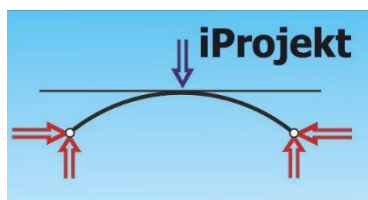

ZAMAWIAJĄCY:**Miejski Zarząd Dróg i Mostów**

ul. Ptasia 2a, 58-500 Jelenia Góra

tel. 75 64 20 033, fax. 75 64 20 034

OPRACOWANIE:**iProjekt Krzysztof Sadowski**

ul. Polna 4, 55-114 Pierwoszków

tel. +48 661 122 378, fax. 71 750 61 19

ZADANIE:**EKSPERTYZA TECHNICZNA
ESTAKADY W CIĄGU AL. JANA PAWŁA II W JELENIEJ GÓRZE****OBIEKT:** ESTAKADA W CIĄGU AL. JANA PAWŁA II W JELENIEJ GÓRZE**OPRACOWALI:**

dr inż. Krzysztof SADOWSKI	nr ewid. upr.64/DOŚ/05
mgr inż. Przemysław PRABUCKI	nr ewid. upr.186/99/DUW

Pierwoszków, 05 listopada 2018 r.

OŚWIADCZENIE Nr JG/01/2018

Firma:

iProjekt Krzysztof Sadowski
ul. Polna 4, 55-114 Pierwoszków

Oświadczam, że opracowana na zlecenie

Zamawiającego:

Miejski Zarząd Dróg i Mostów w Jeleniej Górze
ul. Ptasia 2a
58-500 Jelenia Góra

dokumentacja pt.:

EKSPERTYZA TECHNICZNA
ESTAKADY W CIĄGU AL. JANA PAWŁA II W JELENIEJ GÓRZE

została sporządzona zgodnie z obowiązującymi przepisami oraz zasadami wiedzy technicznej oraz przekazana w stanie kompletnym z punktu widzenia celu, któremu ma służyć.

dr inż. Krzysztof SADOWSKI

mgr inż. Przemysław PRABUCKI

Jednostka projektowa:

iProjekt Krzysztof Sadowski
ul. Polna 4, 55-114 Pierwoszków

SPIS TREŚCI

	str.
1. PODSTAWA OPRACOWANIA.....	5
2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.....	5
3. OPIS ESTAKADY, RYS HISTORYCZNY.....	6
3.1. Podstawowe parametry techniczne	12
3.2. Ustrój nośny	12
3.3. Podpory	13
3.4. Chodniki	13
3.5. Krawężniki	13
3.6. Nawierzchnia jezdni	13
3.7. Urządzenia dylatacyjne	13
3.8. Odwodnienie obiektu.	13
3.9. Balustrady	13
3.10. Bariery ochronne	14
3.11. Ekrany akustyczne, osłony przeciwporażeniowe	14
3.12. Oświetlenie	14
3.13. Urządzenia obce	14
4. OCENA STANU TECHNICZNEGO ESTAKADY POŁUDNIOWEJ.....	15
4.1. Uwagi ogólne	15
4.2. Podpory	15
4.2.1. Przyczółki.....	15
4.2.2. Filary	17
4.3. Łożyska	18
4.4. Belki prefabrykowane	20
4.5. Płyta pomostowa	25
4.6. Elementy wyposażenia	27
4.6.1. Urządzenia dylatacyjne.....	27
4.6.2. Kapy	30
4.6.3. Belki gzymsowe.....	33
4.6.4. Balustrady.....	35
4.6.5. Bariery ochronne, osłony przeciwporażeniowe.....	36
4.6.6. Nawierzchnia jezdni.....	38
5. OCENA STANU TECHNICZNEGO ESTAKADY PÓŁNOCNEJ.....	39
5.1. Uwagi ogólne	39
5.2. Podpory	39
5.2.1. Przyczółki.....	39
5.2.2. Filary	41
5.3. Łożyska	42
5.4. Belki prefabrykowane	44

