

Nazwa zamierzenia budowlanego:	Budowa mostu w m. Gójsk wraz z rozbudową drogi powiatowej nr 3721W Gójsk – Podlesie – granica województwa – (Sosnowo) stanowiącej dojazd do obiektu inżynierskiego
Adres i kategoria obiektu budowlanego:	Gmina Szczutowo, powiat sierpecki, woj. mazowieckie Kategoria obiektu - XXV, IV, XXVI, XXVIII
Nazwa i adres Inwestora:	Powiat Sierpecki reprezentowany przez Zarząd Powiatu Sierpeckiego ul. Świętokrzyska 2a, 09-200 Sierpc
Nazwa i adres Jednostki Projektowej:	Kowieszko Projektowanie i Edukacja spółka z o.o. ul. Dęby 3/7 lok. 6, 04-308 Warszawa
Stadium:	PROJEKT BUDOWLANY
TOM IV:	<u>PROJEKT TECHNICZNY</u> Część 2 – Projekt mostowy
Lokalizacja:	Jednostka ewidencyjna Szczutowo: Obręb 0010 Gójsk - dz. ewid. nr: 121/1, 121/4, 534, 145, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 146/1, 113, 112/1. Obręb 0022 Podlesie- dz. ewid. nr: 42, 293/6, 304, 303, 285/3, 192/1, 193, 194, 196, 197, 185, 198/2, 176/4, 199/6, 200, 186/1, 201/1.

Załącznik do strony tytułowej: strona 2
Spis zawartości TOMU III: strona 3

Egz. Nr ...

Załącznik do strony tytułowej

Funkcja	Imię i nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Data	Podpis
Projektant	mgr inż. Tomasz Kowieszko	mostowa	MAZ/0366/POOM/08		
Projektant	dr inż. Radosław Oleszek	mostowa	SWK/0157/POOM/14		
Sprawdzający	mgr inż. Jacek Rybka	mostowa	PDK/0180/POOM/05		

SPIS ZAWARTOŚCI PROJEKTU BUDOWLANEGO:

1. Tom I Projekt zagospodarowania terenu
2. Tom II Projekt architektoniczno – budowlany
3. Tom III Załączniki
4. Tom IV Projekt techniczny
Część 2 – Projekt mostowy

SPIS ZAWARTOŚCI:

1.1. CZĘŚĆ OPISOWA.....	4
1.1.1. Rozwiązania konstrukcyjne obiektu budowlanego	4
1.1.2. Geotechniczne warunki i sposób posadowienia obiektu budowlanego.....	11
1.1.3. Rozwiązania budowlane i techniczno - instalacyjne	11
1.1.4. Dane dotyczące warunków ochrony przeciwpożarowej.....	14
1.2. OŚWIADCZENIE	15
1.3. CZĘŚĆ RYSUNKOWA	15

1.1. CZĘŚĆ OPISOWA

1.1.1. Rozwiązania konstrukcyjne obiektu budowlanego

Most zaprojektowano jako jednoprzęsłowy, płytowy o schemacie statycznym ramy jednonawowej o rozpiętości teoretycznej równej 9,0 m. Podpory mostu (przyczółki) zaprojektowano w formie ścian żelbetowych posadowionych na palach fundamentowych, natomiast ustrój niosący w postaci płyty złożonej z desek prefabrykowanych strunobetonowych typu DS-9, zespolonych z żelbetową płytą pomostu. Zabudowę chodnikową zaprojektowano jako żelbetowe kapy a „deski gzymsowe” w formie prefabrykatów z polimerobetonu. Projektowany most jest nieznacznie wyniesiony ponad poziom terenu przyległego, a zatem nie jest elementem w znaczący sposób oddziałującym na kształtowanie krajobrazu. Konstrukcja mostu widoczna będzie tylko z poziomu brzegów rzeki. Zastosowane rozwiązania techniczne oraz sposób wykończenia mostu można uznać za typowe dla tego rodzaju obiektów budowlanych. Kolorystyka obiektu zostanie określona na etapie realizacji obiektu w uzgodnieniu z inwestorem.

Poniżej przedstawiono parametry użytkowe poszczególnych elementów obiektu mostowego oraz parametry przeszkody zlokalizowanej pod obiektem mostowym.

Przekrój poprzeczny na obiekcie mostowym:

▪ Zabudowa gzymsowa z barieroporęczą mostową	– 0,60m
▪ Pobocze	– 1,00 m
▪ Jezdnia drogowa	– 6,00 m
▪ Pas bezpieczeństwa	– 0,50 m
▪ Bariera ochronna mostowa linowa	– 0,10 m
▪ Chodnik	– 1,50 m
▪ Zabudowa gzymsowa z balustradą	– 0,25 m
Razem	– 9,95 m

Skrajnia przeszkody pod obiektem mostowym:

- Półka ziemna - brzeg ciekłu „Dopływ spod Brzesczek Małych”	- 2,225 m
- Koryto ciekłu „Dopływ spod Brzesczek Małych”	- 3,45 m
- Półka ziemna - brzeg ciekłu „Dopływ spod Brzesczek Małych”	- 2,225 m
Razem	– 7,90 m

Charakterystyczne parametry dotyczące projektowanego obiektu mostowego:

Długość całkowita obiektu:	9,50m (mierzona wzdłuż osi niwelety drogi pomiędzy końcami konstrukcji pomostu)
Ilość przęseł:	1
Rozpiętości przęsła:	9,00m (mierzona wzdłuż osi niwelety drogi pomiędzy osiami podpór)
Szerokość całkowita obiektu:	9,95 m
Wysokość konstrukcji mostu:	0,54 m
Kąt skrzyżowania:	90° (kąt pomiędzy osią drogi a teoretyczną osią ciekłu),
Spadek podłużny:	0,6% na obiekcie mostowym
Spadek poprzeczny:	jezdnie na konstrukcji mostu jest zaprojektowana w spadku 2,0% daszkowym

Klasa obciążenia: obiekt zaprojektowano na obciążenia ruchome według modelu LM1, klasa II obciążenia pojazdami samochodowymi.

