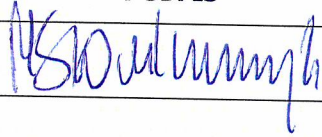


ZLECENIODAWCA:	GMINA SOSNOWIEC Z SIEDZIBĄ W SOSNOWCU, AL. ZWYCIĘSTWA 20		
JEDNOSTKA OPRACOWUJĄCA:	WWW.EKSPERTYZYMOSTOWE.PL DR INŻ. MATEUSZ STAŃCZYK		
NAZWA OPRACOWANIA:	WYKONANIE EKSPERTYZ DLA 2 OBIEKTÓW MOSTOWYCH POZOSTAJĄCYCH W ZARZĄDZIE PREZYDENTA MIASTA SOSNOWCA		
BRANŻA:	MOSTOWA		
			
OBIEKT:	MOST DROGOWY W CIĄGU UL. KWK KAZIMIERZ JULIUSZ NAD CIEKIEM WODNYM RÓW MORTIMEROWSKI, NR OBIEKTU 38/30004388		
IMIĘ I NAZWISKO	FUNKCJA I SPECJALNOŚĆ	NR UPRAWNIEŃ	PODPIS
DR INŻ. MATEUSZ STAŃCZYK	PROJEKTANT SPEC. MOSTOWA	SWK/0068/OWOM/13 SWK/0194/PBM/19	
MGR INŻ. ANDRZEJ GAŁAT	PROJEKTANT SPEC. KONSTRUKCYJNO- BUDOWLANA	SWK/0070/PBM/18	
ZAKRES CZYNNOŚCI			
DR INŻ. MATEUSZ STAŃCZYK		INWENTARYZACJA, DOKUMENTACJA, OBLICZENIA, BADANIA	
MGR INŻ. ANDRZEJ GAŁAT		WYDANIE ZALECEŃ, OKREŚLENIE STRATEGII DALSZEGO POSTĘPOWANIA	
NINIEJSZE OPRACOWANIE ZOSTAŁO SPORZĄDZONE ZGODNIE Z UMOWĄ, OBOWIĄZUJĄCYMI PRZEPISAMI ORAZ ZASADAMI WIEDZY TECHNICZNEJ I JEST KOMPLETNE Z PUNKTU WIDZENIA CELU, JAKIEMU MA SŁUżyć SOSNOWIEC – RADLIN – GRUSZKA, LIPIEC – SIERPIEŃ 2020			

Spis zawartości

PIŚMIENICTWO	3
1. WSTĘP	4
1.1. Podstawa opracowania	4
1.2. Przedmiot opracowania	4
1.3. Cel i zakres opracowania	4
2. INWENTARYZACJA GEOMETRYCZNA I OPIS OBIEKTU	4
2.1. Inwentaryzacja geometryczna	4
2.2. Opis obiektu	4
3. PRZEGLĄD MOSTU	5
4. BADANIA DIAGNOSTYCZNE	7
4.1. Zakres badań	7
4.2. Badania rozmieszczenia zbrojenia	7
4.3. Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie	7
4.4. Badanie głębokości karbonatyzacji	8
4.5. Badanie chemiczne	8
5. ANALIZA NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU	10
5.1. Zakres analizy	10
5.2. Założenia materiałowe	10
5.3. Obciążenie	10
5.3.1. Obciążenie ciężarem własnym	10
5.3.2. Obciążenia użytkowe	10
5.4. Metodologia obliczeń	11
5.5. Wyniki analizy nośności	11
6. WNIOSKI I WARUNKI DALSZEGO UŻYTKOWANIA	11

Załączniki:

- Z-1. Dokumentacja rysunkowa
- Z-2. Dokumentacja fotograficzna
- Z-3. Badanie sklerometryczne wytrzymałości betonu na ściskanie
- Z-4. Badania chemiczne betonu przęsła na obecność chlorków, siarczanów i azotanów
- Z-5. Wybrane elementy analizy nośności obiektu – stan istniejący
- Z-6. Kopie uprawnień budowlanych i zaświadczeń o przynależności do Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa

PIŚMIENICTWO

- [1]. Zasada stosowania skali ocen punktowych stanu technicznego i przydatności do użytkowania drogowych obiektów inżynierskich. Załącznik do zarządzenia nr 64 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 13.11.2008 r.
- [2]. Raport z przeglądu podstawowego obiektu mostowego nr 38/30004388 w ciągu ul. KWK Kazimierz Juliusz w Sosnowcu z dnia 09.10.2019 r.
- [3]. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. 2000 nr 63 poz. 735 z późn. zm.).
- [4]. Instrukcja nr 210. Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji, ITB - Warszawa, 1977
- [5]. „Badanie właściwości betonu i żelbetu w warunkach laboratoryjnych” – Krystyna Nagrodzka-Godycka, Arkady 1999.
- [6]. Zalecenia dotyczące oceny jakości betonu „In-situ” w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych. IBDiM – Wrocław – Żmigród, 1998
- [7]. PN-EN 206+A1 Beton, Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [8]. „Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz” – Lech Czarnecki, Stowarzyszenie Producentów Cementu 2007
- [9]. PN-EN 14629:2008. Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych . Metody badań. Oznaczenie zawartości chlorków w betonie.
- [10]. Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia
- [11]. PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie
- [12]. Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. Załącznik do Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1.06.2004r.
- [13]. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane (Dz. U. 1994 Nr 89 poz. 414)

1. WSTĘP

1.1. Podstawa opracowania

Podstawą formalną opracowania jest umowa nr WDR.272.2.2.2020 zawarta w dniu 07.07.2020 r. pomiędzy Gminą Sosnowiec z siedzibą w Sosnowcu przy al. Zwycięstwa 20, a Mateuszem Stańczyk prowadzącym działalność gospodarczą pod nazwą „Ekspertyzymostowe.pl dr inż. Mateusz Stańczyk” Radlin 188K, 26-008 Górno.

1.2. Przedmiot opracowania

Przedmiotem opracowania jest ekspertyza techniczna mostu drogowego w ciągu ul. KWK Kazimierz Juliusz nad ciekiem wodnym Rów Mortimerowski, nr obiektu 38/30004388.

1.3. Cel i zakres opracowania

Celem opracowania jest określenie stanu technicznego mostu wraz z wyznaczeniem nośności użytkowej.

Opracowanie swoim zakresem obejmuje:

- inwentaryzacja mostu,
- inwentaryzację uszkodzeń mostu oraz ocenę stanu technicznego wraz z dokumentacją fotograficzną najpoważniejszych uszkodzeń,
- badania wytrzymałościowe betonu, badania chemiczne i badania postępu karbonatyzacji w betonie
- obliczenia statyczno-wytrzymałościowe uwzględniające obecny stan techniczny mostu i określenie aktualnej nośności użytkowej,
- określenie wniosków i warunków dalszego użytkowania z wykazaniem niezbędnych do wykonania robót naprawczych, mających na celu doprowadzenie obiektu do stanu zgodnego z obowiązującymi przepisami technicznymi.

2. INWENTARYZACJA GEOMETRYCZNA I OPIS OBIEKTU

2.1. Inwentaryzacja geometryczna

Wymiary geometryczne obiektu przyjęto na podstawie inwentaryzacji w terenie. Inwentaryzację wykonano za pomocą dalmierza laserowego z możliwością odczytu do 0,1 mm, przymiaru wstęgowego o działce elementarnej 1 mm, suwmiarki z możliwością odczytu 0,01 mm oraz niwelatora optycznego i łąty niwelacyjnej z możliwością odczytu do 1 mm. Wyniki inwentaryzacji w postaci rysunku inwentaryzacyjnego przekroju zamieszczono w Załączniku Z-1 na rysunku 1.

2.2. Opis obiektu

Parametry techniczne i użytkowe mostu:

- | | |
|-----------------------------------|--------|
| – ilość przęseł: | 1 |
| – długość mostu: | 6,18 m |
| – rozpiętość teoretyczna przęsła: | 5,00 m |
| – kąt skosu z przeszkodą: | ~90° |

- | | |
|------------------------|--------|
| - szerokość całkowita: | 6,97 m |
| - szerokość jezdni: | 5,80 m |
| - szerokość kapy: | 1,08 m |

Ustrój nośny mostu wykonany jest jako płytowy, swobodnie podparty na podporach. Konstrukcję przęsła stanowi płyta o wysokości ~40 cm. Konstrukcję przęsła oparto na przyczółkach, jako przekładek użyto papy. Podpory stanowią kamienne masywne przyczółki ze skrzydłami usytuowanymi pod kątem ~45° do osi mostu. Przyczółki nie posiadają ścianki zapleczonej bezpośrednio za przęsłem oraz nie posiadają płyty przejściowej. Nawierzchnię jezdni stanowi ~10 cm warstwa asfaltobetonu grubości ~10cm ułożona na warstwie gruntowej lub na uprzednio ułożonych warstwach bitumicznych o grubości ~19cm, a te na izolacji z papy lub mastyksu grubości ~1cm. Kapy wykonane są jako betonowe o szerokości ~20cm i grubości ~20cm. Z jednej strony kapa pokryta nawierzchnią bitumiczną, z drugiej naziomem. Krawężniki wykonano jako betonowe. Do obiektu dobudowano kładkę stanowiącą ciąg pieszy dla ciągu jezdniowego obiektu mostowego. Koryto rzeki pod mostem nie umocnione.

3. PRZEGLĄD MOSTU

3.1 Zakres i sposób prowadzenia przeglądu

Zakres przeglądu mostu obejmował czynności mające na celu zinventaryzowanie przekroju oraz ocenę występujących uszkodzeń podpór, konstrukcji ustroju nośnego i elementów wyposażenia obiektu. Przegląd przeprowadzono zgodnie z zasadami [1]. Główne uszkodzenia mostu w załączniku Z-2 – w dokumentacji fotograficznej.

3.2 Podpory

Główne uszkodzenia podpór wynikają z zacieków wody opadowej, która filtruje przez nieszczelną izolację za przęsłem i zalewa górne powierzchnie korpusu przyczółków. W miejscach występowania cyklicznych zacieków można zauważyć osady, roślinność, ubytek fugi oraz zanieczyszczenia. Na obu przyczółkach są spękania pomiędzy korpusami a skrzydełkami. Przedmiotowe uszkodzenia mogą być spowodowane naciskiem naziomu za przyczółkami oraz różnicą w osiadaniach pomiędzy obciążonym pionowo korpusem, a skrzydełkami.

3.3 Konstrukcje ustroju nośnego

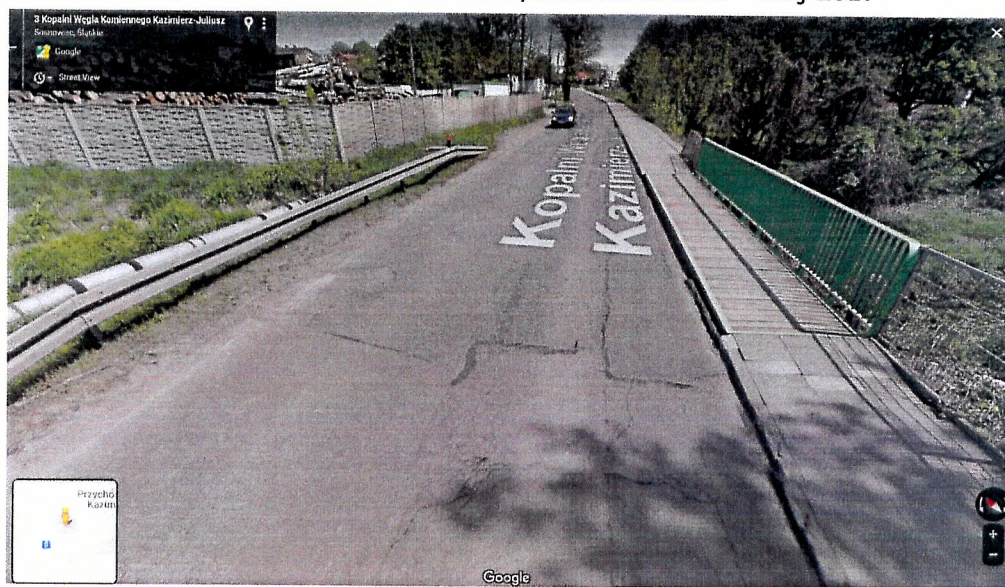
Obecny wygląd konstrukcji przęsła jest efektem długoletnich destrukcyjnych oddziaływań wody opadowej przenikającej z nawierzchni mostu przez nieszczelną izolację na konstrukcję przęsła. Zacieki i zawilgocenia głównie występują praktycznie na całej powierzchni spodu przęsła. Z poważniejszych uszkodzeń występują tu ubytki otuliny w szczególności od strony wody dolnej oraz w fazie zaawansowanej korozji zbrojenia. Innymi narzucającymi się uszkodzeniami są rysy wzdłużne wypełnione wyługowaniami oraz spękania w strefie przypodporowej płyty – od strony wody górnej.

Zmierzona otulina zbrojenia głównego wynosi około 20 mm.

3.4 Elementy wyposażenia obiektu

Nawierzchnia obiektu odnowiona, nie wykazuje uszkodzeń. Niemniej jednak na zdjęciach „Google Maps” widoczne rozległe naprawy zarysowania i spękania – stan nawierzchni odzwierciedla stan konstrukcji przęsła.

Rysunek 1. Widok na obiekt przed remontem – maj 2017



Krawężniki obłupane, uszkodzone. Bariera wbita w naziom gruntowy, nosi oznaki korozji. Od strony wody górnej brak zabezpieczeń na moście. Funkcję chodnika wraz z krawężnikiem pełni kładka dla pieszych. Jest ona nie przystosowana do ruchu kołowego, także ewentualny najazd wiąże się z wysokim niebezpieczeństwem.

3.5 Wnioski z przeglądu

Ogólny stan konstrukcji mostu należy uznać jako stan **niedostateczny**. Główną i bezpośrednią przyczyną takiego stanu jest nieszczelność izolacji płyty przęsła i efekty wtórne z tym związane. Wnioskując po uszkodzeniach nieszczelności te głównie występują od strony wody dolnej. Następnym miejscem występowania przecieków jest część podporowa przęsła. W miejscu tym brakuje ścianki zapleczonej tuż za przęsłem oraz płyty przejściowej. Krytyczne dla konstrukcji i obiektu jest korozja zbrojenia płyty od strony wody dolnej. Poniżej przedstawiono ocenę poszczególnych elementów wraz z kodami uszkodzeń.

Tablica 1 Ocena punktowa wraz z kodami uszkodzeń

STAN TECHNICZNY OBIEKTU									
Lp.	Element	Kod rodzaju uszkodzenia							
1	Nasypy i skarpy	UK	LK						3
2	Dojazdy w obrębie skrzydeł								5
3	Nawierzchnia jezdni	RA							4
4	Nawierzchnia chodników, krawężniki	UB	DB	WB	NB				2
5	Balustrady, bariery ochronne, osłony								4
6	Belki podporęczowe, gzymsy	WB	KB	UB	KZ				3

7	Urządzenia odwadniające									-
8	Izolacja pomostu	CA								0
9	Konstrukcja pomostu									-
10	Konstrukcja dźwigarów głównych	UB	KB	RB	OB	CB	KZ			2
11	Łożyska									3
12	Urządzenia dylatacyjne									-
13	Przyczółki	LK	UK	OK	KK					2
14	Filary									-
15	Koryto rzeki, przestrzeń podmostowa	NT	PT							3
16	Przeguby									-
17	Konstrukcje oporowe, skrzydełka									-
18	Urządzenia ochrony środowiska									-
19	Zakotwienia cięgien									-
20	Cięgna									-
21	Urządzenia obce	NS	KS	AS	PT					2
Stan pogody:		Ocena średnia obiektu:								2,75
Temperatura:		OCENA CAŁEGO OBIEKTU:								2,0

4. BADANIA DIAGNOSTYCZNE

4.1. Zakres badań

Na potrzeby ekspertyzy przeprowadzono badania rozmieszczenia zbrojenia w przęśle, pomiar wytrzymałości betonu metodą sklerometryczną, pomiar karbonatyzacji betonu, a także pobrano próbki betonu i wykonano pomiar zawartości chlorków, siarczanów i azotanów w betonie.

4.2. Badania rozmieszczenia zbrojenia

Na podstawie dokonanych odkuwek oraz skanowania urządzeniem Profometer firmy Proceq oznaczono jedną warstwę zbrojenia oraz otulinę grubości ok. 20mm. W miejscach nie skorodowanych oznaczono średnicę zbrojenia na Ø20-22mm, natomiast w miejscach skorodowanych ok. Ø14mm. Rozstaw prętów podłużnych to ok. 8cm.

4.3. Badanie wytrzymałości betonu na ściskanie

Sklerometrycznie zbadano beton przęsła mostu. Badania wykonano przy użyciu młotka Schmidta typu N. Badania wykonano zgodnie z Instrukcją ITB nr 210 [4]. Pomiary wykonano w 12 punktach po conajmniej 5 odbić w każdym punkcie.

Skalowanie zależności R do L zostało wykonane na arkuszu kalkulacyjnym przy przyjęciu hipotetycznej krzywej skalowania wg [5,],

$$R = 0,0409 L^2 - 0,914 L + 7,36$$

gdzie:

R - wytrzymałość betonu na ściskanie (MPa),

L - liczba odbicia młotka Schmidta.

Przy opracowaniu wyników, przyjęto współczynnik poprawkowy ze względu na wiek betonu 0,60 ponieważ założono wiek betonu konstrukcji powyżej 1000 dni.

Obliczenia wytrzymałości betonu na ściskanie podano w Załączniku 3. Zestawienie wyników badań sklerometrycznych zamieszczono w tablicy 2.

Tablica 2 Wyniki badań sklerometrycznych betonu

Lp.	Element konstrukcji	Wytrzymałość doraźna f_{cm} (L) [MPa]	Odchylenie standardowe S_{fc} (L) [MPa]	Współczynnik zmienności V_{fc} (L) [%]	Wytrzymałość charakterystyczna f_{ck} (L) [MPa]	Ocena jednorodności betonu	Klasa betonu
1	Przęsło	33,10	5,26	15,9	24,47	średnia	C20/25

Wytrzymałość charakterystyczna betonu w przęśle wynosi 24,47 MPa, zatem można przyjąć, że beton przęśla odpowiada klasie wytrzymałości C25/30 wg normy [6]. Pod względem jednorodności ocena ogólna średnia.

4.4. Badanie głębokości karbonatyzacji

Badania wykonano określając zasięg karbonatyzacji za pomocą testera „Rainbow-Test”, produkcji duńskiej firmy Germann Instruments. Metoda polega na określeniu przebiegu zmian wartości pH w przekroju badanego elementu na podstawie oceny rozkładu barw. Odczyn pH równy 11 (zabarwienie betonu na fioletowo), uznawany jest za wartość graniczną, poniżej której obniża się naturalna zdolność betonu do pasywacji zbrojenia. Przejście barwy z koloru fioletowego na zielony (pH 9) sygnalizuje spadek pH poniżej wartości uznawanej za graniczną i wskazuje na potencjalne zagrożenie korozyjne zbrojenia. Metoda została opisana w zaleceniach [6].

Badania przeprowadzano w otworach $\varnothing 18$ mm, z których pobierano mączkę betonową do badań chemicznych. Badania były realizowane niezwłocznie po wykonaniu odwiertów.

Wyniki badania głębokości karbonatyzacji betonu przęśla zestawiono w tablicy 3.

Tablica 3. Głębokość karbonatyzacji betonu przęśla

Lp.	Element konstrukcji	Nr punktu	Odczyn pH				
			13	11	9	7	5
			Głębokość [mm]				
1	Przęsło	1	> 0	-	-	-	-
2		2	> 3	≤ 3	-	-	-
3		3	> 0	-	-	-	-

Wyniki wskazują, że betonowa otulina zbrojenia ma na właściwym poziomie odczyn pH, jedynie w otworze nr 2 przypowierzchniowa warstwa betonu do grubości 3 mm wykazuje ślady pH 9.

4.5. Badanie chemiczne

Badania chemiczne betonu przęsła polegały na pomiarze obecności i stężenia chlorków, siarczanów i azotanów. Materiał do badań, w postaci mączki betonowej, pobrano z otworów Ø18 mm na trzech głębokościach: 5-20 mm, 20-35 mm i 35-50 mm. Próbkę proszku pobrano z trzech punktów zlokalizowanych na przęśle. Badania wykonano w laboratorium Instytutu Chemii na Uniwersytecie Jana Kochanowskiego w Kielcach. Sprawozdanie z badań zawiera załącznik Z-5.

