

PRACOWNIA PROJEKTOWA

Dróg i Mostów - Janusz Hołowaty

71-063 Szczecin ul. Wilków Morskich 6/9

🌐 jah-mosty.pl ☎ 603 116 273 ✉ jah@wp.pl

RAPORT Z EKSPERTYZY TECHNICZNEJ

Obiekt: **Most drogowy nad rzeką Jeziorna w ciągu dojazdu pożarowego 11**

Droga: Droga leśna nr 94 - Nadleśnictwo Sulęcín

Nr inw.: **013/00033**

Stadium: Ekspertyza techniczna

Zamawiający: PGL LP Nadleśnictwo Sulęcín
ul. Daszyńskiego 56 69-200 Sulęcín

Oświadczam, że ekspertyza techniczna została wykonana w sposób zgodny z obowiązującym prawem powszechnym, przepisami techniczno-budowlanymi, obowiązującymi normami i zasadami wiedzy technicznej oraz, że jest kompletna i została wykonana w zakresie niezbędnym do realizacji celu, któremu ma służyć.

Wykonali : *dr inż. J. Hołowaty*

upr. Nr 131/Sz/94

mgr inż. D. Jurkowski

Szczecin, grudzień 2025 r.

CZĘŚCI SKŁADOWE OPRACOWANIA

I. Raport z ekspertyzy technicznej	3
II. Uprawnienia i zaświadczenie	12
III. Wyciąg z obliczeń statycznych	11
IV. Rysunki	22
1. Plan orientacyjny	23
2. Inwentaryzacja mostu	24
V. Wyciąg z inspekcji szczegółowej	25

I. RAPORT Z EKSPERTYZY TECHNICZNEJ

Most drogowy nr 013/00033 w ciągu drogi leśnej w Nadleśnictwie Sulęcín

1. Przedmiot i zakres opracowania

Niniejszy raport opracowano na podstawie umowy nr SA.271.1.47.2025 zawartej dnia 07.11.2025 r. z Nadleśnictwem Sulęcín w Sulęcínie.

Przedmiotem raportu jest ekspertyza techniczna (przegląd specjalny) obiektu mostowego nad rzeką Jeziorna w ciągu drogi leśnej nr 94 – dojazd pożarowy nr 11 w Nadleśnictwie Sulęcín, Leśnictwo Długoszynek, oddział 521, k/m Trzemeszno Lubuskie, gm. Sulęcín. Przegląd przeprowadzono w oparciu o Instrukcję GDDKiA przeprowadzania przeglądów specjalnych.

W ramach ekspertyzy oceniono stan ogólny mostu i zakres występujących uszkodzeń, wykonano pomiary przęsła i podpór, wykonano przegląd elementów obiektu z oceną ich stanu technicznego i występującego zakresu uszkodzeń korozyjnych, ubytków i zniszczeń, wykonano dokumentację fotograficzną, oszacowano wpływ występujących uszkodzeń na trwałość i nośność obiektu. Wstępnie wskazano zalecane do wykonania roboty naprawcze, remontowe i odtworzeniowe. W raporcie zestawiono i omówiono wyniki przeglądu specjalnego oraz sformułowano podstawowe spostrzeżenia i wnioski dotyczące stanu technicznego mostu. Wykonane pomiary obiektu umożliwią w przyszłości kontrolę zachowania się konstrukcji obiektu. Na podstawie oceny stanu technicznego mostu i jego elementów zidentyfikowano prawdopodobne przyczyny uszkodzeń lub nieprawidłowości w zachowaniu się obiektu. Wstępnie określono także przydatność użytkową i wymagany zakres prac remontowych, naprawczych lub modernizacyjnych do przywrócenia stanu technicznego zgodnego z przepisami.

2. Podstawa opracowania

Opinię opracowano na podstawie następujących materiałów :

- Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich. Załącznik do Zarządzenia Nr 35 GDDKiA z dnia 28 września 2020 r.
- Instrukcja do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych. Załącznik do Zarządzenia Nr 17 GDDKiA z dnia 1 czerwca 2004 r.
- Prawo budowlane. Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. (tj. 2025)
- Ustawa z dnia 28 września 1991 r. o lasach (tj. 2025)
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 63/2000, poz. 63 ze zm.) uznane za uchylone
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 24 czerwca 2022 r. w sprawie przepisów techniczno-budowlanych dotyczących dróg publicznych (Dz.U. z dnia 20 lipca 2022 r. Poz. 1518)
- Drogi leśne – poradnik techniczny. Dyrekcja Generalna Lasów Państwowych. Warszawa – Bedoń 2006

- Wytyczne prowadzenia robót drogowych w lasach. Państwowe Gospodarstwo Leśne – Lasy Państwowe. 2013
- Prowizoryczne wzmocnienia i odbudowa obiektów mostowych. Podręcznik dla cywilnych i wojskowych służb mostowych. GDDP, Warszawa 1995

Weryfikację nośności mostu przeprowadzono w oparciu o inwentaryzację własną obiektu i udostępnione przeglądy oraz normy, literaturę i zalecenia:

- PN-S-10030:1985. Obiekty mostowe. Obciążenia
- PN-S-10052:1982. Obiekty mostowe. Konstrukcje stalowe. Projektowanie
- PN-S-10082:1992 Obiekty mostowe. Konstrukcje drewniane Projektowanie
- PN-B-03010:1983. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-B-03020:1981. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- Instrukcja GDDKiA do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych Warszawa 2004
- Wytyczne oceny stanu technicznego drogowych obiektów inżynierskich WR-M-81
- Die Bautechnik, Heft 35, 1933
- Handbibliothek für Bauingenieure, Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis Robert Otzen, III. Teil. Wasserbau. 1. Band: Der Grundban von O. Franzius, 1927
- HÜTTE Des Ingenieurs Taschenbuch, 26 Auflage, III Band, 1934
- Przegląd podstawowy mostu VI.2023 r., LAKBUD-INWEST Leszek Pussty, Gorzów Wlkp.
- Przegląd podstawowy mostu VI.2024 r., LAKBUD-INWEST Leszek Pussty, Gorzów Wlkp.
- Przegląd rozszerzony mostu VII.2025 r., LAKBUD-INWEST Leszek Pussty, Gorzów Wlkp.
- Przegląd konstrukcji mostu. listopad 2025 r. (wykonany w ramach niniejszego opracowania)
- Ocena uszkodzeń mostu (wykonana w ramach niniejszego opracowania)
- Analiza poprzednich przeglądów (wykonana w ramach niniejszego opracowania)
- Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe mostu dla oceny jego nośności użytkowej (wykonana w ramach niniejszego opracowania)

3. Charakterystyka obiektu

Śluza powstała w okresie 1934-38 r. przy okazji wybudowania szeregu zapór hydrotechnicznych w ramach Die Festungsfront im Oder-Warthe Bogen (Międzyrzecki Rejon Umocniony). Prawdopodobnie jednocześnie z wybudowaniem śluzy i grobli, między ścianami z grodziec przerzucono lekki most drewniany. Na podstawie analizy archiwalnych map dostępnych w domenie publicznej założono, że do roku 1980 most był o konstrukcji drewnianej, a po roku 1980 wymieniono go na most o dźwigarach stalowych jak w chwili obecnej.