Wyciąg z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

Normy, przepisy, wytyczne, literatura

W opracowaniu obliczeń statyczno-wytrzymałościowych projektu mostu wykorzystano następujące normy, przepisy, opracowania i literaturę techniczną:

- [1] PN-EN 1990 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [2] PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [3] PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: obciążenia ruchome mostów.
- [4] PN-EN 1991-1-4 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania wiatru.
- [5] PN-EN 1991-1-5 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5: Oddziaływania ogólne. Oddziaływania termiczne.
- [6] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [7] PN-EN 1992-2 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2: Mosty z betonu. Obliczenie i reguły konstrukcyjne.
- [8] PN-EN 1997-1: Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- [9] Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badania podłoża gruntowego.
- [10] Kosecki M., „Statyka ustrojów palowych”, PZITB, 2006.
- [11] Machelski Cz., "Obiekty mostowe z belek prefabrykowanych", DWE, 2006.
- [12] Knauff M., Niedośpiał M., Betonowe konstrukcje sprężone w budownictwie ogólnym”, PWN, Warszawa 2021,
- [13] Knauff M., “Obliczanie konstrukcji żelbetowych według Eurokodu 2, PWN, Warszawa, 2018,
- [14] Madaj A., Wołowicki W., “Projektowanie mostów betonowych”, WKŁ, Warszawa, 2010.
- [15] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, Dz.U. nr 1642 z dnia 1 sierpnia 2019 roku.
- [16] Katalog „Mosty drogowe. Zespólone mosty płytowe z belek strunobetonowych”, BPBDiM Transprojekt Warszawa Sp. z o. o., Warszawa, 2004 r.

Zastosowane materiały konstrukcyjne

Materiały zastosowane w obiekcie oraz ich podstawowe parametry wytrzymałościowe zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Parametry fizyczne zastosowanych materiałów konstrukcyjnych

Beton – prefabrykaty DS9	C35/45	$E_c = 34,0 \text{ GPa}$	$f_{ck} = 35,0 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 21,2 \text{ MPa}$
Beton – płyta nadbetonu	C30/37	$E_c = 32,0 \text{ GPa}$	$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 18,2 \text{ MPa}$
Beton – ściany, oczepy, pale	C30/37	$E_c = 32,0 \text{ GPa}$	$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$	$f_{cd} = 18,2 \text{ MPa}$
Stal sprężająca	Y 1860	$E_s = 195 \text{ GPa}$	$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$	$f_{pd} = 1617 \text{ MPa}$
Stal zbrojeniowa	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$E_s = 205 \text{ GPa}$	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$

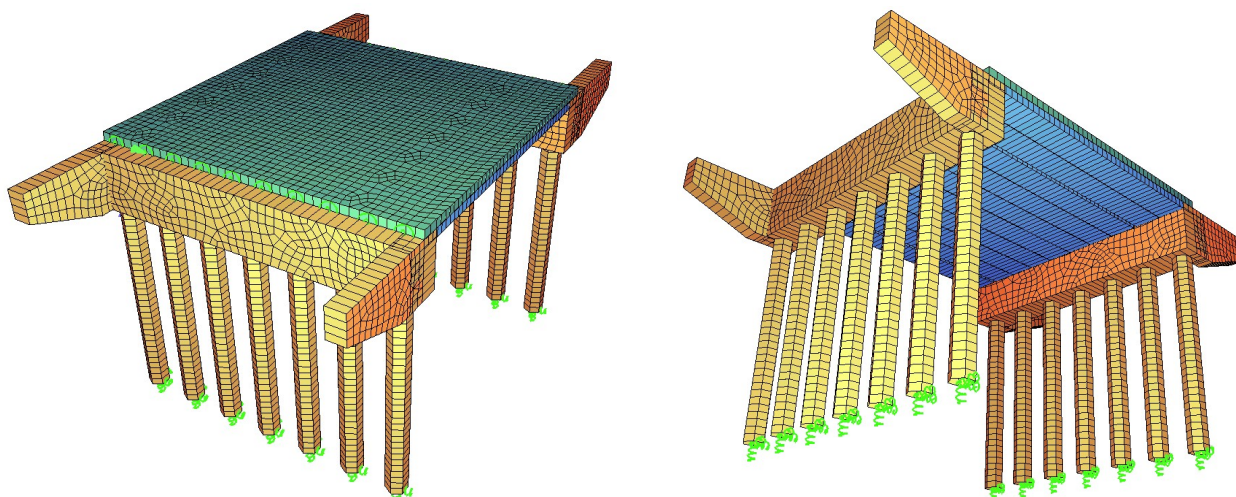
Z uwagi na przystosowanie prefabrykatów typu „deska sprężona” DS9 do wymagań norm projektowania PN-EN wprowadzono niewielkie modyfikacje względem katalogu [16]. W porównaniu do katalogu przyjęto stal sprężającą wyższej klasy $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ (zamiast $f_{pk} = 1471 \text{ MPa}$), co umożliwiło redukcję liczby strun (splotów $\Phi 15,5 \text{ mm}$) w belkach z 16 do 12, które przyjęto tylko w dolnej warstwie (ozn. „1” w katalogu). Gabaryty prefabrykatów oraz zbrojenie miękkie sprawdzono pod kątem wymagań PN-EN pozostawiając bez zmian względem katalogu. Nośność charakterystyczna sploty wynosi $P_{vk} = 279 \text{ kN}$, natomiast naciąg pojedynczych strun $P_0 = 0,70 \times P_{vk} = 195 \text{ kN}$. Wprowadzono także osłonki na 6 splotów sprężających przy końcach belek o długościach 2,0 m; 1,5 m; 1,0 m (symetrycznie). Ma to na celu lepsze dostosowanie desek DS9 do schematu ramy zintegrowanej z otaczającym gruntem.

Modele obliczeniowe

Konstrukcje zintegrowanego mostu ramowego z prefabrykatów typu „deska sprężona” DS9 posadowionego na palach CFA zamodelowano za pomocą przestrzennego układu belkowo-powłokowego, tj. klasy e^1+e^2, p^3 (rys. 1). Strunobetonowe prefabrykaty DS9 zamodelowano za pomocą elementów belkowych typu *Timoshenko*, w których zdefiniowano sploty sprężające. Zespoloną, żelbetową płytę pomostu (nadbetonu), nadającą sztywność przęsła w kierunku poprzecznym, zamodelowano za pomocą paneli (obszarów) powierzchniowych dyskretyzowanych elementami powłokowymi. Ścianę podporową i skrzydła odwzorowano za pomocą paneli powłokowych.

Pale fundamentowe modelowano za pomocą elementów belkowych z rozmieszczonymi na ich długości poziomymi k_{xi} i pionowymi k_{zi} podporami sprężystymi, o sztywnościach określonych według metody uogólnionej, na podstawie modułu odkształcenia warstw gruntu. Sztywności podpór pionowych podstaw pali K_z oszacowano na podstawie nośności pala i wymiarów jego przekroju.

