

GENERALNA DYREKCJA DRÓG KRAJOWYCH I AUTOSTRAD

ODDZIAŁ W LUBLINIE



20-075 LUBLIN  
UL. OGRODOWA 21

Rejon Dróg Krajowych w Kraśniku, ul. Obwodowa 9

**Remont mostu w km 193+784 drogi krajowej nr 74  
na odcinku Annopol – Kraśnik w m. Liśnik Duży**

Projekt nr GDDKiA-O/LU-

**SPECYFIKACJA ISTOTNYCH WARUNKÓW ZAMÓWIENIA**

**TOM III  
DOKUMENTACJA PROJEKTOWA**

LUBLIN, CZERWIEC 2006 r.

## **ZAWARTOŚĆ TOMU III**

Nazwa przedsięwzięcia: Remont mostu w km 193+784 drogi krajowej nr 74 na odcinku Annapol – Kraśnik w m. Liśnik Duży.

### **DOKUMENTACJA PROJEKTOWA**

#### **1. Projekty wykonawczy.**

##### **1.1. Część opisowo – obliczeniowa.**

- Strona tytułowa projektu wykonawczego.
- Opis techniczny do projektu wykonawczego
- Uzgodnienia.
- Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe.

##### **1.2. Część rysunkowa.**

- Rys. nr 1. Plan orientacyjny.
- Rys. nr 2. Szkic sytuacyjny.
- Rys. nr 3. Profil podłużny dojazdów.
- Rys. nr 4. Przekroje normalne dojazdów.
- Rys. nr 5. Przekroje poprzeczne dojazdów.
- Rys. nr 6. Rysunek ogólny mostu.
- Rys. nr 7. Przekrój poprzeczny mostu.
- Rys. nr 8. Remont płyty ustroju niosącego, podpór i skrzydełek.
- Rys. nr 9. Przekrycie dylatacyjne.
- Rys. nr 10. Inwentaryzacja istniejącego mostu.

#### **2. Organizacja ruchu na czas robót.**

##### **2.1. Część opisowa.**

- Strona tytułowa do organizacji ruchu.
- Opis techniczny do organizacji ruchu.
- Uzgodnienie organizacji ruchu.

##### **2.2. Część rysunkowa.**

- Rys. nr 1. Plan orientacyjny.
- Rys. nr 2. Organizacja ruchu na czas prowadzenia robót.

#### **3. Szczegółowe Specyfikacje Techniczne.**

- Strona tytułowa SST.
- SST – Branża mostowa.

SPÓŁKA Z O.O.



20-415 LUBLIN, ul. Zaciszna 16  
tel/fax. (0-81) 744-00-70,  
tel. (0-81) 744-13-26

REGON 008020120  
NIP 712-015-68-14  
Bank PEKAO SA  
IV Oddział w Lublinie  
75 1240 2500 1111 0000 3764 2888

**ISO 9001 - 2000**

[www.drogmost.lublin.pl](http://www.drogmost.lublin.pl)  
e-mail: [info@drogmost.lublin.pl](mailto:info@drogmost.lublin.pl)



Rok powstania 1988

Nr umowy: 04/2006

Nr rejestru: 003/06/P

INWESTOR:

**Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych  
i Autostrad w Lublinie**

Rejon Dróg Krajowych w Kraśniku

ADRES:

23-200 Kraśnik  
ul. Obwodowa 9

TYTUŁ OPRACOWANIA:

Dokumentacja techniczna w stadium projektu wykonawczego  
na remont mostu przez rzekę Tuczyn w km 193+784  
drogi krajowej nr 74 na odcinku Annopol – Kraśnik  
w m. Liśnik Duży

BRANŻA:

mostowa

OBIEKT:

most w km 193+784 drogi krajowej nr 74

ADRES BUDOWY:

Liśnik Duży,  
gmina Gościeradów, powiat kraśnicki, woj. lubelskie

## PROJEKT WYKONAWCZY

Lublin, czerwiec 2006 r.

Funkcja:	Imię i nazwisko:	Podpis:
Projektant:	<b>mgr inż. Grzegorz Zieliński</b> upr. bud. 451/Lb/2001 spec. konstr.-bud. do proj. bez ograniczeń	
Wykonał:	<b>mgr inż. Rafał Woźniak</b> upr. bud. LUB/0121/PWOM/05 do proj. bez ogr. w spec. mostowej	
Sprawdzający:	<b>inż. Stanisław Kitliński</b> upr. 2375/Lb/94 spec. proj. mostów upr. WZDP/22/906/78/75 spec. proj. dróg	
Prezes:	<b>inż. Andrzej Leniak</b>	

## SPIS ZAWARTOŚCI:

Strona tytułowa.	str.	1
Zawartość projektu.		2
<b>I.</b> Opis techniczny.		3-9
1. Wstęp i zakres opracowania.		
2. Podstawa opracowania i wykorzystane materiały.		
3. Opis stanu istniejącego.		
4. Opis projektowanego remontu mostu.		
5. Opis projektowanych robót na dojazdach.		
6. Urządzenia obce.		
7. Roboty wodno – melioracyjne.		
8. Dowiązanie sytuacyjno - wysokościowe.		
9. Organizacja ruchu na czas prowadzenia robót.		
10. Bezpieczeństwo i ochrona zdrowia.		
<b>II.</b> Uzgodnienia.		10-13
<b>III.</b> Obliczenia statyczno – wytrzymałościowe.		14-24
<b>IV.</b> Przedmiar robót.		25-35

# **OPIS TECHNICZNY**

do projektu wykonawczego na remont mostu stałego  
przez rzekę Tuczyn w km 193+784 drogi krajowej nr 74 na odc. Annopol – Kraśnik  
w m. Liśnik Duży.

---

## **1. Wstęp i zakres opracowania.**

Przedmiotem jest opracowanie projektu wykonawczego na remont mostu stałego przez rzekę Tuczyn w km 193+784 drogi krajowej nr 74 na odc. Annopol - Kraśnik w miejscowości Liśnik Duży, gmina Gościeradów, powiat kraśnicki, województwo lubelskie.

W skład projektu wykonawczego wchodzi:

- Część opisowa.
- Analiza nośności i obliczenia statycznie – wytrzymałościowe.
- Część rysunkowa.
- Przedmiar robót.
- Projekt organizacji ruchu na czas prowadzenia robót.
- Szczegółowe Specyfikacje Techniczne.

## **2. Podstawa opracowania i wykorzystane materiały.**

- Umowa zawarta z Generalną Dyrekcją Dróg Krajowych i Autostrad w Lublinie, nr 04/2006 z dnia 2 lutego 2006 r., Nr rejestru 003/06/P.
- Mapa do celów projektowych w skali 1:1000, zaktualizowana na dzień 06.03.2006 r., zaewidencjonowana w Starostwie Powiatowym w Kraśniku, Wydział Geodezji, Powiatowy Ośrodek Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej w Kraśniku w dniu 08.03.2006 r. pod nr 2349.1-1/2006.
- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r - Prawo budowlane (tekst jednolity Dz. U. Nr 207, poz. 2016 z 2003 r. z późniejszymi zmianami).
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 2 września 2004 r., w sprawie szczegółowego zakresu i formy dokumentacji projektowej, specyfikacji technicznych wykonania i odbioru robót budowlanych oraz programu funkcjonalno – użytkowego (Dz. U. Nr 202 roku poz. 2072 z dnia 16 września 2004 r.).
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63 poz. 735).
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43 poz. 430).
- Dokumentacja archiwalna pt. „Projekt techniczny mostu żelbetowego płytowego, drogowego przez rzekę Tuczyn w m. Liśnik Duży w ciągu drogi państwowej Kraśnik – Annopol w km 57+494.” Opracowana przez CBSiPTDiL Oddział w Krakowie w 1956 r.
- Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych” będącej załącznikiem do Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 r.
- Pismo GDDKiA O/LU-22/4114/450/2006 z dnia 24 kwietnia 2006 r. z załącznikiem uzgadniającym przekrój poprzeczny wg wariantu I a z dnia 15 maja 2006 r.
- Pomiary uzupełniające i inwentaryzacja obiektu wykonane w kwietniu 2006 r.
- Obowiązujące normy, przepisy i katalogi.

### **3. Opis stanu istniejącego.**

#### **3.1. Droga krajowa nr 74.**

Droga nr 74 jest drogą krajową o znaczeniu międzyregionalnym i przebiega od miejscowości Sułejów przez Kielce - Opatów - Ożarów - Annopol - Kraśnik - Janów Lubelski - Frampol - Gorajec - Szczebrzeszyn - Zamość - Hrubieszów – do miejscowości Zosin - Granica Państwa.

Droga na rozpatrywanym odcinku jest drogą klasy GP, posiada jezdnię jednoprzestrzenną dwupasmową o nawierzchni bitumicznej szerokości 6,0÷7,0 m i pobocza ziemne po 1,5 m. Korona drogi szerokości około 9,0 m. Pas drogowy o szerokości około 16,0÷18,0 m.

W planie droga na omawianym odcinku przebiega na odcinku prostym przez wieś Liśnik Duży, pomiędzy prywatnymi działkami – zabudowa siedliskowa.

Po prawej stronie przed mostem znajduje się zatoka autobusowa oraz zjazd gruntowy. Wzdłuż drogi przed i za mostem usytuowany jest chodnik o szer. 1,5 m.

#### **3.2. Most stały.**

Istniejący most zlokalizowany jest na prostym odcinku drogi o przekroju szlakuwym, w km 193+784 drogi krajowej nr 74 na odcinku Annopol - Kraśnik w miejscowości Liśnik Duży i przecina rzekę Tuczyń pod kątem około 56°.

Jest to obiekt jednoprzęsłowy wolnopodparty, długości całkowitej (ze skrzydełkami) 16,50 m, o ustroju niosącym w postaci żelbetowej płyty monolitycznej pogrubioną płytą na skrajach w formie belek żelbetowych. Przyczółki mostu betonowe, masywne posadowione na palach drewnianych, z żelbetowymi skrzydełkami podwieszonymi.

Szerokość jezdni na moście około 7,00 m, obustronne opaski po około 1,00 m; szerokość w świetle barier około 9,70 m, całkowita szerokość mostu 10,50 m.

#### **Parametry techniczno – użytkowe istniejącego mostu:**

– Nośność obecna określona przez GDDKiA O/Lublin	30 ton
– nośność wg projektu z 1956 r. klasy I S-20 (Normatyw z 1926 r.)	
– długość całkowita mostu ze skrzydełkami:	16,50 m
– długość ustroju niosącego (równolegle do osi drogi):	9,50 m
– rozpiętość teoretyczna ustroju niosącego (równolegle do osi drogi):	9,05 m
– rozpiętość teoretyczna ustroju niosącego (prostopadle do podpór):	7,50 m
– światło poziome mostu:	6,50 m
– szerokość całkowita:	10,50 m
w tym:	
– szerokość jezdni:	2 x 3,50 = 7,00 m
– pobocza:	2 x 1,00 = 2,00 m
– szerokość użytkowa mostu w świetle prowadnic barier ochronnych:	9,70 m
– wysokość balustrad:	1,00 m

### **4. Opis projektowanego remontu mostu.**

#### **4.1. Dane ogólne i parametry techniczno – użytkowe obiektu.**

W ramach remontu projektuje się rozebranie istniejących nawierzchni i warstwy betonu wyrównawczego, wykonanie zbrojonego nadbetonu na istniejącej płycie, wykonanie izolacji wodoszczelnej i nowych warstw nawierzchniowych.

Zaprojektowany chodnik na moście zostanie dowiązany do istniejącego chodnika od strony zatoeki oraz do chodnika od strony Kraśnika poprzez wykonanie nowego odcinka ciągu pieszego i pochylni. Zmiana szerokości jezdni na moście do szerokości jezdni na szlaku zostanie zrealizowana zanikającymi poboczami utwardzonymi.

Ponadto projektuje się przebudowę stożków przypodporowych, ich umocnienie oraz wykonanie ścieków skarpowych. W ramach remontu uszkodzone powierzchnie betonowe podpór oraz płyty ustroju niosącego zostaną skute i naprawione zaprawami reprofilacyjnymi. Teren pod mostem zostanie uporządkowany, a koryto rzeki Tuczyń oczyszczone.

Projektowane prace należy prowadzić pod ruchem sterowanym sygnalizacją świetlną, etapowo według zatwierdzonego projektu organizacji ruchu na czas prowadzenia robót. W etapie I należy wykonać remont prawej strony mostu (projektowany chodnik dla pieszych, ciąg pieszego) i roboty na dojazdach, a w etapie II remont lewej strony mostu (projektowana belka podporęczowa) i roboty na dojazdach.

#### Parametry techniczno – użytkowe obiektu po remoncie:

- Nośność użytkowa mostu wg Załącznika nr 17 GDDKiA: pojazd kategorii 1/S42
- masa pojedynczego pojazdu dopuszczonego do ruchu po obiekcie: 42 ton
- długość całkowita mostu ze skrzydełkami: 16,50 m
- długość ustroju niosącego (równolegle do osi drogi): 9,50 m
- rozpiętość teoretyczna ustroju niosącego (równolegle do osi drogi): 9,05 m
- rozpiętość teoretyczna ustroju niosącego (prostopadle do podpór): 7,50 m
- światło poziome mostu: 6,50 m
- szerokość całkowita: 11,00 m
  - w tym:
    - szerokość jezdni:  $2 \times 3,50 = 7,00$  m
    - opaski:  $2 \times 0,50 = 1,00$  m
    - chodnik dla pieszych: 1,50 m
- szerokość użytkowa w świetle barier: 10,00 m
- wysokość barieroporeczy sztywnych na krawędzi obiektu: 1,10 m

Pozostałe parametry geometryczne obiektu pozostaną bez zmian.