Ustrój nośny mostu jest jednoprzęsłowym przęsłem belkowym. Długość mostu wynosi 6,95 m, a światła poziome wynoszą: góra 5,37 m i dołem 5,68 m. W dniu pomiarów inwentaryzacyjnych (25.11.2025 r.) światło pionowe pod mostem wynosiło 5,28 m, woda pod mostem nie występowała. Rozpiętość teoretyczna mostu wynosi 5,62 m. Szerokość eksploatacyjna mostu wynosi 4,30 m, na którą składają się jezdnia w świetle balustrad szerokości 4,13 m oraz balustrady dla pieszych o szerokości 0,1 m i 0,07 m. Część belek stalowych (4 szt.) przy śluzie, w pasie o szerokości 2,17 m jest

nieeksploatowana (brak pomostu drewnianego). Koryto rzeki posiada skarpy ziemne porośnięte drzewami i roślinnością.

Most jest jedno-pasowy, z ruchem naprzemiennym. Na drodze występuje lokalny ruch samochodowy oraz turystyczny pieszo-rowerowy wynikający z przeprowadzenia przez most czerwonego szlaku pieszo-rowerowego Jezioro Buszno – Łagów. Pobocza technicznie ani chodniki na moście nie występują. Ruch pieszy na moście odbywa się po jezdni.

Konstrukcja nośna mostu jest stalowa z walcowanych dwuteowników stalowych I280 stężonych w środku rozpiętości ściągiem stalowym oraz z nawierzchnią drewnianą. Podpory (przyczółki i skrzydła) wykonano w formie ścianki szczelnej z grodzic stalowych Larssen. Balustrady są wykonane jako mieszane, stalowe od wylotu i drewniane od wlotu. Balustrady są podparte zastrzałami biegnącymi na zewnątrz obiektu. Konstrukcja mostu jest typowa dla mostów tymczasowych lub półstałych. Zastosowane rozwiązania przęsła stalowego i pomostu drewnianego niezabezpieczonego przed wilgocią zapewniają okres eksploatacji max 15 lat.

Most nie posiada oznakowania ograniczenia przejazdu dla pojazdów mechanicznych.

4. Warunki geotechniczne

Warunki podłoża i rodzaje gruntów nie były oceniane, gdyż podpory nie wykazują nietypowych deformacji lub osiadań liniowych. Z zasady ścianki stalowe wbijano na głębokość zapewniającą ich utwierdzenie w gruncie.

Ze względu na lokalizację obiektu i stwierdzone uszkodzenia korozyjne podpór, w podłożu mogą jednak występować agresywne gruntu rodzime jak torfy i namuły, z reguły z towarzyszącymi im piaskami. Wskazane jest, aby w ramach planowanego remontu podpór lub przebudowy mostu rozpoznać podłoże gruntowe w zakresie wymaganym dla kategorii geotechnicznej III.

5. Stan techniczny mostu

Most został oddany ponownie do eksploatacji, po wymianie nawierzchni drewnianej ok. 2010 r. Ogólny widok mostu i jego stanu aktualnego przedstawiono w dokumentacji fotograficznej inspekcji szczegółowej z dnia 25 listopada 2025 r. wykonanej w ramach niniejszego opracowania i rysunku inwentaryzacyjnym.

Zastosowane przęsło mostowe jest typowym obiektem drogowym stosowanym przy małym ruchu pojazdów i pieszych oraz przy ograniczonych nakładach finansowych i w związku z tym przy ograniczonym okresie eksploatacji. Rozwiązanie nie wymaga stosowania łożysk, dylatacji i nawet płyt przejściowych, pod warunkiem zabezpieczenia stref przejściowych i prawidłowym odprowadzaniu wody opadowej i roztopowej z jezdni poza obiekt – co nie występuje na rozpatrywanym obiekcie. Występują przecieki i zacieki przez zamki łączące grodzice oraz duża powierzchniowa i lokalna korozja z ubytkami materiału ścianek zwłaszcza w pasie 70 cm powyżej dna cieku, co bardzo ogranicza nośność grodzic i w praktyce eliminuje podpory w obecnym stanie z użytkowania.

Odwodnienie przęsła było przyjęte jako powierzchniowe naturalnymi spadkami powstałymi po ułożeniu się przęsła na podporach. W obrębie stref przejściowych na dojazdach nawierzchnia jest gruntowa. Grunt nanoszony jest na przęsło i odkłada się wzdłuż zewnętrznych krawędzi przęsła przy balustradach. Ze względu na odkładanie się gruntu poprzeczny spływ wody opadowej i roztopowej jest niemożliwy. Sprzyja to zawilgacaniu, butwieniu i gniciu elementów drewnianych nawierzchni.

Według oceny zamawiającego nawierzchnia drewniana jest bardzo osłabiona przez procesy destrukcji drewna: gnicie i butwienie, co potwierdza wizualna inspekcja wykonana w ramach niniejszego przeglądu. Zwłaszcza w linii kolein powstają uszkodzenia nawierzchni, przecieki i zacieki na belkach stalowych, powłoki antykorozyjne belek są znacznie zniszczone. Na belkach stalowych przęsła, pod pomostem drewnianym, nie stwierdzono izolacji z papy asfaltowej.

Stwierdzono minimalną ilość prac utrzymaniowych i konserwacyjnych na eksploatowanym przęśle. Stan dojazdów jest niedostateczny, lokalnie występują wyboje i deformacje. W wybojach zbiera się woda. Nawierzchnia brukowa jest zdeformowana i wymaga przebudowy.

Dno kanału w obrębie mostu pokryte jest odpadami organicznymi i bytowymi.

Stan techniczny obiektu oceniono jako niedostateczny z oceną całego obiektu 2,0, przy czym stan podpór jest awaryjny.

6. Utrudnienia w ruchu przez most

Utrudnieniami w przejeździe samochodów przez most mogą być ograniczenie skrajni między balustradami przez odkładający się na moście naniesiony grunt oraz skoleinowana nawierzchnia na dojazdach utrudniająca wymijanie pojazdów.

Należy rozpatrzyć możliwość zorganizowania objazdu przez sąsiednie obiekty mostowe na czas wykonywania robót remontowych i modernizacyjnych.

7. Ocena aktualnej nośności obiektu

Obliczenia statyczne sprawdzające wykonano metodą rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa dla sprężystej fazy pracy konstrukcji.

W ramach określenia aktualnej nośności użytkowej mostu wykonano w pierwszej kolejności wstępną ocenę wyglądu mostu i jego elementów. Stwierdzono przechylenie się obu ścianek stalowych w kierunku kanału przekraczające o 100% graniczne przemieszczenia poprzeczne dopuszczalne dla tego typu konstrukcji oraz duże ubytki korozyjne na powierzchniach ścianek grodzic w pasie 70 cm nad dnem cieku, redukujące do połowy ich przekrój poprzeczny i w konsekwencji również nośność. W tej chwili, pozostały przekrój nie przenosi nawet obciążeń obliczeniowych samego zasypu, nie wspominając już o obciążeniu ruchomym.

W złym stanie jest także warstwa ścieralna nawierzchni drewnianej.

Na podstawie analizy statycznej, instrukcji GDDKiA oraz aktualnego stanu technicznego przęsła mostu jego aktualna nośność użytkowa wynosi 16 ton przy nacisku na pojedynczą oś nie przekraczającą 10 ton.

O aktualnej nośności obiektu decyduje jednak stan podpór. Brak stateczności ścianek stalowych podpór uniemożliwiają eksploatację obiektu. **Obiekt wymaga natychmiastowego wyłączenia z eksploatacji.**

Niniejsze orzeczenie jest ważne do czasu wykonania remontu podpór.

8. Zalecenia

Ze względu, że podpory są w stanie awaryjnym obiekt wymaga natychmiastowego wyłączenia z eksploatacji, zabezpieczenia istniejących podpór przed powiększaniem odkształceń i wykonania

projektu remontu podpór. Po doraźnym zabezpieczeniu podpór, do czasu wykonania remontu, będzie istniała możliwość awaryjnego przejazdu przez most pojedynczego pojazdu osobowego o DMC równej 3,5 tony z prędkością do 10 km/h (lekkie służby ratunkowe itp.).