W modelu MES konstrukcji uwzględniono etapy budowy obiektu i związaną z tym zmienność schematu statycznego i przykładanych obciążeń. Uwzględniono następujące fazy pracy: montażową, krótkotrwałą (obc. zmienne) i długotrwałą (obc. stałe z pełzaniem). W fazie montażowej belki prefabrykowane DS9 obciążone ciężarem własnym, ciężarem mieszanki betonowej oraz oddziaływaniem sprężenia pracują w układzie wolnopodpartym. Po zmonolityzowaniu (uciągleniu) konstrukcja pozostaje obciążona w schemacie ramowym (integralnym). Z uwagi na oparcie belek na ścianach przyczółków (podporowych) reakcje z fazy montażowej od ciężaru belek DS9 i płyty nadbetonu przekazywane są bezpośrednio na ściany (nie występują podpory montażowe).



Rys. 1. Wizualizacja modelu obliczeniowego MES obiektu – przestrzenna rama belkowo-powłokowa (klasy e^1+e^2, p^3)

W analizie statyczno-wytrzymałościowej uwzględniono pośrednie stany pracy konstrukcji wynikające z technologii wykonywania (faza montażowa – belki oparte na ścianach podporowych) obiektu oraz wpływów reologicznych z uwagi na długoterminową eksploatację (*Stan 0* – faza budowy, *Stan 1* – faza bezużytkowa, *Stan 2* – faza użytkowa) przystosowując metodykę obliczeń do wymagań norm PN-EN.

Na etapie projektu technicznego obliczenia statyczno-wytrzymałościowe ustroju nośnego wykonano w celu określania wymaganej liczby, układu i tras cięgien (strun) sprężających, stanu naprężeń w dźwigarach, nośności granicznej przekrojów zespolonych złożonych z prefabrykatu DS9 i współpracującej płyty żelbetowej oraz układu osłonek przy końcach belek.

Obciążenia obiektu i założenia obliczeniowe

Obiekt zaprojektowano na I klasę obciążenia wg § 151 rozporządzenia [15] i normy PN-EN 1991-2 [3]. Uwzględniono modele obciążeń w postaci taboru samochodowego UDL i pojazdów tandemowych TS ze zmienną intensywnością obciążenia zależną od podziału jezdni na pasy umowne. Chodniki piesze i pieszo-

rowerowe obciążono tłumem pieszych. Współczynniki dostosowawcze obciążenia ruchomego taborem samochodowym przyjęto na podstawie § 151.2 [15], a zestawiono je w tabeli 2.

Tabela 2. Współczynniki dostosowawcze dla modelu LM1 dla klasy I

Klasa obciążenia pojazdami samochodowymi	Wartości współczynników dostosowawczych					
	α_{q1}	α_{qi} $i \geq 2$	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} $i \geq 3$	α_{gr}
Klasa I	1,00	1,00	1,33	2,40	1,20	1,20

Obiekt zaprojektowano na następujące obciążenia i oddziaływania:

- Obciążenie ciężarem własnym przęsła belkowo-płytowego (płyta, belki, ściany, pale),
- Wpływ cięgien sprężających na konstrukcję określony metodą obciążeń równoważnych,
- Obciążenie ciężarem wyposażenia (nawierzchnia, kapy chodnikowe, bariery),
- Obciążenie parciem gruntu na ściany podporowe i skrzydła wg PN-EN 1997-1,
- Parcie na ściany i skrzydła wywołane obciążeniem taborem nad klinem odłamu,
- Skurcz betonu płyty i belek oraz różnica skurczu między prefabrykatami a płytą,
- Obciążenie zmienne taborem samochodowym UDL + TS wg PN-EN 1991-2 – klasa I,
- Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4:2008,
- Obciążenia termiczne wg PN-EN 1991-1-5:2005,
- Obciążenie tłumem pieszych wg PN-EN 1991-2:2007,

Obciążenia ustroju nośnego projektowanego mostu zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Zestawienie obciążeń obiektu

Lp.	Przypadek obciążenia	Wartość obciążenia	Współczynnik obciążeniowy		Współczynniki kombinacyjne		
			γ_{max}	γ_{min}	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
I. OBCIĄŻENIA STAŁE							
1	Ciężar prefabrykatów DS9	$g_1 = 5,3 \text{ kN/m}$	1,35	1,0	Nie dotyczy obc. stałych		
2	Płyta pomostu (na belkę)	$g_{p1} = 6,3 \text{ kN/m}$	1,35	1,0			
3	Ciężar ściany podporowej	$g_w = 27,05 \text{ kN/m}^2$	1,35	1,0			
4	Ciężar skrzydeł	$g_s = 12,5 \text{ kN/m}^2$	1,35	1,0			
5	Reakcje montażowe z belek (prefabrykat + nadbeton)	$R_{mont} = 52 \text{ kN}$	1,35	1,0			
6	Sprężenie belek DS9 – 12 strun (modyfikacja katalogu)	$P_{vk} = 279 \text{ kN}$ - splot $P_0 = 0,70 \times P_{vk} = 195 \text{ kN}$	1,0	1,0			
7	Wyposażenie obiektu: - nawierzchnia jezdni - kapy chodnikowe - bariery i balustrady	$q_j = 2,3 \text{ kN/m}^2$ $q_k = 6,0 \text{ kN/m}^2$ $q_b = 0,75 \text{ kN/m}$	1,35	1,0			
8	Różnica osiadań podpór	$\Delta_z = 1,0 \text{ cm}$	1,20	0,0			
9	Różnica skurczu płyta-belka	$\Delta\varepsilon = 0,15 \text{ ‰}$ $\Delta T_z(\varepsilon) = 15 \text{ °C}$	1,0	1,0			
10	Pełzanie betonu belki i płyty	Metoda Trosta	–	–			
11	Parcie spoczynkowe	$e_0 = 0 \div 15,2 \text{ kPa}$	1,35	0,50			
II. OBCIĄŻENIA ZMIENNE							
12	Tabor samochodowy UDL	$q_1 = 12,0 \text{ kN/m}^2$ $q_2 = 6,0 \text{ kN/m}^2$	1,35	0,0	0,40	0,40	0
13	Pojazdy tandemowe TS	$Q_{1k} = 300 \text{ kN/os}$ $Q_{2k} = 200 \text{ kN/os}$	1,35	0,0	0,75	0,75	0
14	Tłum pieszych na chodniku	$q_t = 5,0 \text{ kN/m}^2$	1,35	0,0	0,40	0,40	0
15	Hamowanie na jezdni	$Q_{1k} = 400 \text{ kN}$	1,35	0,0	1,0	1,0	0
16	Obciążenia termiczne:		1,50	0,0	0,60	0,60	0,50

