11
archiw.

ORZECZENIE
dotyczące oceny stanu technicznego konstrukcji podjazdu do budynku MIR - PIB w Gdyni, ul. Kołłątaja 1 w związku z planowanym ułożeniem nowej nawierzchni

Zleceniodawca: Morski Instytut Rybacki - Państwowy Instytut Badawczy
z siedzibą w Gdyni przy ul. Kołłątaja 1

Autorzy opracowania: dr inż. Antoni Kapuściński
Rzeczoznawca budowlany 86/99/R

Gdynia, wrzesień 2013 r.

ORZECZENIE
dotyczące oceny stanu technicznego konstrukcji podjazdu do budynku MIR – PIB w Gdyni, ul. Kołłątaja 1 w związku z planowanym ułożeniem nowej nawierzchni

0. INFORMACJE OGÓLNE

0.1. **Podstawa opracowania** – Umowa o dzieło z września 2013r. pomiędzy Morskim Instytutem Rybackim – Państwowym Instytutem Badawczym z siedzibą w Gdyni a autorem opracowania.

0.2. **Przedmiot opracowania** – konstrukcja podjazdu.

0.3. Cel i zakres opracowania – ocena stanu technicznego elementów konstrukcji podjazdu w związku z planowanym ułożeniem nowej nawierzchni.

0.4. Dane do wykonania opracowania

0.4.1. Informacje zebrane w trakcie wizji lokalnych w sierpniu i wrześniu 2013 r.
- wykonano odkrywki zbrojenia w elementach konstrukcji podjazdu,
- inwentaryzacja wybranych przekrojów konstrukcji - w załączeniu,
- własna dokumentacja fotograficzna – w załączeniu.

0.4.2. Orzeczenie dotyczące stanu technicznego konstrukcji podjazdu przy budynku Morskiego Instytutu Rybackiego w Gdyni ul. Kołłątaja 1, A. Kapuściński, E. Skorupa, Gdynia, maj 2005.

0.4.3. Orzeczenie techniczne dotyczące jakości betonu w konstrukcji podjazdu przy budynku MIR w Gdyni ul. Kołłątaja 1, E. Grześ, Gdynia, maj 2005.

0.4.4. Opis techniczny i obliczenia statyczne do projektu technicznego konstrukcyjno budowlanego budynku „B" MIR w Gdyni, Biuro Projektów Budownictwa Morskiego, Gdańsk 1973.

0.4.5. Projekt techniczny , Instytut - Naukowo Badawczy MIR w Gdyni, Podjazd do budynku głównego. Dokumentacja zamienna podciągów. Konstrukcja., Biuro Projektów Budownictwa Morskiego , Gdańsk 1985.

0.4.6. Projekt techniczny. Instytut Naukowo-Badawczy M. I.R. w Gdyni –pomost i podjazd przed budynkiem A, B i C, branża konstrukcyjna. Biuro Projektów Budownictwa Morskiego, Gdańsk 06. 1973.

0.4.7. Morski Instytut Rybacki w Gdyni, Ocena stanu technicznego i projekt nawierzchni na podjeździe i tarasie budynku w Gdyni przy ul. Kołłątaja 1, PROJMORS Biuro Projektów Budownictwa Morskiego, Gdańsk sierpień 1995.

0.4.8. Morski Instytut Rybacki w Gdyni, Projekt i ocena stanu technicznego podjazdu głównego i dylatacji styku pomostów z budynkiem, Firma „PORTAL", Gdynia , 07. 2004.

0.4.9. Bibliografia, obowiązujące normy i przepisy:

[1] PN-82/B-02003 Obciążenia zmienne i technologiczne.

[2] PN-82/B-02004 Obciążenia zmienne i technologiczne. Obciążenia pojazdami.

[3] PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[4] PN-B-03264/2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[5] Wzory i tablice do projektowania konstrukcji żelbetowych, W. Kledzik, Arkady, Warszawa 1982.

[6] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63 poz. 735 z dn. 3.08.2000 r.).

[7] Konstrukcje żelbetowe, J. Kobiak, W. Stachurski, Arkady, Warszawa 1967.

[8] Korozja i ochrona zbrojenia, Z. Ściślewski, Arkady, Warszawa 1981.

[9] Ochrona konstrukcji żelbetowych, Z. Ściślewski, Arkady, Warszawa 1999.

[10] Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, L. Czarnecki, P.H. Emmons, Polski Cement, Kraków 2002.

[11] Uszkodzenia i diagnostyka obiektów mostowych, J. Bień, WKŁ, Warszawa 2010.

1. WSTĘP

Niniejsze opracowanie sporządzane jest w związku z planowanym ułożeniem nowej warstwy nawierzchni na płycie podjazdu do budynku Morskiego Instytutu Rybackiego w Gdyni. Zaoferowana przez Firmę Drogową Nordvik sp.j. nawierzchnia będzie miała 4 cm grubości a ciężar jej został oszacowany na 1,0 kN/ m^2. Nowa nawierzchnia ma być ułożona bezpośrednio na uszkodzonej warstwie istniejącej.

Należy zaznaczyć, że już w maju 2005 roku zostały wykonane badania elementów konstrukcji przedmiotowego obiektu, które były podstawą do sporządzenia orzeczenia dotyczącego jego stanu technicznego (poz.0.4.2). Zebrane we wspomnianym orzeczeniu informacje a także przedstawione w nim wnioski w dalszym ciągu są aktualne i zostały wykorzystane w niniejszym opracowaniu a także mogą być brane pod uwagę przy podejmowaniu decyzji co do przyszłych losów przedmiotowego podjazdu.

2. OPIS STANU ISTNIEJĄCEGO

2.1. Opis ogólny, sytuacja, wymiary

Przedmiotowy obiekt, pełniący funkcję podjazdu dla samochodów, przylega od północnego - zachodu do budynków Morskiego Instytutu Rybackiego zlokalizowanego w Gdyni przy ul. Hugo Kołłątaja 1. Podjazd usytuowany jest w narożu pomiędzy częściami „B" i „C" kompleksu budynków MIR. Główny wjazd i wejście na teren posesji wiedzie przez bramę usytuowaną od strony ul. Hugo Kołłątaja, patrz plan sytuacyjno – wysokościowy rys. 1. Główne wejście do budynku Instytutu znajduje się w ścianie zachodniej części „B" i jest usytuowane w poziomie posadzki drugiej kondygnacji nadziemnej budynku, na rzędnej 32,20 m n.p.m. Do głównego wejścia do budynku Instytutu można podjechać po pochyłej rampie podjazdu lub podejść schodami usytuowanymi po jego północnej stronie.

Obiekt zaprojektowany w latach 1973 - 85 roku został zrealizowany pod koniec lat 80. ubiegłego wieku. Pierwotnie połączony był, funkcjonalnie i konstrukcyjnie, z pomostem przylegającym do części „A" kompleksu budynków. Przed kilu laty pomost częściowo rozebrano.

W rozważanym obiekcie można wydzielić (rys.2):

- pochyłą rampę (spadek ok. 6%) o długości ok. 45,0 m i szerokości od 13,0 m (przy wjeździe) do 18,0 m,
- poziomą platformę o wymiarach ok. 21,0 x 28,0 m,
- pomost przylegający do północnej ściany szczytowej części „B", szerokość 3,50 m i długości ok. 15,0 m,
- schody po stronie północnej.

Łączna długość rampy i poziomej platformy wynosi około 66 m.

Obiekt jest jednokondygnacyjną budowlą wykonaną w szkieletowej konstrukcji żelbetowej. Zasadniczą konstrukcję nośną stanowią ramy (7 sztuk) ustawione w rozstawach co 9,0 m (rys.3). Rygle ram podjazdu mają przekroje o wymiarach 120x60 cm (rys.4) i podparte są słupami 30x60 cm . Pozioma platforma oparta jest na trzech trójprzęsłowych ramach (przęsło środkowe o rozpiętości 10,20 m, przęsła skrajne po 7,24 m) z wspornikami o wysięgach 1,60 m, po obu stronach. W części pochyłej płyta podjazdu oparta jest na ramach jednoprzęsłowych (10,20 m) dwuwspornikowych (wysięgi od 2,0 do 3,50 m). Na ryglach ram oparte są 9,0 m belki podłużne o przekrojach 60x55 cm (rys.5) ułożone w rozstawach od 2,55 do 3.0 m. Belki podłużne są oparciem dla prefabrykowanych kanałowych płyt stropowych

wysokości 24 cm i szerokości 1,20 m oraz płyt stropowych typu Akerman również wysokości 24 cm (rys.5) (wysokość pustaków 18 i 20 cm). Płyty typu Akerman usytuowane są w bocznych polach konstrukcji. W części płyt stropowych zostały wbudowane ceramiczne pustaki ścienne typu MAX. Układ zasadniczych elementów konstrukcji pokazano na rys.3.

Podjazd jest wyposażony w balustrady o wysokości 1,10 m wykonane w konstrukcji żelbetowej. Są to słupy o przekrojach 25x30 cm, osadzone w końcach wsporników ram, do których przymocowane są belki o przekroju w kształcie odwróconej litery L. Wysokość belki balustrady wynosi 70 cm a jej grubość 15cm. Prześwit pomiędzy belką balustrady a krawężnikiem podjazdu wynosi ok. 40 cm.

W maju 2005 roku zostały wykonane odkrywki w nawierzchni podjazdu, w których zarejestrowano, że na ok. 3 cm betonowej warstwie wyrównawczej ułożonej bezpośrednio na płytach stropowych dano ok. 3 - 6 cm warstwę piasku, na której ułożono warstwę betonu grubości 11 - 12 cm (rys.4,5). Górna warstwa betonu jest podzielona dylatacjami na segmenty.

Zgodnie z dokumentacją projektową z 1976 roku nawierzchnię podjazdu zaprojektowano z asfaltobetonu grubości 7 cm ułożonego na warstwie betonu żwirowego grubości 3,0 cm ochraniającego 2 warstwy papy na lepiku ułożone bezpośrednio na płytach kanałowych. Niestety tak zaprojektowanego układu warstw nawierzchni podjazdu nie zrealizowano.