Tablica 4 Procentowa zawartość chlorków, siarczanów i azotanów w betonie

Lp.	Oznaczenie próbki	Oznaczenie elementu	Głębokość pobrania [mm]	Zawartość			
				chlorków		azotanów	siarczanów
				Stężenie wagowe w % w stosunku do masy			
				betonu	cementu	betonu	betonu
1	O1/A	Przęsło	5-20	0,008	0,055	0,0011	0,0022
2	O1/B		20-35	0,003	0,021	0,0003	0,0021
3	O1/C		35-50	0,002	0,014	0,0003	0,0014
4	O2/A		5-20	0,009	0,062	0,0014	0,0023
5	O2/B		20-35	0,004	0,027	0,0004	0,0022
6	O2/C		35-50	0,002	0,014	0,0003	0,0016
7	O3/A		5-20	0,0076	0,052	0,0011	0,0022
8	O3/B		20-35	0,0036	0,025	0,0003	0,0020
9	O3/C		35-50	0,002	0,014	0,0003	0,0013

Badanie zawartości chlorków, polega na oznaczeniu procentowej ilości chlorków w stosunku do masy betonu oraz w stosunku do masy cementu. Określono procentową zawartość chlorków w stosunku do masy betonu, a następnie, wyliczono procentową zawartość chlorków w stosunku do masy cementu, przyjmując zgodnie z zaleceniami normy [8] masę cementu równą 350 kg w 1 m³ betonu.

Dla oceny właściwości ochronnych betonowej otuliny zbrojenia na podstawie pomiaru zawartości chlorków, jako kryterium, zgodnie z rozporządzeniem [4], przyjęto dla betonu zbrojonego skarbonatyzowanego 0,1%, oraz dla betonu niesarbonatyzowanego 0,4% zawartości chlorków w stosunku do masy cementu, powyżej której, istnieją warunki do chlorkowej korozji stali zbrojeniowej.

Na podstawie badań karbonatyzacji należy założyć, że beton przęsła jest skarbonatyzowany do głębokości 3 mm, do tej głębokości graniczna dopuszczalna zawartość chlorków wynosi 0,1%. Wyniki badań potwierdzają, że zawartość chlorków do głębokości 3mm zawiera się w przedziale od 0,052 do 0,062% w przęśle.

W przypadku skarbonatyzowanego betonu zbrojonego każda zawartość chlorków, zwłaszcza w strefach cyklicznego nawilżania betonu wodami nawierzchniowymi oraz w przypadku pogorszonej szczelności betonu, sprzyja korozji stali zbrojeniowej.

Zawartość siarczanów i azotanów określono procentowo w stosunku do masy betonu.

Dopuszczalną zawartość siarczanów przyjęto na podstawie literatury na poziomie 0,5%, natomiast w zakresie granicznych zawartości azotanów brak jest takich zaleceń. Na podstawie doświadczenia można jedynie stwierdzić, że ich zawartość w betonie na ogół nie przekracza 0,05%.

Wyniki badań chemicznych betonu wykazały, że zawartość zarówno siarczanów jak i azotanów jest mniejsza od przyjętych za dopuszczalne.

5. ANALIZA NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCEGO OBIEKTU

5.1. Zakres analizy

Analiza nośności obiektu obejmuje sprawdzenie konstrukcji przęsła na obciążenie pojazdami dopuszczonymi do ruchu po drogach publicznych na podstawie Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych pojazdów oraz zakresu ich niezbędnego wyposażenia.

5.2. Założenia materiałowe.

Parametry wytrzymałościowe stali żebrowanej przyjęto zgodnie z odpowiednimi katalogami oraz jako stal gładką klasy A-I St3SX-b o wytrzymałości obliczeniowej $R_a = 200$ MPa, natomiast parametry materiałowe betonu przyjęto zgodnie z normą PN-91/S-10042 na podstawie pomierzonej wytrzymałości.

5.3. Obciążenie

5.3.1. Obciążenie ciężarem własnym

Ciężar własny elementów konstrukcyjnych określono na podstawie rzeczywistej geometrii konstrukcji, z uwzględnieniem współczynnika bezpieczeństwa $\gamma = 1.2$.

Ciężar własny elementów wyposażenia również określono na podstawie rzeczywistej geometrii konstrukcji. Zgodnie z pkt. 1.5 normy PN-85/S-10030 współczynnik bezpieczeństwa dla elementów niekonstrukcyjnych w obiektach istniejących i obliczanych wg obmiaru może wynieść 1.2. Taki też skorygowano i przyjęto. Ciężary objętościowe materiałów przyjęto w oparciu o normę PN-85/S-10030.

5.3.2. Obciążenia użytkowe

W celu sprawdzenia konstrukcji na obciążenie pojazdami dopuszczonymi do ruchu po drogach publicznych, obiekt obciążono pojazdem modelowym o masie całkowitej oraz naciskach i rozstawach osi, spełniających wymagania Rozporządzenia Ministra Infrastruktury z dnia 31 grudnia 2002 r. Do obciążenia pojazdem modelowym zastosowano współczynnik bezpieczeństwa $\gamma = 1.5$ oraz współczynnik dynamiczny j , obliczony zgodnie z pkt. 6.3.2 PN-85/S-10030. Ponadto stosując się do zaleceń Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych - Załącznik do Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1.06.2004 r. obiekt obciążano pasmami obciążenia ciągłego q stosownie do powiązanych z pojazdem modelowym klas obciążenia.

5.4. Metodologia obliczeń

W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych elementów mostu wykorzystano zasady mechaniki budowli, teorii sprężystości oraz metodę stanów granicznych nośności. Konstrukcję przęsła obciążono ciężarem własnym a następnie obciążeniem zmiennym. Dla każdego schematu obciążenia odczytywano obliczeniowe wartości ekstremalnych sił wewnętrznych w przekroju przęsłowym i podporowym (moment zginający, siła tnąca). Następnie sprawdzano nośność przekrojów poddanych działaniu ekstremalnych sił wewnętrznych, uwzględniając obliczeniowe parametry wytrzymałościowe betonu i stali. Analizę nośności przeprowadzono porównując wartość nośności przekroju z parametrami wytrzymałości. W obliczeniach wytrzymałościowych wykorzystano własne arkusze kalkulacyjne.

5.5. Wyniki analizy nośności

Wyliczono, że maksymalna dopuszczalna wartość obciążenia dla ruchu dwukierunkowego wynosi 10t., a dla ruchu jednostronnego 32t.

Należy podkreślić, że z uwagi na zaawansowaną korozję zbrojenia i brak otuliny ważność przedmiotowej analizy wynosi 1 rok. Po tym okresie należy powtórzyć analizę z uwzględnieniem stanu zbrojenia.

6. WNIOSKI I WARUNKI DALSZEGO UŻYTKOWANIA

Na podstawie przeprowadzonych badań, analiz i obserwacji można stwierdzić, że obecny stan techniczny mostu jest **niedostateczny**.

Konstrukcje przyczółków wykazują usterki, które wynikają z nieszczelności izolacji oraz jak wynika z obecnych zasad wiedzy technicznej - nieprawidłowego rozwiązania konstrukcyjnego korpusu przyczółka. Zgodnie z warunkami technicznymi [3] brak jest ścianki zapleczonej oraz płyty przejściowej, które umożliwiły by prawidłowe odprowadzenie wody z pomostu oraz zapobiegły nierównością tuż za pomostem.

Stwierdzono objawy świadczące o problemach z posadowieniem – zarysowania i pęknięcia pomiędzy korpusem przyczółków a skrzydełkami.

Przęsło wykazuje uszkodzenia, które głównie wynikają z nieszczelności izolacji. Uszkodzenia te negatywnie wpłyną na trwałość ustroju nośnego i obniżenie nośności.

Wyniki badań betonu wykazały, że w konstrukcji nośnej występuje beton klasy C20/25. Otulina zbrojenia belkach zachowuje swe właściwości ochronne. Obecnie wg normy [5] wymaga się, aby beton konstrukcji przęseł mostów był klasy nie niższej niż C30/37.

W pełni wartościowa konstrukcja przęsła posiadałaby dostateczną nośność do przeniesienia obciążeń od kategorii 1/S42 stanowiącego zestaw samochodów modelowych o masie $S = 42 \text{ t}$ i obciążenie q o wartości 5 kN/m . wg instrukcji do określenia nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych [8]. Niemniej ze względu na uszkodzenia oraz ciężar własny warstw bitumicznych pod warstwą nawierzchni nie pozwala na osiągnięcie przedmiotowej nośności.

Mając na uwadze wiek obiektu, nieprawidłowe i niedopuszczalne pod kątem bezpieczeństwa publicznego oraz BRD ukształtowanie obiektu, tj. doprowadzenie do zmiany układu jezdni na obiekcie poprzez przesunięcie jej na skraj konstrukcji przęsła (woda górna) oraz zastosowanie

konstrukcji kładki wraz z jej wyposażeniem jako elementów bezpieczeństwa ruchu w stosunku do mostu, tj.:

1. Krawężnik – wyniesienie podestu kładki zabezpieczenie go kątownikiem stalowym,
2. Opaska/chodnik – ciąg pieszey kładki,
3. Balustrada – element zabezpieczający przed spadnięciem

w ocenie autora, nie pozostawia wątpliwości o konieczności niezwłocznego przystąpienia do prac projektowych mających na celu dostosowania obiektu do wymogów Rozporządzenia [3]. Na chwilę obecną całkowity brak skrajni obiektu od strony wody górnej powoduje niebezpieczeństwo w ruchu drogowym – kładka nie jest przystosowana do przenoszenia obciążeń kołowych.

Aby spowolnić erozję i zwiększyć bezpieczeństwo należy wykonać następujące prace naprawcze (utrzymaniowe) polegające na:

- 1) Oczyszczeniu i zabezpieczeniu spodu belek np. zaprawą niskoskurczową – 12 000,00 zł netto
- 2) Zainiektowaniu pęknięć i rys na przyczółkach oraz spodzie płyty – 30 000,00 zł netto
- 3) Usunięciu nadmiaru naziomu z kapy pod barierą – 560,00 zł netto
- 4) Wymiana skorodowanych elementów bariery – 1 500,00 zł netto
- 5) Wymianie krawężników i wyposażenie obiektu w barierę linową od strony kładki – 5 000,00 zł netto

Aby jeszcze bardziej spowolnić erozję oraz zwiększyć nośność należy dodatkowo wykonać następujące prace remontowe polegające na:

- 1) Wykonaniu nowej izolacji – 12 000,00 zł
- 2) Zakotwieniu zewnętrznych taśm stalowych – 10 000,00 zł

Natomiast w celu spowolnienia erozji, zwiększenia nośności oraz doprowadzenia obiektu do stanu zgodnego z rozporządzeniem należy dodatkowo wykonać następujące prace o charakterze przebudowy/rozbudowy polegające na:

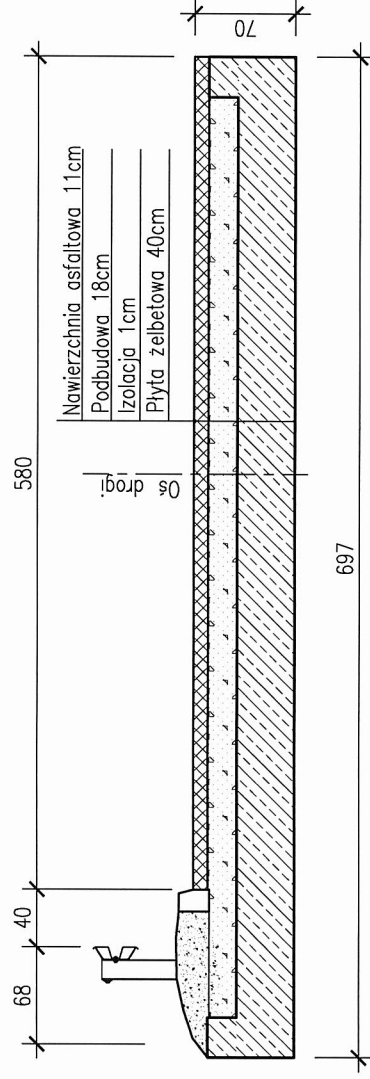
- 1) Wykonaniu ścieków przykrawężnikowych i ścieków skarpowych – 3 500,00 zł
- 2) Wykonaniu ścianki zapleczonej z zachowaniem przerwy dylatacyjnej – 15 000,00 zł
- 3) Wykonaniu płyt przejściowych – 25 000,00 zł
- 4) Przebudowaniu kładki stalowo-drewnianej na stalowo-żelbetową – 30 000,00 zł

Niemniej jednak mając na uwadze koszty utrzymania, napraw, remontów i przebudów w dalszej perspektywie czasowej, a także dostrzegając możliwość wykorzystania funduszy z Subwencji Ministerialnych oraz programu NPPDL należy rozważyć wymianę obiektu np. na przepust wielokomorowy. Szacowany koszt wymiany to ok. 0,5 mln zł.

ZAŁĄCZNIK Z-1

Dokumentacja rysunkowa obiektu

PRZEKRÓJ POPRZECZNY skala 1:50



ZAŁĄCZNIK Z-2

Dokumentacja fotograficzna

**MOST DROGOWY W CIĄGU UL. KWK KAZIMIERZ JULIUSZ NAD CIEKIEM WODNYM
RÓW MORTIMEROWSKI, NR OBIEKTU 38/30004388**

DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA

ZAŁĄCZNIK Z-2



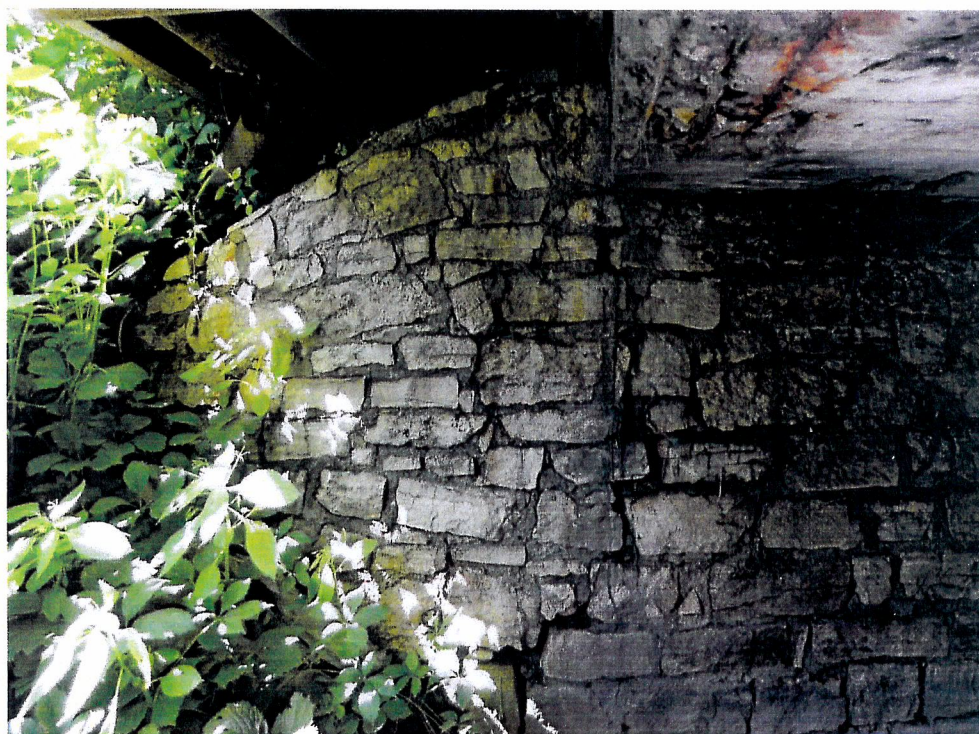
Fot. 1. Widok ogólny od strony ul. Głównej.



Fot. 2. Widok ogólny od strony ul. Wiejskiej.



Fot. 3. Przyczółek 1 – widok ogólny, widoczne miejscowe zacieki wody, wypłukanie fug, korozja kamienia



Fot. 4. Przyczółek 1, widoczne zacieki wody, ubytki fug, spękanie na połączeniu skrzydło – korpus



Fot. 5. Przyczółek 2 – widok ogólny, widoczne miejscowe zacieki wody, wypłukanie fug, korozja kamienia



Fot. 6. Przyczółek 2, widoczne zacieki wody, ubytki fug, spękanie na połączeniu skrzydło – korpus



Fot. 7. Spód płyty pomostu – widok ogólny, zawilgocenie, obszerne ubytki betonu oraz zaawansowana korozja zbrojenia



Fot. 8. Zbliżenie na układ prętów głównych – widoczna zaawansowana korozja zbrojenia



Fot. 9. Widoczne rdzawe nacieki na przyczółku oraz wyługowania na rysach podłużnych



Fot. 10. Widoczne zawilgocenie przęśła i przyczółka na przyczółku oraz wyługowania na rysach



Fot. 11. Widoczne pęknięcie na linii korpus – skrzydło oraz spękanie ukośne w miejscu podparcia



Fot. 12. Widoczne zanieczyszczenie jezdni, wegetacja roślin na naziomiu, korozja bariery

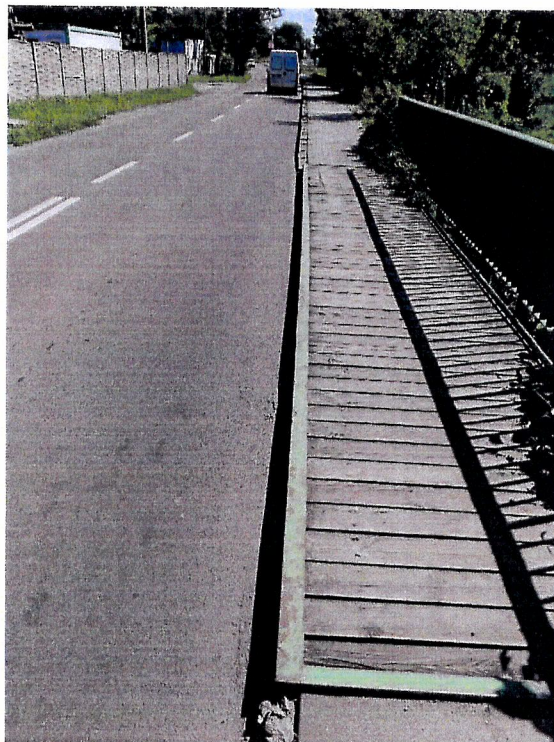


Fot. 13. Widoczny naziom oparty na urządzeniu obcym, korozja rury osłonowej urządzenia obcego

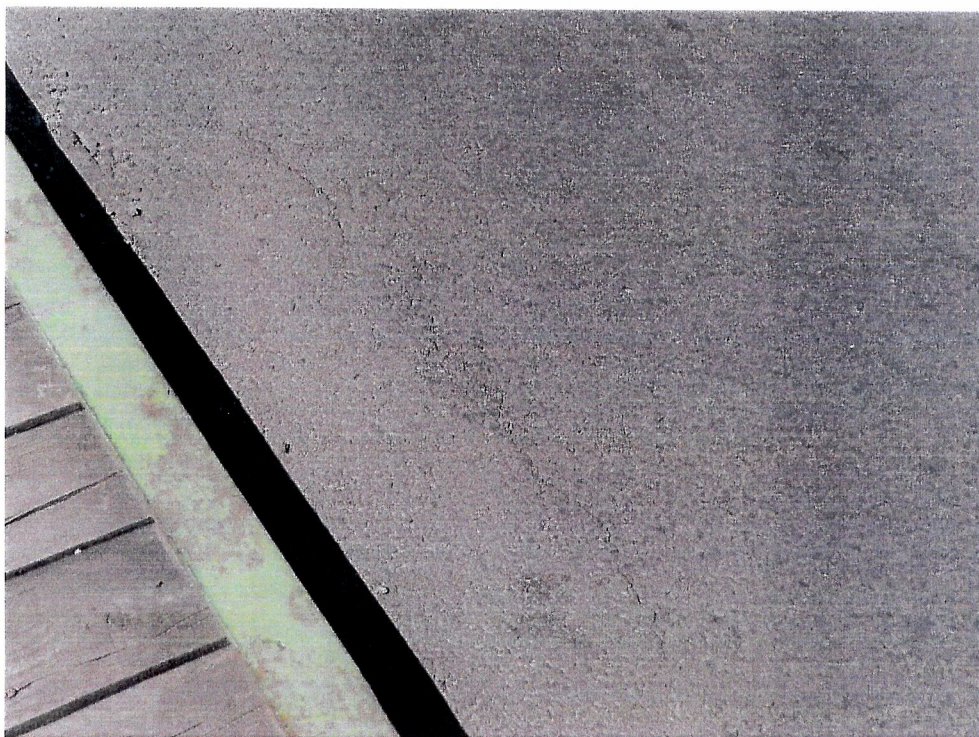


Fot. 14. Widoczny stan przestrzeni podmostowej – brak umocnień przyczółków, nieumocnione dno cieku