	- ogrzanie konstrukcji - oziębienie konstrukcji - gradient temperatur 1 - gradient temperatur 2 - gradient temperatur ścian	$T_{\max} = +36\text{ }^{\circ}\text{C}$ $T_{\min} = -32\text{ }^{\circ}\text{C}$ $\Delta T_{z1} = +10,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ $\Delta T_{z2} = -9,6\text{ }^{\circ}\text{C}$ $\Delta T_{z3} = \pm 15\text{ }^{\circ}\text{C}$					
17	Obciążenie wiatrem	5,1 kN/m	1,50	0,0	0,6	0,2	0
18	Parcie gruntu od obc. naziomu taborem TS	$q_{\text{TS}} = 18,7\text{ kPa}$	1,35	0,0	0,75	0,75	0

W obliczeniach ścian podporowych i skrzydeł uwzględniono: ciężar własny, parcie gruntu na korpus i ściany boczne ($K_I = 0,50$), parcie od obciążenia TS ustawionego na dojazdach do obiektu.

W analizie obiektu uwzględniono kombinacje obciążeń zgodnie z PN-EN 1990:

- Stan graniczny nośności ULS - kombinacja trwała,
- Stan graniczny nośności ULS - kombinacja wyjątkowa,
- Stan graniczny użyteczności SLS – kombinacja charakterystyczna,
- Stan graniczny użyteczności SLS – kombinacja częsta,

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe obiektu wykonano w zakresie liniowo-sprężystej pracy konstrukcji, z wykorzystaniem konwencji rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa w odniesieniu do obciążeń i materiałów konstrukcyjnych zgodnie z systemem norm PN-EN. Stany graniczne użyteczności (SLS) rysoodporności i dekompresji sprawdzono w kombinacji częstej zgodnie z poz. 7.3.1 PN-EN 1992-2. Stan graniczny nośności przekrojów krytycznych (przęsłowych i podporowych) zweryfikowano w oparciu o plastyczny (faza III) model pracy przekroju sprężonego zgodnie z poz. 6.1 PN-EN 1992-2 i PN-EN 1991-1-1.

Sprawdzenie zarysowania elementów żelbetowych ustroju nośnego mostu przeprowadzono przyjmując II fazę pracy przekrojów. Graniczną szerokość (rozwartość) rysy elementów żelbetowych przyjęto $w_{k,\text{lim}} = 0,3\text{ mm}$ zgodnie z poz. 7.3.1 PN-EN 1992-2 (Tablica 7.101N), ale dla charakterystycznej kombinacji obciążeń w SLS, a nie quasi-stałej. Zastosowano bezpieczniejszy warunek dotyczący zarysowania niż wynika to z wymagań PN-EN. W przypadku pracy płyty pomostu w kierunku poprzecznym przeszła przyjęto zaostrzony warunek zarysowania, tj. $w_{k,\text{lim}} = 0,2\text{ mm}$.

W analizie sprężonych strunobetonowych prefabrykatów typu DS9 zweryfikowano zgodnie z PN-EN 1992 warunek dekompresji w kombinacji częstej oraz warunek dotyczący naprężeń ściskających w betonie $\sigma_c < 0,60 \times f_{ck}$ dla kombinacji charakterystycznej SLS. Sprawdzono nośność graniczną prefabrykatów sprężonych zespolonych z uzupełniającym betonem monolitycznym według teorii III fazy (plastycznej) pracy przekrojów krytycznych. Wprowadzono dodatkowy warunek naprężeniowy zapewniający brak rozciągania betonu belek sprężonych w kombinacji charakterystycznej SLS (ściskanie belek). W fazie montażowej (oddziaływanie ciężaru własnego i sprężenia belek – faza przejściowa) zapewniono brak zarysowania, tj. naprężenia rozciągające w betonie ograniczone są do $f_{ctk0,05} = 2,2\text{ MPa}$.

Podstawowe wyniki obliczeń

Poniżej przedstawiono wybrane wyniki obliczeń ustroju nośnego mostu. Naprężenia normalne w najbardziej obciążonej belce zespolonej zaprezentowano w tabeli 4 z uwzględnieniem sił sprężających oraz wpływów reologicznych w kombinacji charakterystycznej, częstej oraz w sytuacji montażowej stanu granicznego użyteczności (SLS). W tabeli 5 zestawiono wyniki weryfikacji nośności granicznej przekrojów zespolonych złożonych ze sprężonych belek DS9 i monolitycznej płyty współpracującej w ULS.

Tabela 4. Wyniki weryfikacji naprężeń w betonie belek prefabrykowanych w SLS

SLS	Komb. charakterystyczna		Komb. częsta	Sytuacja montażowa (ciężar własny DS9 + sprężenie)	
	Rozciąganie σ_{ct} [MPa]	Ściskanie σ_{cc} [MPa]	Rozciąganie σ_{ct} [MPa]	Rozciąganie σ_{ct} [MPa]	Ściskanie σ_{cc} [MPa]
DS9	-1,2	-17,9	-1,4	0,45	-19,1
Warunek normowy	$\sigma_{cmax} = -1,2$ MPa ≤ 0 MPa Brak rozciągania	$\sigma_{cmin} = -17,9$ MPa $\leq 0,6 \times f_{ck} = 21$ MPa	$\sigma_{cmax} = -1,4$ MPa < 0 MPa Brak rozciągania	$\sigma_{cmax} = 0,45$ MPa $< f_{ctk0.05} = 2,20$ MPa	$\sigma_{cmin} = -19,1$ MPa $\leq 0,6 \times f_{ck} = 21$ MPa

Tabela 5. Weryfikacja nośności granicznej przekrojów zespolonych w kombinacji trwałej ULS

Belka zespolona (prefabrykat + płyta nadbetonu)	DS9
Moment obliczeniowy w kombinacji trwałej w ULS bez sprężenia	$M_{ULS} = 419$ kNm
Nośność graniczna belki DS9 + płyta wg obliczeń autorskich (obliczeniowa)	$M_{Rd} = 840$ kNm
Warunek wytrzymałościowy (przekrój przęsłowy)	$M_{ULS} / M_{Rd} = 0,50 < 1,0$

Stopień wykorzystania nośności granicznej przekroju zespolonego belka prefabrykowana DS9 + nadbeton jest na poziomie 50 %, gdyż w katalogu [16] belki DS9 zaprojektowano dla schematu belki swobodnie podpartej. W analizowanej konstrukcji prefabrykaty pracują w układzie ramowym, dodatkowo zastosowano stal sprężającą wyższej klasy. Zestawienie wyników obliczeń nośności elementów żelbetowych ramy zawiera tabela 6.