#### 4.2. Roboty rozbiórkowe.

##### Przed rozpoczęciem prac rozbiórkowych przenieść - słupek (świadek) punktu referencyjnego.

W ramach remontu mostu należy przeprowadzić następujące roboty rozbiórkowe:

- rozebrać bariery ochronne stalowe na dojazdach do obiektu,
- rozebrać istniejące balustrady wraz z prowadnicą zamocowaną na słupkach żelbetonowych,
- rozebrać wszystkie warstwy nawierzchniowe, izolacyjne i niekonstrukcyjne na moście,
- rozebrać beleczki podporęczowe w zakresie podanym na rysunkach i w przedmiarze,
- skuć powierzchniowo (zbruzdować) płytę ustroju niosącego i belki krawędziowe,
- rozkuć skosy tylnych ścian przyczółków,
- rozebrać istniejące umocnienie stożków, schody i ścieki skarpowe.

Na podstawie danych do kosztorysowania materiały z rozbiórki będące własnością Inwestora (bariery, elementy stalowe, kamień łamany, elementy betonowe) należy wywozić na odległość 15 km, do bazy materiałowej w Kraśniku. Zfrezowana nawierzchnia jezdni z betonu asfaltowego może zostać wbudowana w pobocze drogi krajowej nr 74 w odległości do 5 km od obiektu wraz z profilowaniem i zagęszczeniem.

Pozostałe materiały pochodzące z robót rozbiórkowych oraz nadmiar gruntu niewykorzystany do wbudowania w korpus drogowy przechodzą na własność Wykonawcy i bezpośrednio po zakończeniu robót rozbiórkowych zostaną usunięte z terenu robót na składowisko zaproponowane przez Wykonawcę i zaakceptowane przez Inżyniera (na odległość do 5 km).

Zakres robót rozbiórkowych podano wg części rysunkowej i przedmiaru robót.

Warunki wykonania i odbioru robót rozbiórkowych podano w SST:

- D 01.02.04. Rozbiórka elementów dróg, ogrodzeń i przepustów.
- M 22.51.50. Rozbiórka podpory betonowej.
- M 23.51.51. Rozbiórka przęsła betonowego monolitycznego.
- M 28.53.51. Rozbiórka balustrad żelbetonowych.
- M 28.53.52. Rozbiórka poręczy stalowych
- M 28.54.50. Rozbiórka barier stalowych.
- M 29.51.50. Rozbiórka umocnień skarp i stożków.
- M 29.52.50. Rozbiórka ścieków skarpowych.
- M 29.53.50. Rozbiórka schodów na skarpach.
- M 30.51.51. Rozbiórka nawierzchni z betonu asfaltowego modyfikowanego.

Prace rozbiórkowe prowadzić zgodnie z przepisami BHP i planem BiOZ.

#### 4.3. Remont płyty ustroju niosącego, podpór i skrzydełek.

Po rozebraniu istniejącej nawierzchni oraz warstw niekonstrukcyjnych (warstwa ochronna i izolacja) skuć powierzchniowo i zbruzdować płytę ustroju niosącego na głębokość  $1 \div 2$  cm. Na czas remontu wykonać rusztowanie przestrzenne w celu podparcia belek krawędziowych na całej ich długości. Następnie rozkuć belkę krawędziową i skrzydełka do poziomu płyty (zakres na rys. 7). Prace rozbiórkowe belki krawędziowej i skrzydełek prowadzić tak, aby nie uszkodzić ich szkieletu zbrojeniowego. Powierzchnie betonowe oraz istniejące pręty oczyścić z resztek betonu i pokryć warstwą czepną przed betonowaniem.

Na odsłoniętej części płyty, w wywierconych otworach  $\varnothing 12$  mm o rozstawie  $44 \times 40$  cm, umieścić na zaprawie lub żywicy łączniki z prętów  $\varnothing 10$  mm o zmiennej długości (zależnie od miejsca usytu-

owania) tak, aby ich pozioma część znajdowała się 25 mm poniżej górnej powierzchni projektowanego nadbetonu. Do osadzonych łączników, prostopadle do osi podparcia (równolegle do istniejącego zbrojenia) płyty dowiązać zbrojenie główne nadbetonu z prętów  $\varnothing 20$  mm w rozstawie, co 22 cm (otulina 35 mm). Prostopadle do prętów głównych rozmieścić zbrojenie rozdzielcze  $\varnothing 10$  mm w rozstawie, co 20 cm (otulina 25 mm).

Projektowaną płytę chodnikową ze wspornikiem zbroić poprzecznie prętami (pętlami)  $\varnothing 18$  mm w rozstawie, co 12,5 cm (otulina 25 mm) oraz podłużnie prętami  $\varnothing 14$  mm (17 szt.) i  $\varnothing 20$  mm (8 szt.). Projektowane pręty płyty chodnikowej powiązać z istniejącym, odsłoniętym zbrojeniem belki krawędziowej i skrzydełek oraz projektowanym zbrojeniem nadbetonu płyty. Przed betonowaniem, na wsporniku płyty osadzić kotwy słupków barieroporeczy sztywnej w rozstawie 1,00 m. Do kotwy dowiązać pręty kotwiące  $\varnothing 32$  mm (3 szt.).

Projektowaną belkę podporęczową zbroić poprzecznie strzemionami  $\varnothing 10$  mm w rozstawie, co 25 cm (otulina 25 mm) oraz podłużnie prętami  $\varnothing 14$  mm (9 szt.) i  $\varnothing 20$  mm (4 szt.). Projektowane pręty belki podporęczowej powiązać z istniejącym, odsłoniętym zbrojeniem belki krawędziowej i skrzydełek oraz projektowanym zbrojeniem nadbetonu płyty. Przed betonowaniem, w belce podporęczowej i skrzydełkach osadzić kotwy słupków barieroporeczy sztywnej w rozstawie 1,00 m. Do kotwy dowiązać pręty kotwiące  $\varnothing 32$  mm (3 szt.). Istniejące górne pręty belki krawędziowej  $\varnothing 26$  mm (5 szt.), zastąpić prętami  $\varnothing 25$  mm (5 szt.) wbudowanymi po osadzeniu kotew.

Na obu końcach belki krawędziowej od strony odpływu (lewa strona mostu), w projektowanej belce podporęczowej, ze względu na istniejące, odgięte pręty zbrojenia, kotwę skrajną (przy szczylinach dylatacyjnych) zamocować za pomocą kotew wklejanych, które zwymiarowano w obliczeniach statycznych.

Alternatywne zakotwienie blachy podstawy słupka w belce podporęczowej i skrzydełkach zrealizować kotwami wklejnymi z trzpieniem M 24 mm, długości 460 mm osadzonymi w wywierconych otworach o średnicy  $\varnothing 26$  mm i podwójnej długości zakotwienia  $l = 420$  mm po wykonaniu elementu i uzyskaniu przez beton odpowiedniej wytrzymałości. W przypadku mocowania na kotwy wklejane blacha podstawy słupka musi mieć otwory o średnicy  $\varnothing 26$  mm (rozstawy otworów bez zmian).

W deskowaniu płyty chodnikowej i belki podporęczowej od strony krawężnika wykonać wcięcie na wywiniecie izolacji płyty pomostu.

Remont przyczółka polega na wykonaniu ścianki zapleczonej, jako podparcia pod przekrycie dylatacyjno – elastomerowe. Należy odkopać tylną ścianę przyczółka i rozkuć skos. W wywierconych otworach  $\varnothing 18$  mm i głębokości 43 cm umieścić zbrojenie pionowe projektowanej ścianki zapleczonej ( $\varnothing 14$  mm, co 25 cm) i dowiązać zbrojenie podłużne ( $\varnothing 14$  mm, 10 szt.). Przed betonowaniem oczyścić powierzchnię starego betonu i wykonać warstwę zczepną.

Nadbeton płyty pomostu, ścianka zaplecza, płyta chodnikowa ze wspornikiem oraz belka podporęczowa na ustroju i skrzydełkach zbrojone prętami ze stali A-II (18G2-b) i wykonane z betonu C25/30 (B30).

Po ustawieniu słupków barieroporeczy, wykonać podlewki pod blachy podstawy słupków. Sufitowe i pionowe płaszczyzny elementów zabezpieczyć powłoką do betonu odporną na działanie soli.

Remont płyty pomostu, podpór i skrzydełek wykonać wg rys. nr 8.

Warunki wykonania i odbioru podano w SST:

- M 22.51.01 Wzmocnienie podpory poprzez zwiększenie jej wymiarów.
- M 23.51.02 Wzmocnienie pomostu poprzez pogrubienie płyty pomostu przęsła betonowego.

#### 4.4. Izolacja i odwodnienie płyty pomostu.

Na suchej i oczyszczonej, górnej powierzchni nadbetonu wykonać izolację z papy zgrzewalnej grubości 10 mm, posiadającej Aprobatę Techniczną IBDiM.

Na izolacji wykonać drenaż odwadniający z pasków geowłókniny w otoczcze z lakierowanego grysu bazaltowego zgodnie z warunkami podanymi w technologii wykonania drenażu odwadniającego, opracowanymi przez IBDiM Zakład Mostów w Warszawie w 1994 roku lub dren prefabrykowany z PVC i geowłókniny. Drenaż ułożyć w kierunku podłużnym przy podlewce pod krawężnik i wyprowadzić go poza ustrój niosący.

Drenaż odwadniający płyty ustroju niosącego usytuować jak na rys. nr 7.

Warunki wykonania i odbioru robót podano w SST:

- M 26.01.03. Dreny dla odwodnienia izolacji.
- M 27.02.01. Izolacja z papy zgrzewalnej - układana na powierzchniach betonowych.



#### 4.5. Naprawa i zabezpieczenie powierzchni betonowych istniejącego mostu.

W miejscach korozji betonu na powierzchniach sufitowych płyty pomostu beton skuć, oczyścić i reprofilować zaprawami naprawczymi „PCC II”. W projekcie do naprawy przyjęto 100% powierzchni starego betonu przy średniej grubości do 1 cm. Faktyczną ilość reprofilacji zaprawami naprawczymi należy ustalić na miejscu budowy przy udziale Inżyniera.

Powierzchnie pionowe przyczółków w miejscach słabego betonu oraz korozji należy skuć i wykonać reprofilację zaprawami PCC III. W projekcie do naprawy przyjęto 100 % powierzchni pionowych przyczółków przy średniej grubości do 1 cm.

Powierzchnie projektowanych elementów narażonych na działanie soli odladzających (zakres podany na rys. nr 7), pokryć powłoką ochronną z podwyższoną zdolnością pokrywania zarysowań na bazie polimeru akrylowego, zapobiegającą karbonizacji betonu, nie dopuszczającą do dyfuzji CO<sub>2</sub>, umożliwiającą dyfuzję pary wodnej, odporną na działanie soli odladzających.

Pozostałe powierzchnie betonowe ustroju niosącego i podpór zabezpieczyć powłoką ochronną na bazie cementu z minimalną zdolnością pokrywania zarysowań, zapobiegającą karbonizacji betonu, nie dopuszczającą do dyfuzji CO<sub>2</sub>, umożliwiającą dyfuzję pary wodnej.

Powierzchnie betonowe ulegające zakryciu gruntem zabezpieczyć izolacją lekką np. Abizol + 2 × lepik „na gorąco” przed ich zasypaniem.

Warunki wykonania i odbioru poszczególnych robót podano w SST:

- M 22.51.20. Lokalne naprawy powierzchni betonowych podpór zaprawami typu PCC nakładanymi ręcznie.
- M 23.51.20. Lokalne naprawy powierzchni betonu przęseł zaprawami typu PCC nakładanymi ręcznie.
- M 27.01.03. Powłoka izolacyjna bitumiczna - „na gorąco”.
- M 30.20.11. Zabezpieczenie antykorozyjne powierzchni betonowych – pokrycia powierzchniowe o grub. powłoki 0,3 < d < 1 mm.

#### 4.6. Nawierzchnia na moście.

Nawierzchnię jezdni wykonać w krawężnikach kamiennych 20x25 cm, ustawionych na podlewce niskoskurczowej o spoiwie cementowym na szerokości krawężnika.

Zaprojektowano nawierzchnię składającą się z warstwy wiążącej grub. 5 cm oraz warstwy ściernalnej grub. 5 cm - wykonane z mieszanki grysowo - mastyksowej (SMA). Przy krawężnikach na szerokości 20 cm ukształtować przeciwspadki o pochyleniu 8%, wykonane z asfaltu twardolanego tworzące z nawierzchnią ściek w załamaniu płaszczyzn.

Na styku asfaltu twardolanego z krawężnikiem i nawierzchnią zastosować elastyczną taśmę uszczelniającą. Szczeliny pomiędzy krawężnikiem a płytą chodnikową i belką podporęczową wypełnić bitumiczną masą zalewową „na gorąco”.

Na górnej powierzchni chodnika i belki podporęczowej (o pochyleniu 3% w kierunku osi jezdni) zaprojektowano wykonanie powłoki nawierzchniowo – izolacyjnej o grub. 5 mm, z żywic syntetycznych z posypką z kruszywa. Kolory powłok zabezpieczających uzgodnić z Inwestorem.

Warunki wykonania i odbioru robót podano w SST:

- D 05.03.12. Nawierzchnia z asfaltu twardolanego.
- D 05.03.13. Nawierzchnia z mieszanki grysowo-mastyksowej (SMA).
- M 28.15.01. Krawężniki kamienne.
- M 30.05.02. Nawierzchni chodnika z żywic syntetycznych.

#### 4.7. Dylatacje.

Zaprojektowano dylatacje bitumiczno-elastomerową szczelną przenoszącą przesuwu o wartości  $\pm 10$  mm. Dylatacja o wymiarach w przekroju poprzecznym: szer. 30 cm i grub. 10 cm. Na szerokości płyty chodnikowej i belki podporęczowej przestrzeń nad dylatacją wypełnić betonem C25/30 (B30), a styki z betonem kap wypełnić masą zalewową „na gorąco” lub elastyczną taśmą uszczelniającą. Na szerokości wspornika płyty chodnikowej wykonać szczelinę dylatacyjną wypełnioną masą zalewową „na gorąco”. Dylatacja oparta na pogrubionej płycie ustroju niosącego i projektowanym bloku oporowym pod dylatację.