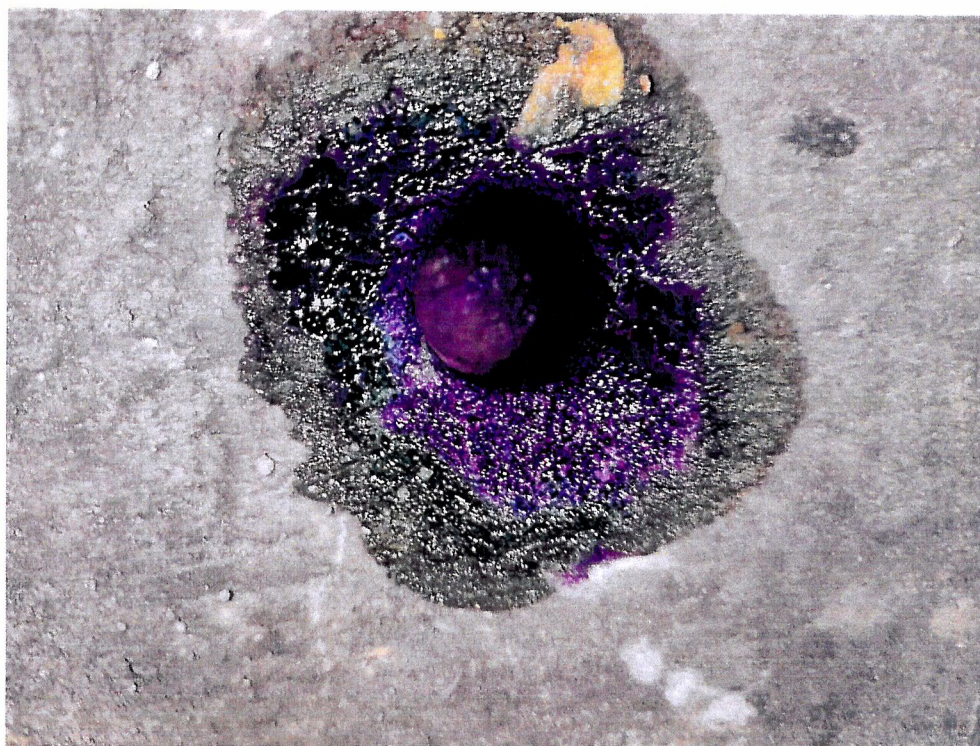
MOST DROGOWY W CIĄGU UL. KWK KAZIMIERZ JULIUSZ NAD CIEKIEM WODNYM RÓW MORTIMEROWSKI, NR OBIEKTU 38/30004388	
DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA	ZAŁĄCZNIK Z-2



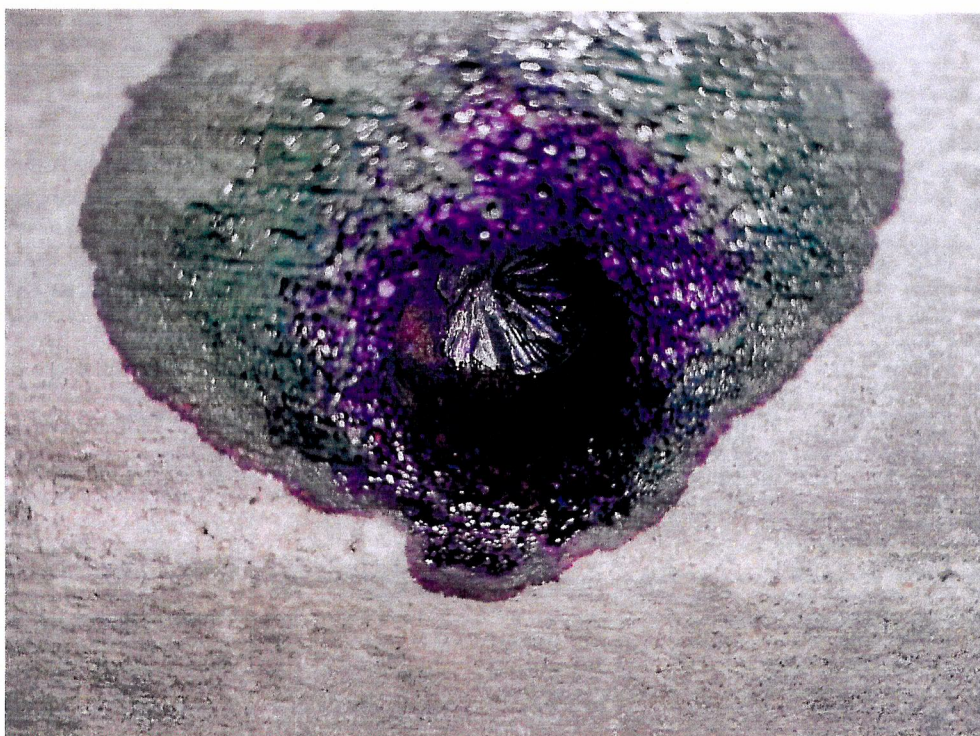
Fot. 15. Widoczna dylatacja pomiędzy kładką a mostem – brak prawidłowych urządzeń bezp. ruchu



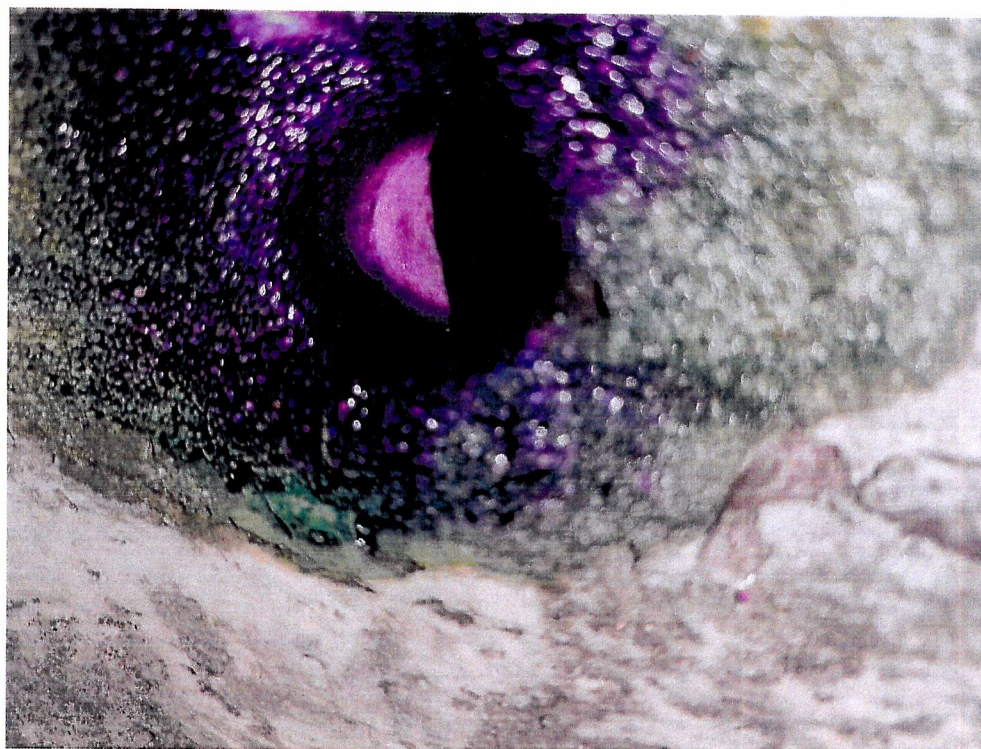
Fot. 16. Widoczne zarysowania jezdni wzdłuż zmiany sztywności – ukryta kapa, warstwy nawierzchni



Fot. 16. Widoczne badanie karbonatyzacji – otwór nr 1



Fot. 17. Widoczne badanie karbonatyzacji – otwór nr 2



Fot. 18. Widoczne badanie karbonatyzacji – otwór nr 3

ZAŁĄCZNIK Z-3

Badania sklerometryczne wytrzymałości betonu na ściskanie

PROTOKÓŁ POMIAROWY Z BADAŃ SKLEROMETRYCZNYCH NR														1/2020		
OBIEKT	MOST DROGOWY W CIĄGU UL. KWK KAZIMIERZ JULIUSZ NAD CIEKIEM WODNYM RÓW MORTIMEROWSKI, NR OBIEKTU 38/30004388										DATA BADANIA		10.07.2020			
											KLASA BETONU		-			
ADRES	-										SKLEROMETR SCHIDTA TYPU:		N			
											L _{nom} =	80	L _k =	78		
ELEMENT	Płyta										BADANIE WYKONAŁ:					
											dr inż. Mateusz Stańczyk					
L.p.	Kąt α	Odczyty L										Odczyt średni	Poprawka kątowa	Odczyt średni sprowadzony	L _i - L	(L _i - L) ²
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	L _{ia}	±ΔL	L _i		
1	+90	46	46	52	55	54	50	49	55			50,9	-3,0	49,1	2,00	4,00
2	+90	50	45	51	46	45	52					48,2	-3,2	46,2	-0,90	0,81
3	+90	45	50	55	55	55	42	44	44			48,8	-3,2	46,8	-0,30	0,09
4	+90	45	48	50	50	43	45					46,8	-3,4	44,5	-2,60	6,76
5	+90	43	43	40	48	52	52	48				46,6	-3,4	44,3	-2,80	7,84
6	+90	45	58	50	50	50	53	52				51,1	-3,0	49,3	2,20	4,84
7	+90	46	46	50	52	48	45	45				47,4	-3,3	45,2	-1,90	3,61
8	+90	45	52	43	53	54	55					50,3	-3,1	48,4	1,30	1,69
9	+90	45	50	52	53	45	54					49,8	-3,1	47,9	0,80	0,64
10	+90	46	52	43	40	50	54	54				48,4	-3,2	46,4	-0,70	0,49
11	+90	52	48	47	54	54						51,0	-3,1	49,1	2,00	4,00
12	+90	54	54	48	45	48						49,8	-3,1	47,9	0,80	0,64
13																
Wiek betonu: >1000 dni												538,2		516,0	7,1	31,4
Analiza zmienności liczby odbicia:												Wskaźnik jakości betonu:				
Średnia liczba odbicia: L = 47,1												k _{fc} = 0,74				
Odchylenie standardowe: s _L = 1,8												f _{cm, cube 150} = 33,10 MPa				
Współczynnik zmienności: v _L = 3,8%												f _{ck, min, cube} = 24,47 MPa				
Współczynniki obliczeniowe:												V _{fc} = 15,9%				
Wiek betonu: >1000 v _t = 0,6												s _{fc} = 5,26 MPa				
Typ wilgotności betonu: powietrznosuchy																
Wilgotność betonu: v _w = 1																
Krzywa regresji wg ITB 210												Wytrzymałość charakterystyczna: 24,47 MPa				
a = 0,0409												Wytrzymałość doraźna: 33,10 MPa				
b = -0,914												Klasa wytrzymałości betonu wg PN-EN-206-1:2003: C20/25 MPa				
c = 7,36												Klasa wytrzymałości betonu wg PN-B-06250:1988: B25 MPa				
												Jakość betonu: średnia				

ZAŁĄCZNIK Z-4

Badania chemiczne betonu przęsła na obecność chlorków, siarczanów i azotanów

Sprawozdanie z badań nr 004M/2020

Data dostarczenia próbki: 30.06.2020r.

Data badania: 30.06.2020 r.

Próbki pobrane przez: Zleceniodawcę

Cel badania:

Oznaczenie stężeń wybranych jonów w materiale stałym

1. Przygotowanie próbek do badań – ekstrakcja ciecz – ciało stałe

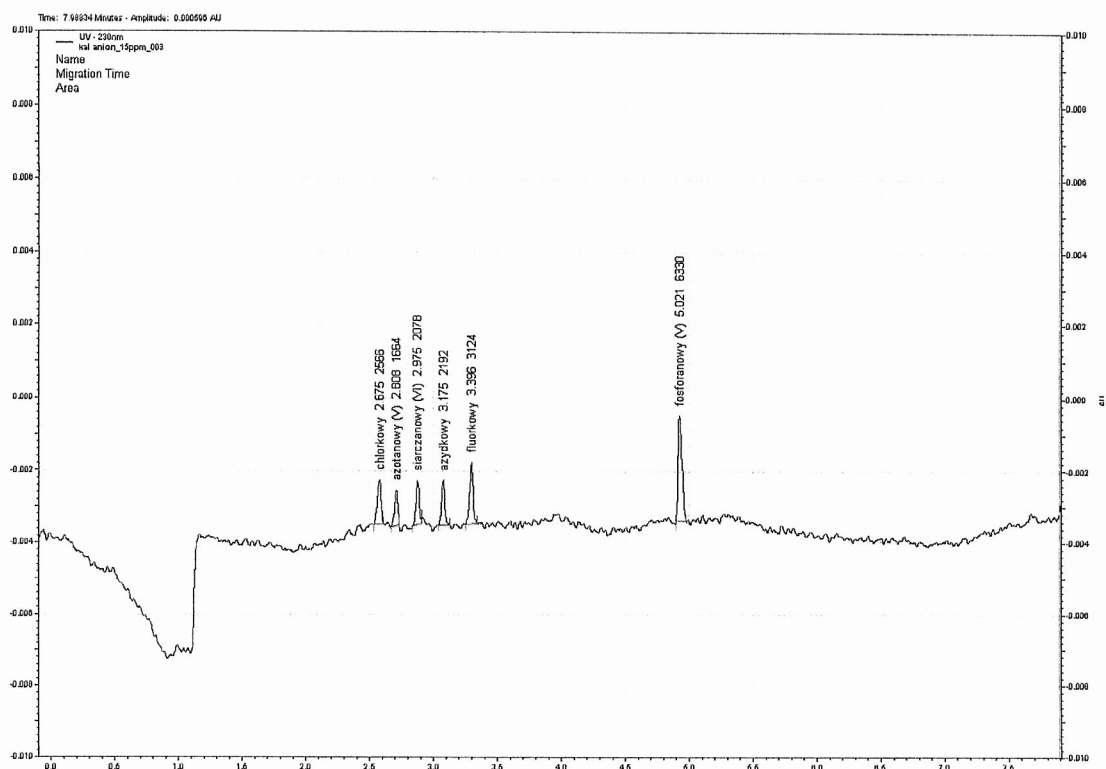
Próbki dostarczono w postaci drobno zmielonego pyłu betonowego umieszczonego w woreczku foliowym z zapięciem strunowym. Z każdej próbki odważono około 1 g pyłu i przeniesiono do zakręcanej próbówki szklanej. Następnie do każdej próbki pyłu dodano 10 ml wody dejonizowanej. Tak przygotowane próbki poddano działaniu ultradźwięków w celu wyekstrahowania jonów z pyłu betonowego do matrycy wodnej. Ekstrakcję wykonano na łaźni wodnej ultradźwiękowej firmy Bandelin Sonorex, model RK 156 BH. Czas ekstrakcji wynosił 20 min w temperaturze pokojowej. Następnie próbki pozostawiono do dekantacji.

2. Oznaczanie stężeń wybranych jonów metodą elektroforezy kapilarnej

Do oznaczania jakościowego i ilościowego wybranych jonów zastosowano metodę elektroforezy kapilarnej z detekcją UV-Vis. Wykorzystano aparat firmy Beckman Coulter model P/ACE MDQ. Przed przystąpieniem do analizy dostarczonej próbki przeprowadzono kalibrację aparatury na roztworze wzorcowym jonów z zestawu Anion Analysis Kit A53537 firmy Analis. Przeprowadzono również ślepą próbę wody dejonizowanej, użytej do ekstrakcji, która wykazała, że nie znajdują się w niej żadne z oznaczanych jonów.

3. Wyniki analiz

Na rysunku 1 przedstawiono elektroforegram mieszaniny wzorcowej oznaczanych jonów. W tabeli 1 przedstawiono stężenia wybranych jonów oznaczone w próbce pyłu betonowego metodą elektroforezy kapilarnej z detekcją UV-Vis.



Rysunek 1. Elektroforegram oznaczanych jonów w roztworze wzorcowym

Nr próbki	Głębokość pobrania [mm]	Jon chlorkowy Cl^- mg w 1 g pyłu betonowego	Jon azydowy N_3^- mg w 1 g pyłu betonowego	Jon siarczanowy (VI) SO_4^{2-} mg w 1 g pyłu betonowego	Jon azotanowy (V) NO_3^- mg w 1 g pyłu betonowego	Jon fluorkowy F^- mg w 1 g pyłu betonowego	Jon fosforanowy (V) PO_4^{3-} mg w 1 g pyłu betonowego
Obiekt nr 72/30004444							
O1/A	5-20	19,7	10,3	374,7	-	-	-
O1/B	20-35	11,0	4,9	304,7	-	-	-
O1/C	35-50	4,4	5,1	85,0	-	-	-
Obiekt nr 38/30004388							
O1/A	5-20	78,1	11,0	22,2	-	1,1	-
O1/B	20-35	34,3	2,8	21,3	-	-	-
O1/C	35-50	19,3	2,7	14,3	-	-	-
O2/A	5-20	85,3	14,3	23,6	-	-	-
O2/B	20-35	41,5	3,6	22,1	-	-	-
O2/C	35-50	24,4	3,1	16,3	-	-	-
O3/A	5-20	76,2	10,6	21,8	-	-	-
O3/B	20-35	36,2	2,9	20,4	-	-	-
O3/C	35-50	19,5	2,9	13,4	-	-	-

Koniec sprawozdania

Wykonał:

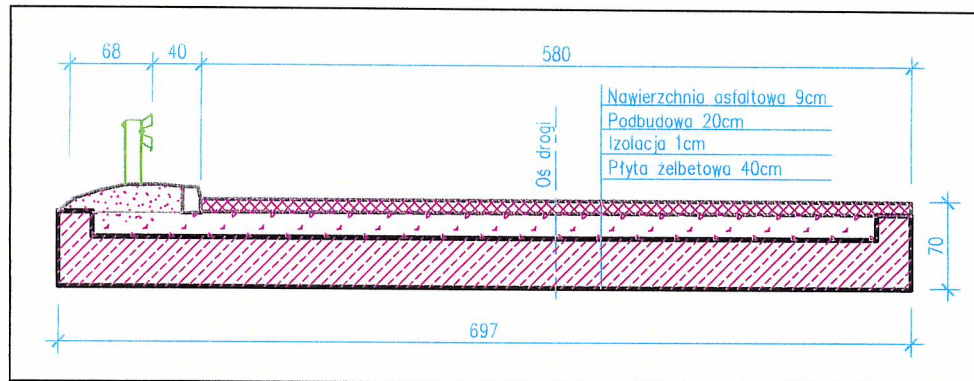
dr Dariusz Widel

ZAŁĄCZNIK Z-5

Wybrane elementy analizy nośności obiektu

2.GEOMETRIA ELEMENTÓW WIADUKTU DO OPISU MODELU OBLICZENIOWEGO

2.1. Płyta



Rysunek 1 – Geometria przekroju

Lp.	Opis	Ozn.	J. m.	Wartość
1	Średnia grubość	h	m	0,40

Tabela 2 - Zestawienie parametrów geometrycznych nadbetonu

3. MATERIAŁY

3.1. Beton płyty

Przyjęto beton klasy C 20/25 (B25)

$E_b = 30,0 \text{ GPa}$, $R_{bk} = 18,7 \text{ MPa}$, $R_{b1} = 14,4 \text{ MPa}$, $R_{b2} = 16 \text{ MPa}$, $R_{btk\ 0,05} = 1,60 \text{ MPa}$,
 $R_{btk\ 0,50} = 2,20 \text{ MPa}$, $R_{btk\ 0,95} = 2,80 \text{ MPa}$, $R_{bt\ 0,05} = 1,05 \text{ MPa}$, $R_{bt\ 0,50} = 1,45 \text{ MPa}$, $R_{bt\ 0,95} = 1,85 \text{ MPa}$