Tabela 6. Wyniki obliczeń nośności elementów żelbetowych

Przekrój krytyczny	Zbrojenie przekroju	M_{ULS} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	M_{ULS} / M_{Rd}	M_{SLS} [kNm]	$M_{dop(wk,lim)}$	$M_{SLS} / M_{dop(wk,lim)}$
Węzeł ramy	górną: 8#25/m _b co 12,5 cm dołem: 8#16/m _b co 12,5 cm	-532	-756	0,70 < 1,0	-411	-510	0,81 < 1,0
Płyta pomostu poprzecznie	górną: 8#12/m _b co 12,5 cm dołem: 8#12/m _b co 12,5 cm	40	58	0,69 < 1,0	30	41	0,73 < 1,0
Skrzydła boczne	Zbrojenie pionowe (min. zbrojenia): obustronnie 8#10/m _b co 12,5 cm	34	107	0,32 < 1,0	23	43	0,53 < 1,0
	Zbrojenie poziome: Od gruntu: 8#12/m _b co 12,5 cm Zewn.: 8#10/m _b co 12,5 cm	-86	153	0,56 < 1,0	-64	78	0,82 < 1,0
Pale wiercone	Zbrojenie w głowicy (odcinek 2,0m): 11#25 co 12,5 cm obwodowo Zbrojenie poniżej h = 2,0m: 11#12 co 12,5 cm obwodowo	$M_w = 350$ kNm $N_{xodp} = -380$ kN	$\sigma_{bet} = -21,3$ MPa < $f_{cd} = 21,4$ MPa $\sigma_s = 372$ MPa < $f_{yd} = 435$ MPa $\sigma_{sSLS} = 280$ MPa < $\sigma_{sred} = 290$ MPa				
Ściana podporowa	Zbrojenie poziome: Obustronnie 8#16/m _b co 12,5 cm	372	667	0,56 < 1,0	299	392	0,76 < 1,0
Założenia obliczeniowe: Dla płyty pomostu zginanej poprzecznie przyjęto asekuracyjnie $w_{k,lim} = 0,2$ mm Przekrój obliczeniowy węzła ramy (DS9 + nadbeton) $b = 90$ cm, $c = 50$ mm, $w_{k,lim} = 0,3$ mm M_{ULS} – obliczeniowy moment zginający z kombinacji trwałej ULS w przekroju, M_{Rd} – obliczeniowy moment graniczny (niszczący, uplastyczniający), tj. nośność przekroju							

W tabeli 7 zawarto maksymalne obliczeniowe siły poprzecznych w prefabrykatkach DS9 rozpatrywanego obiektu ramowego i nośności na ścinanie zbrojenia katalogowego. Zbrojenie prefabrykatów DS9 na ścinanie nie wymaga adaptacji do układu ramowego.

Tabela 7. Zestawienie maksymalnych sił poprzecznych w belkach DS9 dla kombinacji trwałej ULS

Odcinek belki	Katalogowe zbrojenie belki na ścinanie	V_{ULS} [kN]	V_{Rd} [kN]	Obliczeniowe siły poprzeczne V_{ULS} w belkach z kombinacji trwałej ULS są mniejsze niż nośność katalogowego zbrojenia na ścinanie wyznaczona na podstawie norm PN-EN. Katalogowe zbrojenie belek na ścinanie nie wymaga adaptacji.
1 – 48 cm	2 strzemiona #8 co 8 cm	388	< 423	
2 – 130 cm	2 strzemiona #8 co 10 cm	337	< 338	
3 – 144 cm	2 strzemiona #8 co 12 cm	224	< 282	
4 – 72 cm	2 strzemiona #8 co 18 cm	152	< 188	

Uwaga: W określeniu nośności strzemion prefabrykatów DS9 na ścinanie założono, że zbrojenie katalogowe składa się z dwóch strzemion #8 na jedną belkę, co odpowiada 4 pionowym gałęziom pracującym na ścinanie. W obliczaniu V_{Rd} pominięto hak (pętle) jednego ze strzemion z uwagi na wątpliwe zakotwienie tego pręta w betonie prefabrykatu (pręt nie obejmuje zbrojenia podłużnego belki).

Na podstawie przeprowadzonych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych ustroju nośnego mostu należy stwierdzić, że:

- W fazie montażowej (*Stan 0* – stadium początkowe) na skutek oddziaływania ciężaru własnego i sprężenia w górnych włóknach przekroju przy końcach belek DS9 występują niewielkie naprężenia rozciągające $\sigma_{ct} = 0,45 \text{ MPa} \ll f_{ctk0,05} = 2,2 \text{ MPa}$ (przekrój niezarysowany),
- W kombinacji częstej SLS nie występują naprężenia rozciągające w przekrojach belek prefabrykowanych DS9, przekrój jest wyłącznie ściskany ($\sigma_c = -1,4 \text{ MPa}$), a tym samym normowy warunek dekompresji wg poz. 7.3.1 PN-EN 1992-2 jest spełniony,
- Zgodnie z warunkiem w poz. 7.2 PN-EN 1992-2, naprężenia ściskające w kombinacji charakterystycznej SLS nie przekraczają 60 % wytrzymałości charakterystycznej betonu na ściskanie, tj. $\sigma_{ccmax} = -17,9 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{ck} = 21,0 \text{ MPa}$,
- W przejściowej sytuacji montażowej (ciężar własny belki DS9 i sprężenie) maksymalne naprężenia ściskające w betonie spełniają wymagania normowe, tj. $\sigma_{ccmax} = -19,1 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{ck} = 21,0 \text{ MPa}$,
- ugięcia konstrukcji od obciążeń ruchomych $TS+UDL+q_t$ o pełnej wartości nie przekraczają wartości dopuszczalnych stosowanych zwykle w odniesieniu do konstrukcji sprężonych, tj. $u_{zmax} = 3,0 \text{ mm} \ll f_{dop} = L/800 = 11 \text{ mm}$.