2.2. Stan obiektu – uszkodzenia i usterki

Rozważany obiekt, już w 2005 roku (patrz dokumentacja fotograficzna zawarta w orzeczeniu poz.0.4.3) charakteryzował się złym, a w niektórych partiach bardzo złym, stanem technicznym. Zrealizowany przed 40. laty już od początku nie spełniał podstawowych warunków technicznych przewidzianych dla tego typu obiektów:

- brak jakiejkolwiek izolacji przeciwwodnej zabezpieczającej płyty podjazdu, pomimo tego, że dokumentacja projektowa przewidywała dwie warstwy papy (poz.0.4.4),
- brak dostatecznej betonowej otuliny prętów stalowych, wiele z nich bezpośrednio przylega do powierzchni elementów (strzemiona, pręty warstwy dolnej); zgodnie z obowiązującymi przepisami grubość otuliny w przedmiotowym obiekcie powinna wynosić minimum 3 cm [3],[4],
- brak dylatacji koniecznych w budowlach inżynierskich ze względu na negatywne skutki spowodowane różnicą temperatur, szczególnie w przypadku obiektów

wielkowymiarowych; zgodnie z obowiązującymi przepisami maksymalna odległość pomiędzy przerwami dylatacyjnymi w przypadku żelbetowej konstrukcji szkieletowej nie powinna przekraczać 30 m [3],[4],

- brak zabezpieczeń balustrady przed uderzeniem pojazdem,
- zbyt duże prześwity w balustradzie; zgodnie z prześwity powinny być nie większe niż 0,12 m licząc od płaszczyzny chodnika [6].

W trakcie ostatnich ośmiu lat, które upłynęły od czasu poprzednich oględzin obiektu, jego stan zdecydowanie się pogorszył. Permanentnie przeciekające przez konstrukcję wody opadowe była na tyle dokuczliwe, że płyty podjazdu od spodu prowizorycznie zabezpieczono podwieszonymi powłokami z tworzywa sztucznego. Ślady zacieków i wykwitów solnych spowodowane przepływającymi wodami opadowymi są bardzo rozległe i w zasadzie występują na wszystkich elementach konstrukcyjnych.

Aktualny stan obiektu zarejestrowano na zdjęciach zestawionych w załączonej dokumentacji fotograficznej. Lokalizację poszczególnych zdjęć zaznaczono na rys.2 i 3. Kolejno zestawiono fotografie dotyczące złego stanu następujących elementów:

- nawierzchni fot.1 - 3,
- krawężników fot.4 - 6,
- styku nawierzchni ze ścianami budynku fot.7,
- słupów i belek balustrad fot. 8 - 14,
- skrajnych belek podłużnych wraz z krawężnikami fot.12 - 21,
- podciągów ram głównych fot. 22 - 25,59,
- słupów fot. 26,27,
- płyt kanałowych i belek podłużnych fot.28 - 42,57,58,60,
- płyt typu Akerman i belek podłużnych fot. 43 - 56

Należy podkreślić, że odpadająca od elementów konstrukcji odspojona betonowa otulina może zagrażać bezpieczeństwu ludzi przebywających pod oraz w bliskim sąsiedztwie budowli.

3. ANALIZA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA WYBRANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCJI

3.1. Zestawienie obciążeń

3.1.1. Obciążenia zmienne technologiczne

Zgodnie z PN-82/B-02003 [1] - p = 5,0 x 1,3 = 6,50 kN/m^2.

Zgodnie z PN-82/B-02004 tablica 2 [2]

- współczynnik dynamiczny dla v < 10 km/h - $\beta = 1,2$,

a/ - dla furgonetek z ładunkiem - 28 kN

- nacisk pod kołem przednim P = 6,50 x 1,3 = 8,45 kN,
- nacisk pod kołem tylnym P = 7,50 x 1,3 = 9,75 kN,
- rozstaw kół 1,5 m.

b/ - dla samochodów osobowych z ładunkiem - 18 kN

- nacisk pod kołem przednim P = 4,20 x 1,3 = 5,46 kN,
- nacisk pod kołem tylnym P = 4,80 x 1,3 = 6,24 kN,
- rozstaw kół 1,4 m.

3.1.2. Obciążenia stałe

3.1.2.1. Warstwy nawierzchniowe

a/ nawierzchnia zaproponowane w dokumentacji projektowej z 1976 roku

asfaltobeton 7cm	0,07x 22,0 = 1,54 kN/m^2	| 1,2 |	1,85 kN/m^2
beton osłaniający papę	0,03x 22,0 = 0,66 kN/m^2	| 1,2 |	0,79 kN/m^2
		2,20 kN/m^2 | 1,2 |	2,64 kN/m^2

b/ nawierzchnia istniejąca + dodatkowa

nawierzchnia betonowa ok. 12 cm	0,12x22,0 = 2,64 kN/m^2	| 1,2 |	3,17 kN/m^2
warstwa piasku (mokry) ok. 6 cm	0,06x20,0 = 1,20 kN/m^2	| 1,2 |	1,44 kN/m^2
beton wyrównawczy ok. 3cm	0,03x22,0 = 0,66 kN/m^2	| 1,2 |	0,79 kN/m^2
	g	4,50 kN/m^2 | 1,2 |	5,40 kN/m^2
warstwa asfaltobetonu ok.4 cm	g_d	1,00 kN/m^2 | 1,2 |	1,20 kN/m^2
	$g + g_d$	5,50 kN/m^2 | 1,2 |	6,60 kN/m^2.

3.1.2.2. Płyty kanałowe szerokości 120 cm

Ciężar płyty 2,92 kN/m^2 |1,1| 3,21 kN/m^2.

Obciążenia obliczeniowe na m^2 płyty

płyta		3,20 kN/m^2
nawierzchnia		5,40 kN/m^2
	g	8,60 kN/m^2
asfalt	g_d	1,20 kN/m^2
	$g + g_d$	9,80 kN/m^2

Obciążenia obliczeniowe dla pasma płyty szerokości 22 cm

$g + g_d$	9,80 kN/m^2 x 0,22	= 2,16 kN/mb
p	6,50 kN/m^2 x 0,22	= 1,43 kN/mb

$g + g_d + p$ 16,30 kN/m^2 x 0,22 = 3,59 kN/mb.

3.1.2.3. Strop Akermana

Pustaki wysokości 18 cm z nadbetonem 6 cm ~ 3,50 kN/m^2 | 1,1 | 3,85 kN/m^2.

Pustaki wysokości 20 cm z nadbetonem 4 cm ~ 3,20 kN/m^2 | 1,1 | 3,52 kN/m^2.

Rozstaw żeber 31 cm.

Obciążenia obliczeniowe przypadające na żebro płyty

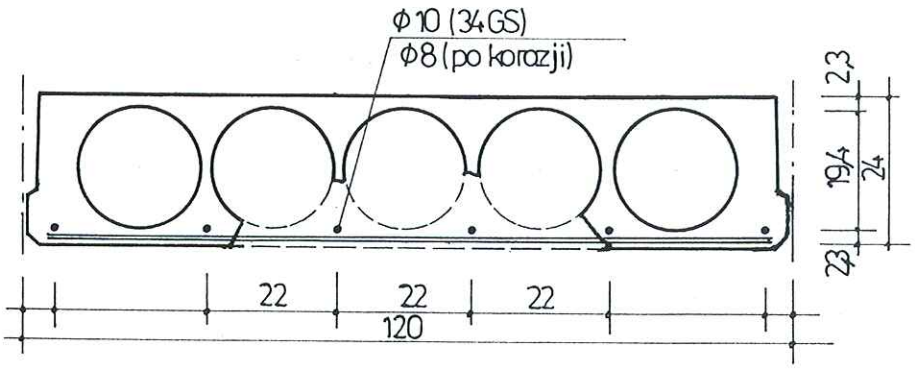
płyta		3,85 kN/m^2
nawierzchnia		5,40 kN/m^2
	g	9,25 kN/m^2 x 0,31 = 2,87kN/mb
asfalt	g_d	1,20 kN/m^2
	$g + g_d$	10,45 kN/m^2 x 0,31 = 3,24 kN/mb
	p	6,50 kN/m^2 x 0,31 = 2,01 kN/mb
	$g + g_d + p$	16,95 kN/m^2 x 0,31 = 5,25 kN/mb.

3.2. Weryfikacja nośności płyty kanałowej

Rozpiętości: - l_1 = 1,05x1,96 = 2,06 m ,

- l_2 = 1,05x 2,32 = 2,44 m.

Obliczenia przeprowadzono dla pasma równego rozstawowi prętów głównych płyty kanałowej – 22 cm.



Dane: wysokość przekroju 24 cm, d = 21,7 cm, a_1 = 2,3 cm,

szerokość b = 22 cm

beton Rw = 200 at, B= 0,9xRw = 180 at,

przyjęto do obliczeń beton klasy B17,5 R_b = 10,2 MPa,

stal klasy A-III (34GS) R_a = 350 MPa

a/ pręt nieuszkodzony Φ =10 mm, A = 0,78 cm^2,

b/ pręt skorodowany Φ = 8 mm, A = 0,50 cm^2,

a/ nośność przekroju nieuszkodzonego

x = (0,78x35,0) : (22x1,02) = 1,2 cm,

Mgr = 0,78x35,0(21,7 – 0,5x1,2) = 576,03 kNcm = 5,76 kNm.

b/ nośność przekroju uszkodzonego (korozja)

x = (0,50x35,0) : (22x1,02) = 0,78 cm

Mgr = 0,50x35,0(21,7 – 0,5x0,78) = 372,9 kNcm = 3,73 kNm.

Biorąc pod uwagę jedynie ubytek przekroju pręta po obwodzie, rzędu 1 mm, nośność uszkodzonej płyty ulega redukcji do (3,73/5,76 = 0,647) około 65% nośności płyty nie uszkodzonej.

3.2.1. Płyta o rozpiętości 2,06 m

Moment zginający od:

- całkowitych obciążeń równomiernie rozłożonych $g + g_d + p$ = 3,59 kN/mb.

$M = 0,125x\ 3,59x2,06^2 = 1,90$ kNm

M < Mgr = 5,76 kNm oraz Mgr = 3,73 kNm.

Obliczeniowa nośność płyty kanałowej, także w przypadku jej częściowego uszkodzenia korozją, jest dostateczna do przeniesienia równomiernie rozłożonych obciążeń stałych, istniejących i dodatkowych (nowa nawierzchnia), oraz przewidzianych normowych obciążeń eksploatacyjnych.