3.3. Stal zbrojeniowa płyty

Przyjęto stal klasy AI – St3SX-b

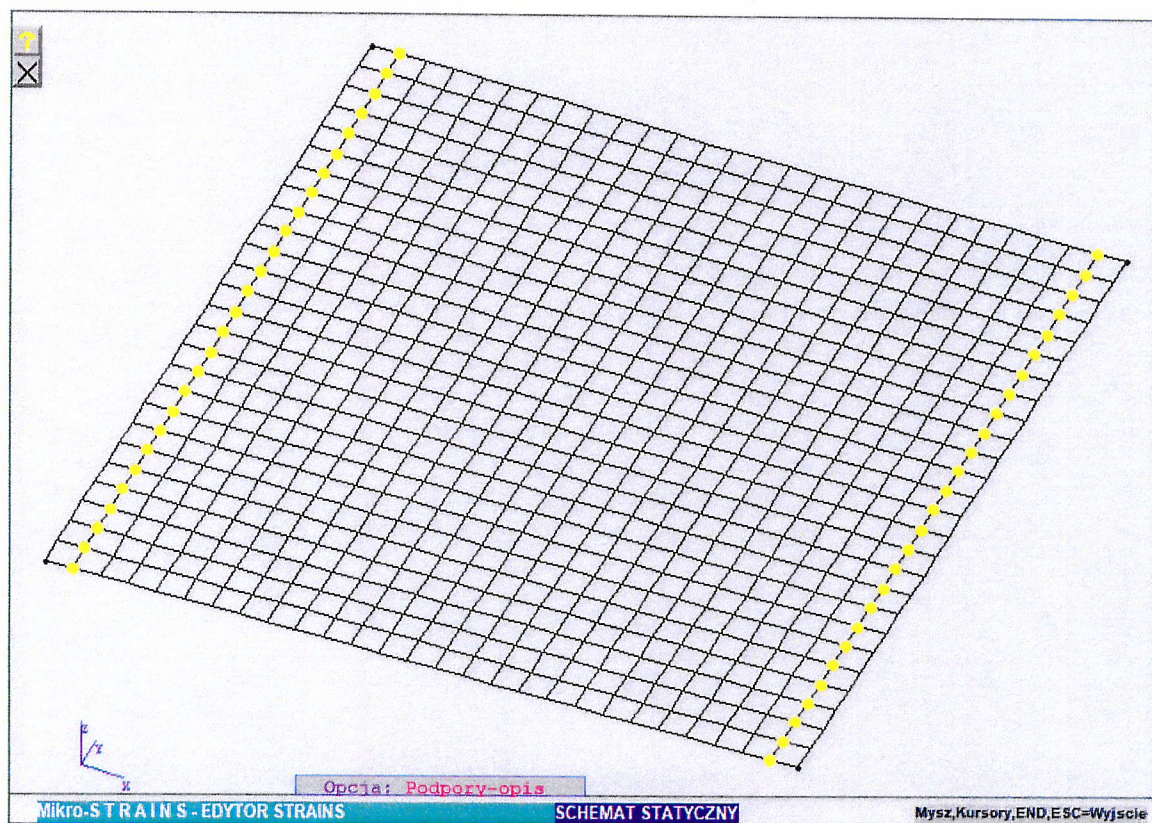
$E_a = 210 \text{ GPa}$, $R_{ak} = 240 \text{ MPa}$, $R_a = 200 \text{ MPa}$

4. MODEL OBLICZENIOWY

Most zamodelowano jako obiekt jednoprzęsłowy o rozpiętości w osiach podpór wynoszącej 5m. Konstrukcję zamodelowano elementami dwuwymiarowymi (elementy powłokowe) w przestrzeni trójwymiarowej.

W obliczeniach statycznych założono zgodnie z PN-91/S-10042 sztywność poszczególnych elementów jako betonowych, bez uwzględnienia wpływu zbrojenia oraz zarysowań na rozkład sztywności konstrukcji.

Schemat statyczny przedstawiono na rysunku.



Rysunek 2 - Wydruk komputerowy schematu nr 1

5. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

5.1. Ciężar własny elementów konstrukcyjnych ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- płyta	$g_p = 0.4m \cdot 25.0kN/m^3 = 10kN/m^2$
---------	--

5.2. Kapa chodnikowa ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- beton kapy	$g_{kb} = 0.20m \cdot 25.0kN/m^3 = 5kN/m^2$
--------------	---

5.3. Nawierzchnia ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- naw. asfaltowa	$g_n = 0.11m \cdot 23.0kN/m^3 = 2.53kN/m^2$
------------------	---

5.4. Izolacja ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- izolacja bitumiczna	$g_i = 0.01m \cdot 14.0kN/m^3 = 0.14kN/m^2$
-----------------------	---

5.5. Warstwy pod nawierzchnią ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- izolacja bitumiczna	$g_i = 0.18m \cdot 23.0kN/m^3 = 4.14kN/m^2$
-----------------------	---

5.6. Bariera ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- przyjęto	$g_b = 0.5kN/m$
------------	-----------------

5.7. Krawężniki ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- krawężnik betonowy	$g_b = 0.032m^2 \cdot 24.0kN/m^3 = 0.77kN/m$
----------------------	--

5.8. Obciążenie zastępcze q od obciążenia użytkowego ($\gamma = 1.5$)

- przyjęto	$g_s = 2.00kN/m$
------------	------------------

5.9. Obciążenie zastępcze S od obciążenia użytkowego ($\gamma = 1.5$)

- przyjęto	$2 \times 5/S10 = 200kN$
- współczynnik dynamiczny	$\varphi = 1.35 - 0.005 \cdot 5.0 = 1.325$

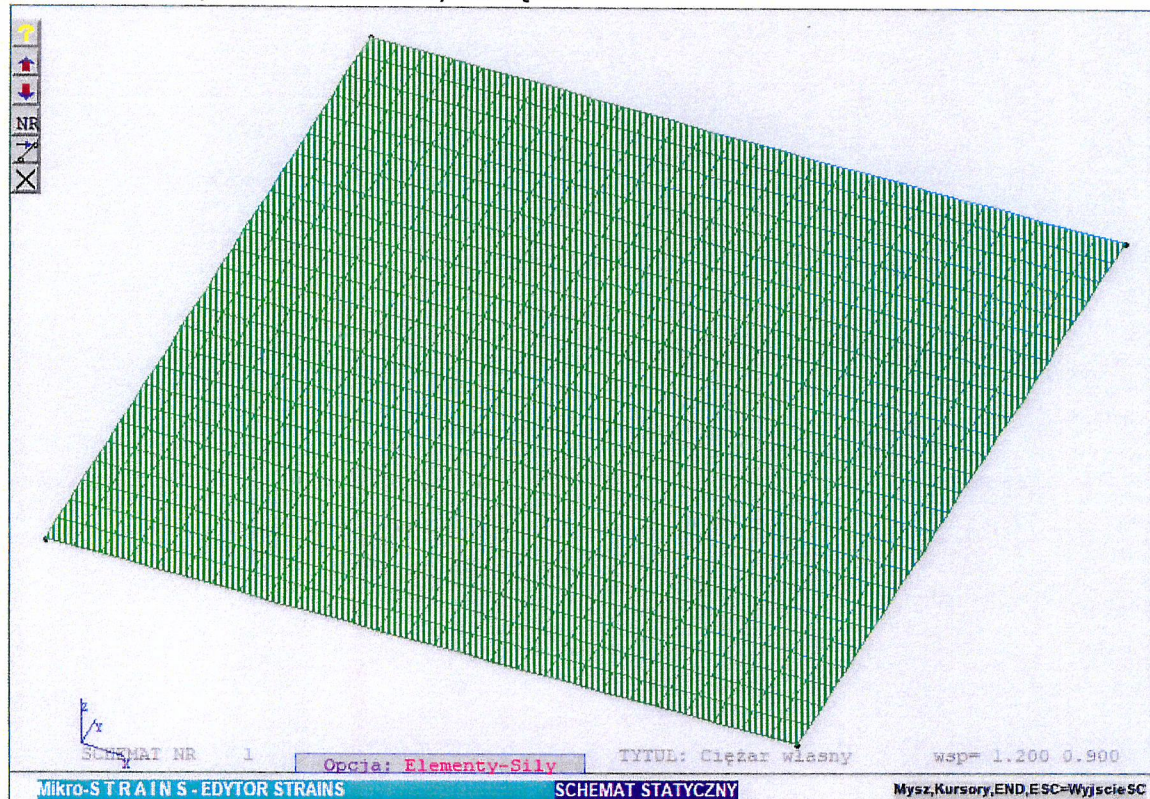
6. OBLICZENIA STATYCZNE

6.1. Schematy obciążeń

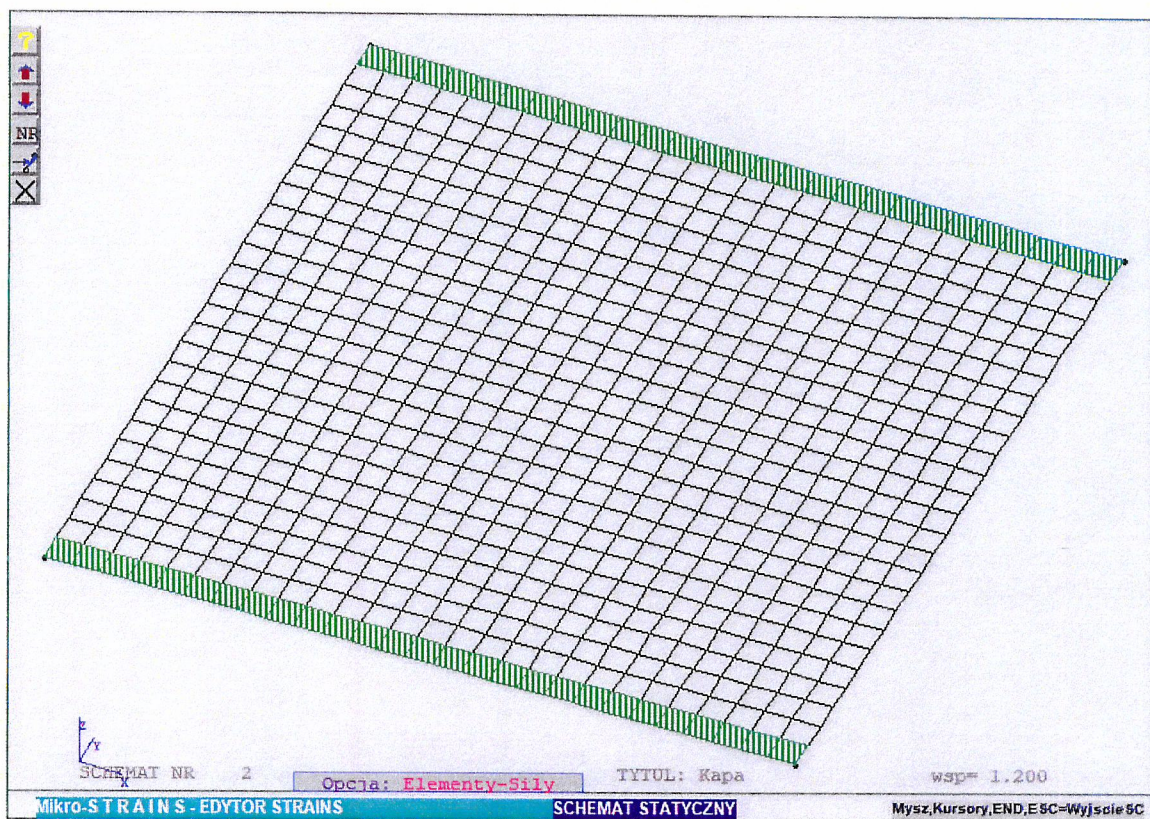
- stadium długotrwałe
 - nr 1 – Ciężar własny
 - nr 2 – Kapa chodnikowa
 - nr 3 – Nawierzchnia
 - nr 4 – Izolacja bitumiczna
 - nr 5 – Warstwy pod nawierzchnią
 - nr 6 – Bariera
 - nr 7 – Krawężniki
- stadium użytkowe
 - nr 8 – Obciążenie zastępcze q od obciążenia użytkowego
 - nr 9 do nr 33 – Obciążenie zastępcze S od obciążenia użytkowego

Obliczenia przeprowadzono dla stadium użytkowego w/w schematów programem „MIKRO STRAINS”.

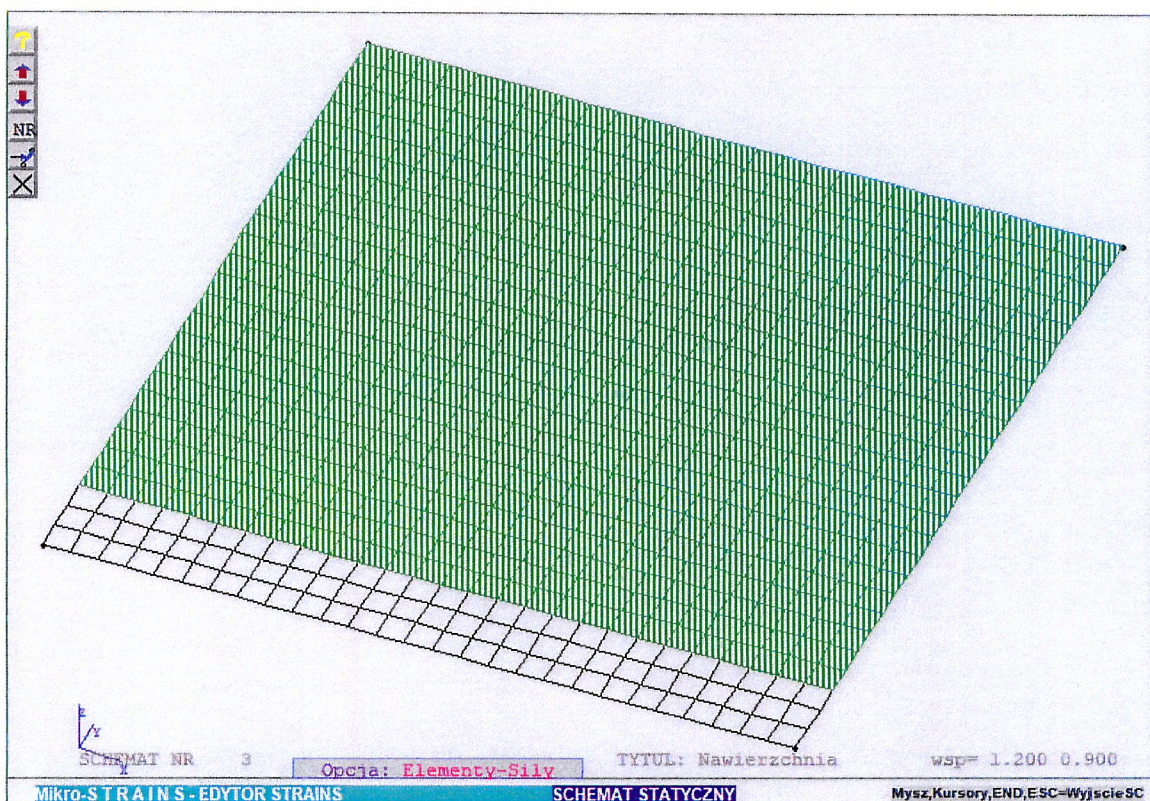
Na wydrukach pokazano schematy obciążeń



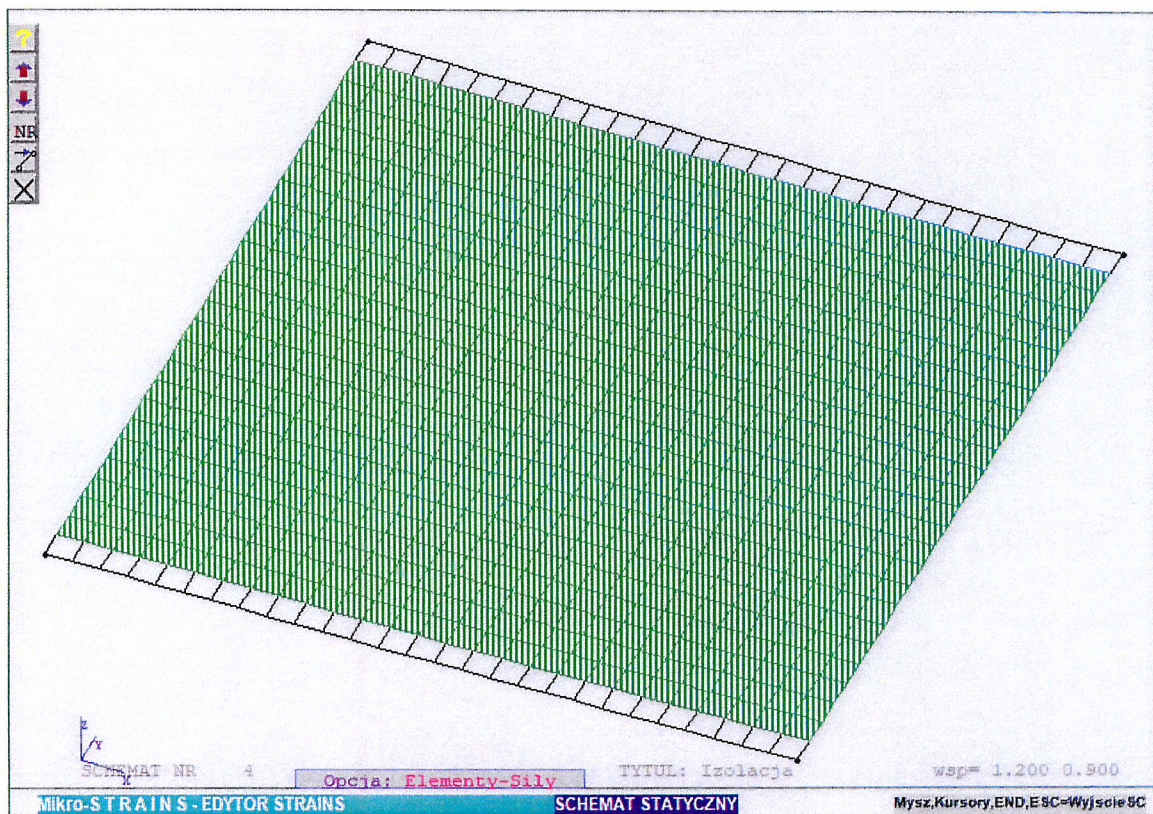
Rysunek 3 - Wydruk komputerowy schematu nr 1



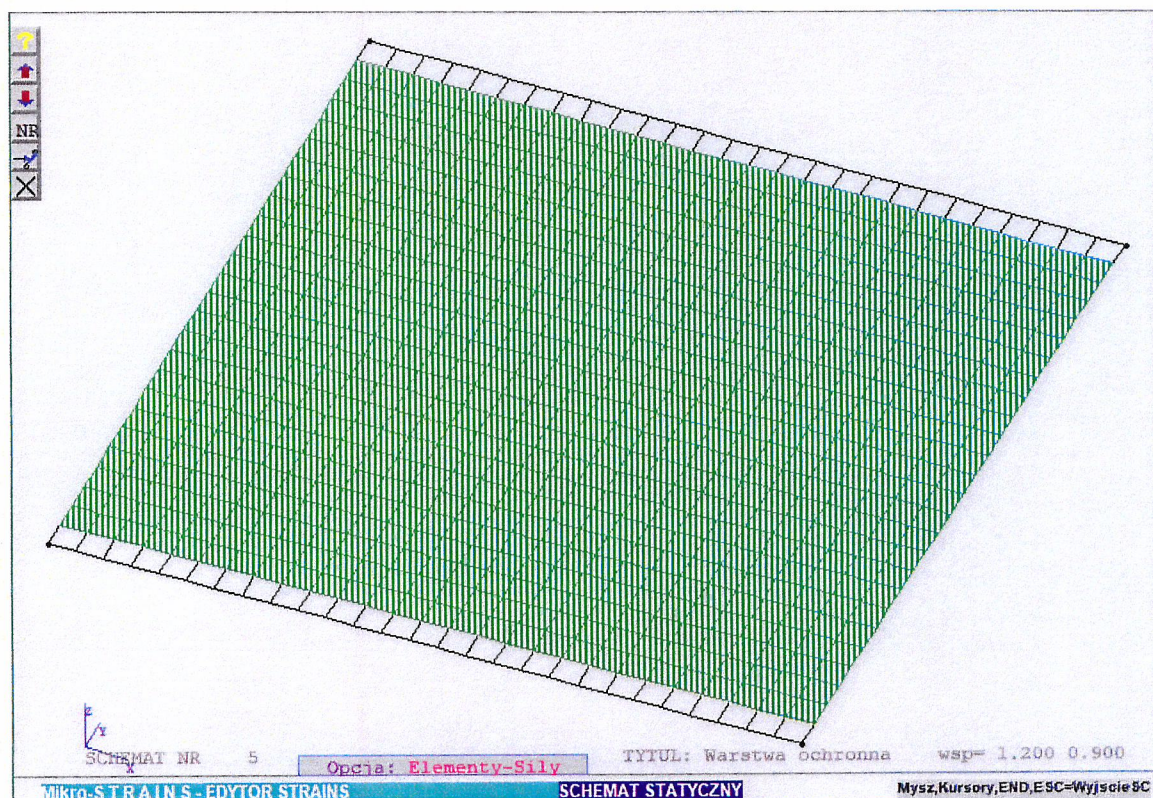
Rysunek 4 - Wydruk komputerowy schematu nr 2