Przekrycie dylatacyjne bitumiczno – elastomerowe przedstawiono na rys. nr 9.

Warunki wykonania i odbioru podano w SST:

- M 25.01.03. Elastycznego przekrycie dylatacyjne (bitumiczne modyfikowane elastomerami).

#### 4.8. Bariery ochronne i barieroporcze.

Na krawędzi obiektu zaprojektowano ustawienie barieroporczy sztywnych bezprzekładowych z pochwytem typu BBS-IIIB o rozstawie słupków 1,00 m na długości ustroju i skrzydełkach oraz 1,33 m nad dylatacjami. Kotwy słupków osadzić wg opisu w pkt. 4.3. Remont płyty pomostu. Na dojazdach do mostu – z wyjątkiem prawej strony drogi od Annapola – jako kontynuację barier na moście zaprojektowano bariery ochronne SP-06 składające się z odcinków przejściowych o długości 12 m (rozstaw słupków 2,0 m) i odcinków początkowych lub końcowych o długości 8 lub 12 m (rozstaw słupków 4,0 m) schodzących do poziomu terenu z odchyleniem 0,50 m od osi jezdni i zakończonymi tzw. „baraniami rogami”.

Po prawej stronie drogi od Annapola, ze względu na istniejący zjazd, zaprojektowano tylko odcinek początkowy z bariery ochronnej SP-06/2.00 o długości 8 m, schodzący do poziomu terenu i zakończony „baranim rogiem”. Całkowita długość barier od strony napływu wynosi:

$8,0 + 15,66 + 12,0 + 8,0 = 43,66$  m, a od strony odpływu  $12,0 + 16,0 + 15,66 + 16,0 + 12,0 = 71,66$  m.

Długości i usytuowanie barier ochronnych rys. nr 2 i 6.

Warunki wykonania i odbioru podano w SST:

- D 07.05.01. Ustawienie barier ochronnych stalowych jednostronnych - przekładowych.
- M 28.03.05. Bariery-porcze.

#### 4.9. Odwodnienie obiektu.

Zaprojektowano powierzchniowe odwodnienie obiektu, realizowane jednostronnym spadkiem poprzecznym o wartości  $i=3\%$  z powierzchni projektowanego chodnika i belki podporęczowej, daszkowym przekrojem poprzecznym nawierzchni o pochyleniach  $i=2\%$  i zmiennym pochyleniem podłużnym niwelety (łuk pionowy). Woda z mostu odprowadzona ściekami przykrawężnikowymi, do ścieków podchodnikowych i skarpowych na przyległy teren i do rowów przydrożnych. Ścieki przykrawężnikowe na moście w odległości 20 cm od krawężnika, ukształtowane na przecięciu krawędzi nawierzchni i przeciwspadku przykrawężnikowego o pochyleniu  $i=8\%$ .

#### 4.10. Umocnienia i odwodnienie terenu.

Istniejące umocnienie stożków i skarp z kamienia rozebrać i wywieźć w miejsce wskazane przez Inwestora. Po wykonaniu wszystkich robót mostowych i przyobiektowych, oraz ukształtowaniu stożków, skarp i terenu przy obiekcie wykonać umocnienie z kostki betonowej na podsypce cementowo – piaskowej z oporem z krawężnika kamiennego 20x30 cm na ławie betonowej.

Pozostałe powierzchnie skarp i terenu po wyplantowaniu należy umocnić darnią.

Zakres umocnień i odwodnienia terenu pokazano na rys. nr 6.

Warunki wykonania i odbioru umocnień skarp i ścieków podano w SST:

- D 06.01.01. Umocnienie skarp, rowów i ścieków.
- D 08.05.01. Ścieki z prefabrykowanych elementów betonowych.
- M 29.03.05. Stożki przyczółków
- M 29.15.01. Umocnienie skarp stożków przyczółków.

### **5. Opis projektowanych robót na dojazdach.**

W związku z remontem mostu zaprojektowano frezowanie i rozbiórkę nawierzchni bitumicznej na obiekcie i dojazdach. Zakres robót nawierzchniowych od km 193+747,00 do km 193+810,30. Dodatkowo na odcinkach zmiany szerokości jezdni na moście do szerokości jezdni na szlaku zostaną wykonane zanikające pobocza utwardzone, ograniczone w sąsiedztwie obiektu krawężnikami zanikającymi.

W związku z przesunięciem osi drogi na moście, zaprojektowano korektę osi drogi na odcinku 70,20 m od km 193+747,00 do km 193+817,20 z przesunięciem o 25 cm na środku mostu (km 193+783,45) w stronę lewej strony obiektu (odpływu). Korektę zrealizować przez wymalowanie oznakowania poziomego (linia P-1b).

Projektowana korekta niwelety, osi drogi oraz zakres prac na dojazdach wg rys. nr 3, 4, 5 i 6. Konstrukcja nawierzchni na dojazdach wg rys. nr 4.

Warunki wykonania i odbioru robót drogowych podano w SST:

- D 04.01.01. Koryto wraz z profilowaniem i zagęszczeniem podłoża.
- D 04.03.01. Oczyszczenie i skropienie warstw konstrukcyjnych.
- D 04.04.02. Podbudowa z kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie.
- D 04.05.01. Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu lub kruszywa stabilizowanego cementem.
- D 04.07.01. Podbudowa z betonu asfaltowego.
- D 05.03.05. Nawierzchnia z betonu asfaltowego.
- D 05.03.11. Frezowanie nawierzchni asfaltowych na zimno.
- D 05.03.13. Nawierzchnia z mieszanki grysowo - mastyksowej SMA.

## **6. Urządzenia obce.**

Po prawej stronie mostu, na słupach ustawionych przy granicy pasa drogowego, przebiega nadziemna linia telefoniczna.

Dokładną lokalizację uzbrojenia terenu i urządzeń obcych przedstawiono na szkicu sytuacyjnym w części rysunkowej projektu wykonawczego.

Na remontowanym moście nie występują urządzenia obce i nie planuje się ich lokalizacji.

## **7. Roboty wodno - melioracyjne.**

W kosztorysie przewidziano oczyszczenie i uporządkowanie koryta i terenu pod mostem wzdłuż ciek w granicach pasa drogowego (ze śmieci, gruzu i innych elementów utrudniających przepływ wody rzeki Tuczyn).

Warunki wykonania i odbioru robót podano w SST:

- M 29.54.06. Uprzątnięcie zalewów rzeki i koryta pod mostem.

## **8. Dowiązanie sytuacyjno - wysokościowe.**

Rzędne wysokościowe podano w dowiązaniu do punktu geodezyjnego nr 1049 znajdującego się po prawej stronie, przed remontowanym mostem (od strony Annopola), na krawędzi istniejącego zjazdu gruntowego.

Punkt nr 1049 usytuowany jest na rzędnej 184,47 m n.p.m. dla poziomu odniesienia: Kronsztad 60. Usytuowanie reperi pokazano na szkicu sytuacyjnym (rys. nr 2).

## **9. Organizacja ruchu na czas prowadzenia robót.**

Roboty remontowe będą prowadzone dwuetapowo przy jednostronnym zajęciu części drogi (z pozostawieniem jezdni o szerokości, co najmniej 3,00 m w każdym z etapów), z ruchem wahadłowym sterowanym sygnalizacją świetlną i ograniczeniu prędkości w strefie robót do 30 km/godz. Miejsce robót należy oznakować zgodnie z opracowanym i zatwierdzonym Projektem organizacji ruchu na czas prowadzenia robót, który stanowi załącznik do projektu wykonawczego.

## **10. Bezpieczeństwo i ochrona zdrowia.**

Przewidywane roboty budowlane będą trwać dłużej niż 30 dni roboczych, jednocześnie pracochłonność planowanych robót może przekroczyć 500 osobodni. Ponadto charakter robót i miejsce ich prowadzenia (na drodze pod ruchem i prace mostowe na wysokości) stwarza szczególnie wysokie ryzyko powstania zagrożenia bezpieczeństwa i zdrowia ludzi.

Z powyższych względów kierownik budowy jest zobowiązany, przed rozpoczęciem budowy, sporządzić plan bezpieczeństwa i ochrony zdrowia, uwzględniając specyfikę obiektu budowlanego i warunki prowadzenia robót budowlanych zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury z dnia 23 czerwca 2003 r. (Dz. U. Nr 120 poz. 1126.)

Opracował:

Lublin, czerwiec 2006 r.

Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad  
Oddział w Lublinie  
Rejon w Kraśniku  
23-200 Kraśnik, ul. Obwodowa 9  
tel. 825-10-28, fax 825-20-07

Kraśnik, dnia 2006-04-24

GDDKiA-O/LU-22/4114/430/2006  
Dot: mostu przez rzekę Tuczyn w  
m. Liśnik Duży

***Spółka z o.o.***  
***„DROGMOST LUBELSKI”***  
**20 – 415 Lublin ul. Zaciszna 16**

W odpowiedzi na pismo DM – 003 / 06- 153 / 06 z dnia 18 .04.2006r GDDKiA Rejon w Kraśniku informuje , że zgodnie z akceptacją Wydziału Mostów i Wydziału Spraw Obronnych Oddziału w Lublinie uzgadnia wariant I rozwiązania przekroju poprzecznego istniejącego mostu jak niżej:

1. Przekrój w krawężnikach o szerokości jezdni 8,0 m z jednostronnym chodnikiem szer. 1,50 ze wzmocnieniem istniejącej płyty.
2. Wskazany jest również przeanalizować możliwość rezygnacji z zastrzałów pod częścią chodnikową.

Do wiadomości:

1. GDDKiA O/Lublin – Wydział Mostów

Z-CA KIEROWNIKA  
Rejonu Dróg Krajowych

Henryk Wereski

Akceptuj's variant I  
projektu poprawczego mostu  
4 m. L. S. k. D. 73 na dr. kr. 74

NACZELNIK  
Wydziału Spraw Odrobnych  
mgr inż. Adam Szwed

Wydz. 22.

Akceptuje się variant I projektu  
poprawczego z wnioskiem o przebudowę  
zostawie możliwości rezerwacji  
z zastrzeżeniem pod adresem obywateli,

2006-04-18

Most w km 193+783 drogi krajowej nr 74

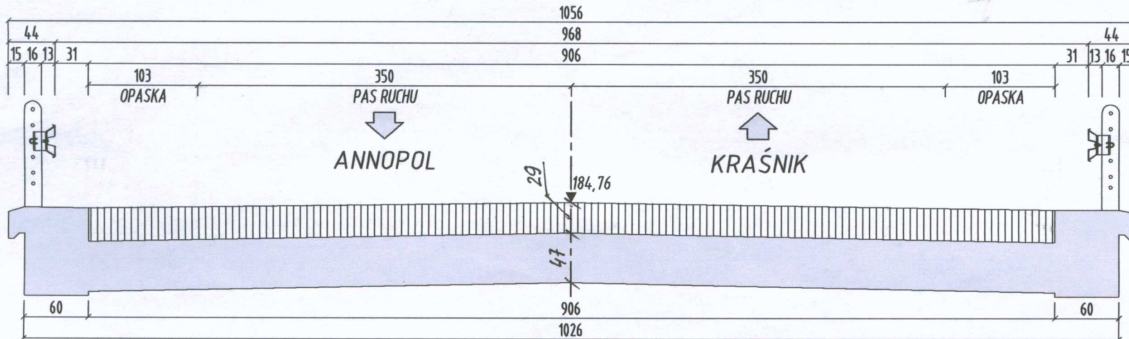
w miejscowości Liśnik Duży

PROPOZYCJE PRZEKROJÓW

PRZEKRÓJ POPRZECZNY ISTNIEJĄCY

Ruch pieszy w przestrzeni opaski

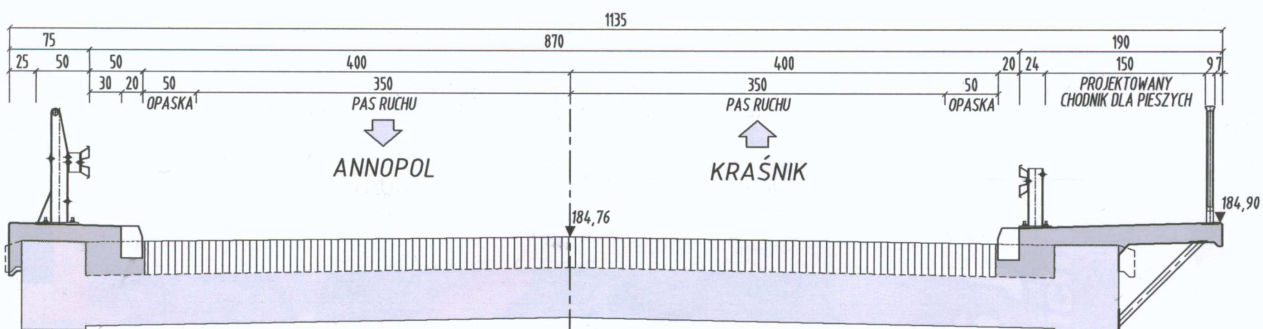
skala 1:50



PRZEKRÓJ POPRZECZNY PROJEKTOWANY - WARIANT I

Chodnik jednostronny na wsporniku z zastrzałem

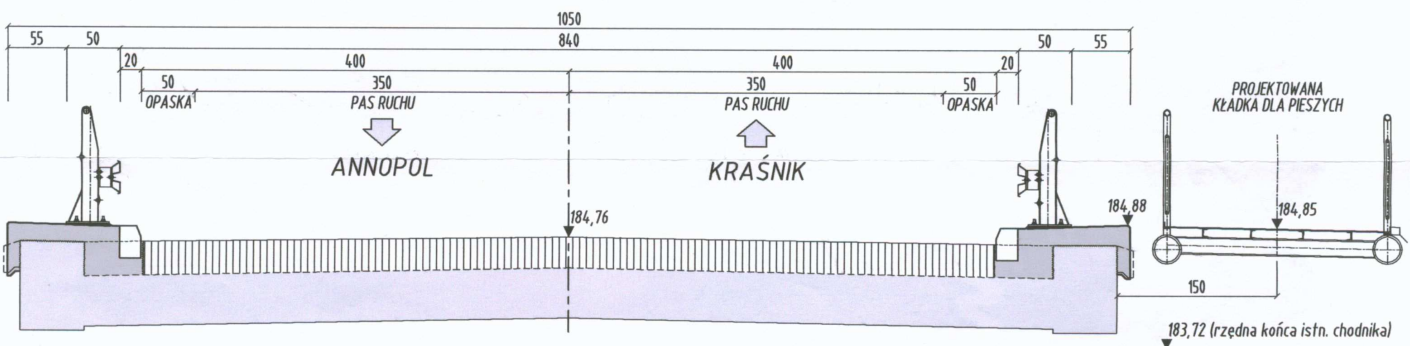
skala 1:50



PRZEKRÓJ POPRZECZNY PROJEKTOWANY - WARIANT II

Kładka dla pieszych obok istniejącego mostu

skala 1:50



Spółka z o.o.  
**DrogMost Lubelski**  
20-415 Lublin, ul. Zaciszna 16  
tel./fax 744 00 70  
2 NIP 712-015-68-14

mgr inż. Rafał Woźniak  
upr. budowlane nr LUB/0121/PWOM/05  
do projektowania i kierowania robotami bud.  
bez ograniczeń w spec. mostowej,  
(Dz.U. z 2001, Nr 5, poz. 42)  
nr ewid. LUP/PW/0114/06