Momenty zginające od:

- całkowitych obciążeń stałych równomiernie rozłożonych $g + g_d$ = 2,16 kN/mb
- nacisku koła samochodu ustawionego w połowie rozpiętości płyty

a/ furgonetka P = 9,75 kN.

$M = 0,125x\ 2,16x2,06^2 + 0,25x9,75x2,06 = 1,15 + 5,02 = 6,17$ kNm

M > Mgr = 5,76 kNm oraz Mgr = 3,73 kNm.

Obliczeniowa nośność uszkodzonej płyty kanałowej jest niewystarczająca do przeniesienia normowego obciążenia od nacisku koła furgonetki. Niedobór nośności wynosi ok. 40 % (3,73/6,17 = 0,604).

b/ samochód osobowy P = 6,24 kN

M = 1,15 + 0,25x6,24x2,06 = 1,15 + 3,21 = 4,36 kN

M < Mgr = 5,76 kNm oraz M >Mgr = 3,73 kNm.

Obliczeniowa nośność uszkodzonej płyty kanałowej jest niewystarczająca do przeniesienia normowego obciążenia od nacisku koła samochodu osobowego. Niedobór nośności wynosi ok. 14 % (3,73/4,36 = 0,856).

3.2.2. Płyta o rozpiętości 2,44 m

Moment zginający od:

- całkowitych obciążeń równomiernie rozłożonych $g + g_d + p = 3,59$ kN/mb.

$M = 0,125x\ 3,59x2,44^2 = 2,67$ kNm

$M < Mgr = 5,76$ kNm oraz $Mgr = 3,73$ kNm.

Obliczeniowa nośność płyty kanałowej, także w przypadku częściowego jej uszkodzenia korozją, jest dostateczna do przeniesienia równomiernie rozłożonych obciążeń stałych, istniejących i dodatkowych (nowa nawierzchnia), oraz przewidzianych normowych obciążeń eksploatacyjnych.

Moment zginający od:

- całkowitych obciążeń stałych równomiernie rozłożonych $g + g_d = 2,16$ kN/mb
- nacisku koła samochodu ustawionego w połowie rozpiętości płyty

a/ furgonetka P = 9,75 kN.

$M = 0,125x\ 2,16x2,44^2 + 025x9,75x2,44 = 1,61 + 5,95 = 7,56$ kNm

$M > Mgr = 5,76$ kNm oraz $Mgr = 3,73$ kNm

Obliczeniowa nośność uszkodzonej płyty kanałowej jest niewystarczająca do przeniesienia normowego obciążenia od nacisku koła samochodu osobowego. Niedobór nośności wynosi ok. 50 % (3,73/7,56 = 0,493).

b/ samochód osobowy P = 6,24 kN

$M = 1,15 + 0,25x6,24x2,44 = 1,15 + 3,81 = 4,96$ kN

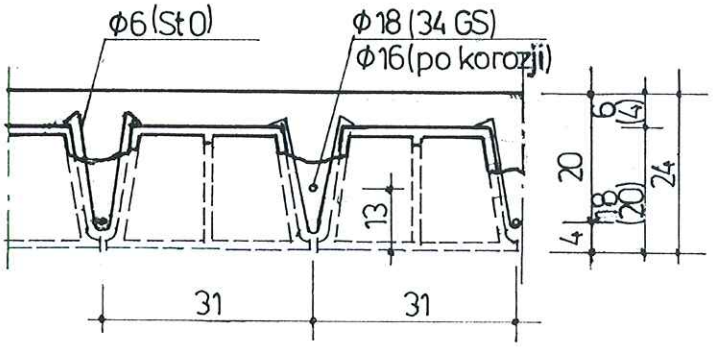
$M < Mgr = 5,76$ kNm oraz $M > Mgr = 3,73$ kNm.

Obliczeniowa nośność uszkodzonej płyty kanałowej jest niewystarczająca do przeniesienia normowego obciążenia od nacisku koła samochodu osobowego. Niedobór nośności wynosi ok. 25 % (3,73/4,96 = 0,752).

3.3. Weryfikacja nośności płyty typu Akerman

Rozpiętości: - l = 3,2 – 3,6 m ,

.



Obliczenia przeprowadzono dla pojedynczego żebra płyty typu Akerman, rozstaw żeber wynosi 31 cm.

Dane: wysokość przekroju 24 cm - d = 20,0 cm, a_1 = 4,0 cm,

- d =11,0 cm, a_1 = 13 cm w przypadku zbyt wysoko umieszczonego pręta,

szerokość b = 31cm

beton Rw = 170 at, B= 0,9xRw = 153 at,

przyjęto do obliczeń beton klasy B15 R_b = 8,7 MPa,

stal klasy A-III (34GS) R_a = 350 MPa

a/ pręt nieuszkodzony Φ =18 mm, A = 2,54 cm^2,

b/ pręt skorodowany Φ = 16 mm, A = 2,00 cm^2.

a/ nośność przekroju nieuszkodzonego, przy d = 20 cm

x = (2,54x35,0) : (31x0,87) = 3,3 cm,

Mgr = 2,54x35,0(20,0– 0,5x3,3) = 1631,3 kNcm = 16,31 kNm.

b/ nośność przekroju uszkodzonego, przy d =20cm

x = (2,00x35,0) : (31x0,87) = 2,6 cm,

Mgr = 2,00x35,0(20,0 – 0,5x2,6) = 1309 kNcm = 13,09 kNm.

Biorąc pod uwagę jedynie ubytek przekroju pręta, po obwodzie, rzędu 1 mm, nośność lokalnie uszkodzonego żebra płyty ulega redukcji (13,09/16,31 = 0,802) do około 80% nośności płyty nieuszkodzonej.

c/ nośność przekroju uszkodzonego, przy d =11cm

x = (2,00x35,0) : (31x0,87) = 2,6 cm,

Mgr = 2,00x35,0(11,0 – 0,5x2,6) = 679 kNcm = 6,79 kNm.

Ubytek przekroju pręta po obwodzie, rzędu 1 mm, oraz jego umieszczenie w połowie wysokości żebra powoduje redukcję nośności płyty (6,79/16,31 = 0,416) do około 40% nośności płyty nieuszkodzonej.

3.3.1. Płyta o rozpiętości 3,6 m

Moment zginający od:

- całkowitych obciążeń równomiernie rozłożonych g + g_d +p = 5,25 kN/mb.

M = 0,125x 5,25 x $3,6^2$ = 8,50 kNm

Płyta nieuszkodzona M< Mgr = 16,31 kNm (13,09 kNm)

Płyta uszkodzona M > Mgr = 6,79 kNm.

Obliczeniowa nośność żeber płyty, także w przypadku ich częściowego uszkodzenia (korozja prętów), jest dostateczna do przeniesienia równomiernie

rozłożonych obciążeń stałych, istniejących i dodatkowych (nowa nawierzchnia), oraz przewidzianych normowych obciążeń eksploatacyjnych.

W przypadku żeber z źle umieszczonymi skorodowanymi prętami zbrojenia niedobór nośności wynosi ok. 20% (6,79/8,5 = 0,799).

Moment zginający od:

- całkowitych obciążeń stałych równomiernie rozłożonych $g + g_d$ = 3,24 kN/mb
- nacisku koła samochodu ustawionego w połowie rozpiętości płyty

a/ furgonetka P = 9,75 kN.

$M = 0{,}125 \times 3{,}24 \times 3{,}6^2 + 0{,}25 \times 9{,}75 \times 3{,}6 = 5{,}25 + 8{,}78 = 14{,}03$ kNm

Płyta nieuszkodzona M < Mgr = 16,31 kNm

Płyta uszkodzona M > Mgr = 6,79 kNm.

b/ samochód osobowy P = 6,24 kN

$M = 5{,}25 + 0{,}25 \times 6{,}24 \times 3{,}6 = 5{,}25 + 5{,}62 = 10{,}87$ kN

Płyta nieuszkodzona M < Mgr = 16,31 kNm

Płyta uszkodzona M > Mgr = 6,79 kNm.

Nieuszkodzone płyty typu Akerman mają dostateczną obliczeniowa nośność do przeniesienia normowych obciążeń spowodowanych naciskami kół samochodów osobowych i furgonetek.

Płyty uszkodzone (korozja prętów stalowych, złe ich umieszczenie) wykazują niedobory obliczeniowej nośności w stosunku do sił wywołanych normowymi naciskami kół samochodów:

- w przypadku samochodów osobowych niedobór wynosi ok.38% (6,79/10,87 = 0,625),
- w przypadku furgonetek niedobór sięga 52% (6,79/14,03= 0,484).

3.4. Weryfikacja nośności belki podłużnej

Rozpiętość l = 9,0 m, rozstaw 2,55 m.

Obciążenia: poz. 2.1.2.2.	g	5,40 x 2,55 =	13,77 kN/mb
	płyty kanałowe	3,20 x 2,25 =	7,20 kN/mb
	belka	0,55x0,35x25,0x1,1 =	5,29 kN/mb
		0,30x0,24x25,0x1,1 =	1,98 kN/mb
			28,24 kN/mb
	gd	1,2x2,55 =	3,06 kN/mb
	g+gd	=	31,30 kN/mb

p 6,5 x2,55 = 16,58 kN/mb

Momenty zginające w przęśle przy założeniu ciągłości belki:

- od istniejącego obciążenia stałego g = 28,24kN/mb

  $Mg = 0,0462x28,24x9,0^2 = 105,68$ kNm

- od istniejącego obciążenia stałego g = 28,24kN/mb i zmiennego

  $Mg+p = (0,0462\ x28,24 + 0,0855\ x\ 16,58)x9,0^2 = 220,50$ kNm

- od obciążenia dodatkowego gd = 3,06 kN/mb

  $Mgd = 0,0462x3,06x9,0^2 = 11,49$ kNm .