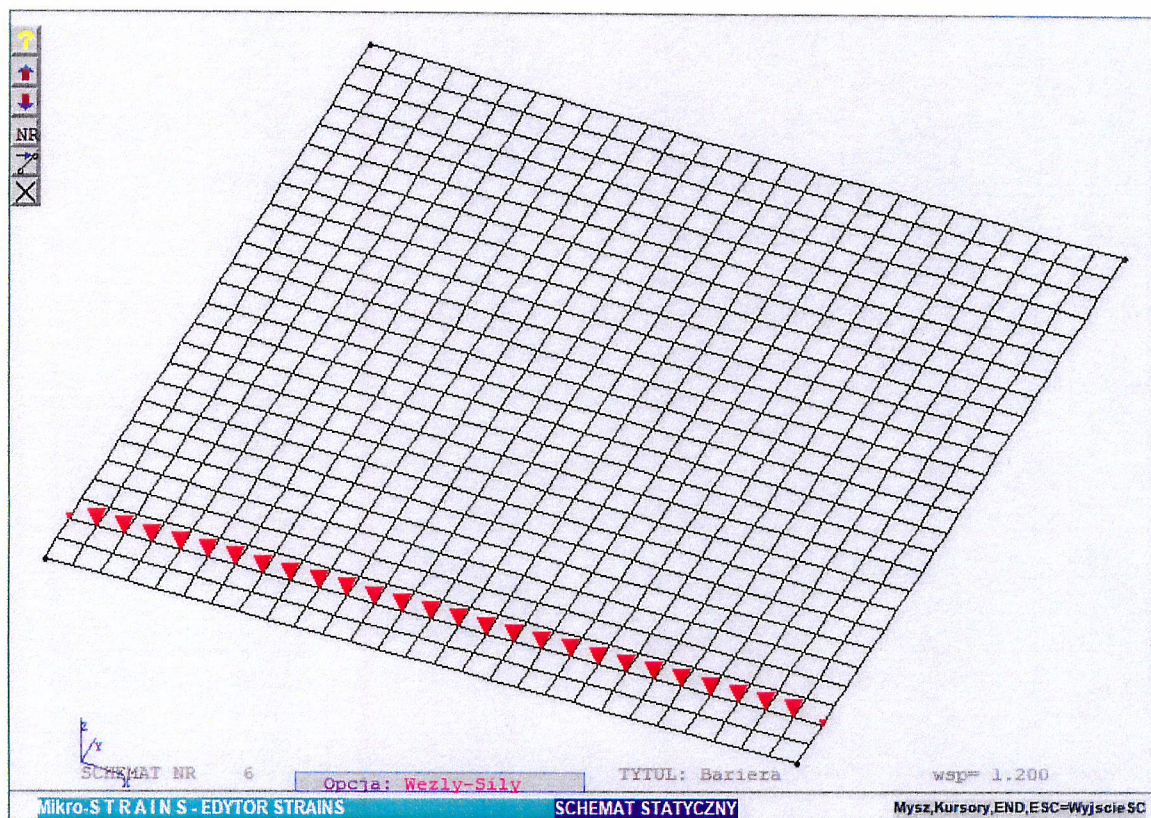
Rysunek 5 - Wydruk komputerowy schematu nr 3



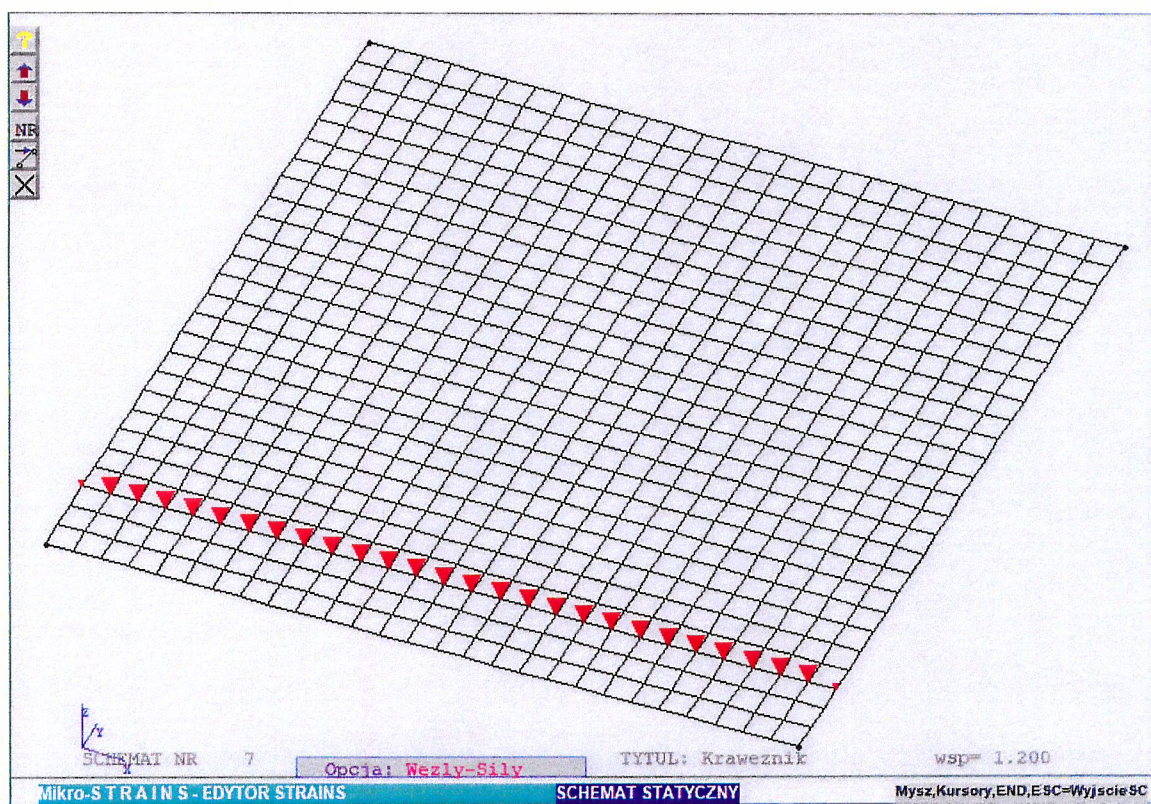
Rysunek 6 - Wydruk komputerowy schematu nr 4



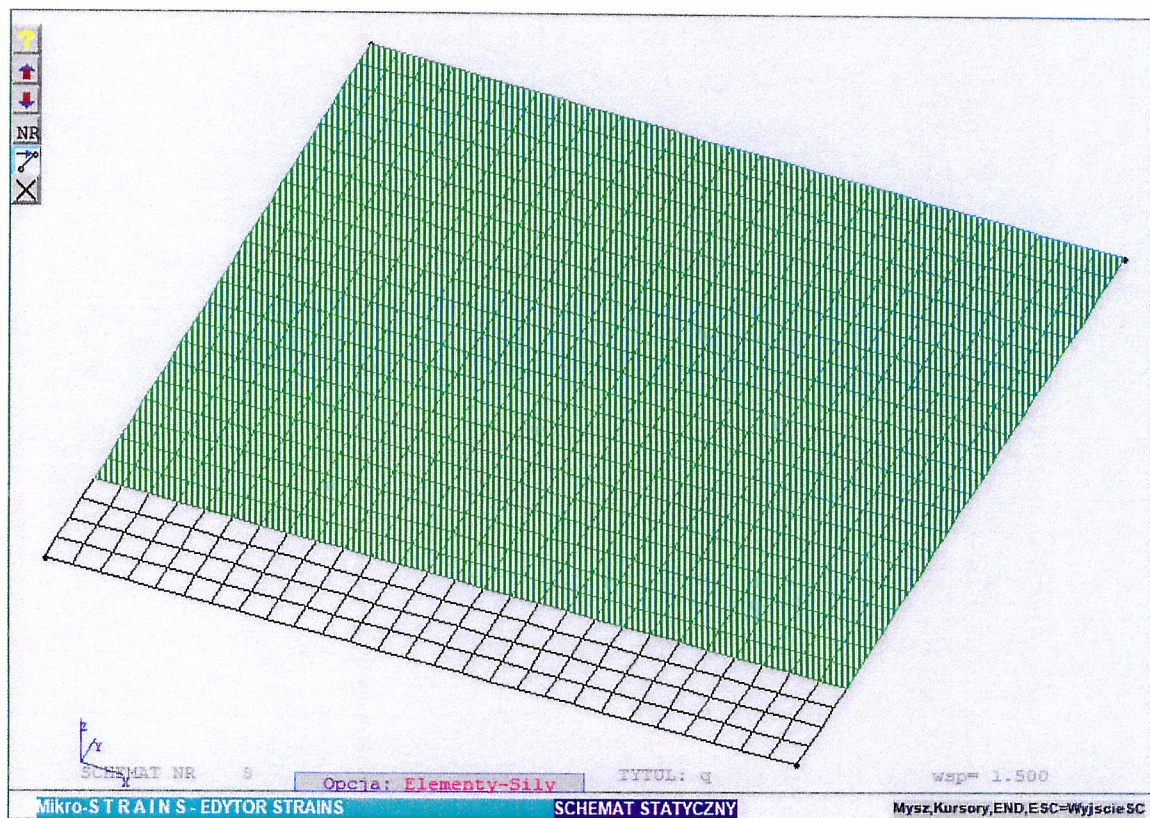
Rysunek 7 - Wydruk komputerowy schematu nr 5



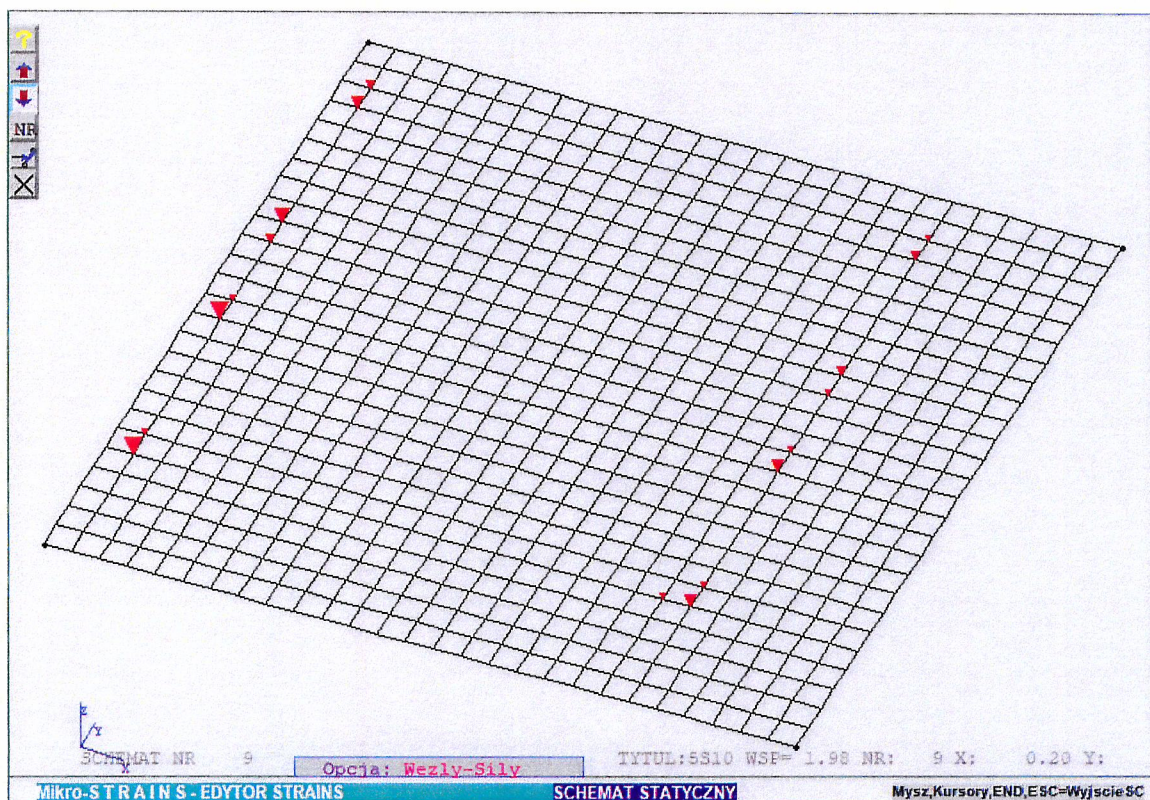
Rysunek 8 - Wydruk komputerowy schematu nr 6



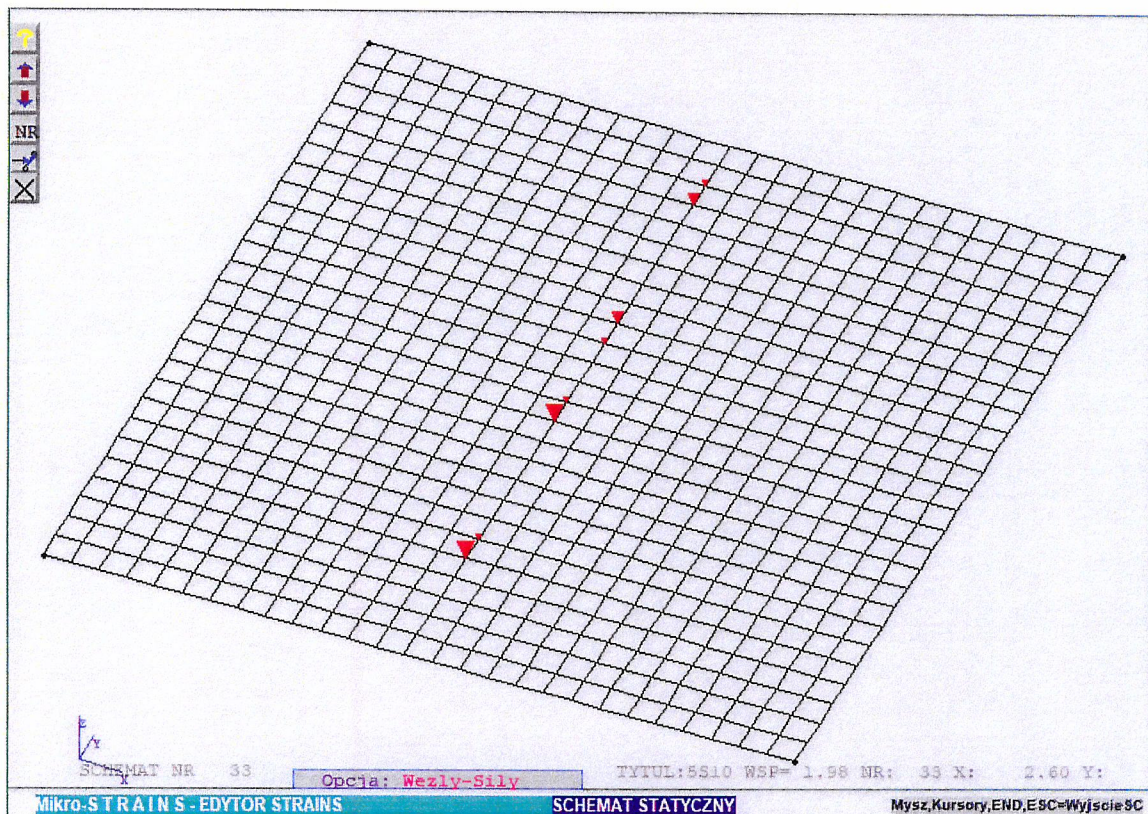
Rysunek 9 - Wydruk komputerowy schematu nr 7



Rysunek 10 - Wydruk komputerowy schematu nr 8



Rysunek 11 - Wydruk komputerowy schematu nr 9



Rysunek 12 - Wydruk komputerowy schematu nr 10

6. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

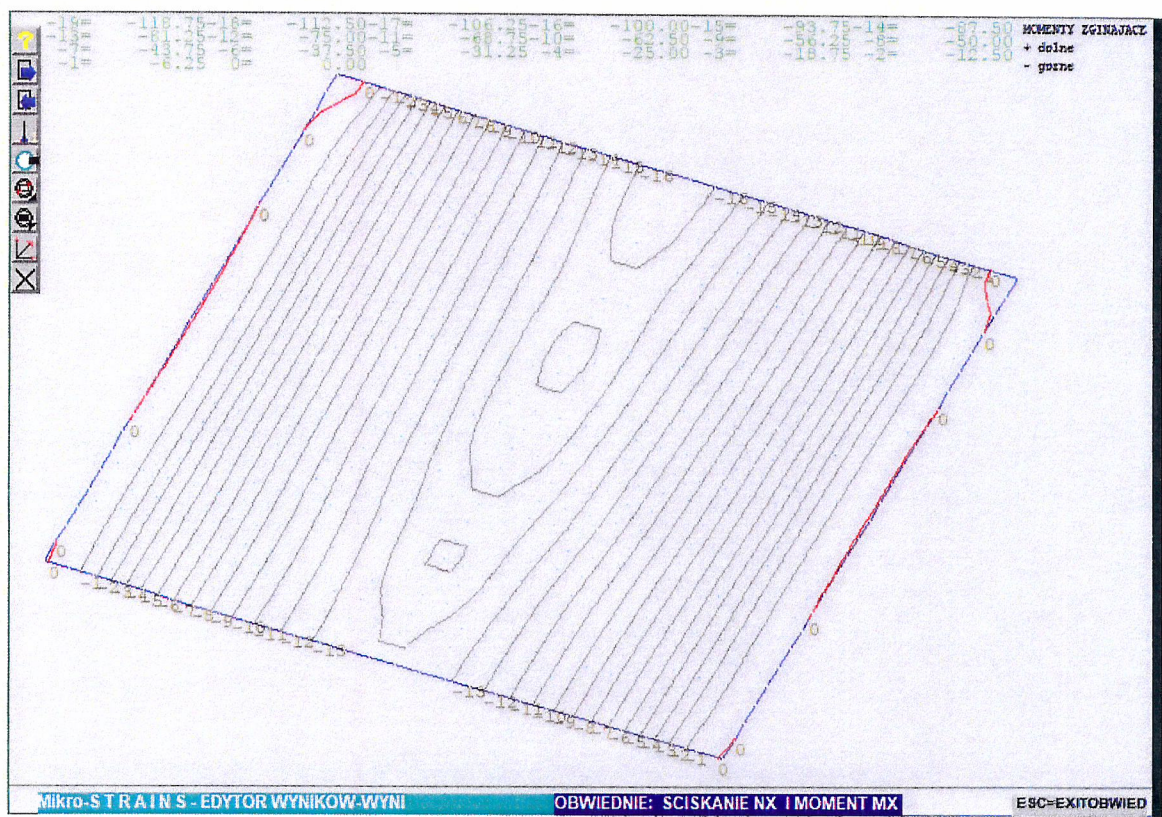
Wydruki komputerowe map obwiedni sił przekrojowych od obciążeń obliczeniowych oraz zestawienie ekstremalnych wartości sił przekrojowych dla poszczególnych elementów sporządzono poniżej.