Rafał Woźniak





**ANALIZA NOŚNOŚCI I OBLICZENIA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWE  
MOSTU STAŁEGO PRZEZ RZEKĘ TUCZYN  
W KM 193+784 DROGI KRAJOWEJ NR 74  
NA ODCINKU ANNOPOL - KRAŚNIK W M. LIŚNIK DUŻY.**

---

**1. Przedmiot i zakres opracowania.**

Przedmiotem opracowania jest sporządzenie projektu wykonawczego na remont mostu oraz wykonanie analizy statycznej i określenie nośności użytkowej mostu zgodnie z wymaganiami „Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych” będącej załącznikiem do Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 r. W zamówieniu określono, że nośność obiektu po remoncie powinna odpowiadać kategorii zastępczego obciążenia użytkowego 1/S42.

**2. Podstawa opracowania.**

Obliczenia wykonano na podstawie:

- PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.
- PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- Umowy z Generalną Dyrekcją Dróg Krajowych i Autostrad w Lublinie, Rejon Dróg Krajowych w Kraśniku, 23-200 Kraśnik, ul. Obwodowa 9 nr 04/2006 z dnia 2 lutego 2006 r., Nr rejestru 003/06/P.
- Dokumentacja archiwalna pt. „Projekt techniczny mostu żelbetowego płytowego, drogowego przez rzekę Tuczyn w Liśniku Dużym w ciągu drogi państwowej Kraśnik – Annopol w km 57+494.” z 1956 r.
- Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych” będącej załącznikiem do Zarządzenia Nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 r.

**3. Analiza i obliczenia statyczno - wytrzymałościowe.**

Do analizy i obliczeń statycznych wykorzystano program Robot Millenium v.19.

**3.1. Parametry obliczeniowe.**

**CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU:**

Most żelbetowy, jednoprzęsłowy. Konstrukcja ustroju niosącego to płyta żelbetowa o grub. 47 cm. Podpory to przyczółki masywne, betonowe posadowione na palach drewnianych.

- |   |   |
|---|---|
| - kąt skrzyżowania drogi z rzeką:                   | $\alpha = 56^\circ$                     |
| - światło mostu (średnie):                          | $B = 6,65 \text{ m}$                    |
| - rozpiętość teoretyczna (prostopadle do podpór):   | $L_L = 7,50 \text{ m}$                  |
| - rozpiętość teoretyczna (równolegle do osi drogi): | $L = 9,04 \text{ m}$                    |
| - klasa obciążenia mostu:                           | klasa I – 20 t.                         |
| - obciążenie specjalne:                             | traktor T 80 – 80 t.                    |
| - szerokość użyteczna mostu:                        | 10,00 m                                 |
| - szerokość całkowita mostu:                        | 10,50 m                                 |
| - współczynnik dynamiczny:                          | $1 + (1/(0,3 \times 9,04 + 2)) = 1,212$ |

**MATERIAŁY ZASTOSOWANE PIERWOTNIE:**

Stal zbrojeniowa:

- |   |   |
|---|---|
| - granica plastyczności:                  | K37B  |
| - wytrzymałość obliczeniowa:              | $a_f = R_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ MPa}$    |
|   | $\sigma = R_a = 1300 \text{ kg/cm}^2 = 130 \text{ MPa}$ |
| Beton płyty:                              | C15/20 (B20)  |
| - wytrzymałość gwarantowana:              | $R_{w28} = 200 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ MPa}$        |
| - wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie: | $R_b = 70 \text{ kg/cm}^2 = 7,0 \text{ MPa}$            |
| - wytrzymałość obliczeniowa na ścinanie:  | $T_R = 7 \text{ kg/cm}^2 = 0,7 \text{ MPa}$             |

Dla obciążeń traktorem naprężenia dopuszczalne dla betonu i stali zwiększono o 20%.

**MATERIAŁY PROJEKTOWANE:**

Stal zbrojeniowa:

- |   |                                |
|---|--------------------------------|
| - wytrzymałość obliczeniowa:                                | A-II (18G2-b)                  |
|   | $R_a = 295 \text{ MPa}$        |
| Nadbeton płyty ustroju niosącego:                           | C25/30 (B30)                   |
| Beton belki podporęczowej i płyty podchodnikowej:           | C25/30 (B30)                   |
| - wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie:                   | $R_b = 17,3 \text{ MPa}$       |
| - współczynnik sprężystości:                                | $E_b = 32,6 \text{ GPa}$       |
| - ciężar objętościowy (beton zbrojony, kruszywo bazaltowe): | $\gamma = 27,0 \text{ kN/m}^3$ |



### OTULINA PRĘTÓW ZBROJENIOWYCH:

- pręty główne (stan istniejący):
- pręty główne (stan projektowany):

c = 25 mm

c = 25 mm

### 3.2. Zestawienie obciążeń stałych.

#### STAN PIERWOTNY:

WARSTWY NAWIERZCHNIOWE I KONSTRUKCYJNE	$h_i$	$\gamma_f$	$q_{ki}$	$\gamma$	$q_i$
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]
Nawierzchnia z kostki kamiennej o średniej grub. 8 cm:	0,08	27,0	2,16	1,50	3,24
Podsypka cementowo-piaskowa o grub. 3 cm:	0,03	21,0	0,63	1,50	0,95
Beton ochronny izolacji o grub. 4 cm:	0,04	22,0	0,88	1,50	1,32
Izolacja (2xpapa + 1xlepek) o grub. 1 cm:	0,01	14,0	0,14	1,50	0,21
Płyta pomostu z betonu zbrojonego o grub. 47 cm:	0,47	25,0	11,75	1,20	14,10
<b>RAZEM:</b>	<b>0,63</b>		<b>15,56</b>		<b>19,82</b>

#### STAN ISTNIEJĄCY:

WARSTWY NAWIERZCHNIOWE I KONSTRUKCYJNE	$h_i$	$\gamma_f$	$q_{ki}$	$\gamma$	$q_i$
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]
Nawierzchnia bitumiczna o średniej grub. 15 cm:	0,15	23,0	3,45	1,50	5,18
Nawierzchnia z kostki kamiennej o średniej grub. 8 cm:	0,08	27,0	2,16	1,50	3,24
Podsypka cementowo-piaskowa o grub. 3 cm:	0,03	21,0	0,63	1,50	0,95
Beton ochronny izolacji o grub. 4 cm:	0,04	22,0	0,88	1,50	1,32
Izolacja (2xpapa + 1xlepek) o grub. 1 cm:	0,01	14,0	0,14	1,50	0,21
Płyta pomostu z betonu zbrojonego o grub. 47 cm:	0,47	25,0	11,75	1,20	14,10
<b>RAZEM:</b>	<b>0,78</b>		<b>19,01</b>		<b>24,99</b>

#### STAN PROJEKTOWANY:

WARSTWY NAWIERZCHNIOWE I KONSTRUKCYJNE	$h_i$	$\gamma_f$	$q_{ki}$	$\gamma$	$q_i$
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]		[kN/m <sup>2</sup> ]
Nawierzchnia bitumiczna o grub. 5+5 = 10 cm:	0,10	23,0	2,30	1,50	3,45
Izolacja płyty pomostu o grub. 1 cm:	0,01	14,0	0,14	1,50	0,21
Nadbeton płyty, zbrojony, kruszywo bazaltowe:	0,08	27,0	2,16	1,20	2,59
Płyta pomostu z betonu zbrojonego o grub. 46 cm:	0,46	25,0	11,50	1,20	13,80
<b>RAZEM:</b>	<b>0,65</b>		<b>16,10</b>		<b>20,05</b>

#### STOSUNEK OBCIĄŻEŃ STAŁYCH:

- założenie: obciążenia pierwotne: = 100 %
- istniejących do pierwotnych (charakterystyczne):  $(19,01/15,56) \times 100\% = 122 \%$
- istniejących do pierwotnych (obliczeniowe):  $(24,99/19,82) \times 100\% = 126 \%$
- istniejących do projektowanych (charakterystyczne):  $(19,01/16,10) \times 100\% = 118 \%$
- istniejących do projektowanych (obliczeniowe):  $(24,99/20,05) \times 100\% = 125 \%$
- projektowanych do pierwotnych (charakterystyczne):  $(16,10/15,56) \times 100\% = 103 \%$
- projektowanych do pierwotnych (obliczeniowe):  $(20,05/19,82) \times 100\% = 101 \%$

### 3.3. Wyniki archiwalnych obliczeń statyczno - wytrzymałościowych.

#### PŁYTA POMOSTU:

Maksymalny moment zginający:	$M_{\max} = 22,60 \text{ tm} = 226 \text{ kNm}$
Przyjęte zbrojenie (na zginanie):	9 szt. $\varnothing 26 \text{ mm/mb}$ , (co 11 cm), $A_a = 47,78 \text{ cm}^2/\text{mb}$
Naprężenia w betonie:	$\sigma_b = 65,7 \text{ kg/cm}^2 = 6,57 \text{ MPa} < 70 \text{ kg/cm}^2 = 7,0 \text{ MPa}$
Naprężenia w stali:	$\sigma_a = 1286 \text{ kg/cm}^2 = 128,6 \text{ MPa} < 1300 \text{ kg/cm}^2 = 130 \text{ MPa}$
Maksymalny siła tnąca:	$Q_{\max} = 12,02 \text{ t} = 120,2 \text{ kN}$
Przyjęte zbrojenie (na ścinanie):	strzemiona $\varnothing 6 \text{ mm}$
Naprężenia w betonie:	$\tau_b = 4,57 \text{ kg/cm}^2 = 0,457 \text{ MPa} < 7 \text{ kg/cm}^2 = 0,7 \text{ MPa}$
Zbrojenie rozdzielcze płyty:	8 szt. $\varnothing 14 \text{ mm/mb}$ , (co 12,5 cm), $A_{ar} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{mb}$

#### BELKA KRAWĘDZIOWA:

Maksymalny moment zginający:	$M_{\max} = 63,00 \text{ tm} = 630 \text{ kNm}$
Przyjęte zbrojenie (na zginanie):	14 szt. $\varnothing 26 \text{ mm}$ , $A_a = 74,35 \text{ cm}^2$ (zbrojenie dolne) 5 szt. $\varnothing 26 \text{ mm}$ , $A_a' = 26,55 \text{ cm}^2$ (zbrojenie górne)
Naprężenia w betonie:	$\sigma_b = 67,5 \text{ kg/cm}^2 = 6,75 \text{ MPa} < 70 \text{ kg/cm}^2 = 7,0 \text{ MPa}$
Naprężenia w stali:	$\sigma_a = 1256 \text{ kg/cm}^2 = 125,6 \text{ MPa} < 1300 \text{ kg/cm}^2 = 130 \text{ MPa}$ $\sigma_a' = 870 \text{ kg/cm}^2 = 87,0 \text{ MPa} < 1300 \text{ kg/cm}^2 = 130 \text{ MPa}$
Maksymalne siły tnące:	$Q_B = 41,78 \text{ t} = 417,8 \text{ kN}$ $Q_1 = 18,59 \text{ t} = 185,9 \text{ kN}$
Naprężenia w betonie:	$\tau_B = 10,25 \text{ kg/cm}^2 = 1,025 \text{ MPa} > 7 \text{ kg/cm}^2 = 0,7 \text{ MPa}$ $\tau_1 = 4,56 \text{ kg/cm}^2 = 0,456 \text{ MPa} < 7 \text{ kg/cm}^2 = 0,7 \text{ MPa}$
Przyjęte strzemiona (na ścinanie):	$\varnothing 8 \text{ mm}$ , co 35 cm $\tau_s = 1,24 \text{ kg/cm}^2 = 0,124 \text{ MPa} < 1300 \text{ kg/cm}^2 = 130 \text{ MPa}$
Siła przyjęta do obliczeń:	$T = 43000 \text{ kg} = 430 \text{ kN}$
Przyjęte pręty (na ścinanie):	7 szt. $\varnothing 26 \text{ mm}$

### 3.4. Sprawdzenie nośności obiektu po remoncie.

Projektowany remont mostu powinien doprowadzić do zwiększenia nośności ustroju niosącego odpowiadającej kategorii obciążenia użytkowego 1/S42. W tym celu założono odciążenie płyty ustroju niosącego (zdjęcie wszystkich warstw nawierzchniowych i niekonstrukcyjnych) i zaprojektowano nowe warstwy nawierzchniowe, tak by powrócić do pierwotnego poziomu obciążeń stałych. Ponadto projektuje się wzmocnienie płyty ustroju niosącego poprzez wykonanie współpracującej warstwy nadbetonu zbrojonego.