- od całkowitych obciążeń po ułożeniu nowej nawierzchni

  $Mg+gd+p = (0,0462\ x31,30 + 0,0855\ x\ 16,58)x9,0^2 = 231,95$ kNm

Po ułożeniu nowej nawierzchni maksymalny moment zginający w przęśle belki wzrośnie o ok. 5%

Nośność graniczna przęsłowego przekroju belki

Dane: wysokość przekroju 59 cm, d = 55 cm,

Szerokość strefy ściskanej b = 31 cm,

beton Rw = 170 at, B = 0,9xRw = 153 at,

przyjęto do obliczeń beton klasy B15 R_b = 8,7 MPa,

stal klasy A-III (34GS) R_a = 350 MPa

a/ pręty nieuszkodzone 2 Φ =18 mm, A = 2x 2,54 = 5,08 cm^2,

2 Φ =16 mm, A = 2x 2,01 = 4,02 cm^2,

pręty dodatkowe 2 Φ =10 mm, A = 2x 0,79 = 1,58 cm^2,

A = 10,68 cm^2,

b/ pręty skorodowane – przy ok.0,5 mm ubytku materiału po obwodzie, redukcja przekroju wyniesie ok. 12% A ~ 0,88x10,68 = 9,34cm^2.

a/ nośność przekroju nieuszkodzonego

x = (9,1x35,0) : (31x0,87) = 11,81 cm,

Mgr = 9,1x35,0(55,0 – 0,5x11,81) = 15636,8 kNcm = 156,37 kNm.

Z uwzględnieniem prętów dodatkowych

x = (10,68x35,0) : (31x0,87) = 13,86 cm,

Mgr = 10,68x35,0(55,0 – 0,5x13,86) = 17968,6 kNcm = 179,69 kNm.

b/ nośność przekroju uszkodzonego

x = (9,34x35,0) : (31x0,87) = 12,2 cm,

Mgr = 9,34x35,0(55,0 – 0,5x12,2) = 15985,4 kNcm = 159,9 kNm.

Nieuszkodzony przekrój belki podłużnej wykazuje około 20% niedobór obliczeniowej nośności (179,69/ 220,50 = 0,815) już w przypadku obecnie występujących obciążeń stałych i przewidzianych przepisami normowych obciążeń użytkowych. Uwzględniając, spowodowaną korozją, redukcję przekrojów prętów stalowych, niedobór nośności belki wynosi ok. 30%, jest to sytuacja nie gwarantująca bezpiecznej eksploatacji obiektu. W przypadku dodatkowego obciążenia podjazdu nową nawierzchnią niedobór nośności będzie wynosi

4. UWAGI SZCZEGÓŁOWE, WNIOSKI I ZALECENIA

Na podstawie przeprowadzonych oględzin podjazdu do budynku MIR w Gdyni (wizje lokalne w sierpniu i wrześniu 2013 r.) oraz po przeprowadzonej ogólnej analizie nośności jego wybranych elementów konstrukcyjnych, a także wykorzystaniu informacji zawartych w dostarczonej przez Zleceniodawcę dokumentacji dochodzi się do kilku stwierdzeń.

4.1. Oględziny pozwoliły zarejestrować wyraźnie zły stan techniczny podjazdu, głównie dotyczy to elementów, w których występują liczne uszkodzenia połączone z lokalnymi odspojeniami i odpadnięciami betonowej otuliny. Na powierzchniach elementów konstrukcyjnych widoczne są rozległe zawilgocenia oraz wysolenia.

4.2. Obecny zły stan techniczny budowli spowodowany jest przede wszystkim niszczącym oddziaływaniem wody na jego strukturę, zwłaszcza w okresach zimowych. Przyczyną są: brak izolacji przeciwwodnej, zniszczona nawierzchnia oraz złe odprowadzenie wód opadowych poza obszar obiektu.

4.3. Część stalowych prętów zbrojenia została wbudowana w konstrukcję bez respektowania obowiązujących przepisów zawartych w warunkach technicznych dotyczących wykonywania robót budowlanych.

4.4. Penetrujące obiekt wody opadowe spowodowały rozległą korozję głównie stalowych prętów zbrojenia konstrukcji

Cechy mechaniczne materiałów, tak betonu jak i stali, są zróżnicowane. W partiach nieuszkodzonych beton jest dobrej jakości. W miejscach dotkniętych korozją wytrzymałość betonu jest znacznie obniżona. Niedostateczna betonowa otulina stalowych prętów zdecydowanie pogłębiła procesy korozyjne i przyczyniła się do odspajania i odpadania otuliny.

4.5. Analiza statyczno – wytrzymałościowa zasadniczych wybranych elementów podjazdu (poz.3) wykazała, że część elementów konstrukcji ma niedostateczną

nośność do przenoszenia normowych obciążeń zmiennych przewidzianych dla podjazdów [1], [2].

4.6. Uszkodzone na skutek korozji elementy nie gwarantują bezpiecznego przeniesienia normowych obciążeń użytkowych - dotyczy to płyt zarówno kanałowych jak i typu Akerman.

Partie płyt, w których doszło do zupełnego odspojenia ich dolnej strefy łącznie z prętami stalowymi, są w stanie awaryjnym i koniecznie wymagają wzmocnienia lub częściowej wymiany.

4.7. Weryfikowany nieuszkodzony przekrój belki podłużnej wykazuje 20% niedobór nośności w stosunku do całkowitych istniejących obciążeń stałych i normowych użytkowych.

Nośność poszczególnych partii podjazdu może być bardzo zróżnicowana ze względu na aktualnie występujące uszkodzenia, głównie spowodowane procesami korozyjnymi.

4.8. Znaczne uszkodzenia, szczególnie widocznych na spodzie podjazdu bardzo redukują nośność jego elementów i jednocześnie budzą poważne obawy co do kondycji budowli i jej dalszego bezpiecznego użytkowania. Skłania to do pilnego przystąpienia do prac związanych z ratowaniem obiektu i wykonaniem robót remontowych.

4.9. Nie zaleca się ułożenia nowej nawierzchni podjazdu bez wykonania odpowiedniej izolacji przeciwwodnej, która zabezpieczy konstrukcję przed zamakaniem.

4.10. Zaleca się usunięcie obecnie leżących na podjeździe warstw nawierzchniowych (płyta betonowa i piasek). Zdjęcie istniejących warstw pozwoli na zastąpienie ich nowymi lżejszymi, co poprawi możliwości eksploatacyjne przedmiotowej konstrukcji.

4.11. Usunięcie istniejącej nawierzchni umożliwi wykonanie badań i ocenę stanu zbrojenia oraz betonu w górnych partiach elementów konstrukcji podjazdu.

4.12. Bezwzględnie należy usunąć (skuć), i usuwać na bieżąco w miarę pojawiania się nowych uszkodzeń, wszelkie odspajające się od elementów konstrukcji betonowe fragmenty , tak by nie zagrażały one ludziom i parkującym pod podjazdem samochodom.

4.13. Przed przystąpieniem do prac remontowych podjazdu należy sporządzić niezbędną dokumentację techniczną. Prace powierzyć specjalistycznej firmie

budowlanej mającej w swym dorobku realizacje związane z naprawami i wzmocnieniami szkieletowych konstrukcji żelbetowych. Wszelkie roboty należy wykonać pod stałym nadzorem inżynierskim.

4.14. Ogólne wytyczne do przeprowadzenia prac naprawczych podjazdu zawarte są we wnioskach przedstawionych w opracowaniu poz.0.4.2.

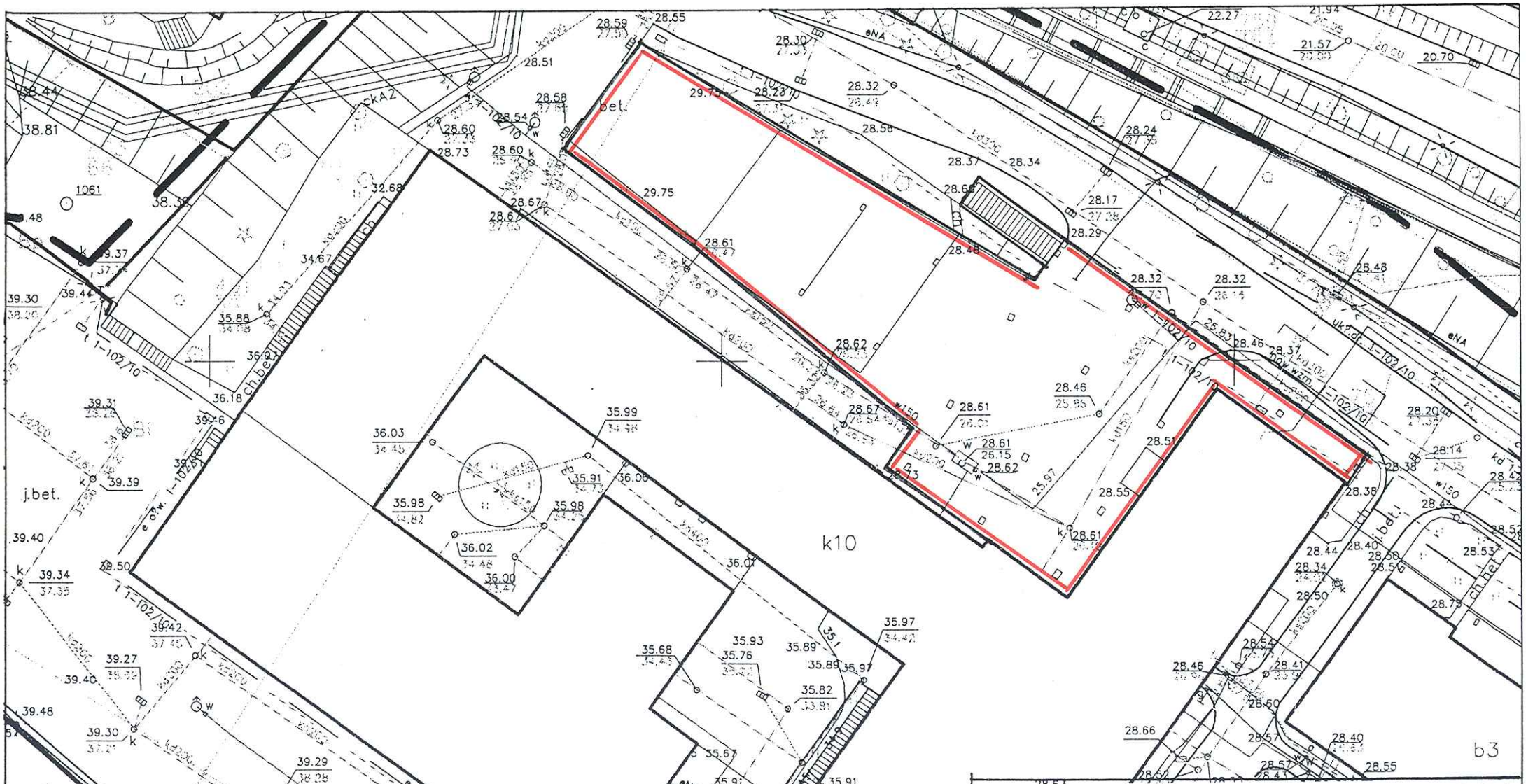
4.15. Do czasu wykonania prac naprawczych użytkowanie płyty podjazdu należy ograniczyć jedynie do samochodów osobowych.