Przyjęto następujące znakowanie dla elementów powierzchniowych:

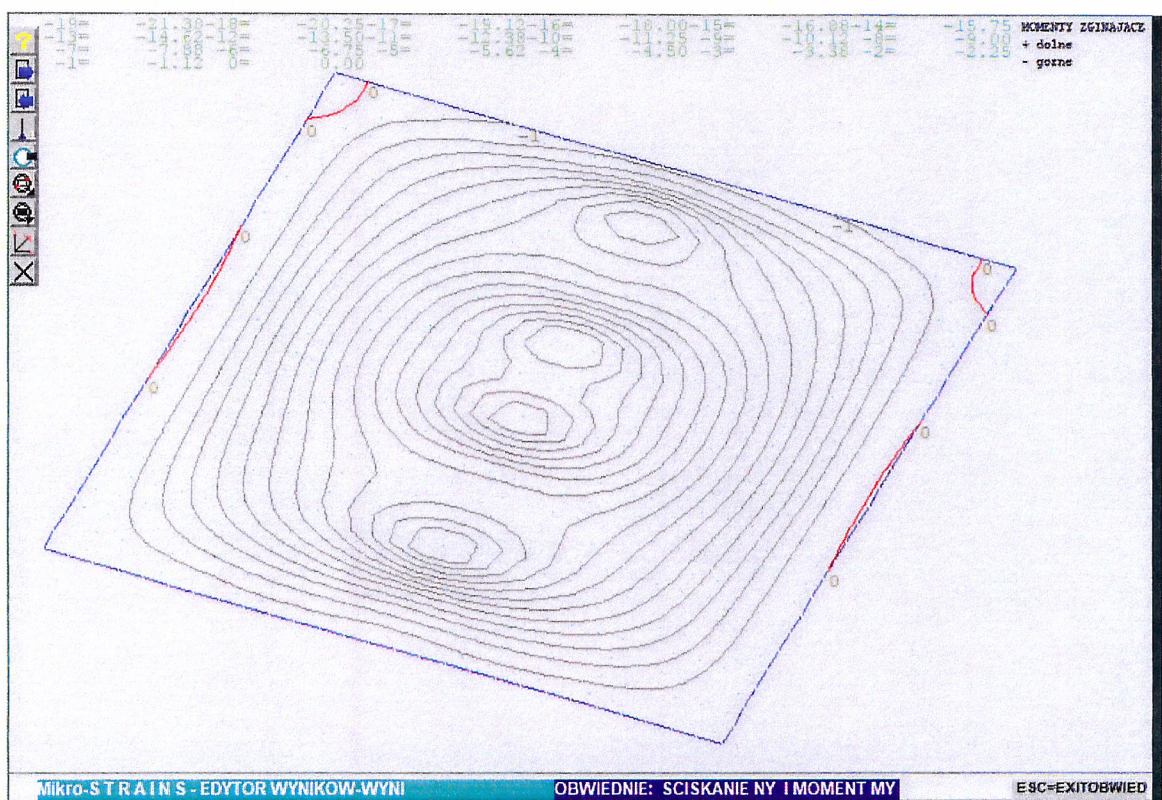
- „-” dla momentów zginających oznacza rozciąganie włókien dolnych
- „+” dla momentów zginających oznacza rozciąganie włókien górnych

6.1. Wyniki dla płyty pomostu

Wielkości sił przekrojowych od obciążeń obliczeniowych w płycie zestawiono na rysunkach



Rysunek 14



Rysunek 15

7. WYMIAROWANIE

7.1. Wymiarowanie płyty na naprężenia normalne na kierunku X (obszar objęty degradacją prętów zbrojeniowych)

OBLICZENIE POTRZEBNEJ POWIERZCHNI ZBROJENIA

I SPRAWDZENIE NA PRĘŻEŃ - zginanie

-przekrój prostokątny zbrojony jednostronnie

DANE: M [KNm] = 109,43
 b [m] = 1,00
 h' [m] = 0,380
 R_a [MPa] = 200,00
 R_b [MPa] = 14,40
 E_a [GPa] = 210,00
 E_b [GPa] = 30,00
 $n[E_a/E_b]$ = 7,00

szukane: A_a

szerokość strefy ściskanej

x [m] = 0,12734

obliczone A_a [cm²] = 16,21

przyjęto: A_a [cm²] = 18,46 12 ϕ 14 0 ϕ 0

z tego x [m] = 0,087023

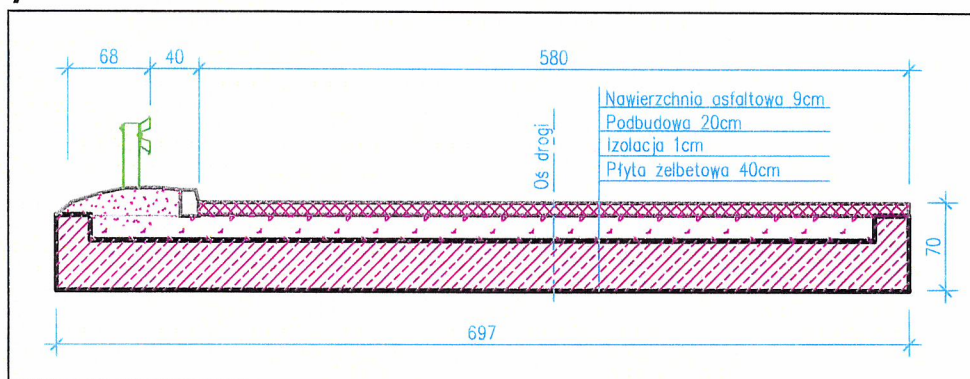
naprężenia

S_a [MPa] =	169
S_b [MPa] =	7,2

Warunek spełniony.

2.GEOMETRIA ELEMENTÓW WIADUKTU DO OPISU MODELU OBLICZENIOWEGO

2.1. Płyta



Rysunek 1 – Geometria przekroju

Lp.	Opis	Ozn.	J. m.	Wartość
1	Średnia grubość	h	m	0,40

Tabela 2 - Zestawienie parametrów geometrycznych płyty

3. MATERIAŁY

3.1. Beton płyty

Przyjęto beton klasy C 20/25 (B25)

$E_b = 30,0 \text{ GPa}$, $R_{bk} = 18,7 \text{ MPa}$, $R_{b1} = 14,4 \text{ MPa}$, $R_{b2} = 16 \text{ MPa}$, $R_{btk\ 0,05} = 1,60 \text{ MPa}$,
 $R_{btk\ 0,50} = 2,20 \text{ MPa}$, $R_{btk\ 0,95} = 2,80 \text{ MPa}$, $R_{bt\ 0,05} = 1,05 \text{ MPa}$, $R_{bt\ 0,50} = 1,45 \text{ MPa}$, $R_{bt\ 0,95} = 1,85 \text{ MPa}$

3.3. Stal zbrojeniowa płyty

Przyjęto stal klasy AI – St3SX-b

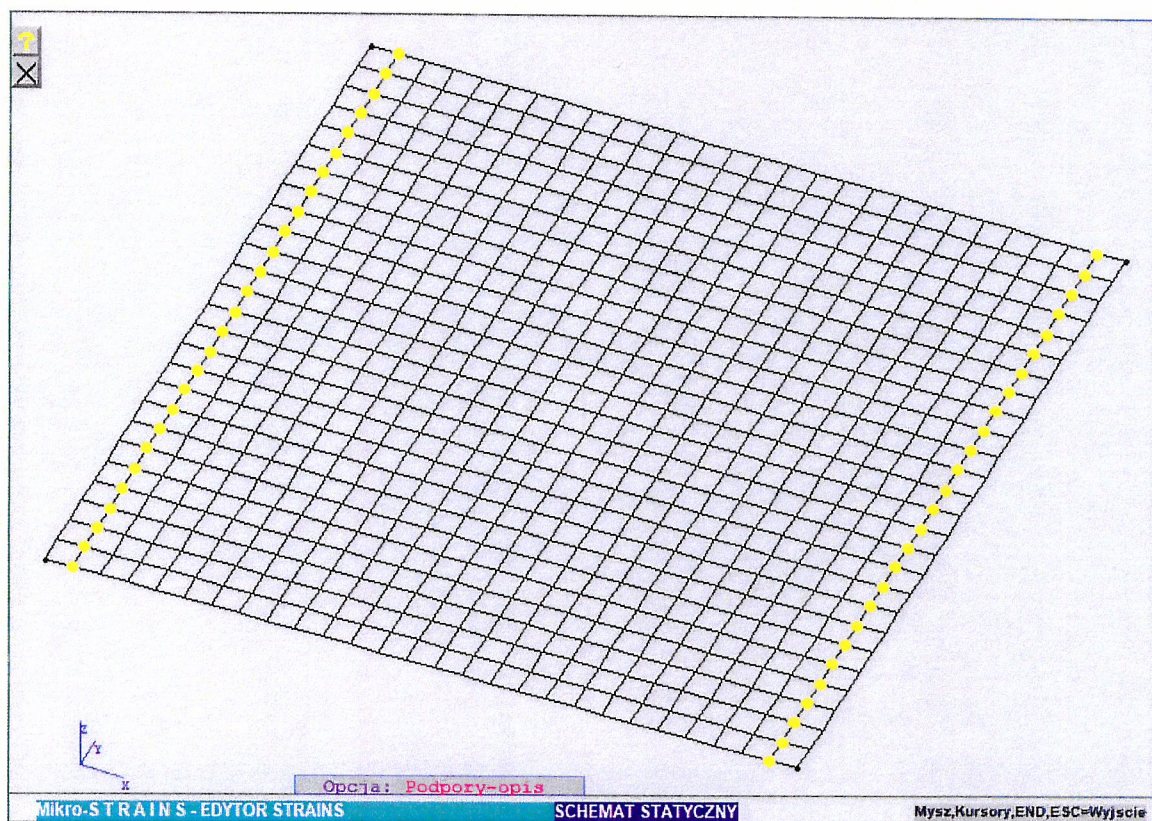
$E_a = 210 \text{ GPa}$, $R_{ak} = 240 \text{ MPa}$, $R_a = 200 \text{ MPa}$

4. MODEL OBLICZENIOWY

Most zamodelowano jako obiekt jednoprzęsłowy o rozpiętości w osiach podpór wynoszącej 5m. Konstrukcję zamodelowano elementami dwuwymiarowymi (elementy powłokowe) w przestrzeni trójwymiarowej.

W obliczeniach statycznych założono zgodnie z PN-91/S-10042 sztywność poszczególnych elementów jako betonowych, bez uwzględnienia wpływu zbrojenia oraz zarysowań na rozkład sztywności konstrukcji.

Schemat statyczny przedstawiono na rysunku.



Rysunek 2 - Wydruk komputerowy schematu nr 1

5. ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ

5.1. Ciężar własny elementów konstrukcyjnych ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- płyta	$g_p = 0.4\text{m} \cdot 25.0\text{kN/m}^3 = 10\text{kN/m}^2$
---------	---

5.2. Kapa chodnikowa ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- beton kapy	$g_{kb} = 0.20\text{m} \cdot 25.0\text{kN/m}^3 = 5\text{kN/m}^2$
--------------	--

5.3. Nawierzchnia ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- naw. asfaltowa	$g_n = 0.11\text{m} \cdot 23.0\text{kN/m}^3 = 2.53\text{kN/m}^2$
------------------	--

5.4. Izolacja ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- izolacja bitumiczna	$g_i = 0.01\text{m} \cdot 14.0\text{kN/m}^3 = 0.14\text{kN/m}^2$
-----------------------	--

5.5. Warstwy pod nawierzchnią ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- izolacja bitumiczna	$g_i = 0.18\text{m} \cdot 23.0\text{kN/m}^3 = 4.14\text{kN/m}^2$
-----------------------	--

5.6. Bariera ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- przyjęto	$g_b = 0.5\text{kN/m}$
------------	------------------------

5.7. Krawężniki ($\gamma = 1.2, 0.9$)

- krawężnik betonowy	$g_b = 0.032\text{m}^2 \cdot 24.0\text{kN/m}^3 = 0.77\text{kN/m}$
----------------------	---

5.8. Obciążenie zastępcze q od obciążenia użytkowego ($\gamma = 1.5$)

- przyjęto	$g_s = 4.00\text{kN/m}$
------------	-------------------------

5.9. Obciążenie zastępcze S od obciążenia użytkowego ($\gamma = 1.5$)

- przyjęto	$1 \times 2/S32 = 320\text{kN}$
- współczynnik dynamiczny	$\phi = 1.35 - 0.005 \cdot 5.0 = 1.325$

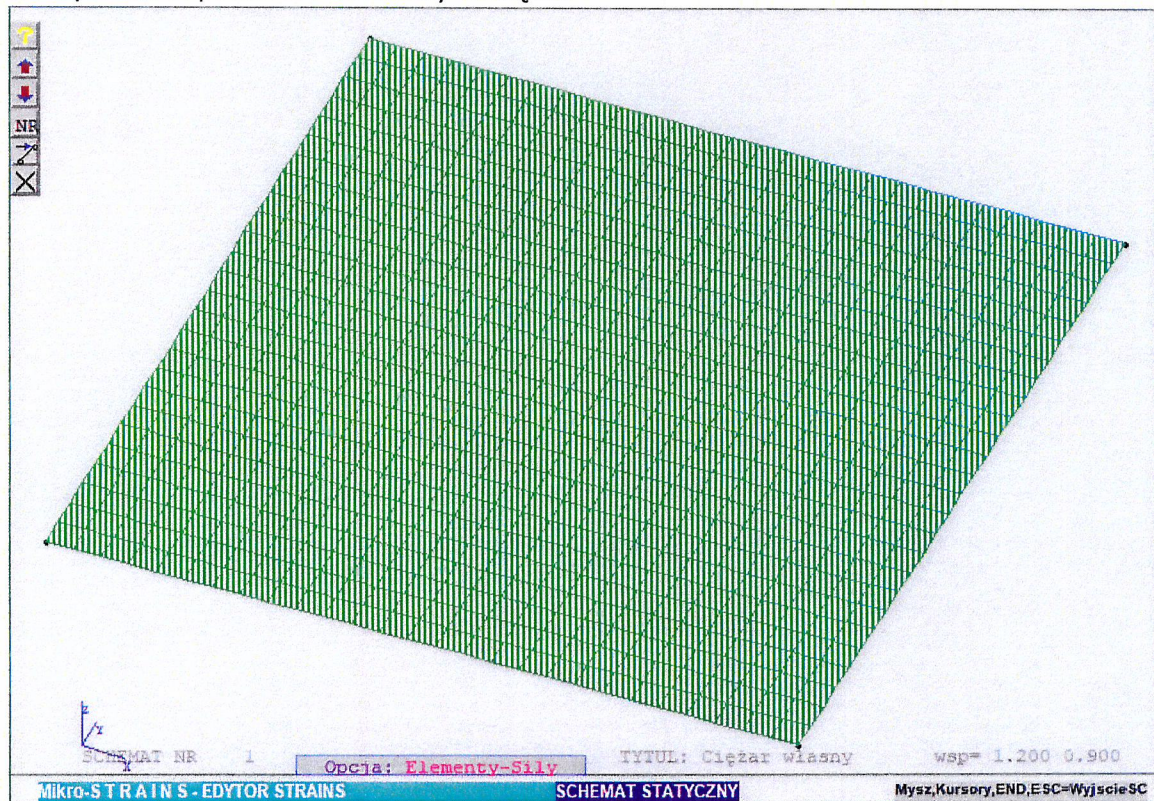
6. OBLICZENIA STATYCZNE

6.1. Schematy obciążeń

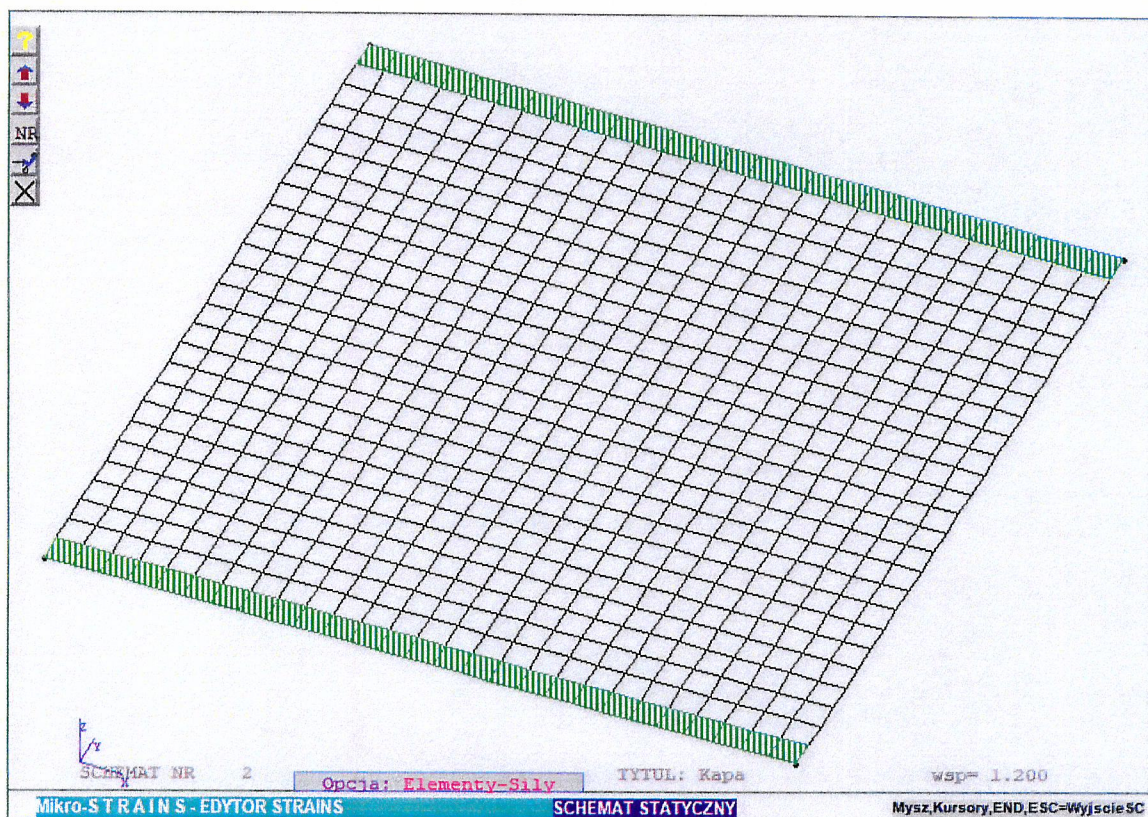
- stadium długotrwałe
 - nr 1 – Ciężar własny
 - nr 2 – Kapa chodnikowa
 - nr 3 – Nawierzchnia
 - nr 4 – Izolacja bitumiczna
 - nr 5 – Warstwy pod nawierzchnią
 - nr 6 – Bariera
 - nr 7 – Krawężniki
- stadium użytkowe
 - nr 8 – Obciążenie zastępcze q od obciążenia użytkowego
 - nr 9 do nr 10 – Obciążenie zastępcze S od obciążenia użytkowego

Obliczenia przeprowadzono dla stadium użytkowego w/w schematów programem „MIKRO STRAINS”.