#### ZAŁOŻENIA PROJEKTOWE:

Wymiary przekroju płyty:

- istniejąca grubość płyty (środek przęsła):	$h_s = 0,47 \text{ m}$
- istniejąca grubość płyty (przy podporze):	$h_p = 0,35 \text{ m}$
- projektowane skucie płyty (bruzdowanie):	$h' = -0,01 \text{ m}$
- grubość płyty przed wykonaniem nadbetonu (środek przęsła):	$h'_s = 0,46 \text{ m};$
- grubość płyty przed wykonaniem nadbetonu (przy podporze):	$h'_p = 0,34 \text{ m}$
- projektowana grubość warstwy nadbetonu (środek przęsła):	$h_n = 0,08 \text{ m}$
- projektowana grubość warstwy nadbetonu (przy podporze):	$h_n = 0,20 \text{ m}$
- projektowana grubość płyty (środek przęsła i przy podporze):	$h = 0,54 \text{ m}$
- szerokość wycinka płyty:	$b = 1,00 \text{ m}$

Dane materiałowe (istniejący beton i stal):

- stosunek modułów sprężystości stali i betonu:	$n = 15$
Zbrojenie dolne płyty (istniejące):	
- zbrojenie główne (na zginanie):	$\varnothing 26 \text{ mm}$
- ilość i rozstaw prętów:	$m = 9,1 \text{ szt./ } 1 \text{ mb}$ , (co 11 cm)
- otulina zbrojenia:	$c = 27 \text{ mm}$
- odległość środka ciężkości zbrojenia od dołu płyty:	$a = 27 + 26/2 = 40 \text{ mm} = 0,04 \text{ m}$
- powierzchnia zbrojenia:	$A_a = 9,1 \times 5,31 = 48,3 \text{ cm}^2 = 0,00483 \text{ m}^2$
Zbrojenie górne płyty (projektowane):	
- zbrojenie główne (na zginanie):	$\varnothing 20 \text{ mm}$
- ilość i rozstaw prętów:	$m' = 4,5 \text{ szt./ } 1 \text{ mb}$ , (co 22 cm)
- otulina zbrojenia:	$c' = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$
- odległość środka ciężkości zbrojenia od dołu płyty:	$a' = 35 + 20/2 = 45 \text{ mm} = 0,045 \text{ m}$
- powierzchnia zbrojenia:	$A'_a = 4,5 \times 3,14 = 28,6 \text{ cm}^2 = 0,00141 \text{ m}^2$
Minimalny stopień zbrojenia:	$\mu = 0,004$
Minimalna powierzchnia zbrojenia:	$A_{\min} = 0,004 \times (0,54 \times 1,00) = 0,00216 \text{ m}^2$

### 3.4.1. Określenie nośności przekroju.

#### PŁYTA POMOSTU:

- wysokość użyteczna przekroju (środek przęsła):  $h_1 = 0,54 - 0,04 - 0,045 = 0,455 \text{ m}$
- ramię sił wewnętrznych:  $z = 0,85 \times h_1 = 0,387 \text{ m}$
- wysokość strefy ściskanej w betonie:  $x = 0,195 \text{ m}$
- sprowadzony moment bezwładności przekroju:  $I_i = 0,00969 \text{ m}^4$
- maksymalny moment zginający ze względu na naprężenia ściskające w betonie:  
 $\sigma_{b.\max} = 17,3 \text{ MPa} = 17300 \text{ kN/m}^2$   
 $M_{\max} = (17300 \times 0,00969) / 0,195 = 860 \text{ kNm}$
- maksymalny moment zginający ze względu na naprężenia rozciągające w stali (pręty dolne):  
 $\sigma_{a.\max} = 130 \text{ MPa} = 130000 \text{ kN/m}^2$   
 $M_{\max} = (130000 \times 0,00969) / ((15 \times (0,50 - 0,195))) = 275 \text{ kNm}$
- maksymalny moment zginający ze względu na naprężenia ściskające w stali (pręty górne):  
 $\sigma_{a.\max} = 295 \text{ MPa} = 295000 \text{ kN/m}^2$   
 $M_{\max} = (295000 \times 0,00969) / ((15 \times (0,195 - 0,045))) = 1270 \text{ kNm}$
- maksymalna siła tnąca ze względu na naprężenia ścinające w betonie:  
 $\tau_R = 0,26 \text{ MPa} = 260 \text{ kN/m}^2$   
 $\mu = (0,00483 + 0,00141) / (1,00 \times 0,455) = 0,0137; 1+50\mu = 1+50 \times 0,0137 = 1,69$   
 $V_{\max} = 260 \times 1,69 \times 1,00 \times 0,387 = 170 \text{ kN}$

Wartość maksymalnego momentu dla przekroju projektowanego:

**M = 275 kNm**

Wartość maksymalnej siły tnącej dla przekroju projektowanego:

**V = 170 kN**

#### BELKA KRAWĘDZIOWA:

- szerokość belki krawędziowej:  $b = 0,60 \text{ m}$
- wysokość belki krawędziowej:  $h = 0,93 \text{ m}$
- zbrojenie belki krawędziowej:
  - warstwa I (oś 40 mm od dolnej krawędzi belki): 10 Ø 26 mm (istniejące)
  - warstwa II (oś 92 mm od dolnej krawędzi belki): 4 Ø 26 mm (istniejące)
  - warstwa III (oś 123 mm od górnej krawędzi belki): 5 Ø 26 mm (istniejące)
  - warstwa IV (oś 42 mm od górnej krawędzi belki): 4 Ø 14 mm (projektowane)
  - pręty odgięte: 7 Ø 26 mm (istniejące)
  - środek ciężkości zbrojenia (warstwa I i II):  $e_d = (10 \times 0,04 + 4 \times 0,092) / 14 = 0,055 \text{ m}$
  - środek ciężkości zbrojenia (warstwa III i IV):  $e_g = (5 \times 0,12 + 4 \times 0,042) / 9 = 0,087 \text{ m}$
- wysokość użyteczna przekroju belki:  $h_1 = 0,93 - 0,055 - 0,123 - 0,026 = 0,726 \text{ m}$
- ramię sił wewnętrznych:  $z = 0,85 \times h_1 = 0,617 \text{ m}$
- wysokość strefy ściskanej w betonie:  $x = 0,373 \text{ m}$
- sprowadzony moment bezwładności przekroju:  $I_i = 0,04253 \text{ m}^4$
- maksymalny moment zginający ze względu na naprężenia ściskające w betonie:  
 $\sigma_{b.\max} = 17,3 \text{ MPa} = 17300 \text{ kN/m}^2$   
 $M_{\max} = (17300 \times 0,04253) / 0,373 = 1970 \text{ kNm}$
- maksymalny moment zginający ze względu na naprężenia rozciągające w stali (pręty dolne):  
 $\sigma_{a.\max} = 130 \text{ MPa} = 130000 \text{ kN/m}^2$   
 $M_{\max} = (130000 \times 0,04253) / ((15 \times (0,875 - 0,373))) = 734 \text{ kNm}$
- maksymalny moment zginający ze względu na naprężenia ściskające w stali (pręty górne):  
 $\sigma_{a.\max} = 130 \text{ MPa} = 130000 \text{ kN/m}^2$   
 $M_{\max} = (130000 \times 0,04263) / ((15 \times (0,377 - 0,055))) = 1290 \text{ kNm}$
- maksymalna siła tnąca ze względu na naprężenia ścinające w betonie:  
 $\tau_R = 0,26 \text{ MPa} = 260 \text{ kN/m}^2$   
 $\mu = (0,007433 + 0,00265 + 0,00062) / (0,60 \times 0,726) = 0,0246; 1+50\mu = 1+50 \times 0,0246 = 2,00$   
 $V_{b.\max} = 260 \times 2,00 \times 0,60 \times 0,617 = 193 \text{ kN}$
- maksymalna siła tnąca ze względu na naprężenia w prętach odgiętych:  
 $V_{a.\max} = 7 \times 5,31 \times 130000 \sin 45^\circ = 342 \text{ kN}$   
 $V = V_{b.\max} + V_{a.\max} = 193 + 342 = 535 \text{ kN}$

Wartość maksymalnego momentu dla przekroju pierwotnego:

**M = 734 kNm**

Wartość maksymalnej siły tnącej dla przekroju pierwotnego:

**V = 535 kN**

### 3.4.2. Analiza nośności ustroju niosącego.

#### WARTOŚCI SIŁ WEWNĘTRZNYCH – STAN PIERWOTNY.

RODZAJ OBCIĄŻENIA:	PŁYTA POMOSTU	
	M [kNm]	V [kN]
-ciężar własny + izolacja + nawierzchnia + wyposażenie:	112,0	59,7
-pojazd kategorii I – 20 t.:	112,3	59,8
-obciążenie specjalne traktor T 80 – 80 t.:	159,0	84,5
SUMA ( $M_g + M_p$ ):	224,3	119,5
SUMA (redukcja o 20% dla obciążenia specjalnego) ( $M_g + M_q^t$ )/1,20:	226,0	120,02
WARTOŚĆ MAKSYMALNA:	<b>226,0</b>	<b>120,02</b>

#### WARTOŚCI SIŁ WEWNĘTRZNYCH – STAN PROJEKTOWANY.

RODZAJ OBCIĄŻENIA:	PŁYTA POMOSTU	
	M [kNm]	V [kN]
-ciężar własny (płyta po zespoleniu o grubości 46+8=54 cm):	116,06	65,61
-wyposażenie (krawężniki + barieroporęcze):	11,84	9,92
-izolacja (grubość 1 cm):	0,74	1,40
-nawierzchnia (grubość 5+5 = 10 cm):	12,19	22,99
-tłum pieszych:	14,99	10,56
-obciążenie użytkowe kategorii 1/S42 –trasa I:	40,03	56,99
-obciążenie użytkowe kategorii 1/S42 –trasa II:	36,73	32,92
SUMA: $\Sigma M + M_{1/S42-I}$	195,89	167,47
SUMA: $\Sigma M + M_{1/S42-II}$	192,55	143,40
WARTOŚĆ MAKSYMALNA:	<b>195,89</b>	<b>167,67</b>

#### WARTOŚCI SIŁ WEWNĘTRZNYCH – STAN PIERWOTNY.

RODZAJ OBCIĄŻENIA:	BELKA KRAWĘDZIOWA	
	M [kNm]	V [kN]
-ciężar własny + obciążenie z płytą:	339,4/408,0	218,7/85,9
-pojazd kategorii I – 20 t.:	251,0/218,4	199,1/100,0
-obciążenie specjalne traktor T 80 – 80 t.:	334,0/348,0	271,0/131,0
SUMA ( $M_g + M_p$ ):	490,4/626,4	417,8/185,9
SUMA (redukcja o 20% dla obciążenia specjalnego) ( $M_g + M_q^t$ )/1,20:	478,0/630,0	408,0/181,0
WARTOŚĆ MAKSYMALNA:	<b>630,00</b>	417,8/185,9

#### WARTOŚCI SIŁ WEWNĘTRZNYCH – STAN PROJEKTOWANY.

RODZAJ OBCIĄŻENIA:	BELKA KRAWĘDZIOWA	
	M [kNm]	V [kN]
-ciężar własny:	375,86	79,19
-wyposażenie (krawężniki + barieroporęcze):	37,50	59,53
-izolacja (grubość 1 cm):	1,97	3,25
-nawierzchnia (grubość 5+5 = 10 cm):	32,31	53,39
-tłum pieszych:	44,12	79,14
-obciążenie użytkowe kategorii 1/S42 –trasa I:	76,98	127,66
-obciążenie użytkowe kategorii 1/S42 –trasa II:	81,79	60,31
SUMA: $\Sigma M + M_{1/S42-I}$	568,74	402,14
SUMA: $\Sigma M + M_{1/S42-II}$	573,55	334,79
WARTOŚĆ MAKSYMALNA:	<b>573,65</b>	<b>402,14</b>

#### WNIOSEK:

**Wartości sił wewnętrznych wywołanych obciążeniem stałym, wyposażeniem obiektu, tłumem oraz obciążeniem użytkowym kategorii 1/S42:**

- dla płyty ustroju niosącego:

$$M_{pp} = 195,89 \text{ kNm},$$

$$V_{pp} = 167,67 \text{ kN}$$

- dla belki krawędziowej:

$$M_{bp} = 573,65 \text{ kNm},$$

$$V_{bp} = 402,14 \text{ kN}$$

**Sprawdzenie warunku nośności obiektu:**

- dla płyty ustroju niosącego:

$$M_p = 275 \text{ kNm} < 195,89 \text{ kNm}$$

**WARUNEK SPEŁNIONY**

$$V_p = 170 \text{ kN} > 167,67 \text{ kN}$$

**WARUNEK SPEŁNIONY**

- dla belki krawędziowej:

$$M_b = 734 \text{ kNm} > 573,65 \text{ kNm}$$

**WARUNEK SPEŁNIONY**

$$V_b = 535 \text{ kN} > 402,14 \text{ kN}$$

**WARUNEK SPEŁNIONY**

**Nośność obiektu po remoncie odpowiada obciążeniu użytkowemu kategorii 1/S42, co odpowiada obciążeniu klasy A lub klasy B wg PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia.**