Ze względu na potrzeby dotychczasowych uczestników ruchu w zaleceniach przyjęto, że most powinien być wyremontowany i przywrócony do ruchu pojazdów samochodowych z zachowaniem obecnego charakteru mostu.

ZAMKNIĘCIE MOSTU I ZABEZPIECZENIE PODPÓR – zalecenia:

1. Do czasu wykonania remontu podpór wykonać tymczasowe zabezpieczenie. Sposób doraźnego zabezpieczenia podpór pokazano na karcie 17 przeglądu szczegółowego wykonanego w ramach niniejszego opracowania.
2. Na dojazdach należy umieścić stosowne oznakowanie oraz ustawić zapory/szykany zabezpieczające przed niekontrolowanym przejazdem nieuprawnionych pojazdów.

REMONT PODPÓR – zalecenia:

1. Zlecić wykonanie projektu remontu podpór. Projekt remontu podpór powinien zawierać prace obejmujące:
 - demontaż i ponowny montaż istn. przęsła
 - wykarczowanie roślinności na skarpach będącej w bezpośredniej kolizji z nowo projektowanymi elementami
 - obustronną rewizję i czyszczenie istn. konstrukcji oraz wykonanie powłok antykorozyjnych
 - wzmocnienie stref o osłabionym przekroju np. przez przyspawanie nakładek
 - wykonanie samonośnych przypór do wysokości ok. 1 m ponad dno kanału
 - wykonanie stalowych ram rozporowych w poziomie głów ścianek szczelnych na wzór ram zastosowanych na skrzydłach
 - wykonanie sprawnego drenażu ścian od strony nasypu z wyprowadzeniem drenów poza skrzydła do kanału
 - wykonanie stref przejściowych oraz dojazdów odpornych na koleinowanie ze sprawnym odwodnieniem powierzchniowym
 - uporządkowanie koryta rzeki w obrębie mostu
2. Wykonać prace remontowe podpór zgodnie z projektem remontu podpór.

REMONT ISTNIEJĄCEGO PRZESŁA – zalecenia:

1. Wykonać czyszczenie i powłoki antykorozyjne stalowych dźwigarów głównych oraz elementów ściągu w środku rozpiętości.
2. Wykonać wymianę pomostu drewnianego przęsła wg poprzedniego projektu lub zlecić i wykonać nowy projekt pomostu drewnianego wraz z wyposażeniem zgodnie z wymaganą trwałością.
3. Wykonać montaż przęsła z wykorzystaniem istniejących gniazd pod dźwigary główne w brusach ścianki stalowej.

Gdyby obiekt, objęty remontem lub przebudową, należał do obiektów zabytkowych zakres i rodzaj robót naprawczych należy uzgodnić z konserwatorem zabytków.

W przypadku potrzeby wykonania nowego mostu należy wykonać stosowną dokumentację projektową z uwzględnieniem lokalnych potrzeb dotyczących gabarytów i masy pojazdów transportowych.

W ramach prac utrzymaniowych należy wykonywać prace:

– okresowo oczyszczać strefy przyporęczowe na prześle i dojazdach, min 2 razy na rok

Ww. zakresy robót mają charakter orientacyjny. Szczegółowy zakres robót powinien zostać ustalony w dokumentacji projektowo-kosztorysowej remontu / przebudowy / budowy nowego mostu zgodnie z warunkami remontu / przebudowy.

Raport wykonali :

J. Hołowaty

D. Jurkowski

Szczecin, grudzień 2025 r.

II. Uprawnienia i zaświadczenie z izby

Uprawnienia i zaświadczenie z izby znajdują się w wersji papierowej ekspertyzy

III. WYCIĄG Z OBLICZEŃ STATYCZNYCH

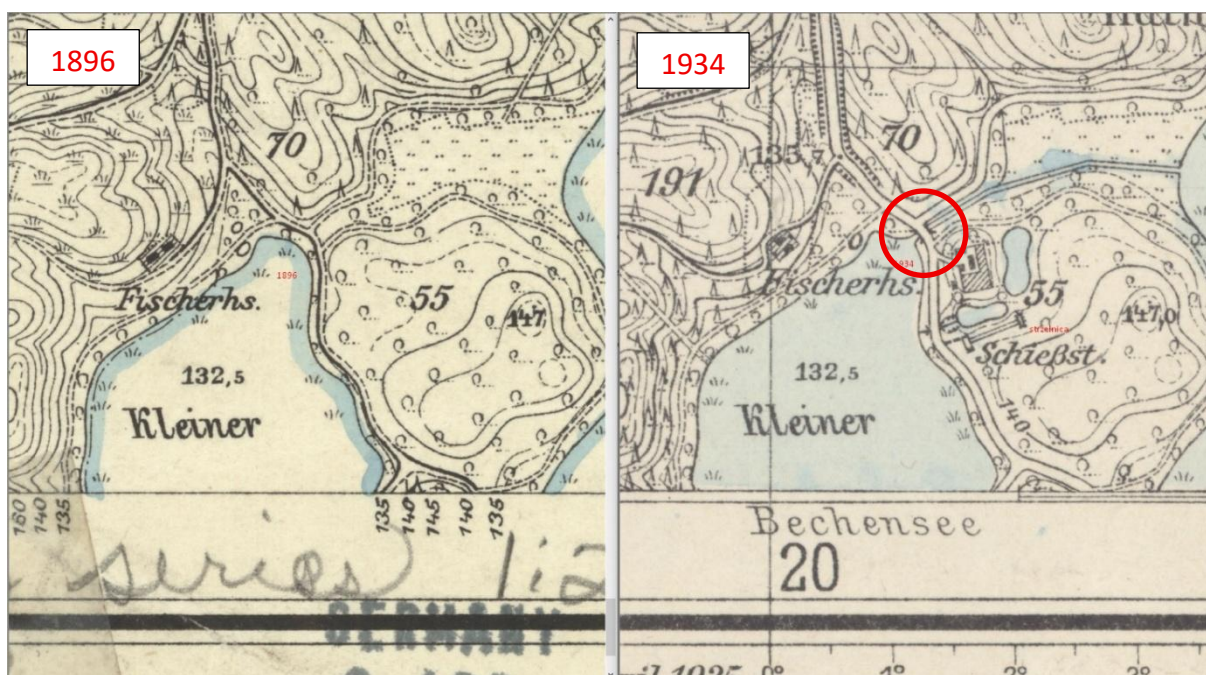
1. Założenia do obliczeń

Sprawdzenie nośności mostu wykonano w celu określenia aktualnej nośności użytkowej mostu. Obliczenia statyczne dla obciążeń z okresu budowy wykonano metodą rozdzielonych współczynników bezpieczeństwa dla sprężystej fazy pracy konstrukcji. Siły wewnętrzne od obciążeń stałych i linie wpływowe obciążeń określono dla schematu statycznego przęsła jako belki wolnopodpartej.