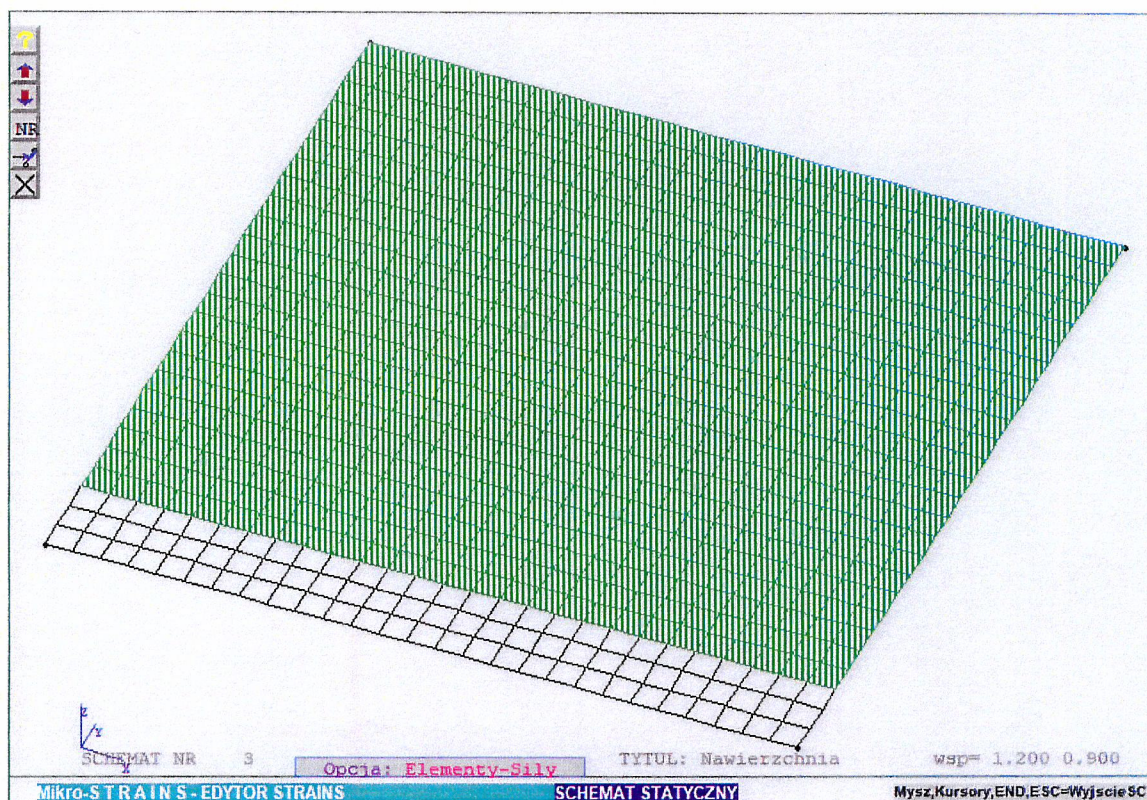
Na wydrukach pokazano schematy obciążeń



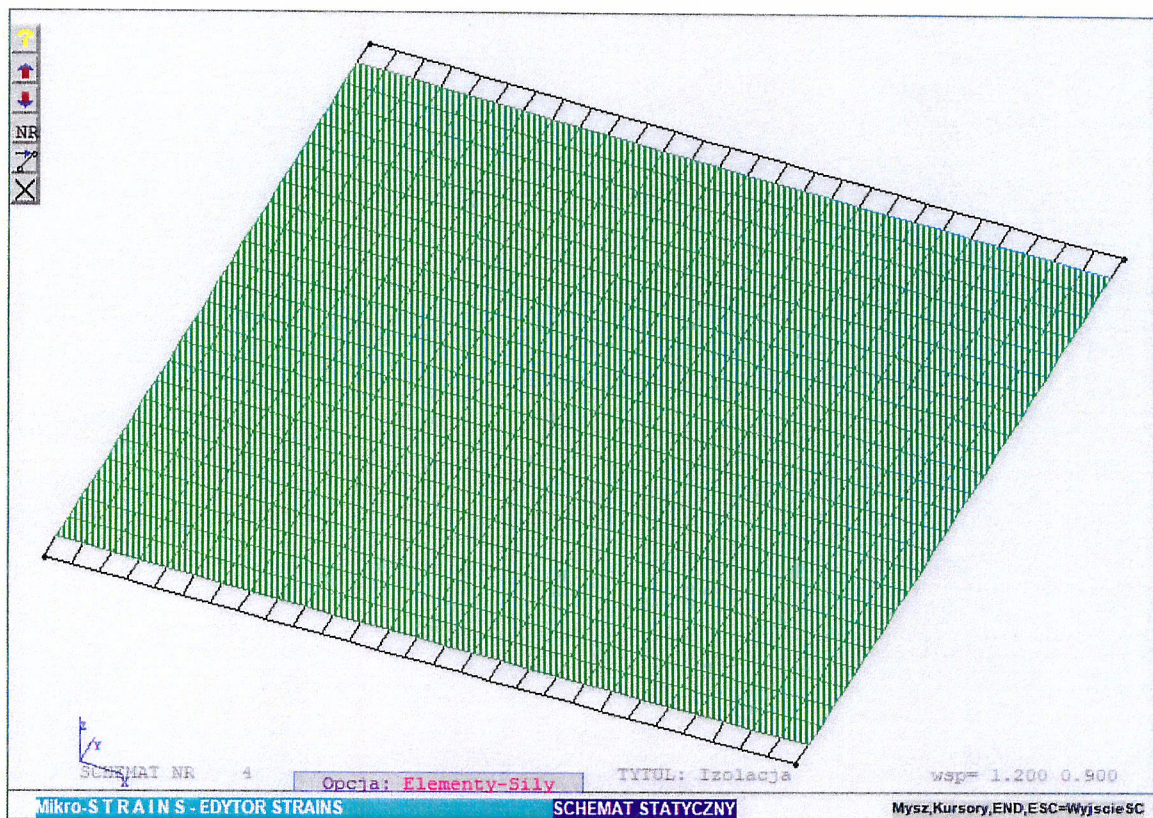
Rysunek 3 - Wydruk komputerowy schematu nr 1



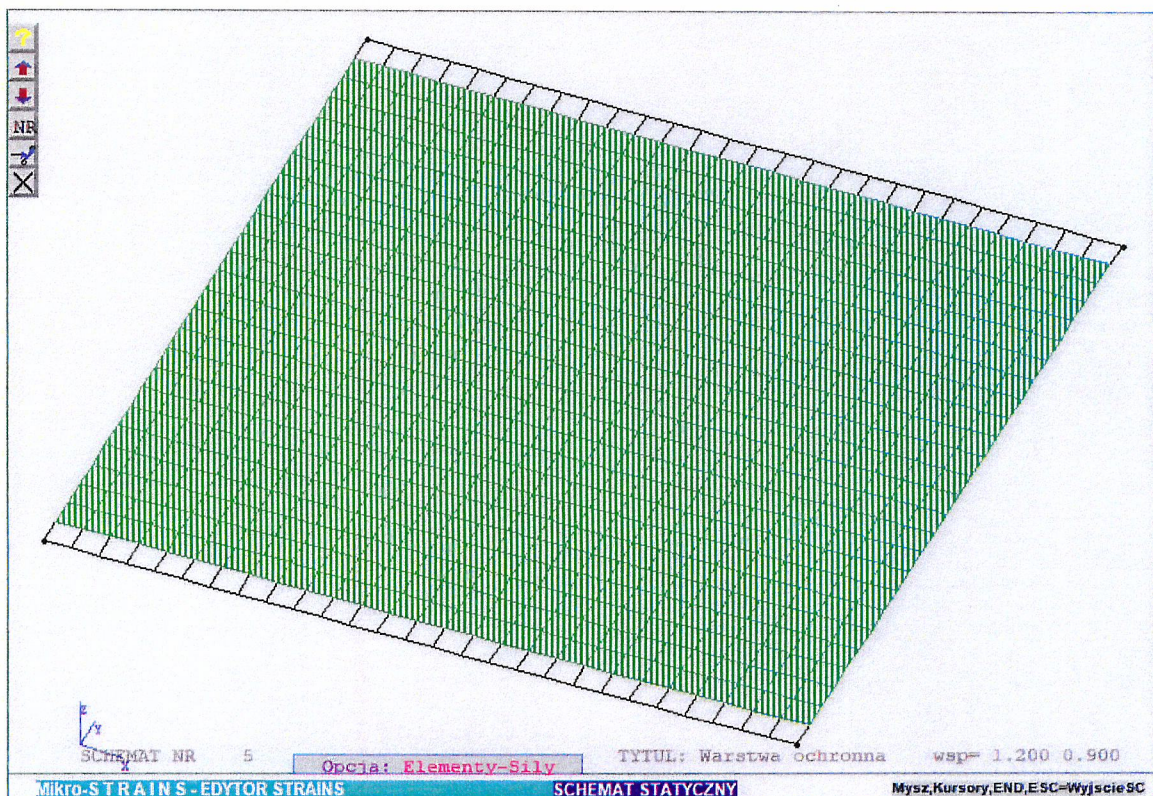
Rysunek 4 - Wydruk komputerowy schematu nr 2



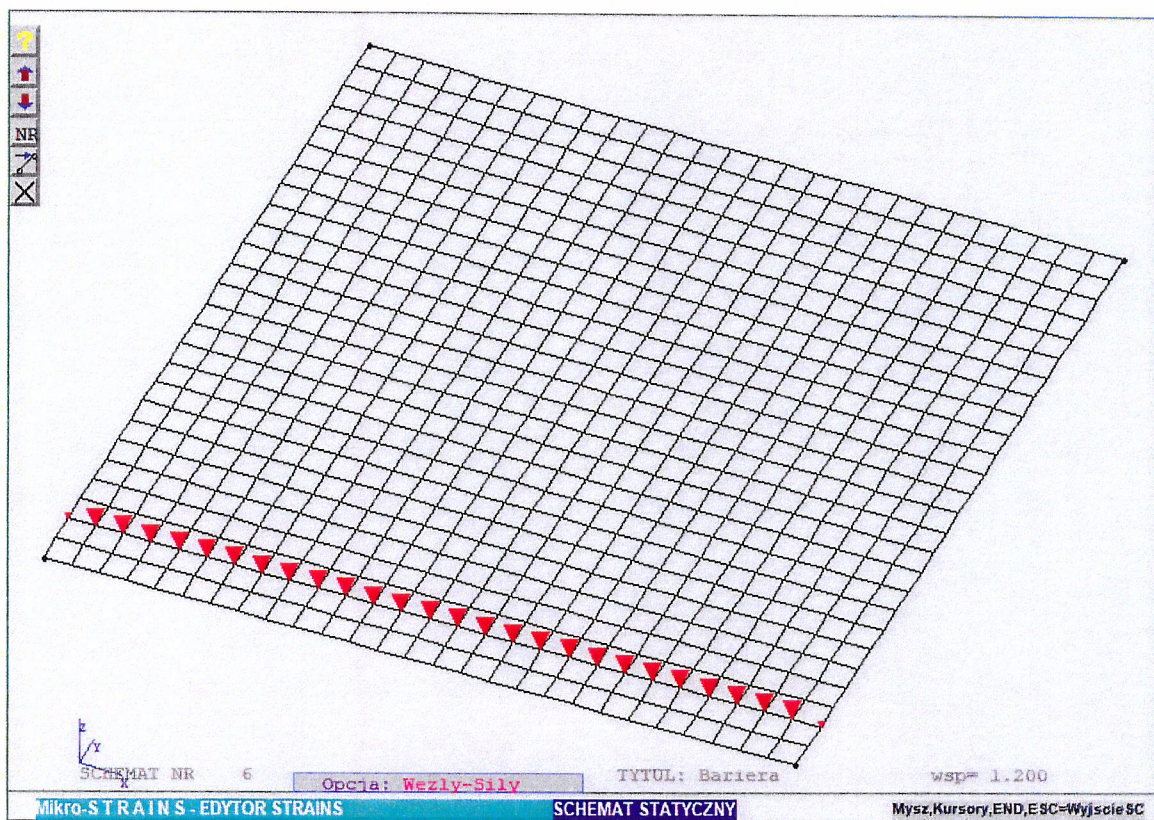
Rysunek 5 - Wydruk komputerowy schematu nr 3



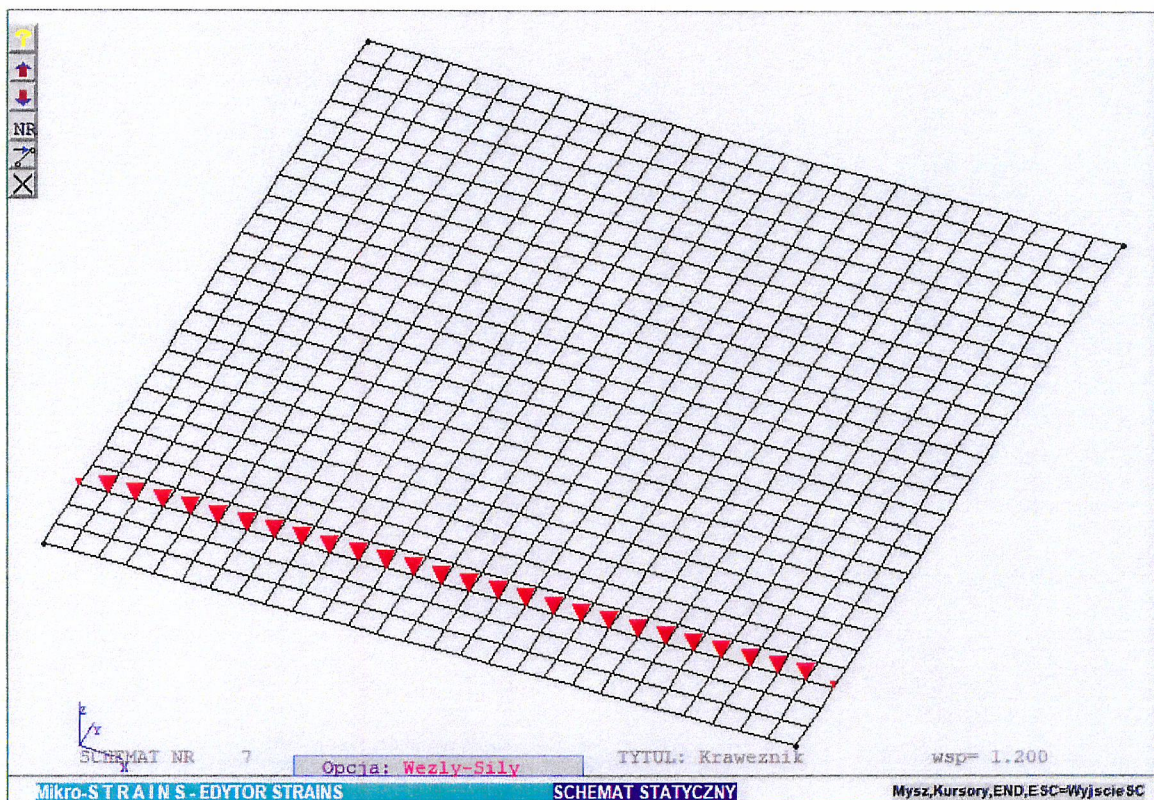
Rysunek 6 - Wydruk komputerowy schematu nr 4



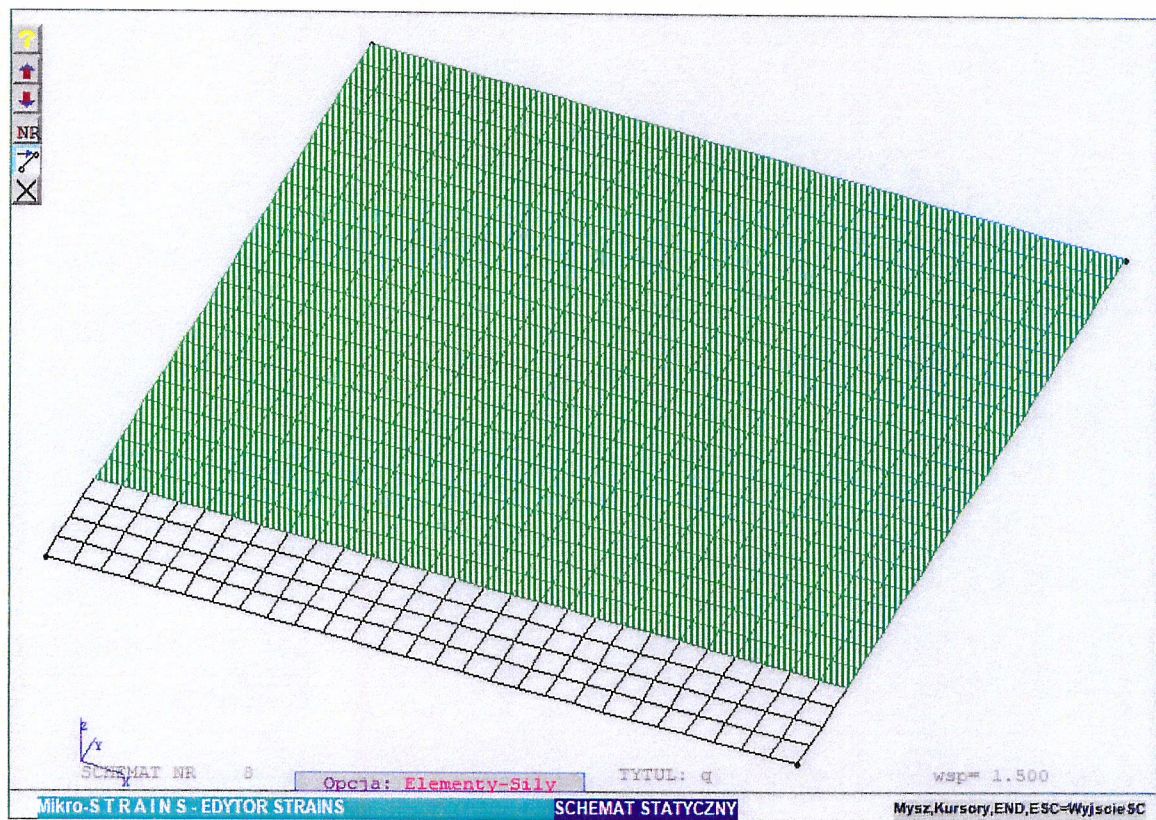
Rysunek 7 - Wydruk komputerowy schematu nr 5



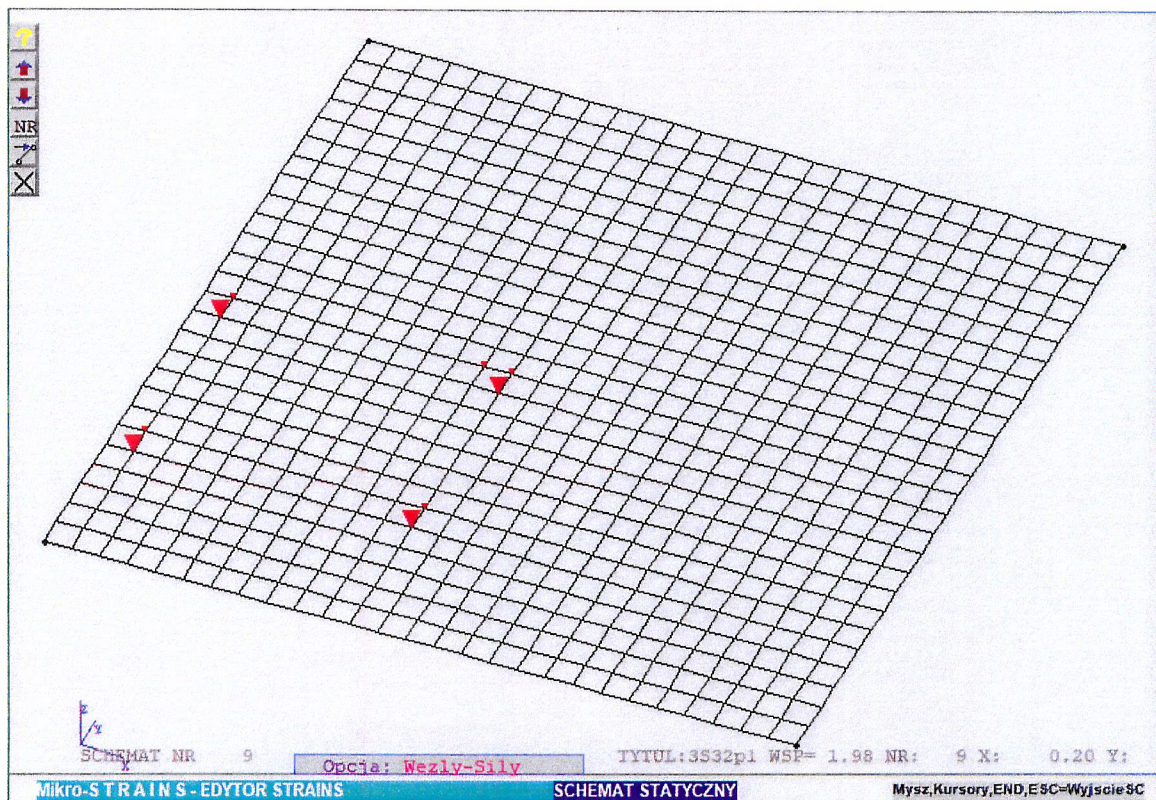
Rysunek 8 - Wydruk komputerowy schematu nr 6