Ugięcia przęsła obiektu wyznaczono w celach orientacyjnych. Normy PN-EN nie zawierają wymagań dotyczących dopuszczalnych ugięć od obciążeń ruchomych. Określono je na podstawie do niedawna obowiązujących norm projektowania przęseł betonowych, traktując je jako dokumenty referencyjne (źródło wiedzy technicznej).

Obliczenia pali fundamentowych

Pod ścianami podporowymi P1 i P2 przewidziano po jednym rzędzie 7 pali wierconych CFA $\Phi = 60 \text{ cm}$ o długości $L_p = 6,0 \text{ m}$ w rozstawie 1,35 m. W tabeli 8 przedstawiono zbiorcze zestawienie oszacowanych nośności normowych pali i sił obliczeniowych w kombinacji trwałej ULS, występujących w najbardziej wyjątkowych palach.

Tabela 8. Wyniki obliczeń nośności pali fundamentowych

Podpora	Ilość pali	Długość pala	Siła w palu N_{ULS} [kN]	Nośność obliczeniowa pala pojedynczego R_{ed} [kN]	Nośność obliczeniowa pala w grupie R_{ed} [kN]	Czy spełniony warunek $N_{ULS} < R_{ed}$?
P1	7 szt	6,0	540	823	804	TAK
P2	7 szt	6,0	540	573	564	TAK

1.1.2. Geotechniczne warunki i sposób posadowienia obiektu budowlanego

Na podstawie badań geotechnicznych przeprowadzonych w terenie, na którym zaprojektowano rozbudowę drogi powiatowej nr 3721W wraz z mostem drogowym nad ciekim „Dopływ spod Brzeszczek Małych”, stwierdzono podłoże gruntowe niejednorodne pod względem parametrów fizyczno-mechanicznych. Projektowany obiekt budowlany w postaci drogi powiatowej będzie posadowiony bezpośrednio na istniejącym podłożu gruntowym. Wartości parametrów pomierzone podczas badań odnoszą się do okresu niskich stanów wód podziemnych. Należy uwzględnić możliwość zmian parametrów z uwagi na zmiany w czasie warunków wodnych. W związku z uzyskanymi badaniami geologicznymi i oceną warunków gruntowo-wodnych dla terenu inwestycji, zdecydowano o konieczności wzmocnienia konstrukcji nawierzchni dzięki zastosowaniu ulepszonego podłoża gruntowego z kruszywa stabilizowanego cementem.

Projektowany obiekt mostowy należy zaliczyć do II kategorii geotechnicznej. Głębokość strefy przemarzania $h_z=1,0\text{m}$ ppt. Warunki gruntowo – wodne można określić jako proste.

Zaprojektowano posadowienie obiektu mostowego jako pośrednie na palach fundamentowych.

1.1.3. Rozwiązania budowlane i techniczno - instalacyjne

Poniżej przedstawiono rozwiązania konstrukcyjno - materiałowe podstawowych elementów konstrukcji obiektu mostowego.

Dla projektowanego mostu proponuje się następujące materiały:

BETON:

C35/45 – prefabrykaty strunobetonowe, zabudowy chodnikowe,

C30/37 – płyta pomostu; podpory, kapy chodnikowe, płyty przejściowe, ławy fundamentowe,

C12/15 – beton wyrównawczy, „korek” uszczelniający.

STAL SPRĘŻAJĄCA:

Stal sprężająca Y 1860 – liny sprężające w prefabrykatkach strunobetonowych.

STAL KONSTRUKCYJNA:

S235 – grodzice stalowe, balustrady stalowe.

STAL ZBROJENIOWA:

Należy zastosować stal zbrojeniową o następujących parametrach:

- ciągliwość A,
- plastyczność $>2,5\%$
- f_{yk} 500 MPa.

Poniżej opisano elementy konstrukcyjne projektowanego obiektu mostowego.

Posadowienie podpór mostu

Zaprojektowano posadowienie obiektu mostowego na palach fundamentowych.

Podpory mostu (przyczółki)

Zwieńczeniem pali fundamentowych są ściany przyczółków. Korpus obydwu przyczółków tworzy żelbetowa ściana oporowa grubości 1,10 m oraz skrzydła o grubości ściany 0,50 m i wysięgu 2,45 m. Projekt przewiduje, że górna część przyczółków zostanie zabetonowana razem z płytą pomostu tworząc ustrój o schemacie statycznym ramy.

Ustrój niosący

Ustrój niosący mostu tworzy 10 desek strunobetonowych o długości całkowitej 8,70 m. Deski strunobetonowe wraz z wypełnieniem przestrzeni nad nimi tworzą po związaniu płytę pomostu o grubości zmiennej od 0,48 m do 0,54 m. Szerokość płyty pomostu wynosi 9,20 m. Płyta pomostu ukształtowana jest poprzecznie i podłużnie zgodnie ze spadkami jezdni na dojazdach.

Zabudowa chodnikowa

Zabudowa chodnikowa wykonywana będzie „na mokro” z betonu zbrojonego. Szerokość całkowita zabudowy chodnikowej lewostronnej na moście (łącznie z krawężnikiem i deską gzymsową) wynosi 1,60 m, natomiast prawostronnej 2,35 m. Grubość zabudowy wynosi około 24 cm, pochylenie poprzeczne zabudowy lewostronnej wynosi 4,0%, natomiast prawostronnej wynosi 3,0%. Gzymsy zaprojektowano z polimerobetonowych elementów prefabrykowanych o grubości 4 cm i wysokości 70 cm zamocowanych w betonie zabudowy. W trakcie układania zbrojenia zabudów należy osadzić górne elementy kotew talerzowych łączących zabudowy z płytą. W zbrojeniu zabudów należy osadzić zakotwienia dla barieroporęczy i balustrad mostowych.

Płyty przejściowe

W celu zabezpieczenia przed powstawaniem nierówności nawierzchni wynikających z różnicy osiadań na styku obiektu z nasypem drogowym oraz dla zapewnienia złagodzenia zmiany sztywności między podbudową nawierzchni na nasypie i na konstrukcji mostu, zaprojektowano pod jezdnią żelbetowe płyty przejściowe wykonywane „na mokro”. Płyty znajdują się po obydwu stronach mostu, oparte są z jednej strony na wspornikach ukształtowanych w ścianach przyczółków a z drugiej na nasypie. Długość płyt przejściowych wynosi 4,00 m, grubość 0,30 m. Spadek poprzeczny płyt jest równoległy do spadku nawierzchni na jezdni. Spadek podłużny płyt wynosi 10%.