#### 3.4.3. Sprawdzenie zespolenia.

- moduł sprężystości betonu przekroju istniejącego C15/20 (B20):  $E_{b1} = 27 \text{ GPa}$
- moduł sprężystości betonu przekroju istniejącego C25/30 (B30):  $E_{b1} = 32,6 \text{ GPa}$
- moduł sprężystości stali istniejącej K37B i projektowanej A-II:  $E_a = 210 \text{ GPa}$
- stosunek sprężystości modułów betonu C15/20 do C25/30:  $n_b = 0,83$
- stosunek sprężystości modułów stali do betonu:  $n = 15$
- obliczeniowa siła podłużna w przekroju zespolenia:  $V = 167,67 \text{ kN}$
- długość odcinka zespolenia:  $e = 7,50 \text{ m}$
- moment statyczny całego przekroju zespolonego względem dolnej krawędzi płyty:  
$$S_x = 1,00 \times 0,46 \times 0,46 / 2 + 0,00483 \times 0,04 \times 15 + 1,00 \times 0,08 \times (0,46 + 0,04) \times 0,83 + 0,00141 \times (0,46 + 0,035) \times 15 = 0,1523 \text{ m}^3$$
- pole powierzchni przekroju zespolonego:  
$$A = 1,00 \times 0,46 + 0,00483 \times 15 + 1,00 \times 0,08 \times 0,83 + 0,00141 \times 15 = 0,6199 \text{ m}^2$$
- położenie środka ciężkości przekroju zespolonego:  
$$y_0 = 0,1523 \text{ m}^3 / 0,6199 \text{ m}^2 = 0,2457 \text{ m}$$
- moment statyczny nadbetonu dołączonego za pomocą łączników względem osi przechodzącej przez środek ciężkości całego przekroju zespolonego równoległej do płaszczyzny zespolenia:  
$$S = 1,00 \times 0,08 \times (0,46 + 0,08 / 2 - 0,2457) \times 0,83 = 0,0168 \text{ m}^3$$
- moment bezwładności przekroju zespolonego względem głównej osi równoległej do płaszczyzny zespolenia:  
$$I = (1,00 \times 0,46^3) / 12 + 1,00 \times 0,46 \times (0,46 / 2 - 0,2457)^2 + 100 / 11 \times (3,14 \times 0,026^2) / 64 + 100 / 11 \times (3,14 \times 0,026^2) / 4 \times (0,2457 - 0,04)^2 \times 15 + (1,00 \times 0,08^3) / 12 + 1,00 \times 0,08 \times (0,46 + 0,08 / 2 - 0,2457)^2 \times 0,83 + 100 / 22 \times (3,14 \times 0,02^2) / 64 + 100 / 22 \times (3,14 \times 0,02^2) / 4 \times (0,46 + 0,035 - 0,2457)^2 = 0,0583 \text{ m}^4$$
- siła ścinająca łączniki:  
$$T = 167,67 \times 0,0168 \times 7,50 / 0,0583 = 476,78 \text{ kN}$$
- przyjęto łączniki z prętów zbrojeniowych  $\varnothing 10 \text{ mm}$ :  $A_a = 0,0000785 \text{ m}^2$
- ilość łączników w kierunku poprzecznym (przyjęto, co 44 cm):  $m_1 = 100 / 44 = 2,27$
- ilość łączników w kierunku podłużnym (przyjęto, co 40 cm):  $m_2 = 905 / 40 = 22,63$
- wytrzymałość obliczeniowa stali łączników:  $R_a = 295000 \text{ kN/m}^2$
- obliczeniowa nośność łączników:  
$$T_r = 0,0000785 \times (2 + 9) \times 295000 = 486,83 \text{ kN} > T = 476,78 \text{ kN}$$

### 3.5. Obliczenie zakotwienia barieroporęczy w belce podporęczowej.

W przypadku braku możliwości zamontowania standardowej kotwy słupka barieroporęczy sztywnej typ BBS–IIIB (np. ze względu na konieczność przecinania istniejących prętów zbrojenia belki krawędziowej lub prętów kotwiących kotwę) zastosować mocowanie za pomocą kotew wklejanych, którego obliczenie przedstawiono poniżej.

#### 3.5.1. Parametry obliczeniowe.

Beton: B30

- współczynnik sprężystości:

$$E_b = 32,6 \text{ GPa}$$

- wytrzymałość obliczeniowa:

$$R_b = 17,3 \text{ MPa}$$

- ciężar objętościowy:

$$\gamma = 27,0 \text{ kN/m}^3$$

Stal: A-II (18G2-b)

- wytrzymałość obliczeniowa:

$$R_a = 295 \text{ MPa}$$

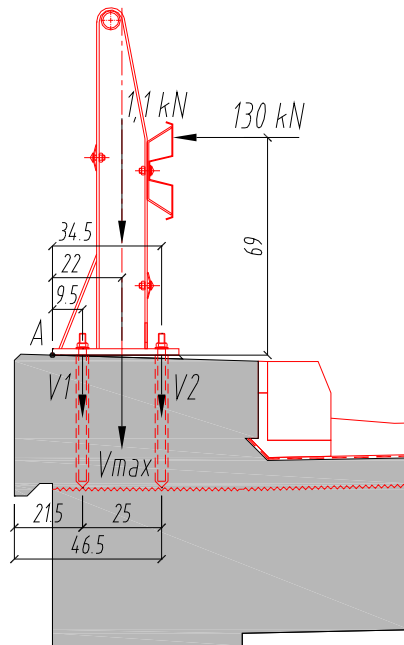
- grubość otuliny dla zbrojenia belki podporęczowej:

$$a = 0,03 \text{ m}$$

- grubość otuliny dla strzemion belki podporęczowej:

$$a = 0,025 \text{ m}$$

#### 3.5.2. Obciążenie zakotwienia barieroporęczy.



- obciążenie uderzeniem o bariery ochronne (bariery sztywne):

$$100 \text{ kN} \times 1,30 = 130 \text{ kN}$$

$$\text{na ramieniu: } r_1 = 0,69 \text{ m}$$

- ciężar własny barieroporęczy sztywnej, bezprzekładkowej:

$$0,75 \text{ kN/m} \times 1,50 = 1,1 \text{ kN}$$

$$\text{na ramieniu: } r_2 = 0,22 \text{ m}$$

Moment zginający względem zewnętrznej krawędzi blachy podstawy słupka barieroporęczy:

$$M_{\max} = 130 \times 0,69 - 1,1 \times 0,22 = 89,45 \text{ kNm}$$

Maksymalna pozioma siła tnąca:

$$H_{\max} = 130 \text{ kN}$$

Siła wyrywająca zakotwienie:

$$\Sigma M_A = -89,45 + 0,22 \times V_{\max} = 0$$

$$V_{\max} = 406,6 \text{ kN}$$

Siły przypadające na poszczególne grupy kotew:

$$V_1 = V_2 = 406,6/2 = 203,3 \text{ kN}$$

#### 3.5.3. Wymiarowanie zakotwienia barieroporęczy ze względu na siłę podłużną (rozciąganie).

Wymiarowanie metodą Hilti CC (uproszczona wersja wymiarowania według ETAG Załącznik C).

Nośność obliczeniowa pojedynczego pręta zbrojeniowego na siłę podłużną to wartość minimalna:

$N_{Rd,c}$  (nośność ze względu na wyłamanie betonu lub wyrywanie pręta),

$N_{Rd,s}$  (nośność pręta ze względu na rozciąganie).

Do obliczeń przyjęto kotwy wklejane HVU z trzpieniem HAS Ø24 mm (stal klasy 5.8) o:

- ilość kotew mocująca słupki barieroporęczy (I rząd otworów):  $n_I = 2$  szt.

- ilość kotew mocująca słupki barieroporęczy (II rząd otworów):  $n_{II} = 4$  szt.

- nominalnej głębokości osadzenia:  $h_{nom} = 210 \text{ mm}$
- minimalnej odległości od krawędzi:  $c_{nom} = 105 \text{ mm}$
- odległość od krawędzi I rzędu:  $c_I = 215 \text{ mm}$
- odległość od krawędzi II rzędu:  $c_{II} = 465 \text{ mm}$
- rozstaw kotew I rzędu:  $s_I = 150 \text{ mm}$
- rozstaw kotew II rzędu:  $s_{II} = 70 \text{ mm}$
- rozstaw rzędów kotew:  $s = 250 \text{ mm}$

Przyjęto beton podłoża (projektowana belka podporęczowa) C25/30 (B30).

### 3.5.3.1. Nośność ze względu na wyłamanie stożka betonu lub wrywanie pręta w odniesieniu do grupy kotew w zamocowaniu wielokotwowym.

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \times f_T \times f_{B,N} \times f_{A,N} \times f_{R,N}$$

$$N_{Rd,c}^0 = 75,5 \text{ kN}$$

$$f_{B,N} = 1,05$$

$$f_T = 2,0 \text{ (długość osadzenia } l_z = 2 \times h_{nom})$$

$$f_{A,NI} = 0,68 \text{ (dla } \varnothing 24 \text{ mm i rozstawu kotew I rzędu } s_I = 150 \text{ mm)}$$

$$f_{A,NI} = 0,58 \text{ (dla } \varnothing 24 \text{ mm i rozstawu kotew II rzędu } s_{II} = 70 \text{ mm)}$$

$$f_{A,N} = 0,80 \text{ (dla } \varnothing 24 \text{ mm i rozstawu rzędów I i II } s = 250 \text{ mm)}$$

$$f_{R,N} = 1,00 \text{ (dla } \varnothing 24 \text{ mm i odległości od krawędzi I rzędu } c_I = 215 \text{ mm, II rzędu } c_{II} = 465 \text{ mm)}$$

$$N_{Rd,cI} = 75,5 \text{ kN} \times 1,05 \times 2,0 \times 0,68 \times 0,80 \times 1,00 = 85,8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,cII-1} = 75,5 \text{ kN} \times 1,05 \times 2,0 \times 0,58 \times 0,80 \times 1,00 = 73,8 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,cII-2} = 75,5 \text{ kN} \times 1,05 \times 2,0 \times 0,58 \times 0,58 \times 0,80 \times 1,00 = 43,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,c}^{grupy} = (85,8 + 73,8 + 43,0) \times 2 = 405,2 \text{ kN}$$

### 3.5.3.2. Nośność obliczeniowa kotwy ze względu na wyłamanie stożka betonu lub wrywanie pręta w odniesieniu do grupy kotew w zamocowaniu wielokotwowym.

$$N_{Rd,s} = 108,1 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s}^{grupy} = 108,1 \text{ kN} \times 6 = 648,6 \text{ kN}$$

### 3.5.3.3. Nośność obliczeniowa ze względu na siłę podłużną (rozciąganie).

$$N_{Rd} = \min(N_{Rd,c}^{grupy}; N_{Rd,s}^{grupy}) = \min(405,2 \text{ kN}; 648,6 \text{ kN}) = 405,2 \text{ kN}$$

Przyjęto kotwy wklejane HVU z trzpieniem  $\varnothing 24 \text{ mm}$  w ilości 6 szt. na jeden słupek barieroporeczy. Otwory w blasze podstawy słupka barieroporeczy wykonać o średnicy  $\varnothing 25 \text{ mm}$ . Przyjęto długość osadzenia  $l_z = 2 \times h_{nom} = 2 \times 210 \text{ mm} = 420 \text{ mm}$

$$N_{Rd} = 405,2 \text{ kN} \approx V_{max} = 406,6 \text{ kN} \text{ (przekroczenie o } 0,34 \% < 2\%)$$

### 3.5.4. Wymiarowanie zakotwienia barieroporeczy ze względu na siłę poprzeczną (ściananie).

Nośność obliczeniowa pojedynczej kotwy na siłę poprzeczną to wartość minimalna:

$V_{Rd,c}$  (nośność ze względu na wyłamanie krawędzi betonu),

$V_{Rd,s}$  (nośność pręta stalowego ze względu na ścinanie).

### 3.5.4.1. Nośność obliczeniowa ze względu na wyłamanie krawędzi betonu w odniesieniu do grupy kotew w zamocowaniu wielokotwowym.

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,c}^0 \times f_{B,V} \times f_{AR,V} \times f_{\beta,V}$$

$$V_{Rd,c}^0 = 15,4 \text{ kN}$$

$$f_{B,V} = 1,10$$

$$f_{AR,VI} = (3c + s)/(6c_{min}) \times (c/c_{min})^{0,5} = 1,81 \text{ (dla kotew I rzędu)}$$

$$f_{AR,VII} = (3c + s_1 + s_2 + \dots + s_{n-1})/(3n_2c_{min}) \times (c/c_{min})^{0,5} = 2,68 \text{ (dla kotew II rzędu)}$$

$$f_{\beta,V} = 1,00 \text{ } (\beta = 0^\circ \text{ - kąt przyłożenia siły ścinającej - prostopadle od krawędzi obiektu)}$$

$$V_{Rd,cI} = 15,4 \times 1,10 \times 1,81 \times 1,00 = 30,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,cI} = 15,4 \times 1,10 \times 2,68 \times 1,00 = 45,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c}^{grupy} = 30,6 \times 2 + 45,4 \times 4 = 242,8 \text{ kN}$$

### 3.5.4.2. Nośność obliczeniowa kotwy ze względu na wyłamanie krawędzi betonu w odniesieniu do grupy kotew w zamocowaniu wielokotwowym.

$$V_{Rd,s} = 77,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,s}^{grupy} = 77,8 \text{ kN} \times 6 = 466,8 \text{ kN}$$

### 3.5.4.3. Nośność obliczeniowa stali ze względu na siłę poprzeczną (ścinięcie).

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd,c}^{grupy} ; V_{Rd,s}^{grupy}) = \min(242,8 \text{ kN} ; 466,8 \text{ kN}) = 242,8 \text{ kN}$$

Przyjęto kotwy wklejane HVU z trzpieniem Ø24 mm w ilości 6 szt na jeden słupek barieroporęczny.

$$V_{Rd} = 242,8 \text{ kN} > H_{\max} = 130,0 \text{ kN}$$

### 3.5.5. Obliczenie zbrojenia podłużnego belki podporęczowej.

- pole powierzchni przekroju poprzecznego belki podporęczowej:  $A_b = 0,32 \text{ m}^2$
- minimalny stopień zbrojenia dla stali A-II:  $\mu = 0,004$
- obliczone, minimalne pole powierzchni zbrojenia:  
 $A_{a,\min} = 0,32 \text{ m}^2 \times 0,004 = 12,68 \text{ cm}^2$

Przyjęto 9 szt. Ø14 mm  $A_a = 9 \times 1,54 \text{ cm}^2 = 13,86 \text{ cm}^2 > 12,68 \text{ cm}^2$   
(rozmieszczenie wg rysunku konstrukcyjnego belki podporęczowej).