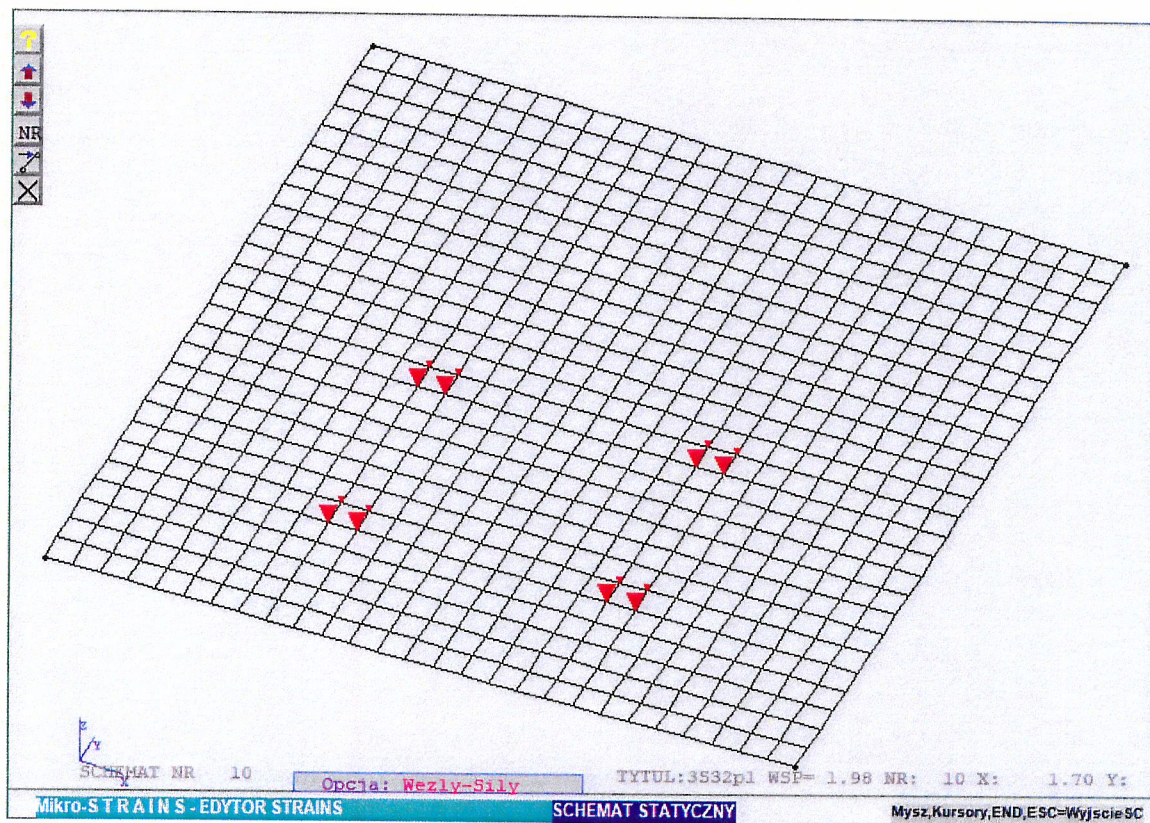
Rysunek 9 - Wydruk komputerowy schematu nr 7



Rysunek 10 - Wydruk komputerowy schematu nr 8



Rysunek 11 - Wydruk komputerowy schematu nr 9



Rysunek 12 - Wydruk komputerowy schematu nr 10

6. WYNIKI OBLICZEŃ STATYCZNYCH

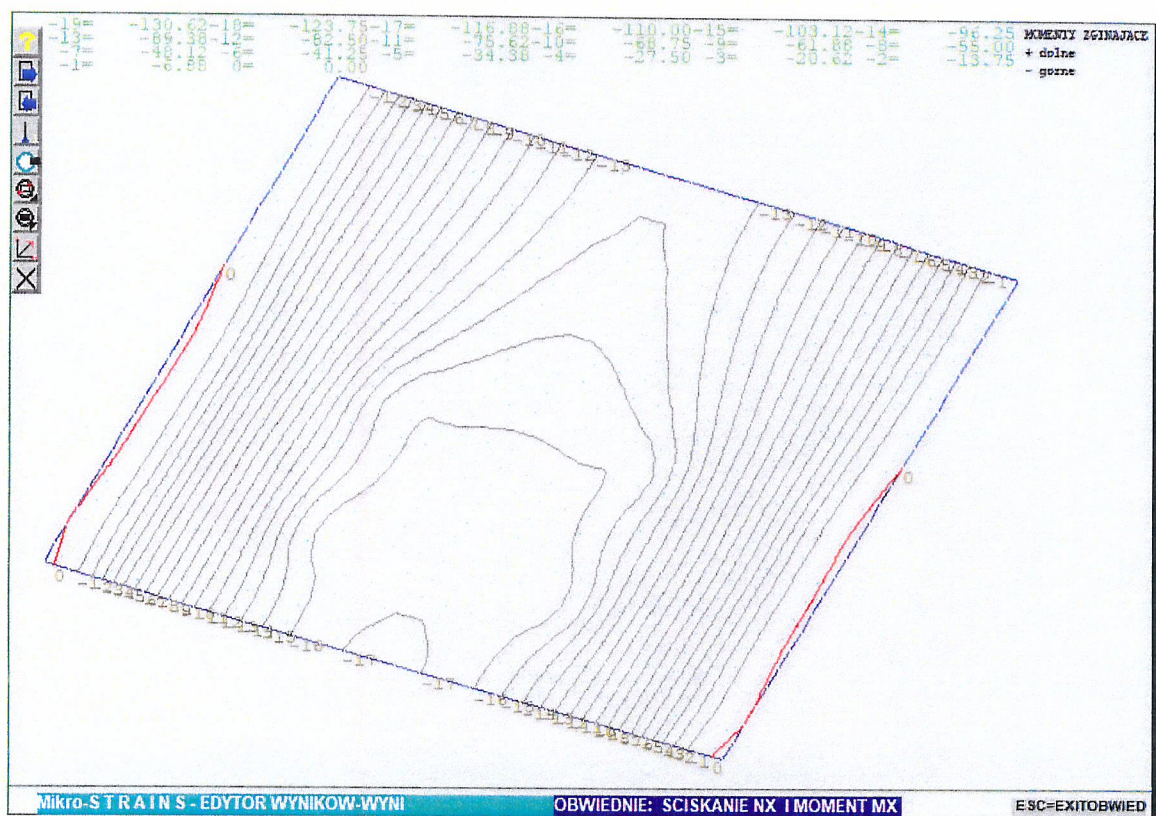
Wydruki komputerowe map obwiedni sił przekrojowych od obciążeń obliczeniowych oraz zestawienie ekstremalnych wartości sił przekrojowych dla poszczególnych elementów sporządzono poniżej.

Przyjęto następujące znakowanie dla elementów powierzchniowych:

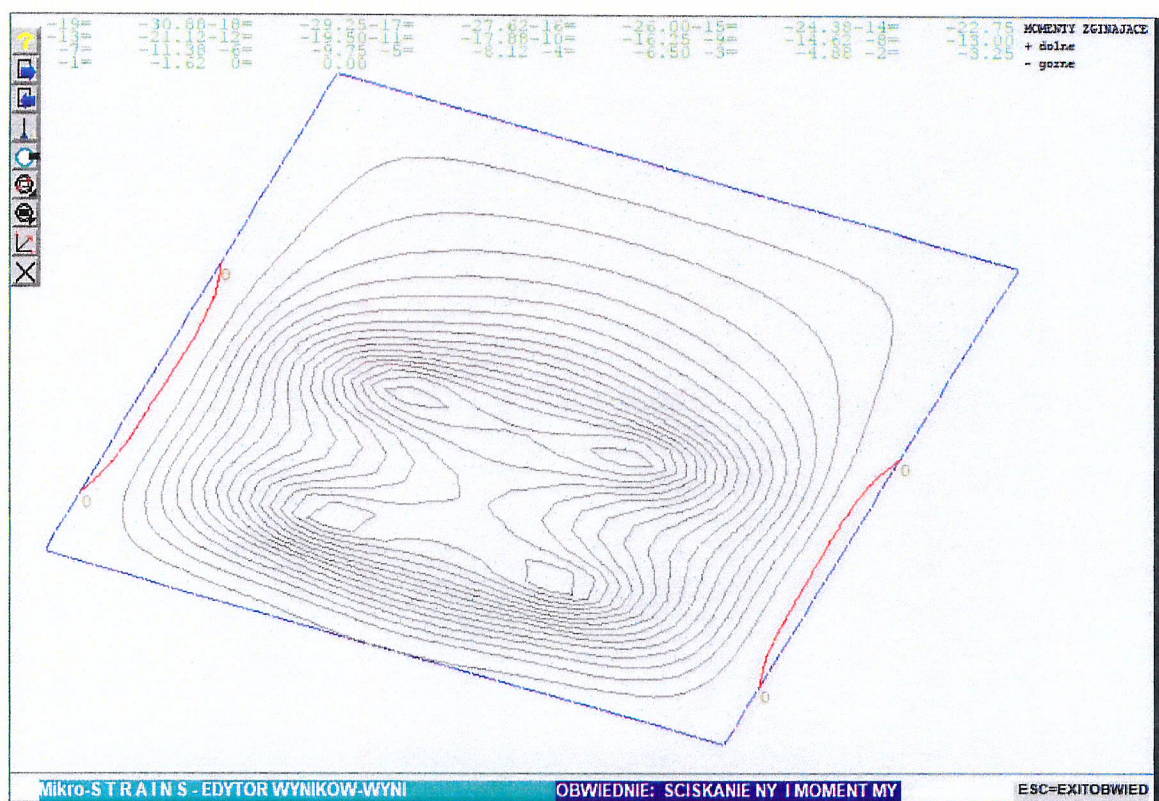
- „-” dla momentów zginających oznacza rozciąganie włókien dolnych
- „+” dla momentów zginających oznacza rozciąganie włókien górnych

6.1. Wyniki dla płyty pomostu

Wielkości sił przekrojowych od obciążeń obliczeniowych w płycie zestawiono na rysunkach



Rysunek 14



Rysunek 15

7. WYMIAROWANIE

7.1. Wymiarowanie płyty na naprężenia normalne na kierunku X (obszar objęty degradacją prętów zbrojeniowych)

OBLICZENIE POTRZEBNEJ POWIERZCHNI ZBROJENIA

I SPRAWDZENIE NAPRĘŻEŃ - zginanie

-przekrój prostokątny zbrojony jednostronnie

DANE: M [KNm] = 133,30
 b [m] = 1,00
 h [m] = 0,380
 R_a [MPa] = 200,00
 R_b [MPa] = 14,40
 E_a [GPa] = 210,00
 E_b [GPa] = 30,00
 n [E_a/E_b] = 7,00

szukane: A_a

szerokość strefy ściskanej

x [m] = 0,12734

obliczone A_a [cm²] = 19,75

przyjęto: A_a [cm²] = 18,46 12 ϕ 14 0 ϕ 0

z tego x [m] = 0,087023

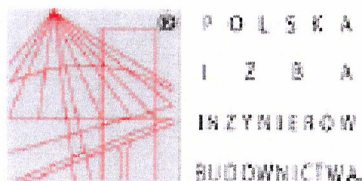
naprężenia

S_a [MPa] =	206	<1,05*200=210
S_b [MPa] =	8,7	

Warunek spełniony.

ZAŁĄCZNIK Z-6

**Kopie uprawnień budowlanych i zaświadczeń o
przynależności do PIIB**



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SWK-H9W-4VN-CQ6 *

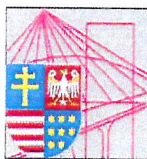
Pan Andrzej Paweł Gałat o numerze ewidencyjnym SWK/BM/0001/19
adres zamieszkania ul. Malskiej 8/13, 25-435 Kielce
jest członkiem Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2020-02-01 do 2021-01-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpłatnym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2020-01-23 roku przez:

Andrzej Paweł Gałat, Zastępca Przewodniczącego Rady Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

[Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 133 poz. 1453) dane w postaci
elektronicznej opatrzone bezpłatnym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są
równoważne pod względem skuteczności prawnym dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.]

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na
stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.pib.org.pl lub kontaktując się z Biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów
Budownictwa.



ŚWIĘTOKRZYSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Kielce, dnia 28 czerwca 2018 r.

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
sygn. akt SK-0054-0080(2)/17/18

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (Dz.U. z 2016 r. poz. 1725) i art. 12 ust. 2 i ust. 3, ust. 4c pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 3a ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. z 2017 r. poz. 1332) oraz § 10, § 13 ust. 1 i ust. 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 11 września 2014 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 2014 r. poz. 1278), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan Andrzej Paweł Gałat

magister inżynier budownictwa
ur. dnia 25 stycznia 1984 roku w Kielcach

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

nr ewidencyjny SWK/0070/PBM/18

do projektowania

**w specjalności inżynierskiej mostowej
bez ograniczeń.**

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 K.p.a. odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od daty jej doręczenia.

Zgodnie z treścią art. 127a ustawy Kodeks postępowania administracyjnego (Dz. U. z 2017 r. poz. 1257 t.j.):

§ 1. W trakcie biegu terminu do wniesienia odwołania strona może zrzec się prawa do wniesienia odwołania wobec organu administracji publicznej, który wydał decyzję.

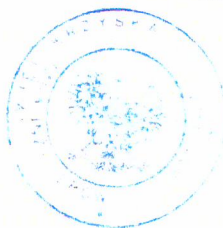
§ 2. Z dniem doręczenia organowi administracji publicznej oświadczenia o zrzeczeniu się prawa do wniesienia odwołania przez ostatnią ze stron postępowania, decyzja staje się ostateczna i prawomocna.

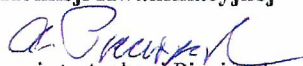
W przypadku złożenia przez stronę oświadczenia o zrzeczeniu się prawa do odwołania od decyzji (określonego w § 2) stronie nie przysługuje prawo do odwołania się ani skargi do sądu administracyjnego.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej

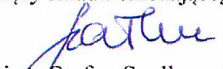
Otrzymują:

1. Pan Andrzej Paweł Gałat
ul. Małskiej 8/13
25-435 Kielce
2. Okręgowa Rada ŚOIIB
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a

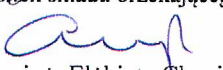



mgr inż. Andrzej Pieniążek

Przewodniczący składu orzekającego


dr inż. Stefan Szalkowski

Członek składu orzekającego


mgr inż. Elżbieta Chociaj

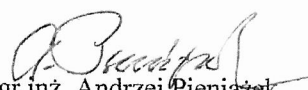
Członek składu orzekającego

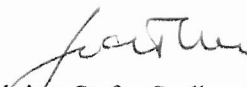
Uprawnienia budowlane nadane
Panu Andrzejowi Pawłowi Gałatowi
magistrowi inżynierowi budownictwa
ur. dnia 25 stycznia 1984 roku w Kielcach
nr ewidencyjny SWK/0070/PBM/18
do projektowania
w specjalności inżynierskiej mostowej
bez ograniczeń

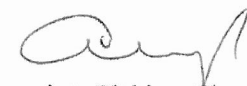
upoważniając:

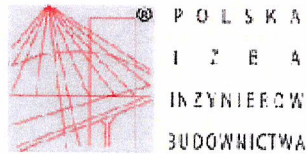
- I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1 i 5 ustawy - Prawo budowlane do:
- projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego;
 - sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.
- II. Na mocy § 10, § 13 ust. 1 i ust. 2 rozporządzenia Ministra Infrastruktury i Rozwoju w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie do:
- sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie tej specjalności;
 - projektowania obiektu budowlanego, takim jak:
 - 1) drogowy obiekt inżynierski w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
 - 2) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie;
 - obliczania światła mostów i przepustów.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej


mgr inż. Andrzej Pieniążek
Przewodniczący składu orzekającego


dr inż. Stefan Szalkowski
Członek składu orzekającego


mgr inż. Elżbieta Chociaj
Członek składu orzekającego



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

SWK-RPF-FLS-LUA *

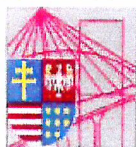
Pan Mateusz Henryk Stańczyk o numerze ewidencyjnym SWK/BM/0203/16
adres zamieszkania ul. R. Traugutta 3/36, 26-200 Końskie
jest członkiem Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2020-06-01 do 2020-11-30.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2020-06-08 roku przez:

Andrzej Pawelec, Zastępca Przewodniczącego Rady Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1430) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

* Weryfikację poprawności danych w niniejszym zaświadczeniu można sprawdzić za pomocą numeru weryfikacyjnego zaświadczenia na stronie Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa www.pib.org.pl lub kontaktując się z biurem właściwej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.



ŚWIĘTOKRZYSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

Kielce, dnia 30 grudnia 2019 r.

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna
sygn. akt SK-0054-0074(2)/19

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000 r. o samorządach zawodowych architektów oraz inżynierów budownictwa (t.j. Dz.U. z 2019 r. poz. 1117) i art. 12 ust. 1 pkt 1, ust. 2, ust. 3, ust. 4c pkt 1 i art. 13 ust. 1, ust. 2, ust. 4 i art. 14 ust. 1 pkt 3a, ust. 3 pkt 1 oraz art. 15a ust. 1, ust. 6 i ust. 7 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane (t.j. Dz.U. z 2019 r. poz. 1186, z późn. zm.), po ustaleniu, że zostały spełnione warunki w zakresie przygotowania zawodowego oraz po złożeniu egzaminu na uprawnienia budowlane z wynikiem pozytywnym

Pan Mateusz Henryk Stańczyk

doktor inżynier budownictwa

ur. dnia 16 maja 1984 roku w Końskich

otrzymuje

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

nr ewidencyjny SWK/0194/PBM/19

do projektowania

w specjalności inżynierskiej mostowej

bez ograniczeń

Uprawnienia budowlane nadane niniejszą decyzją Panu Mateuszowi Henrykowi Stańczyk upoważniają:

- I. Na mocy art. 12 ust. 1 pkt 1 i art. 13 ust. 4 ustawy Prawo budowlane, do:
 - projektowania, sprawdzania projektów architektoniczno-budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego;
 - sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych.
- II. Na mocy art. 15a ust. 1, ust. 6 i ust. 7 ustawy Prawo budowlane, do:
 - sporządzania projektu zagospodarowania działki lub terenu, w zakresie tej specjalności;
 - projektowania obiektu budowlanego, takim jak:
 - 1) drogowy obiekt inżynierski w rozumieniu przepisów o drogach publicznych;
 - 2) kolejowy obiekt inżynierski: most, wiadukt, przepust, ściany oporowe, tunele liniowe, nadziemne i podziemne przejścia dla pieszych, w rozumieniu przepisów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie;
 - obliczania światła mostów i przepustów.

UZASADNIENIE

W związku z uwzględnieniem w całości żądania strony, na podstawie art. 107 § 4 ustawy z dnia 14 czerwca 1960 r. – Kodeks postępowania administracyjnego (t.j. Dz. U. z 2018r. poz. 2096, z późn. zm.), zwanej dalej „K.p.a”, odstępuje się od uzasadnienia decyzji. Zakres nadanych uprawnień budowlanych wskazano na odwrocie decyzji.

Pouczenie

Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

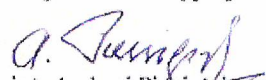
Zgodnie z treścią art. 127a K.p.a.:

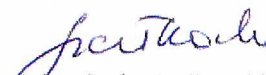
§ 1. W trakcie biegu terminu do wniesienia odwołania strona może zrzec się prawa do wniesienia odwołania wobec organu administracji publicznej, który wydał decyzję.

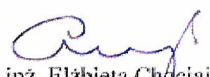
§ 2. Z dniem doręczenia organowi administracji publicznej oświadczenia o zrzeczeniu się prawa do wniesienia odwołania przez ostatnią ze stron postępowania, decyzja staje się ostateczna i prawomocna.

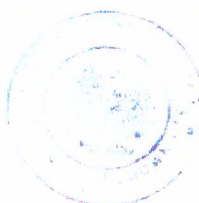
W przypadku złożenia przez stronę oświadczenia o zrzeczeniu się prawa do odwołania od decyzji (określonego w § 2) stronie nie przysługuje prawo do odwołania się ani skargi do sądu administracyjnego.

Skład orzekający Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej


mgr inż. Andrzej Pieniążek
Przewodniczący składu orzekającego


mgr inż. Stefan Szałkowski
Członek składu orzekającego


mgr inż. Elżbieta Chociaj
Członek składu orzekającego



Otrzymują:

1. Pan Mateusz Henryk Stanczyk
Radlin 188 K
26-008 Górnio
2. Okręgowa Rada Świętokrzyskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa
3. Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego
4. a/a