4.16. Biorąc pod uwagę zarówno niedostateczną nośność poszczególnych elementów konstrukcji podjazdu, uszkodzonych płyt oraz belek podłużnych, a także brak izolacji przeciwwodnej konstrukcji – nie zaleca się ułożenia nowej nawierzchni bez wykonania wcześniej wskazanych robót naprawczych.

Opracował

dr inż. Antoni Kapuściński Antoni Kapuściński

Gdynia, wrzesień 2013 r.



MORSKI INSTYTUT RYBACKI - GDYNIA ul. HUGO KOŁŁĄTAJA 1

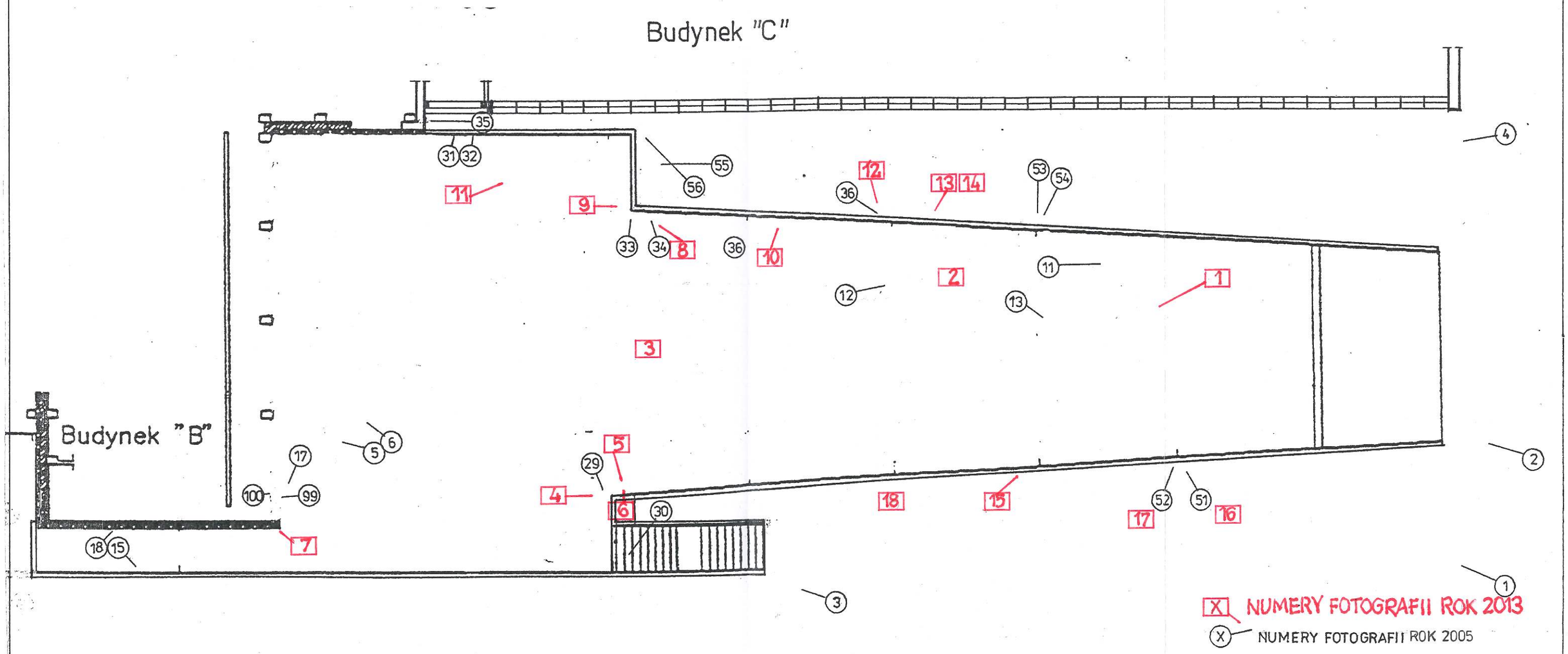
OPINIA TECHNICZNA – **PODJAZD** WRZESIEŃ 2013

PLAN SYTUACYJNO WYSOKOŚCIOWY 1:500

AUTORZY OPRACOWANIA:
DR INŻ. ANTONI KAPUŚCIŃSKI

MGR ARCH. EUGENIUSZ SKORUPA

1



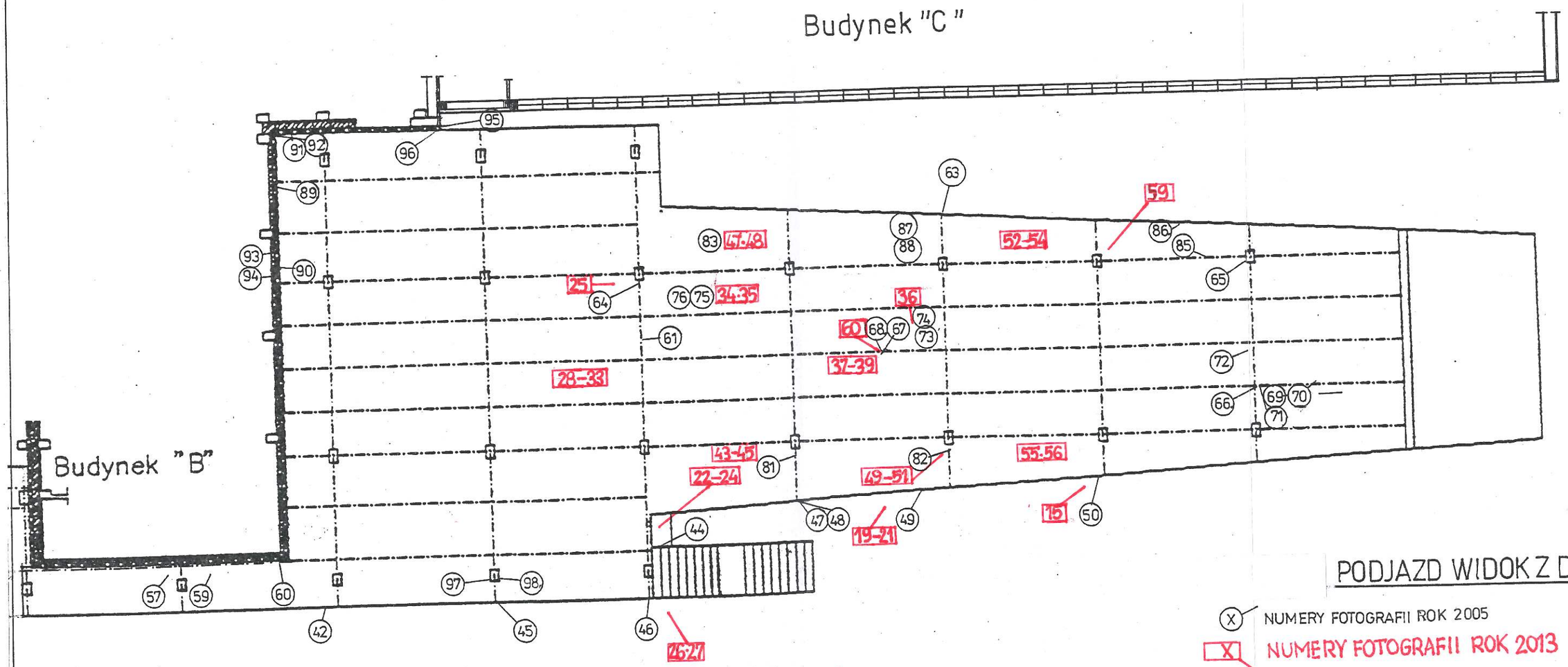
MORSKI INSTYTUT RYBACKI - GDYNIA ul. HUGO KOŁŁĄTAJA 1
OPINIA TECHNICZNA – **PODJAZD** RZESIEŃ 2013