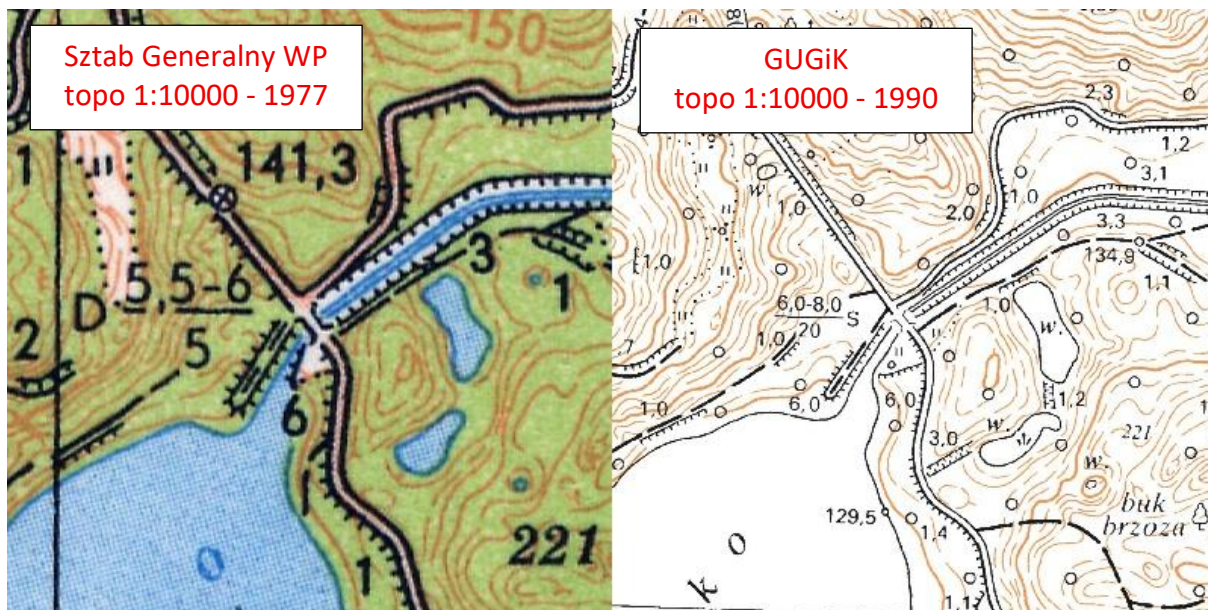
Dane charakterystyczne dla obiektu wg obmiaru własnego:

- szerokość mostu 4,30 m, długość 6,95 m
- szerokość jezdni w świetle balustrad: 4,13 m
- ilość pasów ruchu: 1
- ustrój nośny mostu – 11 szt. belek stalowych z profili walcowanych I280 w rozstawie średnio 41 cm i rozpiętości teoretycznej 5,62 m
- nawierzchnia drewniana składająca się z dolnej warstwy nośnej grubości 10 cm, opartej bezpośrednio na belkach stalowych prostopadle do osi podłużnej mostu oraz górnej warstwy ścieralnej grubości 6 cm ułożonej równoległe do osi mostu.
- podpory i skrzydła – ściany z grodzic stalowych typu Larssen z profili Union Dortmund Nr 3. Skrzydła zostały rozparte w linii głowic brusów Larssen ramą z profili HEB200.

Brak jest dokumentacji archiwalnej z okresu budowy mostu. Rok budowy podpór przyjęto na 1934, czyli początek okresu budowy szeregu zapór hydrotechnicznych w ramach Festungsfront im Oder-Warthe Bogen (Międzyrzecki Rejon Umocniony) 1934-38, oraz na podstawie porównania archiwalnych map Topographische Karte 1:25000 Meßtischblatt 3557 (1919) Schermeisel z aktualizacją terenu na rok 1896 oraz 1934.



Rok budowy obecnego przęsła stalowego mostu szacowano na podstawie analizy archiwalnych wojсковych map topograficznych w skali 1:25000 (Sztab Generalny WP N-33-127-D-c_ŁAGÓW) z aktualizacją terenu na rok 1977 oraz analizy mapy topograficznej w skali 1:10000 GUGiK z aktualizacją terenu na lata 1990. Przyjęto wybudowanie przęsła po roku 1980.



Na podstawie mapy sztabowej WP przyjmuje się, że we wskazanej lokalizacji do roku 1977 jest most o konstrukcji drewnianej o wymiarach SxL 5,5x6 m i nośności 5 t.

Według mapy topograficznej GUGiK w skali 1:10000 nowy most stalowy ma szerokość 6 m, długość 8 m i orientacyjną nośność 20 t. Ponieważ wykonany obmiar istniejącego przęsła stalowego NIE pokrywa się z wymiarami z mapy GUGiK, przyjmuje się do obliczeń sprawdzenie w pierwszej kolejności najniższego obciążenia **klasą E (15 t)** dla obciążenia taborem samochodowym wg PN-S/85-10030 „Obiekty mostowe. Obciążenia”.

2. Schemat statyczny mostu

Ustrojem nośnym mostu jest przęsło belkowe, oparte na głowicach brusów stalowych ścian oporowych usztywnionych kątownikiem L200. Obiekt jest prosty w planie. Kształt przyjęto na podstawie pomiarów inwentaryzacyjnych w terenie oraz założeń z pkt. 1. Przekrój poprzeczny ustroju nośnego mostu przedstawiono na rys. nr 2.

Parametry geometryczne do obliczeń:

profil gorącowalcowany:	I280
rozpiętość teoretyczna:	5,62 m
rozstaw poprzeczny:	0,41 m
wysokość nawierzchni drewnianej dla rozkładu obciążenia:	$0,10+0,06 = 0,16$ m

Obliczenia efektów oddziaływania obciążenia na ustrój nośny wykonano dla pojedynczego dźwigara dla obciążeń ciężarem stałym oraz obciążeń ruchomych ustawionych w najniekorzystniejszym miejscu. Schematem statycznym przęsła mostu jest belka wolnopodparta.

3. Materiały konstrukcyjne

STAL

- Założono stal dźwigarów IPN280 jako St3S wg PN-S-10052:1982

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}, f_{yd} = 200 \text{ MPa}, \gamma_s = 1,15 \text{ (zginanie)}$$

$$f_{vd} = 0,6 f_{yd} = 120 \text{ MPa (ściananie)}$$

$$f_{bd} = 1,25 f_{yd} = 240 \text{ MPa (docisk)}$$

$$E_a = 205 \text{ GPa},$$

NOŚNOŚĆ SPRĘŻYSTA IPN280:

$$A = 61 \text{ cm}^2, I_y = 7950 \text{ cm}^4, I_t = 44,2 \text{ cm}^4, W_{el} = 542 \text{ cm}^3, W_{pl} = 632 \text{ cm}^3$$

zginanie: $M_{R,d} = 1,05 \cdot 200 \cdot 542 \cdot 10^{-6} = 113,8 \text{ kNm}$

ściananie: $Q_{R,d} = 1,05 \cdot 120 \cdot 61 \cdot 10^{-4} = 769 \text{ kN}$

docisk: $R_{R,d} = 1,05 \cdot 240 \cdot (119 \cdot 14,5) \cdot 10^{-6} = 435 \text{ kN}$

- Założono, że grodzice typu Larssen III wykonano ze stali zlewnej gatunku St37 (najniższy gatunek stali grodzic *Larsseneisen* na podstawie *DIE BAUTECHNIK, Heft 35, 1933, S.475-477*)

Właściwości stali zlewnej *Flußstahl St 37* na podstawie *HÜTTE Des Ingenieurs Taschenbuch, 26 Auflage, III Band, S.747-748:*

$$f_{yk} = 24 \text{ kg/mm}^2 (\sim 240 \text{ N/mm}^2 = 240 \text{ MPa}), f_m = 37 \div 45 \text{ kg/mm}^2 (370 \div 450 \text{ MPa})$$

$$f_{yd} = 14 \text{ kg/mm}^2 (\sim 140 \text{ MPa}) - \text{napr. dopuszczalne dla elementów podpór}$$

$$f_{vd} = 0,8 f_{yd} = 112 \text{ MPa (ściananie)}$$

$$E_a = 210 \text{ GPa}, G = 81 \text{ GPa}$$

NOŚNOŚĆ SPRĘŻYSTA 1mb ŚCIANKI LARSENEN PROFIL NR III (Z UWZGLĘDNIENIEM UBYTKÓW):