Poniżej opisano elementy wyposażenia projektowanego obiektu mostowego.

Izolacja płyty pomostu

Izolacja płyty pomostu zaprojektowana jest z termozgrzewalnej papy asfaltowej modyfikowanej o grubości min. 5 mm układanej na całej szerokości płyty. W skład zestawu izolacyjnego wchodzi materiały uzupełniające w postaci roztworu gruntującego i materiału do uszczelnień i wykończeń. Wszystkie elementy izolacji muszą pochodzić z jednego systemu izolacyjnego od jednego producenta. Przed rozpoczęciem układania izolacji należy powierzchnię betonu uszorstnić, oczyścić i odtłuścić. Arkusze papy należy układać wzdłuż mostu, rozpoczynając od najniższych punktów płyty, to znaczy od osi odwodnienia w jej najniższym punkcie. W kierunku poprzecznym kolejne arkusze należy układać stosując zakłady o szerokości minimum 10 cm. Należy również bezwzględnie stosować się do reżimów wykonania izolacji podanych przez producenta, dotyczy to szczególnie warunków wilgotności i temperatury jej układania.

Izolacja powierzchni betonowych stykających się z gruntem

Wszystkie powierzchnie betonowe stykające się z gruntem należy zabezpieczyć powłokową izolacją bitumiczną nanoszoną na zimno. Łączna grubość wszystkich nanoszonych warstw powinna wynosić minimum 2,0 mm.

Odwodnienie izolacji płyty pomostu

Odprowadzenie wody z płyty pomostu odbywa się poprzez system odwodnieniowy, który składa się z następujących elementów:

- spadki podłużne i poprzeczne płyty pomostu
- sączki odwadniające
- drenaże podłużne i poprzeczne izolacji

W profilu podłużnym niweleta jezdni na moście ukształtowana jest w spadku podłużnym $i = 0,6\%$. W przekroju poprzecznym wierzch płyty pomostu pod jezdnią ma spadek o nachyleniu $i = 2\%$ w kierunku do osi odwodnienia. Pod zabudową chodnikową wierzch płyty uformowany jest w spadku przeciwnym o nachyleniu $i = 3\%$ oraz $i = 4\%$. W celu odprowadzenia wody zbierającej się na izolacji pomostu, zaprojektowano na moście wzdłuż osi odwodnienia i pod zabudową chodników drenaże podłużne i poprzeczne oraz sączki odwodnienia izolacji. Rozstaw sączków i drenów poprzecznych wynosi około 3,0 m. Drenaże wykonane są z geowłókniny. Drenaże powinny być na całej długości przyklejone do izolacji masą asfaltową. Końcówki geowłókniny o długości około 5 cm powinny być wprowadzone do sączków. Na drenach podłużnych w osiach odwodnienia, na szerokości 15 cm, należy ułożyć warstwę drenującą z grysłu bazaltowego 8/16 otoczonego kompozycją

epoksydową. Grubość tej warstwy powinna być równa grubości warstwy wiążącej nawierzchni z asfaltu twardolanego (5,5 cm).

Odwodnienie nasypu za płytami przejściowymi

Za płytami przejściowymi przesiąkająca woda zbierana jest za pomocą drenów o średnicy \varnothing 113 mm, prowadzonych w spadku min. $i=3\%$. Wody zbierane przez dreny wyprowadzone będą na zewnątrz nasypów. W celu pełnej ochrony ścian podpór mostowych przed szkodliwym działaniem wody projektuje się na ścianach monolitycznych korpusu przyczółków odwodnienie powierzchniowe w postaci folii kubełkowej z filtracyjną geowłókniną poliestrową (od strony zasypki). Folię kubełkową należy układać na zakład a szew dodatkowo przykryć folią uszczelniającą.

Krawężniki

Zastosowano na obiekcie krawężniki kamienne (granitowe) o wymiarach w przekroju poprzecznym 20x20cm. Krawężniki kotwione będą w zabudowie chodnikowej i ułożone na kompozycie z kruszywa mineralnego otoczonego żywicą epoksydową. Krawężniki należy ustawiać z przerwą 3÷4 mm wypełnioną pod ciśnieniem spoiwem trwale plastycznym. Szczelinę pomiędzy krawężnikiem a betonem zabudowy gzymsowej należy wypełnić kitem trwale plastycznym oraz przykryć taśmą siatkową z tkaniny technicznej i nakryć ją nawierzchnią epoksydowo – poliuretanową o grubości min. 5 mm. Nawierzchnia na zabudowie chodnikowej powinna zachodzić na krawężniki o około 5cm.

Deski gzymsowe

Oblicowanie boczne kap chodnikowych i płyty pomostu stanowią prefabrykowane polimerobetonowe deski gzymsowe o wymiarach 0,99 x 0,70 x 0,04m. Prefabrykaty montuje się z 1 cm przerwą dylatacyjną. Deski gzymsowe oprócz wykończenia bocznego stanowią również szalowanie zabudowy chodnikowej. Płaszczyzna pionowa montowanych prefabrykatów musi być równa a linia górna gzymsu odpowiadać kształtowi niwelety (niwelując ewentualne niedokładności wykonawcze). Szczelinę pomiędzy deską gzymsową a betonem kapy chodnikowej należy przykryć taśmą uszczelniającą i nakryć ją nawierzchnią epoksydowo – poliuretanową o grubości min. 5 mm.

Nawierzchnia jezdni

Nawierzchnię jezdni na moście zaprojektowano jako dwuwarstwową o łącznej grubości 9,5 cm. Dolna warstwa – wiążąca, grubości 5,5 cm, wykonana będzie z asfaltu lanego modyfikowanego (tzw. asfalt twardolany), natomiast warstwa górna – ścieralna o grubości 4 cm, wykonana będzie z betonu asfaltowego. Pomiędzy krawężnikiem a nawierzchnią na jezdni należy wykonać elastyczne połączenie stosując bitumiczną taśmę uszczelniającą. Taśmę nakleja się na poziomie warstwy ścieralnej nawierzchni.