WIDOK Z GORY PŁYTY PODJAZDU 1:250

AUTORZY OPRACOWANIA:
DR INŻ. ANTONI KAPUŚCINSKI

MGR ARCH. EUGENIUSZ SKORUPA

2

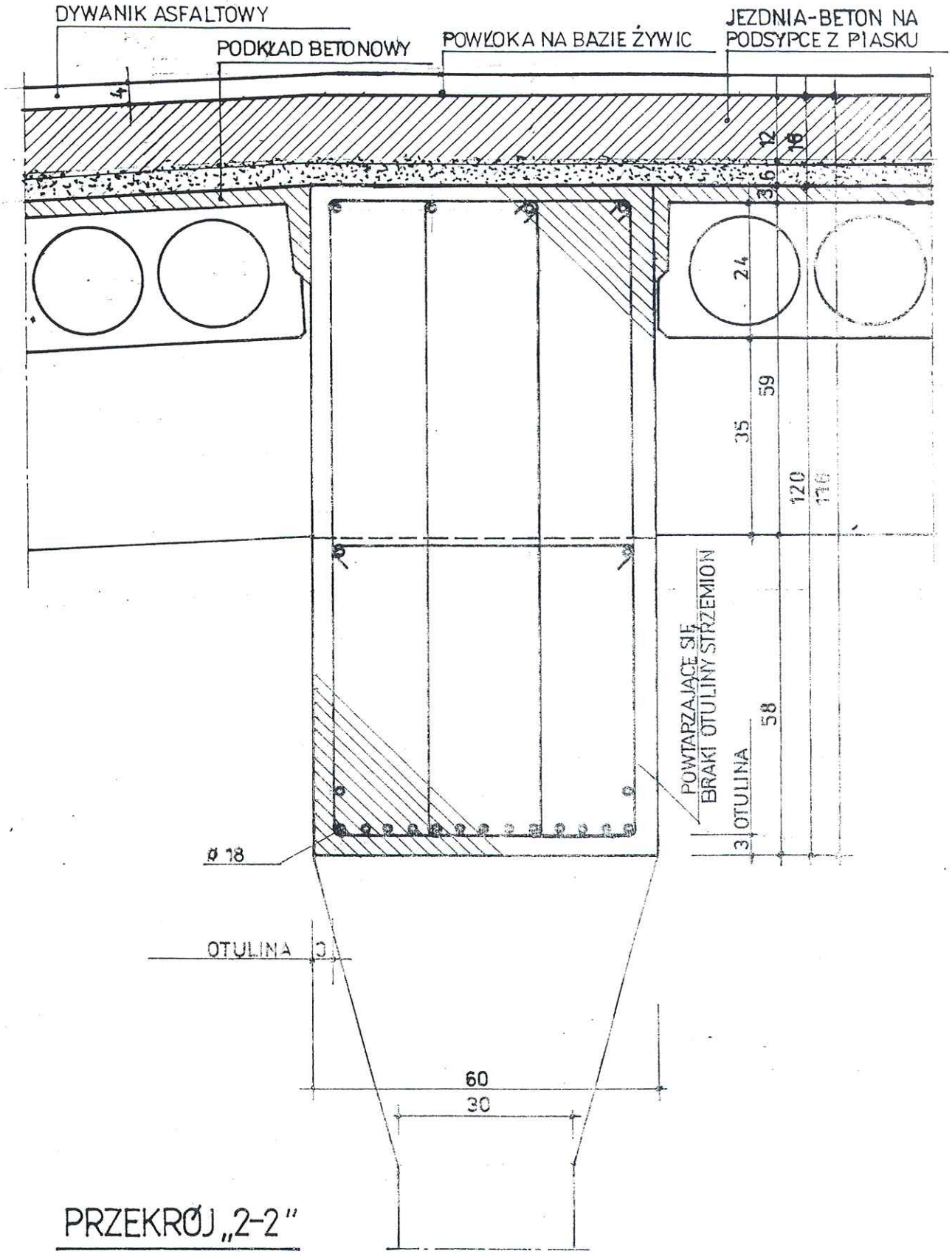


PODJAZD WIDOK Z DOŁU

(X) NUMERY FOTOGRAFII ROK 2005

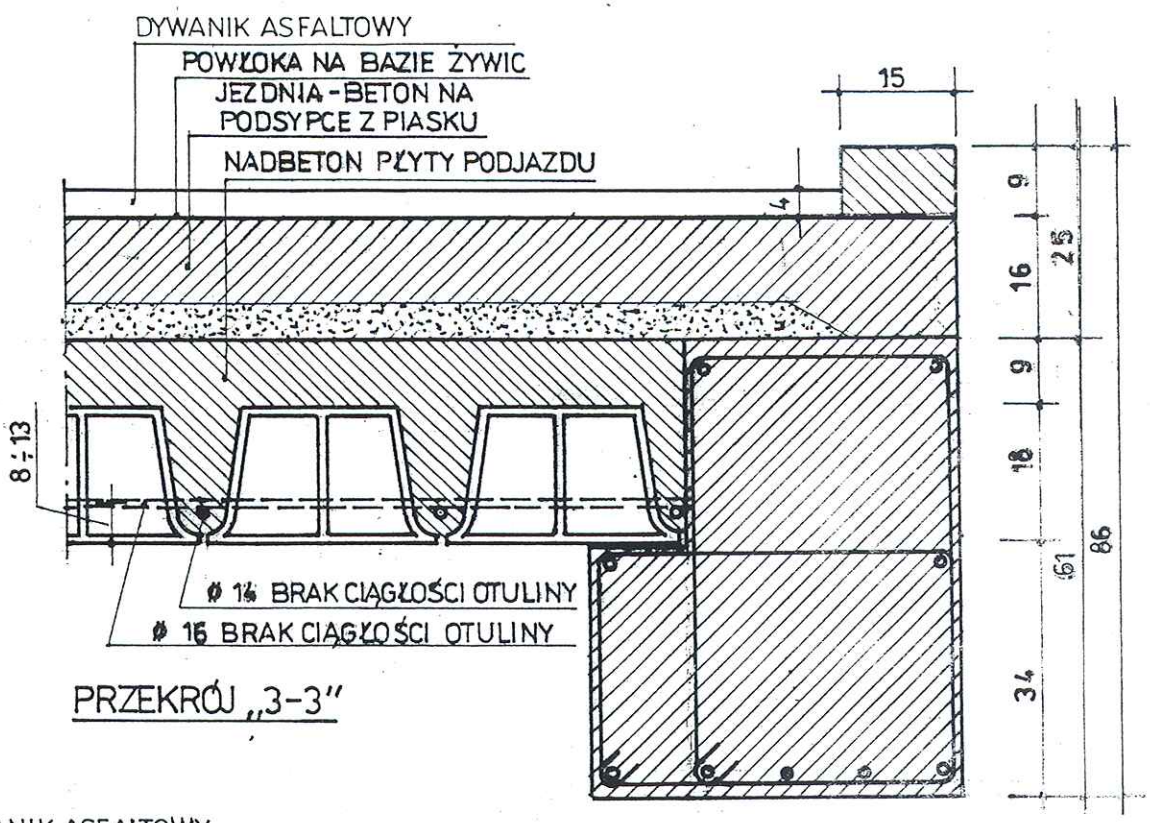
[X] NUMERY FOTOGRAFII ROK 2013

MORSKI INSTYTUT RYBACKI - GDYNIA ul. HUGO KOŁŁĄTAJA 1 OPINIA TECHNICZNA – **PODJAZD** WRZESIEŃ 2013	
WIDOK OD SPODU PŁYTY PODJAZDU	1:250
AUTORZY OPRACOWANIA: DR INŻ. ANTONI KAPUŚCINSKI MGR ARCH. EUGENIUSZ SKORUPA	3

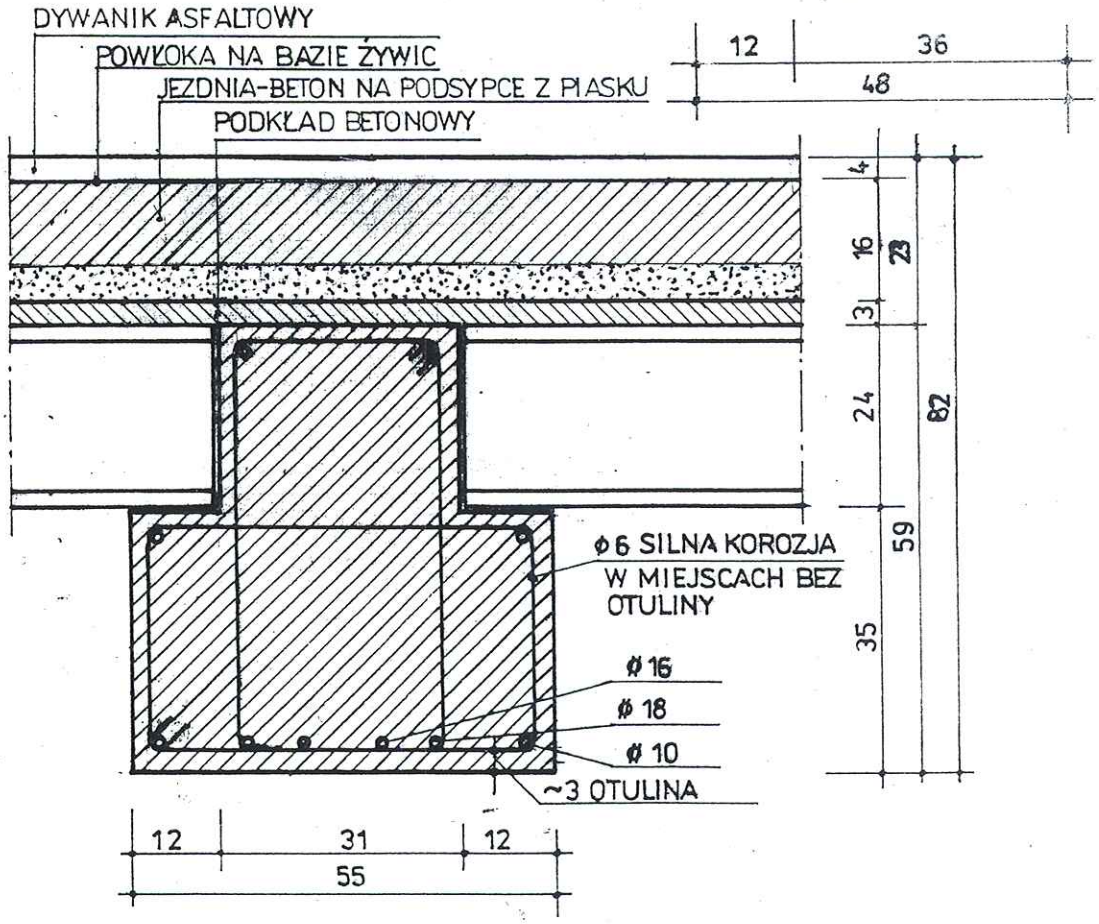


PRZEKRÓJ „2-2"

MORSKI INSTYTUT RYBACKI - GDYNIA ul. HUGO KOŁŁĄTAJA 1 OPINIA TECHNICZNA – **PODJAZD** WRZESIEŃ 2013	
PRZEKROJE KONSTRUKCJI	1:10
AUTORZY OPRACOWANIA: DR INŻ. ANTONI KAPUŚCINSKI MGR ARCH. EUGENIUSZ SKORUPA	4



PRZEKRÓJ „3-3"



PRZEKRÓJ „4-4"

MORSKI INSTYTUT RYBACKI - GDYNIA ul. HUGO KOŁŁĄTAJA 1 OPINIA TECHNICZNA – **PODJAZD** WRZESIEŃ 2013	
PRZEKROJE KONSTRUKCJI	1:10
AUTORZY OPRACOWANIA: DR INŻ. ANTONI KAPUŚCIŃSKI MGR ARCH. EUGENIUSZ SKORUPA	5

DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA
DO ORZECZENIA DOTYCZĄCEGO STANU TECHNICZNEGO KONSTRUKCJI PODJAZDU DO BUDYNKU MIR - PIB W GDYNI