Na podstawie pomierzonych ubytków korozyjnych powierzchni grodzic w strefie ok. 50 cm od dna ciek szacuje się, że obecnie pozostała jeszcze połowa wyjściowego pola przekroju poprzecznego w tej strefie oraz zakłada się na podstawie widocznych przecieków, że połączenie między zamkami i ściankami brusa jest na tyle cienkie lub przerwane, że nie wspomaga przekroju brusa w pracy w fazie sprężystej. Parametry przekroju grodzicy wg *Handbibliothek für Bauingenieure, Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis Robert Otzen, III. Teil. Wasserbau. 1. Band: Der Grundbau von O. Franzius, 1927, S.93*

$$A = 78,6 \cdot 2,5 = 196,5 \text{ cm}^2 / 1\text{m}, W_{el} = 1363 \text{ cm}^3 / 1\text{m}$$

$$A_{ub} = 0,5 \cdot 196,5 = 98,3 \text{ cm}^2 / 1\text{m}, W_{el,ub} = 0,5 \cdot 1363 = 681,5 \text{ cm}^3 / 1\text{m}$$

zginanie: $M_{R,d} = 140 \cdot 98,3 \cdot 10^{-6} = 95,4 \text{ kNm} / 1\text{m}$

ściananie: $Q_{R,d} = 112 \cdot 98,3 \cdot 10^{-4} = 1101 \text{ kN} / 1\text{m}$

docisk: $R_{R,d} = 140 \cdot 98,3 \cdot 10^{-4} = 1376 \text{ kN} / 1\text{m}$

DREWNO

Według informacji ustnej Zamawiającego poprzednią nawierzchnię z drewna dębowego wymieniono około 15 lat temu (2010 r.) na obecną nawierzchnię z drewna akacjowego.

Założono do obliczeń drewno dębowe o parametrach wg PN-92/S-10082 „Obiekty mostowe Konstrukcje drewniane Projektowanie” Tablica 4:

Właściwości wytrzymałościowe drewna o wilgotności 15%, [MPa]:

	Charakterystyczne	Obliczeniowe
– zginanie:	$R_{km} = 45$	$R_{dm} = 22$
– ściskanie i docisk:		
wzdłuż włókien:	$R_{kc} = 33$	$R_{dc} = 18$
w poprzek włókien:	$R_{kc90} = 8$	$R_{dc90} = 4$
– ścinanie:		
wzdłuż włókien:	$R_{kv} = 3,5$	$R_{dv} = 1,7$
w poprzek włókien:	$R_{kv90} = 1,6$	$R_{dv90} = 0,8$
Moduł sprężystości podłużnej:	$E_m = 10000$	

Współczynniki materiałowe $\gamma_{d,i}$:

- zginanie $\gamma_{d,1} = 2,1$
- ściskanie i ścinanie w poprzek włókien $\gamma_{d,3} = 2,0$

Obliczeniowe wartości wytrzymałościowe drewna nawierzchni w aktualnym stanie (zawilgocenie + oznaki degradacji biotycznej) uwzględnia się przez zastosowanie współczynnika korekcyjnego m_1 jak dla permanentnego zawilgocenia drewna do 23% (pkt. 2.1.5.3. PN-S) oraz przez zastosowanie współczynnika zmniejszającego 0,8 dla elementów niezabezpieczonych przed wilgocią (pkt. 2.1.5.8. PN-S).

- zginanie $m_1 = 1 + 0,04 \cdot (23 - 15) = 1,32$
- ścinanie wzdłuż włókien $m_1 = 1 + 0,03 \cdot (23 - 15) = 1,24$
- ściskanie i docisk w poprzek włókien $m_1 = n.d.$

NOŚNOŚĆ SPRĘŻYSTA NAJMNIEJSZEGO PRZEKROJU BALA warstwy nośnej nawierzchni:

	$B \times H = 19 \times 10 \text{ cm}, A = 190 \text{ cm}^2, I_y = 1583 \text{ cm}^4, W_{el} = 317 \text{ cm}^3$
zginanie:	$M_{R,d} = (22 \cdot 3 / 1,32 \cdot 0,8) \cdot 317 \cdot 10^{-6} = 4,2 \text{ kNm}$
ściananie:	$Q_{R,d} = (1,7 \cdot 3 / 1,24 \cdot 0,8) \cdot 190 \cdot 10^{-4} = 20,8 \text{ kN}$
docisk:	$R_{R,d} = (4 \cdot 3 \cdot 0,8) \cdot (19 \cdot 11,9) \cdot 10^{-4} = 72,4 \text{ kN}$

4. Analiza weryfikacyjna nośności istniejącego mostu

Nośność istniejącego mostu sprawdzono w oparciu o obciążenia ruchome z okresu budowy mostu wg polskiej normy **PN-S-10030:1985**. Sprawdzono największe wyężenie pojedynczego dźwigara przęsła.

4.1. Obciążenia charakterystyczne (na 1 dźwigar)

a) obciążenia stałe

CIEŻAR STAŁY

		γ_f	
belka IPN280 48kg/m	0,48 kN/m	1,20	0,58 kN/m
nośna warstwa nawierzchni (w=23%)			
śr. 0,1*0,41*8,3=	0,34	1,50	0,51
ścieralna warstwa nawierzchni (w=23%)			
śr. 0,06*0,41*8,3=	0,204	1,50	0,31
przyjęto:	1,03		1,40

b) obciążenia zmienne (klasa obciążenia E)

Ze względów geometrycznych cały pojazd K nie może być umieszczony na moście. Dla dźwigarów głównych przyjęto obciążenie normowe jako jeden ślad pojazdu K umieszczony najniekorzystniej względem dźwigarów w przekroju poprzecznym. Dla dolnej warstwy nośnej nawierzchni przyjęto mniej korzystne obciążenie od pojazdu S.

- wsp. obliczeniowy dla układu podstawowego: $\gamma_f = 1,5$
- wsp. dynamiczny: $\phi = 1,35 - 0,005 \cdot 5,62 = 1,322 \leq 1,325$ **OK**
- obciążenie pojazdem K: $P = 30 \text{ kN/1 koło}$
- obciążenie powierzchniowe: $q = 0,41 \cdot 1,2 \text{ kN/m}^2 = 0,49 \text{ kN/m}$
- obciążenie pojazdem S: $P = (50;25) \text{ kN/1 koło}$

c) obciążenia zmienne skupione zastępcze (klasa obciążenia E)

- obciążenie pojazdem K

Przyjęto rozkład obciążenia z koła pojazdu na szerokości: $0,6 + 2 \cdot 0,16 = 0,92 \text{ m}$

Przy rozstawie poprzecznym belek $0,41 \text{ m}$, na 1 dźwigar główny przypadnie obciążenie zastępcze:

- (K) $P_z = 0,41 / 0,92 \cdot 30 = 13,4 \text{ kN/1 koło}$
- (S) $P_{z1} = 0,41 / 0,92 \cdot 50 = 22,3 \text{ kN/1 koło}$
- (S) $P_{z2} = 0,41 / 0,92 \cdot 25 = 11,15 \text{ kN/1 koło}$