### 3.6. Obliczenie płyty chodnikowej.

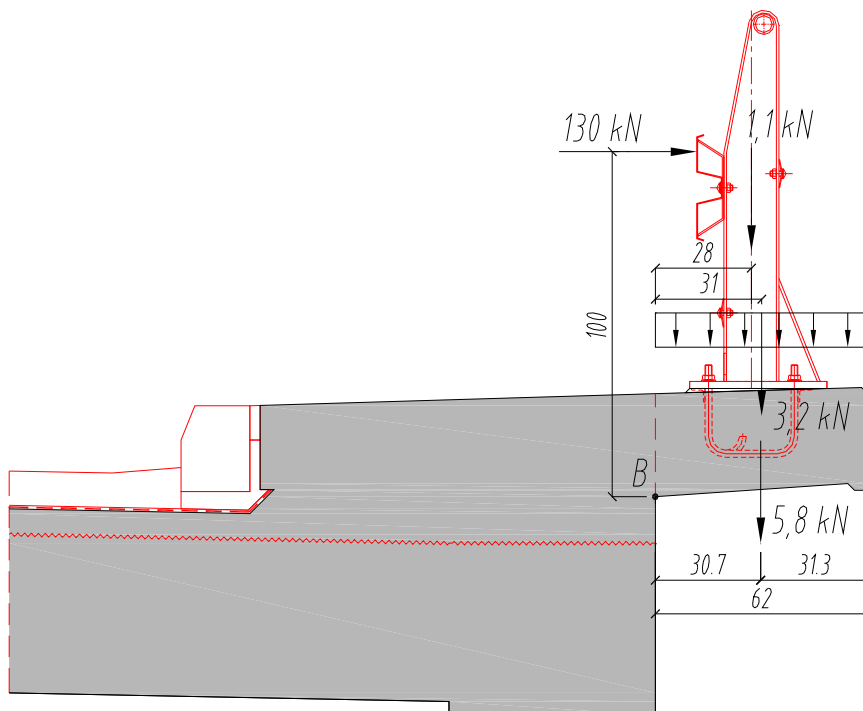
Beton: B30

- współczynnik sprężystości:  $E_b = 32,6 \text{ GPa}$
- wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie:  $R_b = 17,3 \text{ MPa}$
- wytrzymałość obliczeniowa betonu na ścinanie:  $\tau_R = 0,28 \text{ MPa}$
- ciężar objętościowy:  $\gamma = 27,0 \text{ kN/m}^3$

Stal: A-II (18G2-b)

- współczynnik sprężystości:  $E_a = 210 \text{ GPa}$
- wytrzymałość obliczeniowa:  $R_a = 295 \text{ MPa}$
- stosunek modułów sprężystości stali i betonu:  $n = 15$
- grubość otuliny dla zbrojenia płyty chodnikowej:  $a = 0,028 \text{ m}$

#### 3.6.1. Obciążenie wspornika płyty chodnikowej.





### ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ:

OBCIĄŻENIA STAŁE	A	$\gamma_f$	$q_k$	$\gamma$	q	$r_i$	M
	[m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m]		[kN/m]	[m]	[kNm]
- ciężar własny wspornika belki:	0,18	27,0	4,84	1,20	5,81	0,307	1,78
- ciężar własny barieroporęczy:			0,75	1,50	1,13	0,280	0,32
RAZEM (od obciążeń stałych):			<b>5,59</b>		<b>6,94</b>		<b>2,10</b>
OBCIĄŻENIA ZMIENNE	$p_k$	b	$q_k$	$\gamma$	q	$r_i$	M
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[kN/m]		[kN/m]	[m]	[kNm]
- obciążenie tłumem pieszych:	4,00	0,62	2,48	1,30	3,22	0,310	1,00
- uderzeniem w barierę sztywną:			100	1,30	130	1,00	130,00
RAZEM (od obciążeń zmiennych):					<b>3,22</b>		<b>131,00</b>
RAZEM (stałe + zmienne):				<b><math>V_{\max} = 10,16</math></b>		<b><math>M_{\max} = 133,10</math></b>	

#### 3.6.2. Wymiarowanie wspornika płyty chodnikowej.

Wymiarowanie płyty chodnika ze względu na:

$$M_{\max} = 133,10 \text{ kNm}, V_{\max} = 10,16 \text{ kN}$$

##### PROJEKTOWANE ZBROJENIE:

- zbrojenie główne dolne:  $\varnothing 18 \text{ mm}$
- ilość i rozstaw prętów:  $m = 8 \text{ szt./1 mb, (co 12,5 cm)}$
- otulina zbrojenia:  $c = 26 \text{ mm}$
- odległość środka ciężkości zbrojenia od dołu płyty:  $a = 26 + 18/2 = 35 \text{ mm} = 0,035 \text{ m}$
- powierzchnia zbrojenia:  $A_a = 10 \times 1,54 = 15,4 \text{ cm}^2 = 0,00154 \text{ m}^2$
- zbrojenie główne górne:  $\varnothing 18 \text{ mm}$
- ilość i rozstaw prętów:  $m' = 8 \text{ szt./1 mb, (co 12,5 cm)}$
- otulina zbrojenia:  $c' = 26 \text{ mm}$
- odległość środka ciężkości zbrojenia od dołu płyty:  $a' = 26 + 18/2 = 35 \text{ mm} = 0,035 \text{ m}$
- powierzchnia zbrojenia:  $A'_a = 8 \times 2,54 = 20,4 \text{ cm}^2 = 0,00204 \text{ m}^2$

Minimalny stopień zbrojenia:

$$\mu = 0,004$$

Minimalna powierzchnia zbrojenia poprzecznego:

$$A_{\min} = 0,004 \times (0,30 \times 1,00) = 0,00120 \text{ m}^2$$

Rzeczywista powierzchnia zbrojenia poprzecznego:

$$A_{\text{rzecz}} = 2 \times 0,00204 = 0,00408 \text{ m}^2 > A_{\min}$$

- grubość płyty (w przekroju krytycznym):  $h = 0,30 \text{ m}$
- szerokość wycinka płyty:  $b = 1,00 \text{ m}$
- wysokość użyteczna przekroju (środek przęsła):  $h_1 = 0,30 - 0,035 = 0,265 \text{ m}$
- ramię sił wewnętrznych:  $z = 0,85 \times h_1 = 0,225 \text{ m}$
- wysokość strefy ściskanej w betonie:  $x = 0,087 \text{ m}$
- sprowadzony moment bezwładności przekroju:  $I_i = 0,00127 \text{ m}^4$

- maksymalne naprężenia ściskające w betonie:

$$\sigma_{b,\max} = 133,10 \times 0,087 / 0,00127 = 9166 \text{ kN/m}^2 = 9,2 \text{ MPa} < R_b = 17,3 \text{ MPa}$$

- maksymalne naprężenia rozciągające w stali (pręty górne):

$$\sigma_{a,\max} = 133,10 \times (0,265 - 0,087) \times 15 / 0,00127 = 279,3 \text{ MPa} < R_a = 295 \text{ MPa}$$

- maksymalne naprężenia ściskające w stali (pręty dolne):

$$\sigma'_{a,\max} = 133,10 \times (0,087 - 0,035) \times 15 / 0,00127 = 82,4 \text{ MPa} < R_a = 295 \text{ MPa}$$

- maksymalne naprężenia ścinające w betonie:

$$\mu = (0,00204 \times 2) / (1,00 \times 0,265) = 0,0154$$

$$1 + 50\mu = 1 + 50 \times 0,0154 = 1,77$$

$$\tau_b = (10,16 \times 1,96) / (1,00 \times 0,225) = 88,50 \text{ kN/m}^2 = 0,09 \text{ MPa} < \tau_R = 0,28 \text{ MPa}$$

- maksymalne naprężenia ścinające w prętach płyty:

$$\tau_a = 10,16 / (0,00204 \times 2) = 2490 \text{ kN/m}^2 = 2,5 \text{ MPa} < R_a = 295 \text{ MPa}$$

### 3.6.3. Obliczenie zbrojenia podłużnego kapy i wspornika płyty chodnikowej.

- pole powierzchni przekroju poprzecznego belki podporęczowej:  $A_b = 0,65 \text{ m}^2$
- minimalny stopień zbrojenia dla stali A-II:  $\mu = 0,004$
- obliczone, minimalne pole powierzchni zbrojenia:  
 $A_{a,\min} = 0,65 \text{ m}^2 \times 0,004 = 25,88 \text{ cm}^2$

Przyjęto 17 szt.  $\varnothing 14 \text{ mm}$   $A_a = 10 \times 1,54 \text{ cm}^2 = 26,18 \text{ cm}^2 > 25,88 \text{ cm}^2$   
(rozmieszczenie wg rysunku konstrukcyjnego płyty chodnikowej).

Obliczył:

Lublin, czerwiec 2006 r.

SPÓŁKA Z O.O.

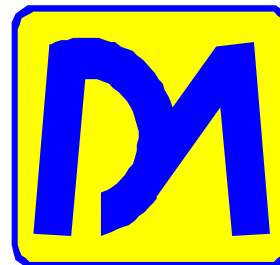


20-415 LUBLIN, ul. Zaciszna 16  
tel/fax. (0-81) 744-00-70,  
tel. (0-81) 744-13-26

REGON 008020120  
NIP 712-015-68-14  
Bank PEKAO SA  
IV Oddział w Lublinie  
75 1240 2500 1111 0000 3764 2888

**ISO 9001 - 2000**

[www.drogmost.lublin.pl](http://www.drogmost.lublin.pl)  
e-mail: [info@drogmost.lublin.pl](mailto:info@drogmost.lublin.pl)



Rok powstania 1988

Nr umowy: 04/2006

Nr rejestru: 003/06/P

## PROJEKT ORGANIZACJI RUCHU

na czas prowadzenia robót  
w związku z remontem mostu  
przez rzekę Tuczyn w km 193+784 drogi krajowej nr 74  
na odcinku Annopol – Kraśnik w m. Liśnik Duży.

### INWESTOR:

**Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych  
i Autostrad w Lublinie**

Rejon Dróg Krajowych w Kraśniku  
23-200 Kraśnik  
ul. Obwodowa 9

### ADRES BUDOWY:

Liśnik Duży,  
gmina Gościeradów,  
powiat kraśnicki,  
woj. lubelskie

### FAZA PROJEKTU:

projekt wykonawczy

### BRANŻA:

drogowa – inżynieria ruchu

Lublin, maj 2006 r.

Funkcja:	Imię i nazwisko:	Podpis:
Projektant:	<b>mgr inż. Grzegorz Zieliński</b> upr. bud. 451/Lb/2001 spec. konstr.-bud. do proj. bez ograniczeń	
Wykonał:	<b>mgr inż. Rafał Woźniak</b> upr. bud. LUB/0121/PWOM/05 do proj. bez ogr. w spec. mostowej	
Sprawdzający:	<b>inż. Stanisław Kitliński</b> upr. 2375/Lb/94 spec. proj. mostów upr. WZDP/22/906/78/75 spec. proj. dróg	
Prezes:	<b>inż. Andrzej Leniak</b>	

# **SPIS ZAWARTOŚCI OPRACOWANIA:**

## **I. CZĘŚĆ OPISOWA:**

Opis techniczny do projektu organizacji ruchu na czas prowadzenia robót.

## **II. CZĘŚĆ RYSUNKOWA:**

Rys. 1. Plan orientacyjny.

skala 1:25000

Rys. 2. Organizacja ruchu na czas prowadzenia robót.

skala 1:500

## OPIS TECHNICZNY

do projektu organizacji ruchu na czas prowadzenia robót  
w związku z remontem mostu przez rzekę Tuczyn w ciągu drogi krajowej nr 74  
na odcinku Annopol – Kraśnik w km 193+784 w m. Liśnik Duży.

---

### 1. Przedmiot i zakres opracowania.

Przedmiotem opracowania jest projekt organizacji ruchu na czas prowadzenia robót przy remoncie mostu j.w.. Zakres opracowania obejmuje około 390 metrowy odcinek drogi od km 193+590 do km 193+980.

### 2. Podstawa opracowania i dane wyjściowe.

- Ustawa z dnia 20 czerwca 1997 roku, Prawo o ruchu drogowym (tekst jednolity Dz. U. Nr 58 poz. 515 z 2003 r.),
- Ustawa z dnia 14 listopada 2003 roku o zmianie ustawy o drogach publicznych oraz zmianie niektórych ustaw (Dz. U. Nr 200 poz. 1953 z 2003 r.),
- Rozporządzenie Ministrów Infrastruktury oraz Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 31 lipca 2002 r. w sprawie znaków i sygnałów drogowych (Dz. U. Nr 170, poz. 1393),
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 3 lipca 2003 roku w sprawie szczegółowych warunków technicznych dla znaków i sygnałów drogowych oraz urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego i warunki ich umieszczania na drogach (Dz. U. Nr 220, poz. 2181 z dnia 23 grudnia 2003 r.),
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 23 września 2003 roku w sprawie szczegółowych warunków zarządzania ruchem na drogach oraz wykonywania nadzoru nad tym zarządzaniem (Dz. U. Nr 177 poz. 1729),
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43 poz. 430).
- Umowa z Generalną Dyrekcją Dróg Krajowych i Autostrad w Lublinie, Rejon Dróg Krajowych w Kraśniku, 23-200 Kraśnik, ul. Obwodowa 9 nr 04/2006 z dnia 2 lutego 2006 r., Nr rejestru 003/06/P,
- Inne obowiązujące normy i przepisy.

### 3. Opis stanu istniejącego.

Istniejący most zlokalizowany jest na prostym odcinku drogi o przekroju szlakuowym, w km 193+784 drogi krajowej nr 74 na odcinku Annopol - Kraśnik w miejscowości Liśnik Duży i przecina rzekę Tuczyn pod kątem około 56°

Jest to obiekt jednoprzęsłowy wolnopodparty, długości całkowitej (ze skrzydełkami) 16,50 m, o ustroju niosącym w postaci żelbetowej płyty monolitycznej zespolonej na skrajach z belkami żelbetowymi. Przyczółki mostu betonowe, masywne posadowione na palach drewnianych, z żelbetowymi skrzydełkami podwieszonymi.