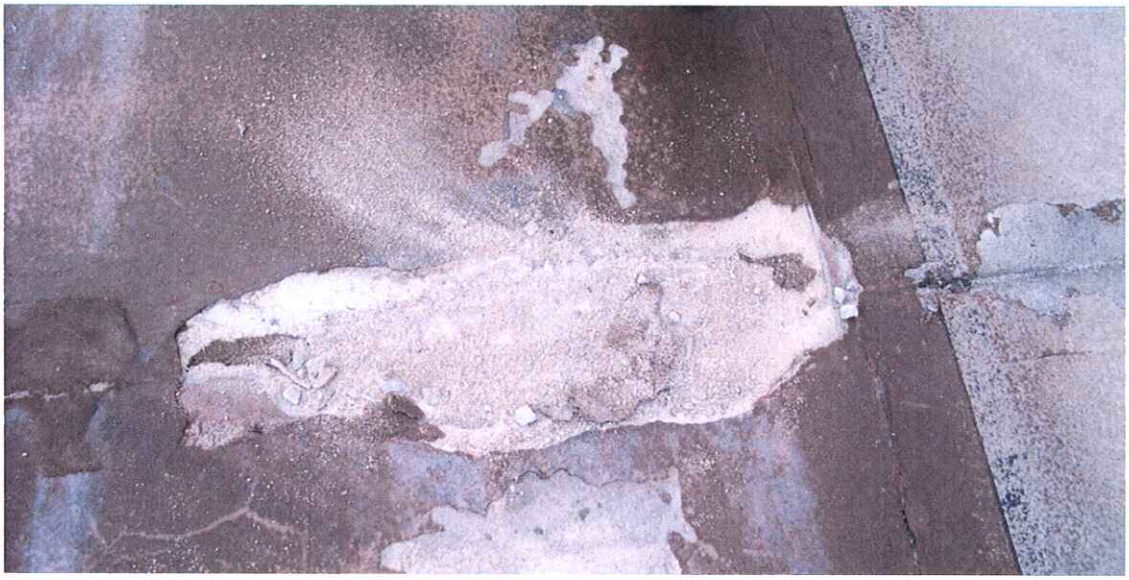
Fotografie przedstawiają stan elementów obiektu z sierpnia i września 2013r.

Zleceniodawca: Morski Instytut Rybacki – Państwowy Instytut Badawczy
Gdynia ul. Hugo Kołłątaja 1

Autor opracowania: dr inż. Antoni Kapuściński
Rzeczoznawca Budowlany 86/99/R
ul. Warszawska 5/5, 81- 314 Gdynia

Gdańsk, wrzesień 2013 r.

Thumbs.db Thumbs.db



Fot. 1 - 3. Podjazd do budynku MIR. Widoczny zły stan nawierzchni.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 4 - 6. Podjazd do budynku MIR. Zniszczone krawężniki w sąsiedztwie schodów.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 7. Nawierzchnia podjazdu przylegająca do ściany budynku „B". Widoczny zły stan nawierzchni oraz lica ściany i cokołu.

Fot. 8,9. Uszkodzony słupek balustrady. Betonowa otulina uległa odspojeniu stal powierzchniowo skorodowana.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 10,11. Uszkodzone poziome elementy balustrady. U dołu belki odpadła betonowa otulina stalowych prętów, stal powierzchniowo skorodowana.

Fot. 12. Uszkodzony słupek balustrady oraz krawężnik, strona południowa. Betonowa otulina uległa odspojeniu, pręt stalowy powierzchniowo skorodowany.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 13. Detal z fot.12. Pod krawężnikiem warstwa mokrego piasku.

Fot. 14. Słupek balustrady z fot 12. Odspojona betonowa otulina prętów wspornika i belki podłużnej.

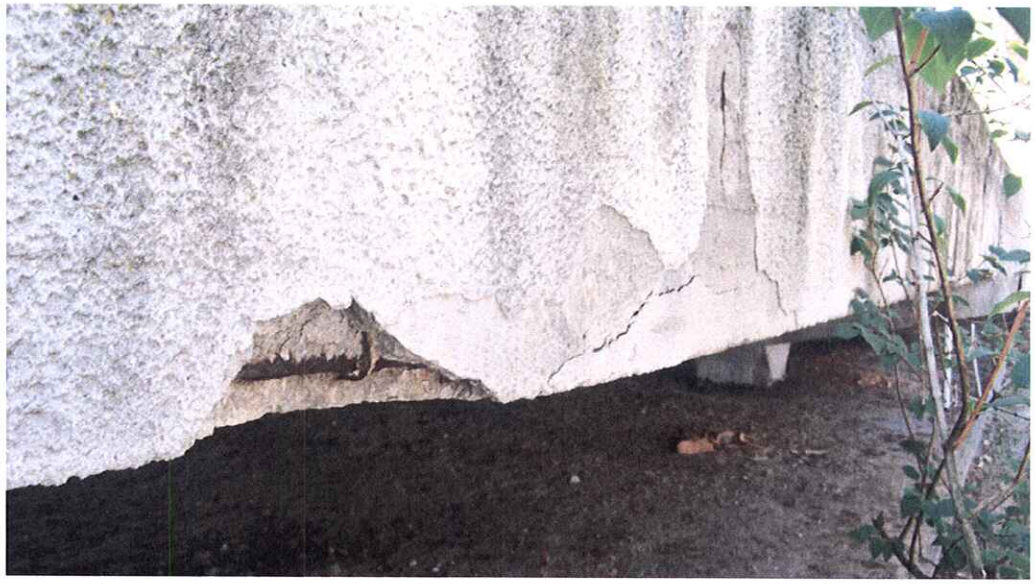
Fot. 15. Uszkodzona krawędź skrajnej belki podłużnej, strona północna. Odsłonięta stal powierzchniowo skorodowana.

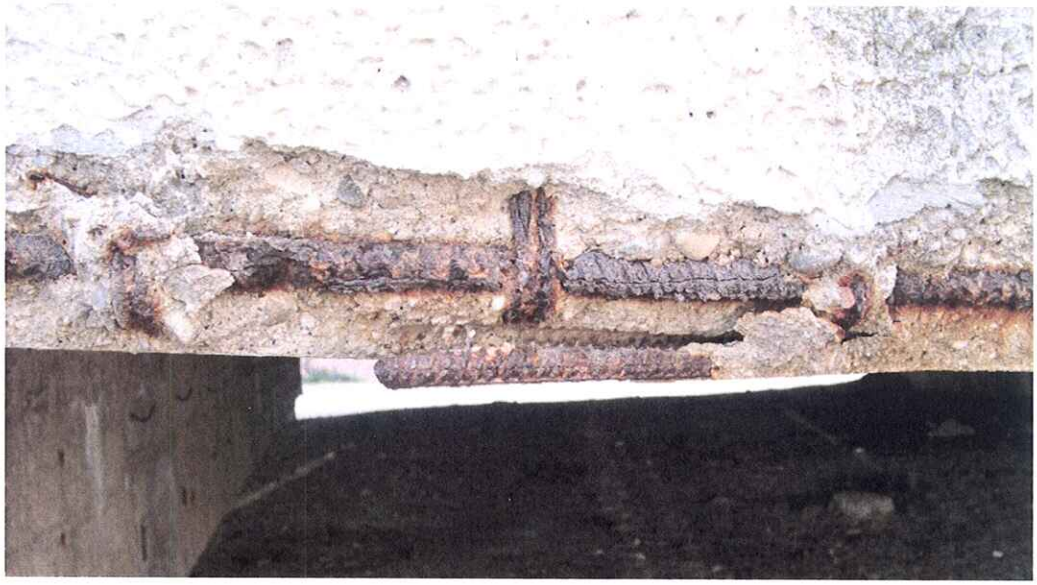
Thumbs.db Thumbs.db

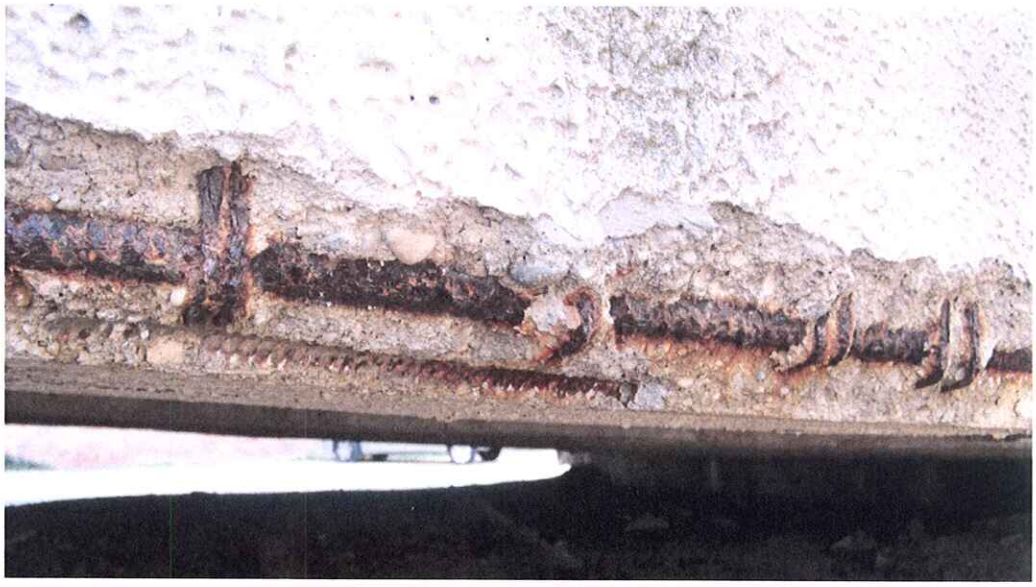
Fot. 16,17. Uszkodzenia po stronie północnej podjazdu.

Fot. 18. Uszkodzony koniec wspornika pod słupkiem balustrady. Odpadła betonowa otulina, stal powierzchniowo skorodowana.