4.2. Określenie obliczeniowych sił wewnętrznych w dźwigarze

Rzędne linii wpływowej momentu przęsłowego od obciążenia K:

$$\Sigma \eta = 0,2 + 0,8 + 1,4 + 0,8 = 3,2$$

Rzędne linii wpływowej siły poprzecznej na podporze od obciążenia K:

$$\Sigma \eta = 1 + 0,8 + 0,6 + 0,4 = 2,8$$

a) moment przęsłowy $M(0,5L)$ – obciążenia stałe

$$M_{g,k} = 1,03 \cdot 5,62^2 / 8 = 4,1 \text{ kNm}$$

$$M_{g,d} = 1,40 \cdot 5,62^2 / 8 = 5,5 \text{ kNm}$$

b) moment przęsłowy $M(0,5L)$ – obciążenia zmienne (klasa obciążenia E)

$$(K) \quad M_{q,k} = 0,49 \cdot 5,62^2 / 8 + 1,322 \cdot 3,2 \cdot 13,4 = 58,6 \text{ kNm}$$

$$(K) \quad M_{q,d} = 1,5 \cdot 58,6 = 87,9 \text{ kNm}$$

c) moment przęsłowy całkowity

$$(K) \quad M_{E,d} = M_{g,d} + M_{q,d} = 5,5 + 87,9 = 93,4 \text{ kNm}$$

d) całkowita siła ścinająca przy podporze

$$(K) \quad Q_{E,k} = (1,03 + 0,49) \cdot 5,62 / 2 + 1,322 \cdot 2,8 \cdot 13,4 = 53,9 \text{ kN}$$

$$Q_{E,d} = (1,4 + 1,5 \cdot 0,49) \cdot 5,62 / 2 + 1,322 \cdot 1,5 \cdot 2,8 \cdot 13,4 = 61,0 \text{ kN}$$

$$(S) \quad Q_{E,k} = 1,03 \cdot 5,62 / 2 + 1,322 \cdot (1 \cdot 22,3 + 0,4 \cdot 11,15) = 38,3 \text{ kN}$$

$$Q_{E,d} = 1,4 \cdot 5,62 / 2 + 1,322 \cdot 1,5 \cdot (1 \cdot 22,3 + 0,4 \cdot 11,15) = 57,0 \text{ kN}$$

decyduje obciążenie K

e) docisk na podporze

powierzchnia styku dźwigara z brusem grodzicy: $A = 119 \cdot 14,5 = 1725 \text{ mm}^2$

$$(K) \quad R_{E,k} = (1,03+0,49)*5,62/2+1,322*2,8*13,4 = 53,9 \text{ kN}$$

$$R_{E,d} = (1,4+1,5*0,49)*5,62/2+1,322*1,5*2,8*13,4 = 61,0 \text{ kN}$$

f) warunki nośności dla obciążenia klasy E

$$(K) \quad M_{E,d} / M_{R,d} = 93,4/113,8 = 0,82 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$Q_{E,d} / Q_{R,d} = 61/769 = 0,08 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

$$R_{E,d} / R_{R,d} = 61/435 = 0,14 \leq 1,0 \quad \text{OK}$$

g) warunki użytkowalności dla obciążenia klasy E

$$f < f_{dop} = l_t/300 = 18,7 \text{ mm}$$

Suma ugięć dla belki wolnopodpartej z 4 siłami w rozstawie 1,2 m symetrycznie względem środka rozpiętości (wg Met. Mohra) oraz obciążenia równomiernego na całej długości belki (wg tablic).

$$f = P*(125l^3-1350l+1512)/(1500EI)+5ql^4/(384EI)$$

$$EI = 205e6*7950e-8 = 16297,5 \text{ kNm}^2$$

$$f = 13,4*(125*5,62^3-1350*5,62+1512)/(1500*16297,5)+5*0,49*5,62^4/(384*16297,5)=$$

$$= 0,008 + 0,0004 = 0,0084 \text{ m} = 8,4 \text{ mm} < 18,7 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

h) sprawdzenie dla klasy D (mnożnik 0,4/0,3 = 1,33)

$$(K) \quad M_{E,d} / M_{R,d} = (5,5+1,33*87,9)/113,8 = 1,08 > 1,0 \quad \text{NIE spełnia}$$

4.3. Określenie obliczeniowych sił wewnętrznych w warstwie nośnej nawierzchni

Na warstwę dolną (nośną) nawierzchni użyto tarcicę nieobrzynaną o zmiennej szerokości od 19 cm do nawet 55 cm i wysokości 10 cm, ułożoną z odstępami średnio 7 cm.

Przyjęto sprawdzenie bala o najmniejszym przekroju poprzecznym o wymiarach $b \times h = 19 \times 10 \text{ cm}$ w odstępach 7 cm. Rozstaw dźwigarów głównych $b_1 = 0,41 \text{ m}$. Średnie światło między półkami dźwigarów głównych wynosi 29 cm. Rozpiętość teoretyczną dla dyliny przyjęto $l_1 = 1,05*29 = 30,5 \text{ cm}$, a schemat statyczny belki wolnopodpartej.

a) obciążenia stałe

CIEŻAR STAŁY

γ_f

nośna warstwa nawierzchni ($w=23\%$)

$$\text{śr. } 0,1*0,19*8,3= 0,16 \text{ kN/m} \quad 1,50 \quad 0,24 \text{ kN/m}$$

ścieralna warstwa nawierzchni ($w=23\%$)

$$\text{śr. } 0,06*(0,19+0,07)*8,3= \frac{0,13}{1,50} \quad 0,20$$

$$\text{przyjęto: } 0,30 \quad 0,45$$

b) obciążenia zmienne (klasa obciążenia E)

- wsp. obliczeniowy dla układu podstawowego: $\gamma_f = 1,5$

- wsp. dynamiczny: $\phi = 1,35-0,005*0,305= 1,348 > 1,325$ przyjęto **1,325**

- obciążenie pojazdem S: $P= 50 \text{ kN/1 koło}$

c) obciążenia zmienne skupione zastępcze (klasa obciążenia E)

Przyjęto rozkład obciążenia z koła pojazdu S na powierzchnię o szerokości: $0,6+2*0,06+0,1=0,82$ m i długości $0,2+2*0,06+0,1=0,42$ m (por. rys. 23 PN-S-10082:1992), co w wyniku daje obciążenie powierzchniowe zastępcze o wartości: $p_z=50/0,82/0,42=145,2$ kN/m²

Na najmniejszy przekrój poprzeczny bala w warstwie nośnej nawierzchni przypadnie obciążenie liniowe zastępcze:

$$(E) \quad p_{z,lin}=(0,19+0,07)*145,2=37,8 \text{ kN/m}$$

$$q_{z,lin}=(0,19+0,07)*1,2=0,31 \text{ kN/m}$$

d) moment przęsłowy $M(0,5l_1)$ – obciążenia stałe

$$M_{g,k}=0,3*0,305^2/8=0,0035 \text{ kNm}$$

$$M_{g,d}=0,45*0,305^2/8=0,0052 \text{ kNm}$$

e) moment przęsłowy $M(0,5l_1)$ – obciążenia zmienne (klasa obciążenia E)

$$M_{q,k}=(1,325*37,8+0,31)*0,305^2/8=0,59 \text{ kNm}$$

$$M_{q,d}=1,5*0,59=0,89 \text{ kNm}$$

f) całkowity moment przęsłowy obliczeniowy

$$M_{E,d}=M_{g,d}+M_{q,d}=0,0052+0,89=0,90 \text{ kNm}$$

g) całkowita siła ścinająca przy dźwigarze głównym

$$Q_{E,d}=0,45*0,305/2+1,5*(1,325*37,8+0,31)*0,305/2=11,6 \text{ kN}$$

h) całkowity docisk do dźwigara głównego

$$R_{E,d}=0,45*0,41+1,5*(1,325*37,8+0,31)*0,41=31,2 \text{ kN}$$

i) warunki nośności

(kl. E)	$M_{E,d} / M_{R,d} = 0,9/4,2 =$	0,21	$\leq 1,0$	OK
	$Q_{E,d} / Q_{R,d} = 11,6/20,8 =$	0,56	$\leq 1,0$	OK
	$R_{E,d} / R_{R,d} = 31,2/72,4 =$	0,43	$\leq 1,0$	OK

Istniejące przęsło mostu **SPEŁNIA** warunki nośności dla obciążenia **klasy E** i przejazdu pojazdów o dopuszczalnej masie całkowitej **15 t wg PN-S-10030:1985**.

