysowanie żebra żelbetowego i połączenia żebra z płytą żelbetową, w miejscu dylatacji konstrukcji budynku od konstrukcji tarasu. Ślady przecieków wody opadowej z tarasu.



Fot.38. Pralnia w piwnicy budynku DS „Kredka” – zarysowania ścian i przecieki wody opadowej, w miejscu gdzie przebiega dylatacja między budynkiem i tarasem.



Fot.39. Hydrofornia – liczne zarysowania płyty żelbetowej stropu tarasu, w miejscach zarysowań ślady po długotrwałych przeciekach wody opadowej z tarasu.



Fot.40. Hydrofornia – otwór w stropie tarasu na przejście wentylacji mechanicznej, zarysowania stropu i przecieki z tarasu.

Niniejsza teczka, księga, poszyt, zeszyt zawiera.....68.....
zapisanych stron kolejno ponumerowanych.

Wrocław, dnia.....27.05.2008v.....

GŁÓWNY SPECJALISTA

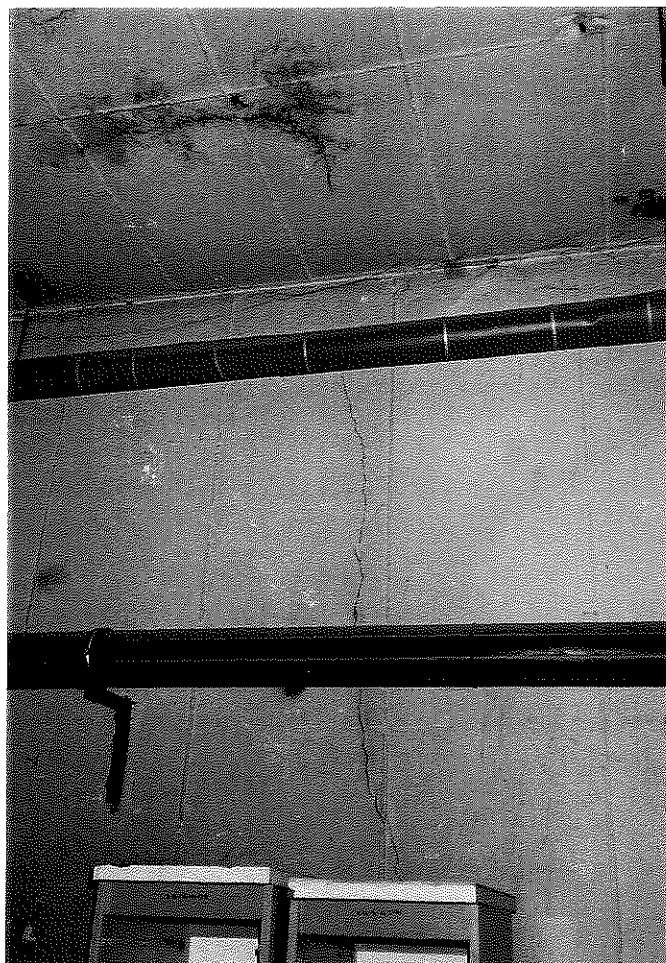
Podpis osoby sporządzającej.....mgr inż. Romualda Gryszko.....

Podpis osoby nadzorującej.....

Podpis komórki organizacyjnej.....

UNIwersytet WROCLAWSKI
DZIAŁ NADZORU TECHNICZNEGO
50-140 Wrocław, pl. Mankiera 1a
tel. 3752-488

Fot.41. Zarysowanie pionowe ściany betonowej, o szerokości około 4 mm, między trafostacją i hydrofornią.



Fot.42. Pomieszczenie techniczne przy budynku DS. „Ołówek”, gdzie poziom posadzki jest obniżony o około 64 cm – widoczna górna część żelbetowej stopy fundamentowej o wymiarach 83x88 cm.