Thumbs.db Thumbs.db





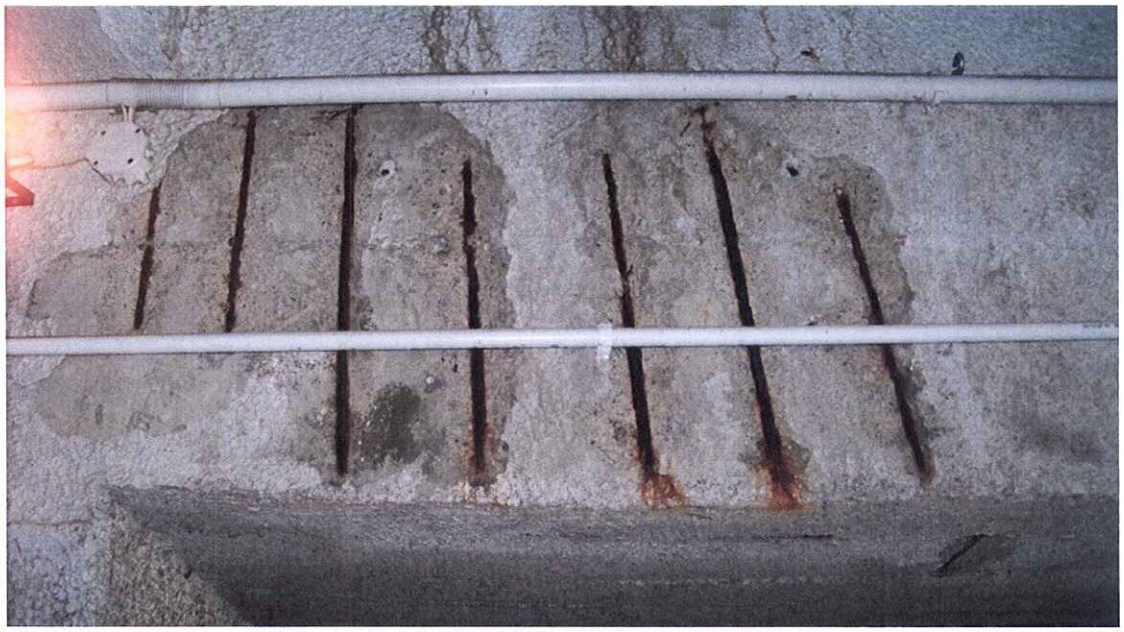


Fot. 19 - 21. Belka podłużna po stronie północnej. Betonowa otulina uległa odspojeniu, stal silnie skorodowana.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 22 - 24. Podciąg ramy głównej. Pod odspojoną otuliną stal silnie skorodowana.

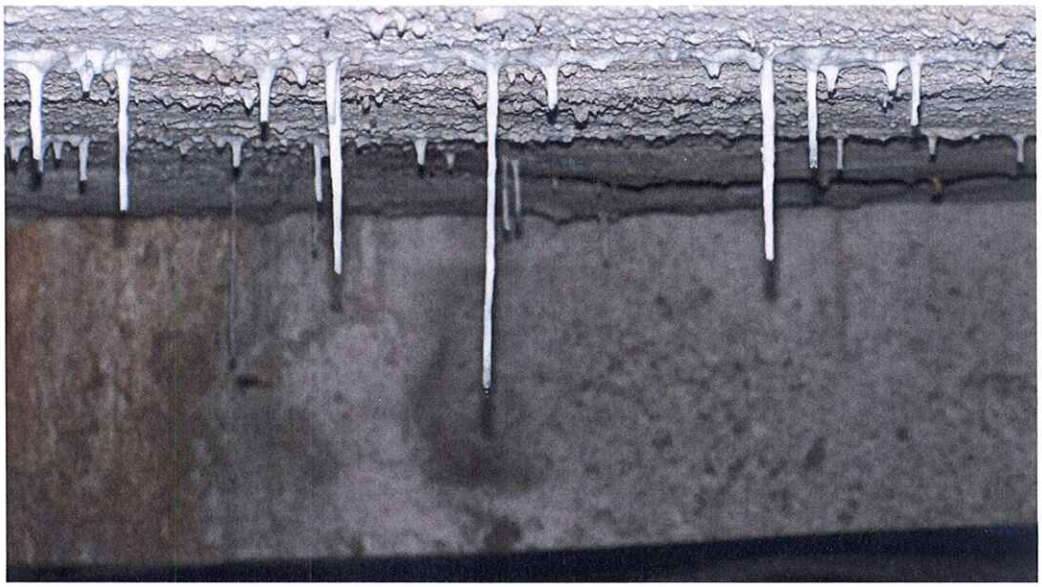
Thumbs.db Thumbs.db



Fot. 25. Podciąg ramy głównej, odpadła otulina strzemion, stal skorodowana.

Fot. 26,27. Północny słup ramy, odpadła otulina pręta głównego, stal silnie skorodowana.

Thumbs.db Thumbs.db



Fot. 28 - 30. Spód płyt kanałowych, liczne ślady zacieków i nacieków solnych – stalaktyty (węglan wapnia).

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 31 - 33. Uszkodzone płyty kanałowe: spękania, odspojenia betonowej otuliny, korozja prętów stalowych, liczne ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 34 - 36. Rozległe uszkodzenia płyt kanałowych: pęknięcia, odspojenia betonowej otuliny, korozja prętów stalowych (pręty rozdzielcze – lokalnie 100%), liczne ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 37 - 39. Rozległe uszkodzenia płyt kanałowych: pęknięcia, odspojenia betonowej otuliny, korozja prętów stalowych, liczne ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 40 - 42. Uszkodzenia płyt kanałowych oraz belek: pęknięcia, odspojenia betonowej otuliny, korozja prętów stalowych, liczne ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 43 - 45. Uszkodzenia płyty Akermana: pustaki w 100%, brak betonowej otuliny, znaczna korozja prętów stalowych, rozległe ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 46 - 48. Uszkodzenia płyty Akermana: część pustaków zniszczona w 100%, brak betonowej otuliny, znaczna korozja prętów stalowych, rozległe ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

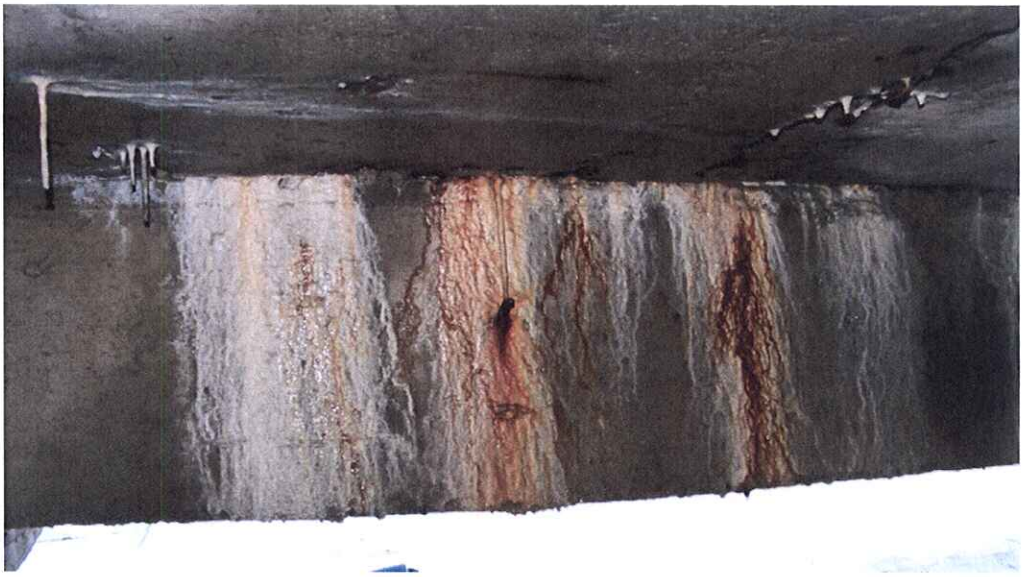
Fot. 49 - 51. Uszkodzenia płyty Akermana: pustaki w 100%, brak betonowej otuliny, znaczna korozja prętów stalowych (strzemiona w 80%), rozległe ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 52 - 54. Strona południowa, uszkodzenia płyty Akermana: rozległe ślady zacieków i nacieków solnych.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 55,56. Strona północna, uszkodzenia płyty Akermana i belek podłużnych: brak dostatecznej otuliny betonu, korozja stali, rozległe ślady zacieków i nacieków solnych.

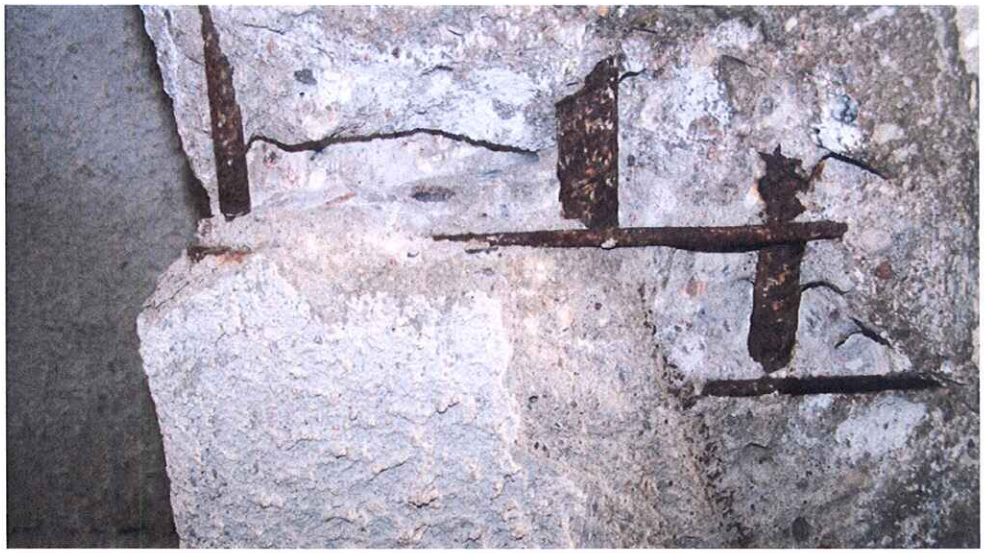


Fot. 57. Belka podłużna, rozległe ślady zacieków i nacieków solnych, korozja stali.

Thumbs.db Thumbs.db

Fot. 58. Belka podłużna, rozległe ślady zacieków i nacieków solnych, brak otuliny prętów narożnych korozja stali.

Fot. 59. Podciąg, rozległe ślady zacieków i nacieków solnych, korozja stali we wsporniku oraz głowicy słupa.



Fot. 60. Odkrywka stali w belce podłużnej, ślady nacieków solnych, korozja powierzchniowa.

Thumbs.db Thumbs.db