4.4. Określenie obliczeniowych sił wewnętrznych w ścianie podporowej

a) obciążenia stałe

CIEŻAR PRZĘSŁA

		γ_f	
belki IPN280	$15*48=720 \text{ kg/m}$	1,20	8,64 kN/m
nawierzchnia (w=23%)			
śr. 0,16*4,13*8,3=	5,48	1,50	8,22
balustrada (2 szt.)			
śr. 2*0,5	1,0	1,50	1,50
	przyjęto:		
	13,7 kN/m		18,4 kN/m

CIEŻAR ŚCIANY Z GRODZIC

		γ_f	
brusy h=5,28m	$5,28*155=818,4 \text{ kg/m}$	1,20	9,82 kN/m

b) obciążenia zmienne (klasa obciążenia E)

Rzędne linii wpływowej siły poprzecznej na podporze od obciążenia K:

$$\Sigma \eta = 1+0,8+0,6+0,4 = 2,8$$

Siła pionowa przekazywana z przęsła na podporę od obciążenia zmiennego:

$$V_k = (5,62*3,13*1,2)/2 + 1,322*60*2,8 = 232,7 \text{ kN}$$

$$V_d = 1,5*232,7 = 249,1 \text{ kN}$$

c) obciążenia poziome i pionowe od parcia gruntu i obciążenia naziomu

Przyjęto orientacyjnie nasyp grobli wykonany z gruntów piaszczystych wymieszanych z humusem (Pd+H), w stanie wilgotnym o wskaźniku zagęszczenia $I_d=0,5$ i parametrach $\gamma_c = 18 \text{ kN/m}^3$, $\Phi^n = 40^\circ$ (por. *natürlich feucht Sand wg HÜTTE Des Ingenieurs Taschenbuch, 26 Auflage, III Band, Tafel 1, S.83*), wysokość ściany 5,28 m. Obciążenie naziomu $q=1,2 \text{ kN/m}^2$.

współczynnik $\gamma_f = 1,25*1,1 = 1,375$ (wg PN-S)

$$K_a = \tan^2(45 - \Phi^n/2) = 0,217$$

parcie gruntu: $p = \gamma * h * K_a$ γ_f

$$h = 5,28 \text{ m} \quad p_{5,28} = 18*5,28*0,217 = 19,95 \text{ kN/m}^2 \quad 1,375 \quad 27,4 \text{ kN/m}^2$$

parcie od obciążenia naziomu:

wysokość zastępczej warstwy gruntu $h_z = 1,2/1,8 = 0,67 \text{ m}$

$$p_q = 18*0,67*0,217 = 2,61 \text{ kN/m}^2 \quad 1,5 \quad 3,9 \text{ kN/m}^2$$

Całkowita obliczeniowa wypadkowa parcia działająca na 1m ścianki szczelnej w poziomie dna cieku:

$$E_{a,d} = E_G + E_Q = 0,5*5,28*27,4 + 5,28*3,9 = 72,3 + 20,6 = 92,9 \text{ kN /1m}$$

Wysokość zaczepienia wypadkowej parcia względem poziomu dna cieku:

$$H = (72,3*5,28/3 + 20,6*5,28/2)/(72,3 + 20,6) = 1,96 \text{ m}$$

d) całkowity moment zginający w poziomie dna cieku na 1 m ścianki szczelnej

Przyjęto rozkład od wszystkich rodzajów obciążeń na długości 11,0 m ściany w poziomie dna cieku.

$$M_{E,d} = (18,4*6,95/2 + 249,1) / 11*0,155 + 9,82*0,5*0,155 + 92,9*1,96 = 187,3 \text{ kNm /1m}$$

e) całkowita siła ścinająca w poziomie dna cieku na 1 m ścianki szczelnej

$$Q_{E,d} = E_{a,d} = 92,9 \text{ kN /1m}$$

f) całkowita siła ściskająca w poziomie dna cieku na 1 m ścianki szczelnej

$$R_{E,d} = (18,4*6,95/2 + 249,1) / 11 + 9,82 = 38,3 \text{ kN /1m}$$

g) warunki nośności podpory dla obciążenia klasy E i parcia gruntu

zginanie:	$M_{E,d} / M_{R,d} = 187,3/95,4 =$	1,96	$> 1,0$	NIE spełnia
ściananie:	$Q_{E,d} / Q_{R,d} = 92,9/1101 =$	0,08	$\leq 1,0$	OK
ściskanie:	$R_{E,d} / R_{R,d} = 38,3/1376 =$	0,03	$\leq 1,0$	OK

h) sprawdzenie tylko dla parcia gruntu

zginanie:	$M_{E,d} / M_{R,d} = (92,9*1,96)/95,4 =$	1,91	$> 1,0$	NIE spełnia
-----------	--	------	---------	--------------------

i) warunki użytkowości

$$f < f_{\text{dop}} = 0,015h = 0,015 \cdot 5280 = 79,2 \text{ mm (graniczne poprzeczne przemieszczenie korony ściany)}$$

Istniejące pomierzone przemieszczenie korony ściany (nawet bez obciążenia zmiennego) wynosi po 155 mm dla każdej podpory.

$$f = 155 \text{ mm} > f_{\text{dop}} = 79,2 \text{ mm} \quad \text{NIE spełnia}$$

W obecnym stanie istniejące podpora mostu w formie stalowej ścianki szczelnej **NIE SPEŁNIA** warunków nośności nie tylko dla obciążeń zmiennych wg **PN-S-10030:1985**, ale także **NIE SPEŁNIA** warunków nośności i użytkowości dla obciążenia samym gruntem zasypowym, z którego zbudowana jest grobla.

To, że ściana podporowa nie zapadła się jeszcze do kanału wynika jedynie z faktu, że zamki grodziec na połączeniu ze ścianą słuzy oraz skrzydeł rozpartych w swojej koronie ramą rozporową nie skorodowały jeszcze na takiej wysokości, żeby się zerwać i całość pracuje jak swego rodzaju tarcza oraz dlatego, że nie zostały jeszcze wyczerpane do końca współczynniki bezpieczeństwa.

5. Efekty oddziaływań użytkowych wg instrukcji GDDKiA

a) zestawienie obciążeń ruchomych wg instrukcji GDDKiA do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych

- współczynnik dynamiczny

– dźwigar $\phi = 1,322$

– nawierzchnia $\phi = 1,325$

- kategorie zastępczego obciążenia użytkowego

Przyjęto 1 pasmo obciążenia użytkowego umieszczone w najniekorzystniejszym miejscu przekroju poprzecznego mostu.