Nawierzchnia na zabudowie chodnikowej

Nawierzchnię na górnej powierzchni zabudowy chodnikowej zaprojektowano z odpornych na ścieranie preparatów epoksydowo – poliuretanowych o grubości min. 5 mm. Nawierzchnia ta stanowi jednocześnie izolację górnych powierzchni betonu zabudowy. Nawierzchnię układa się na całej powierzchni kapy chodnikowej i na części gzymsu i krawężnika (na szerokości 5 cm), przykrywając taśmy uszczelniające styki tych elementów.

Urządzenia bezpieczeństwa ruchu

Na obiekcie mostowym zaprojektowano montaż stalowych barieroporęczy mostowych oraz balustrad. Podstawy słupków barieroporęczy i balustrad mocowane będą w betonie zabudowy chodnikowej.

Ukształtowanie skarp nasypu i zasypek przyobiektowych

Stożki obsypania przyczółków mają pochylenie 1:1,5 prostopadle do ściany skrzydła, natomiast równoległe do ściany skrzydła stożki obsypania mają pochylenie skarpy 1:1. Projekt przewiduje umocnienie stożków nasypów przyobiektowych kostką betonową na podbudowie z betonu C12/15.

Zasypanie przyczółków i ścian oporowych należy wykonać z gruntów niespoistych (piaski średnie lub grube) o parametrach:

- ciężar objętościowy $\gamma \sim 18,0 \text{ kN/m}^3$
- kąt tarcia wewnętrzznego $\phi / 32^\circ$
- wskaźnik zagęszczenia $I_s / 1,03$

Schody skarpowe dla obsługi obiektu

Przy obydwu podporach mostu przewiduje się schody na skarpach przeznaczone dla obsługi obiektu. Będą to schody betonowe z elementów prefabrykowanych o szerokości 0,80m i stopniach o wymiarach 18 x 27 cm. Stopnie osadzone będą w nasypie na ławie żwirowej i obramowane obustronnie obrzeżami betonowymi. Schody będą również wyposażone w jednostronne balustrady stalowe usytuowane po prawej stronie „schodzącego po schodach”.

Zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonu

Projekt przewiduje położenie powłok ochronnych zwykłych o zdolności przenoszenia zarysowań do 0,3mm na wszystkich odsłoniętych elementach konstrukcji żelbetowej oraz powłok sztywnych na prefabrykowanych belkach strunobetonowych typu DS9.

Znaki pomiarowe

W celu monitorowania przemieszczeń podczas budowy i eksploatacji obiektu mostowego projektuje się cztery znaki pomiarowe na każdej ścianie czołowej konstrukcji (2 x 4 = 8 znaków). Dodatkowo jeden stały znak wysokościowy (reper) należy wykonać w niewielkiej odległości poza obiektem.

Znaki wysokościowe należy wykonać w postaci kołków wstrzeliwanych lub elementów stalowych osadzonych w betonie. Muszą być wykonane z materiału dobrze zabezpieczonego antykorozyjnie (przynajmniej przez cynkowanie i malowanie) lub ze stali nierdzewnej. Znaki powinny być powiązane ze stałymi znakami wysokościowymi. Stały znak wysokościowy poza obiektem należy wykonać na niezależnym fundamencie betonowym i zabezpieczyć przed przypadkowym uszkodzeniem lub aktami wandalizmu. Na wykonanie reperu należy sporządzić dokumentację geodezyjną i uzyskać wymagane uzgodnienia. Podczas budowy, należy sporządzić „pomiar stanu zero” wszystkich znaków pomiarowych. Następnie należy dokonywać pomiarów przed i po nakładaniu na konstrukcje kolejnych obciążeń. W przypadku przemieszczeń przekraczających dopuszczalne wartości należy niezwłocznie powiadomić o tym nadzór inwestorski i inne przewidziane prawem organa kontroli.

Wycinkowe umocnienie koryta rzeki

Ze względu na budowę nowego mostu konieczne jest wykonanie odcinkowego umocnienia koryta ciek. W ramach przedmiotowej budowy mostu zaprojektowano umocnienie ciek na odcinku 10 m poniżej projektowanej konstrukcji mostu, pod konstrukcją projektowanego mostu, oraz 10 m powyżej mostu. Łączna długość umocnień to około 30,0 m. Skarpy rzeki należy umocnić materacami siatkowo – kamiennymi gr. 23 cm na podsypce piaskowo – żwirowej gr. 10 cm układanej na geowłókninie. Dno rzeki należy umocnić narzutem kamiennym średnicy 10-15 cm o grubości 30 cm. Początek i zakończenie umocnień jak również opornik u podnóża skarp rzeki należy wykonać jako palisadę z kołków drewnianych średnicy 10 -12cm o dł. 150 cm.

1.1.4. Dane dotyczące warunków ochrony przeciwpożarowej

Wymiary obiektu mostowego pozwalają na dostęp służb straży pożarnej. Informacje dotyczące warunków ochrony przeciwpożarowej dla całości inwestycji drogowej zostały zawarte w opracowaniu branży drogowej.

1.2. OŚWIADCZENIE

OŚWIADCZENIE

Zgodnie z art. 34 ust. 3d pkt. 3 ustawy z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane, oświadczam, że Projekt Techniczny przygotowany dla inwestycji drogowej pn.: „**Budowa mostu w m. Gójsk wraz z rozbudową drogi powiatowej nr 3721W Gójsk – Podlesie – granica województwa – (Sosnowo) stanowiącej dojazd do obiektu inżynierskiego**”, został wykonany zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej.

Funkcja	Imię i nazwisko	Specjalność	Nr uprawnień	Data	Podpis
Projektant	mgr inż. Tomasz Kowieszko	mostowa	MAZ/0366/POOM/08		
Projektant	dr inż. Radosław Oleszek	mostowa	SWK/0157/POOM/14		
Sprawdzający	mgr inż. Jacek Rybka	mostowa	PDK/0180/POOM/05		

1.3. CZĘŚĆ RYSUNKOWA

- Rys. 1 Rysunki ogólne projektowanego mostu
- Rys. 2 Rzut z góry projektowanego mostu
- Rys. 3 Plan fundamentowania
- Rys. 4 Rysunek gabarytowy
- Rys. 5 Zbrojenie pala fundamentowego
- Rys. 6 Zbrojenie konstrukcji mostu
- Rys. 7 Zbrojenie zabudowy chodnikowej
- Rys. 8 Zbrojenie płyt przejściowych
- Rys. 9 Rysunek gabarytowo – zbrojeniowy. Belki DS 9
- Rys. 10 Schemat дренаżu izolacji płyty pomostu