Szerokość nawierzchni na moście 9,00 m, w tym obustronne opaski po około 1,00 m; szerokość w świetle barier około 9,70 m, całkowita szerokość mostu 10,55 m. Szerokość jezdni przed i za mostem wynosi 6,00 m, obustronne pobocza utwardzone po 1,50 m, szerokość korony drogi około 9,00 m. Po prawej stronie przed mostem znajduje się zjazd utwardzony oraz zatoka autobusowa. Wzdłuż drogi przed i za mostem usytuowany jest chodnik.

Lokalizacja uzbrojenia terenu i urządzeń obcych zostanie przedstawiona na planie sytuacyjnym w części rysunkowej projektu wykonawczego.

### 4. Opis projektowanej organizacji ruchu.

Roboty będą prowadzone dwuetapowo przy jednostronnym zajęciu części drogi (z pozostawieniem jezdni o szerokości, co najmniej 3,00 m w każdym z etapów), z ruchem wahadłowym sterowanym sygnalizacją świetlną.

W związku z tym opracowano etapy organizacji ruchu:

- etap I-szy na czas remontu prawej strony mostu (od napływu),
- etap II-gi na czas remontu lewej strony mostu (od odpływu).

Projekt organizacji ruchu opracowano przy uwzględnieniu następujących uwarunkowań:

- istniejące natężenie ruchu, które wynosi 5760 p/dobę tj. ok. 576 p/h (prognozy na rok 2006),
- prędkość na drodze głównej do 50 km/h (teren zabudowany) – strona Annapola,
- prędkość na drodze głównej do 90 km/h (teren niezabudowany) – strona Kraśnika,
- prędkość projektowa dla ruchu wahadłowego 30 km/h,
- minimalna szerokość pasa dla ruchu wahadłowego - 3,00 m,
- ruch pieszy – odbywa się po istniejących ciągach pieszych (opaska na moście), na których zakres robót nie będzie utrudniał komunikacji pieszej.

#### 4.1. Etap I – Remont prawej strony mostu.

W tym etapie zostanie wykonany remont części mostu po stronie napływowej - prawa strona drogi jadąc od Annapola. Strefa robót obejmie część jezdni na moście o szerokości około 5,60 m. Wolna od wygradzenia musi pozostać jezdnia o szerokości 3,0 m. Długość strefy wygradzenia 24 m.

Następuje wprowadzenie sygnalizacji świetlnej sterującej ruchem wahadłowym – sygnalizatory **K1** i **K2** ustawione przy drodze wg planu oznakowania robót. Ostrzegają o tym znaki **A-29** „sygnały świetlne” ustawione na jednym słupku z żółtą tablicą informacyjną o treści „**Przebudowa mostu. Ruch wahadłowy**” w odległości ok. 110 m od sygnalizatora K1 i około 200 m od sygnalizatora K2. O zwężeniu jezdni i prowadzonych robotach ostrzegają znaki **A-12b** „zwężenie jezdni - prawostronne” i **A-14** „roboty na drodze” ustawione na jednym słupku w odległości około 160 m od sygnalizatora K1 (strona Annapola) oraz znaki **A-12c** „zwężenie jezdni lewostronne” i **A-14** „roboty na drodze” ustawione na jednym słupku w odległości około 200 m od sygnalizatora K2 (strona Kraśnika).

Informację o dopuszczalnej prędkości na drodze w strefie prowadzonych robót przedstawiają znaki **B-33** „ograniczenie prędkości do **60 km/h**” ustawiony w odległości 160 m od sygnalizatora K-2 (strona Kraśnika), **B-33** „ograniczenie prędkości do **30 km/h**” ustawiony na jednym słupku ze znakiem **B-25** „zakaz wyprzedzania” w odległości około 50 m od sygnalizatora K1 (strona Annapola) i około 60 m od sygnalizatora K2 (strona Kraśnika). Zakazy te będą odwołane znakiem **B-42** „koniec zakazów” ustawionym w odległości ok. 20÷25 m za miejscem wygradzenia robót.

Miejsce robót należy wygradzić. Od strony najazdu ustawić tablicę prowadzącą **U-3d** o długości 4 m, wzdłuż osi mostu zaporę drogową **U-20a** długości 24 m i od strony zjazdu zaporę drogową **U-20b** o długości 4 m. Na tablicy prowadzącej U-3d od strony najazdu oraz na zaporach U-20a wzdłuż osi mostu i U-20b od strony zjazdu należy umieścić światła ostrzegawcze barwy żółtej. Światła te powinny być załączone przez cały czas trwania robót. Miejsca mocowania świateł: części czołowe bariery – na skraju i w środku długości, część boczna - na skraju i maksymalnie, co 3,0 m.

Ponadto z obu stron strefy robót projektuje się oznakowanie poziome barwy żółtej przedstawione następującymi znakami:

- **P-14** „linia warunkowego zatrzymania złożona z prostokątów” długości 4 m (strona Annapola) i 3 m (strona Kraśnika),
- **P-4** „linia podwójna ciągła” długości 50 m (obie strony),
- **P-7b** „linia krawędziowa ciągła”, długości 20 m (obie strony).

Oprócz w/w znaków zaprojektowano ustawione wzdłuż linii krawędziowych ciągłych P-7b pachołki drogowe **U-23c** w rozstawie, co 3,0 m

Schemat organizacji robót opisany powyżej przedstawiono na rysunku Nr 2 „ETAP I – REMONT PRAWEJ STRONY MOSTU”.

#### 4.2. Etap II – Remont lewej strony mostu.

Ten etap prac obejmuje wykonanie remontu pozostałej części mostu po stronie odpływowej - lewa strona drogi jadąc od Annapola. Strefa robót obejmie część jezdni na moście o szerokości około 5,00 m; wolna od wygradzenia musi pozostać jezdnia o szerokości 3,00 m. Długość strefy wygradzenia około 24 m. Część oznakowania wykonanego dla etapu I robót pozostaje bez zmian.

Zmiany w organizacji ruchu w etapie II, polegają na:

- zamianie znaków **A-12b** i **A-12c** ustawionych na jednym słupku ze znakami A-14
- przeniesieniu tablicy prowadzącej **U-3d** i zapor drogowych **U-20a** i **U-20b** wraz z żółtymi lampami - obrót o 180°
- usunięciu linii krawędziowych ciągłych **P-7b** z etapu I-ego, wykonaniu ich po drugiej stronie jezdni,
- ustawieniu wzdłuż linii P-7b pachołków **U-23c** w rozstawie, co 3,0 m.

Schemat organizacji robót opisany powyżej przedstawiono na rysunku Nr 2 „ETAP II – REMONT LEWEJ STRONY MOSTU”.

#### 4.3. Program sygnalizacji świetlnej.

Do sterowania wahadłowym ruchem samochodów, zastosowano sygnalizatory trójkomorowe S-1 o średnicy soczewki Ø300 mm, z możliwością regulacji długości faz oraz z możliwością przełączania na sterowanie ręczne. **Wszystkie sygnalizatory powinny posiadać podwójne komory sygnałowe (dla każdego z kolorów), co w przypadkach przepalenia się żarówki w którejkolwiek z komór, nie spowoduje samoczynnego przełączenia się sygnalizacji na wyświetlanie sygnałów żółtych - pulsujących.**

Długość faz sygnalizacji należy dostosować do panującego na drodze natężenia ruchu.

Minimalny czas międzyczłonny (światło czerwone na obu sygnalizatorach), określa się wg „Instrukcji o drogowej sygnalizacji świetlnej” dla strumieni pojazdów przejeżdżających przez strefę ruchu wahadłowego.

Obliczenie minimalnego czasu międzyczłonnego dla pojazdów mechanicznych:

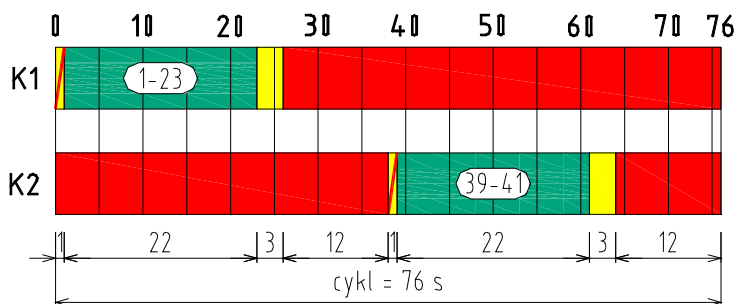
$$t_e = (s_e + l_p)/v_e \quad s_e = 80 \text{ m}; l_p = 14 \text{ m}; v_e = 30 \text{ km/h} = 8,3 \text{ m/s} \quad t_e = (80 + 14)/8,3 = 11,3 \text{ s.}$$

#### 4.4. Przepustowość przy ruchu wahadłowym.

W celu zapewnienia odpowiedniej przepustowości przy prognozowanym na rok 2006 natężeniu ruchu, przyjęto długość sygnału czerwonego z żółtym 1 s, sygnału zielonego 22 s, sygnału żółtego 3 s oraz wg obliczeń sygnału międzyczłonnego (czerwonego) 12 s.

Długość cyklu wynosi dla pojazdów mechanicznych:

$$T_c = 1 + 22 + 3 + 12 + 1 + 22 + 3 + 12 = 76 \text{ s,}$$



Przyjmując, że start pierwszego pojazdu odbywa się po 2 sek. od otwarcia wlotu i średnio, co 2 sek. wjazd kolejnych pojazdów, to w czasie jednej fazy światła zielonego przejedzie 11 pojazdów w jednym kierunku.

Przy obliczonej długości cyklu dla pojazdów mechanicznych  $T_c = 76 \text{ s}$ , w czasie jednej godziny nastąpi  $(3600 \text{ s}/76 \text{ s} = 47)$  47 cykli, co pozwoli na przejazd  $(11 \text{ p/cykl} \times 47 \text{ cykli/h})$  517 p/h w jednym kierunku tj. 1034 p/h w obu kierunkach.

Z powyższej analizy wynika, że cykl o długości 76 s zapewnia przepustowość na objeździe  $(1034 \text{ p/h} > 576 \text{ p/h})$ .

#### 4.5. Uwagi ogólne.

Wszystkie projektowane znaki pionowe i urządzenie bezpieczeństwa ruchu drogowego wykonać w technologii folii odbłaskowej (np. „3M”) II generacji oraz o wielkości, co najmniej o jedną grupę większe niż oznakowanie stałe na drodze krajowej nr 74, tj. w grupie znaków dużych.

Przez cały czas prowadzenia robót, aż do zakończenia remontu mostu, należy zwrócić szczególną uwagę na pracę sygnalizacji świetlnej oraz zapewnienie ciągłości jej funkcjonowania przez całą dobę, a przepalone żarówki powinny być niezwłocznie wymienione.

Po zakończeniu robót związanych z remontem mostu, należy usunąć znaki pionowe oraz oznakowanie poziome.

## 5. Informacje dodatkowe o utrudnieniach w ruchu drogowym.

O terminie wprowadzenia niniejszej, czasowej organizacji ruchu wykonawca robót zawiadomi GDDKiA O/Lublin, Komendanta Wojewódzkiego Policji w Lublinie, na co najmniej 7 dni przed dniem rozpoczęcia prac oraz o terminie przywrócenia poprzedniej organizacji ruchu.

## 6. Wykaz projektowanych znaków i urządzeń bezpieczeństwa ruchu drogowego.

### 6.1. Oznakowanie pionowe.

Symbol	OPIS	Etap I	Etap II
<b>A-12b</b>	„zwężenie jezdni – prawostronne”	1 szt.	1 szt.
<b>A-12c</b>	„zwężenie jezdni – lewostronne”	1 szt.	1 szt.
<b>A-14</b>	„roboty na drodze”	2 szt.	2 szt.
<b>A-29</b>	„sygnały świetlne”	2 szt.	2 szt.
<b>B-25</b>	„zakaz wyprzedzania”	2 szt.	2 szt.
<b>B-33</b>	„ograniczenie prędkości” (30 km/h)	2 szt.	2 szt.
<b>B-33</b>	„ograniczenie prędkości” (60 km/h)	2 szt.	2 szt.
<b>B-42</b>	„koniec zakazów”	1 szt.	1 szt.
---	Tablica informacyjna koloru żółtego o treści: „Przebudowa mostu. Ruch wahadłowy”.	2 szt.	2 szt.
_ _	słupki do znaków	9 szt.	9 szt.

### 6.2. Urządzenia bezpieczeństwa ruchu.

Symbol	OPIS	Etap I	Etap II
<b>U-3d</b>	tablica kierująca	4 mb	4 mb
<b>U-20a</b>	zapora drogowa	24 mb	24 mb
<b>U-20b</b>	zapora drogowa	4 mb	4 mb
<b>U-23c</b>	pachołki h = 50 cm	13 szt.	12 szt.
---	lampy żółte pulsujące	15 szt.	15 szt.
<b>K1,K2</b>	podwójne sygnalizatory trójkomorowe S-1 (Ø300 mm)	2 szt.	2 szt.
_  _	konstrukcje wsporcze zapór U-20a, U-20b i tablic kierujących U-3d	32 mb	32 mb

### 6.3. Oznakowanie poziome.

Symbol	OPIS	Etap I	Etap II
<b>P-4</b>	„linia podwójna ciągła”	100 mb/24 m <sup>2</sup>	
<b>P-14</b>	„linia warunkowego zatrzymania złożona z prostokątów” gr.50 cm	7 mb/2,63 m <sup>2</sup>	
<b>P-7b</b>	„linia krawędziowa ciągła” grub. 24 cm	40 mb/9,6 m <sup>2</sup>	40 mb/9,6 m <sup>2</sup>

Opracował:

Lublin, maj 2006 r.