2S/32, osie $P_{ik} = \{50;70;100;100\}$ kN; Obc. liniowe $q_k = 4,0$ kN/m

3S/24, osie $P_{ik} = \{80;80;80\}$ kN; Obc. liniowe $q_k = 4,0$ kN/m

4S/16, osie $P_{ik} = \{60;100\}$ kN; Obc. liniowe $q_k = 3,0$ kN/m

5S/10, osie $P_{ik} = \{40;60\}$ kN; Obc. liniowe $q_k = 2,0$ kN/m

- obciążenie ruchome zastępcze

– na dźwigar

Przy rozstawie poprzecznym belek i rozkładzie obciążenia wg pkt. 4.1.c) na 1 dźwigar główny przypadnie obciążenie zastępcze:

2S/32 $P_z = 0,41/0,92 \cdot \{25;35;50;50\} = \{11,1;15,6;22,3;22,3\}$ kN/1 koło; $q_z = 0,89$ kN/m

3S/24 $P_z = 0,41/0,92 \cdot \{40;40;40\} = \{17,8; 17,8; 17,8\}$ kN/1 koło; $q_z = 0,89$ kN/m

4S/16 $P_z = 0,41/0,92 \cdot \{30;50\} = \{13,4;22,3\}$ kN/1 koło; $q_z = 0,67$ kN/m

5S/10 $P_z = 0,41/0,92 \cdot \{20;30\} = \{8,9;13,4\}$ kN/1 koło; $q_z = 0,45$ kN/m

– na warstwę nośną nawierzchni

Przyjęto rozkład obciążenia z 1 najcięższego koła pojazdu użytkowego jak w punkcie 4.3.c) co w wyniku daje obciążenie powierzchniowe zastępcze:

4S/16 $p_z = 50/0,82/0,42 = 145,2$ kN/m²

5S/10 $p_z = 30/0,82/0,42 = 87,1$ kN/m²

Na najmniejszy przekrój poprzeczny bala w warstwie nośnej nawierzchni przypadnie obciążenie liniowe zastępcze:

$$\begin{aligned}
 4S/16 \quad p_{z,lin} &= (0,19+0,07) \cdot 145,2 = 37,8 \text{ kN/m} \\
 q_{z,lin} &= (0,19+0,07) \cdot (0,5 \cdot 3/0,82) = 0,48 \text{ kN/m} \\
 5S/10 \quad p_{z,lin} &= (0,19+0,07) \cdot 87,1 = 22,6 \text{ kN/m} \\
 q_{z,lin} &= (0,19+0,07) \cdot (0,5 \cdot 2/0,82) = 0,32 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) zestawienie charakterystycznych efektów oddziaływań od obciążeń ruchomych **wg instrukcji GDDKiA oraz PN-S-10030:1985**

• efekty w dźwigarze

$$M_{E,k} = q_z \cdot L^2/8 + \varphi \cdot P_{z,max} \cdot \Sigma \eta \quad [\text{kNm}]$$

$$Q_{E,k} = q_z \cdot L/2 + \varphi \cdot P_{z,max} \cdot \Sigma \eta \quad [\text{kN}]$$

$$R_{E,k} = q_z \cdot L/2 + \varphi \cdot P_{z,max} \cdot \Sigma \eta \quad [\text{kN}]$$

• efekty w nawierzchni

$$M_{E,k} = (q_{z,lin} + \varphi \cdot p_{z,lin}) \cdot l_1^2/8 \quad [\text{kNm}]$$

$$Q_{E,k} = (q_{z,lin} + \varphi \cdot p_{z,lin}) \cdot l_1/2 \quad [\text{kN}]$$

$$R_{E,k} = (q_{z,lin} + \varphi \cdot p_{z,lin}) \cdot b_1 \quad [\text{kN}]$$

Tab. 1. Efekty oddziaływań w przęśle mostu od obciążeń charakterystycznych

Siła wewnętrzna	Jedn.	Obciążenie				
		PN-S	GDDKiA			
		kl. E	5S/10	4S/16	3S/24	2S/32
DŹWIGAR						
Max moment zginający	kNm	58,6	26,7	44,1	53,1	56,8
Max siła poprzeczna	kN	51,0	22,4	34,9	43,8	51,0
Docisk na podporze	kN	51,0	22,4	34,9	43,8	51,0
NAWIERZCHNIA – w-wa dolna						
Max moment zginający	kNm	0,59	0,35	0,59	-	-
Max siła poprzeczna	kN	7,70	4,6	7,70	-	-
Docisk na podporze	kN	20,7	12,4	20,7	-	-

UWAGA. Pominięto w tabeli efekty obciążeń **2S/32** oraz **3S/24** dla nawierzchni, ponieważ max obciążenie z 1 koła dla tych obciążeń nie przekracza obciążenia od 4S/16 (które to wyrównało już efekty od obciążeń normowych).

6. Klasa obciążenia – weryfikacja obciążenia użytkowego przęsła

Wg instrukcji GDDKiA dopuszczalną masę całkowitą pojazdu, która wyznacza nośność użytkową obiektu, określa się poprzez interpolację liniową według następującego wzoru:

$$m_u = m_i + (m_{i-1} - m_i) \cdot \frac{W_N - W_i}{W_{i-1} - W_i}$$

gdzie:

$$W_{i-1} \geq W_N > W_i$$

m_u - dopuszczalna masa samochodu, który wywołuje w konstrukcji przęsłowej siły wewnętrzne nie większe od siły normowej

m_i - masa samochodu modelowego kategorii "i" obciążenia,

m_{i-1} - masa samochodu modelowego kategorii "i-1" obciążenia,

W_N - normowa siła wewnętrzna,
 W_i - siła wewnętrzna przy obciążeniu kategorii "i" obciążenia,
 W_{i-1} - siła wewnętrzna przy obciążeniu kategorii "i-1" obciążenia.

Na podstawie tabeli nr 1 powyżej można stwierdzić, że o nośności użytkowej przęsła mostu decyduje nośność warstwy dolnej nawierzchni, której to efekty oddziaływać szybciej osiągają wartość normową niż efekty oddziaływań w stalowych belkach głównych. Wobec tego, że efekty oddziaływań w najniekorzystniejszym miejscu dla obciążeń normowych (W_N) i obciążeń użytkowych (W_i) 4S/16 są identyczne, iloraz w drugim składniku powyższego wzoru dąży do jedności i ostatecznie mamy:

$$m_u = m_i + (m_{i-1} - m_i) = 10 + (16 - 10) = \mathbf{16 \text{ ton}}$$

Aktualna nośność użytkowa przęsła mostu wynosi **16 ton** przy nacisku na pojedynczą oś nie przekraczającą **10 ton** i odpowiada obciążeniu kategorii **4/S16** wg Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych oraz umożliwia przejazd po obiekcie mostowym wszystkich pojazdów dopuszczonych do ruchu po drogach publicznych w Polsce o masie całkowitej nie przekraczającej 16 ton.

Każdy pojazd o masie całkowitej większej od 16 t, lub pojazd o nacisku na pojedynczą oś większą od 10 t należy traktować jako pojazd nienormatywny.

7. Wnioski końcowe

Obliczenia statyczne przeprowadzono pod kątem wyznaczenia obciążenia użytkowego zarówno przęsła mostu oraz osobno podpór mostu wykonanych w formie stalowych ścian szczelnych. Ściany podpór pełnią jednocześnie funkcję obudowy kanału przechodzącego przez groblę od śluzy w kierunku jeziora Buszno.

PRZĘSŁO MOSTU

Obciążenie użytkowe: **16 t (max 10t /oś)**

PODPORY MOSTU

Obciążenie użytkowe: **STAN AWARYJNY**

Stan podpór mostu wymaga BEZZWŁOCZNEGO wstrzymania ruchu na moście i wykonania niezbędnych napraw zabezpieczających stateczność ścian podporowych.

W razie potrzeby zachowania ruchu na moście, należy wykonać stosowną dokumentację projektową wzmocnienia/zastabilizowania ścian podporowych oraz przęsła na określone obciążenie projektowe.

Obliczenia wykonał :
mgr inż. D. Jurkowski



Sprawdził :
dr inż. J. Hołowaty



Szczecin, grudzień 2025 r.

IV. Rysunki	22
1. Plan orientacyjny	23
2. Inwentaryzacja mostu	24