5.5. Płyta pomostowa	48
5.6. Elementy wyposażenia	50
5.6.1. Urządzenia dylatacyjne.....	50
5.6.2. Kapy	53
5.6.3. Belki gzymsowe.....	55
5.6.4. Balustrady.....	57
5.6.5. Bariery ochronne, osłony przeciwporażeniowe.....	58
5.6.6. Nawierzchnia jezdni.....	59
6. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE	61
6.1. Podstawowe założenia obliczeniowe	61
6.1.1. Oznaczenia.....	61
6.1.2. Model geometrii konstrukcji.....	62
6.1.3. Charakterystyki materiałów.....	67
6.1.4. Charakterystyki geometryczne.....	73
6.2. Obciążenia	80
6.2.1. Obciążenia stałe – ciężar własny.....	80
6.2.2. Obciążenia stałe – ciężar wyposażenia.....	80
6.2.3. Obciążenia zmienne.....	80
6.2.3.1 Obciążenia ruchome	80
6.2.3.2. Tłum pieszych	80
6.2.3.3. Temperatura	81
6.3. Walidacja modelu numerycznego	81
6.4. Wyniki obliczeń	82
6.4.1 Naprężenia normalne.....	82
6.4.2 Przemieszczenia łożysk.....	84
7. PODSUMOWANIE.....	92
8. WNIOSKI KOŃCOWE.....	93
ZAŁĄCZNIK NR 1 – INWENTARYZACJA OBIEKTU.....	94
ZAŁĄCZNIK NR 2 – INWENTARYZACJA USZKODZEŃ.....	97
ZAŁĄCZNIK NR 3 – INWENTARYZACJA PRZEMIESZCZEŃ I USZKODZEŃ ŁOŻYSK.....	100
ZAŁĄCZNIK NR 4 – KOPIE UPRAWNIEŃ I PRZYNALEŻNOŚCI DO OIIB.....	129

1. PODSTAWA OPRACOWANIA

Opracowanie wykonano na podstawie:

- [1] Umowa nr MZDiM.272.19.2018 z dnia 27 lipca 2018 r.
- [2] Inwentaryzacja oraz ocena stanu technicznego w terenie w dniu 08.09.2018.
- [3] Archiwalna dokumentacja projektowa przekazana przez Zamawiającego.

oraz stosownych norm i pozycji literaturowych:

- [L1] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo Budowlane.
- [L2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej Nr 735 z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych jakim, powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.
- [L3] Onysyk J., Machelski Cz., Biliszczyk J.: Projekt techniczny próbnego obciążenia estakady w ciągu trasy Konstytucji 3-go Maja w Jeleniej Górze. Raport SPR 71/94, Instytut Inżynierii Lądowej PWr. Wrocław 1994.
- [L4] Onysyk J., Machelski Cz., Biliszczyk J.: Badania odbiorcze w zakresie obciążenia estakady w ciągu trasy Konstytucji 3-go Maja w Jeleniej Górze. Raport SPR 13/95, Instytut Inżynierii Lądowej PWr. Wrocław 1995.
- [L5] PN-85/S-10030. Obiekty mostowe. Obciążenia.
- [L6] PN-91/S-10042. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie.
- [L7] PN-99/S-10040. Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wymagania i badania.
- [L8] Podręcznik Inspektora Mostowego. Politechnika Wrocławska, IIL Zakład Mostów. Wrocław 1995.
- [L9] Kmita J., Bień J., Machelski Cz.: Komputerowe wspomaganie projektowania mostów. WKiŁ. Warszawa 1989.

2. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA.

Celem niniejszego opracowania jest ekspertyza techniczna estakady nad torami PKP w ciągu Al. Jana Pawła II w Jeleniej Górze wraz z oceną możliwości jej dalszej eksploatacji. Zakres opracowania obejmuje ocenę stanu technicznego z inwentaryzacją uszkodzeń wraz z określeniem przyczyn ich powstania; obliczenia statyczno-wytrzymałościowe w zakresie wynikającym z potrzeb niniejszego opracowania; sformułowanie wniosków końcowych wraz z zaleceniami do projektu remontu obiektu.

3. OPIS ESTAKADY, RYS HISTORYCZNY.

Przedmiotowy obiekt usytuowany jest w ciągu Al. Jana Pawła II w Jeleniej Górze. Podstawową część przeszkody stanowi wiązka torów PKP. Estakada składa się z dwóch niezależnych konstrukcji jezdni północnej oraz południowej. Lokalizację przedstawiono na rys. 3.1.



Rys. 3.1. Lokalizacja estakady.

Obiekt jest trzynastoprzęsłową drogową estakadą miejską o uciąglonej ze-spolonej konstrukcji betonowej. W planie i profilu obiekt jest zakrzywiony. Estakadę zaprojektowano wg [L3],[L4] na obciążenia klasy B wg PN-85/S-10030.

Na podstawie archiwalnej dokumentacji stwierdzić można, że obiekt został wybudowany w latach 90-tych ubiegłego stulecia. W pierwszej kolejności powstała część południowa (S) estakady co przedstawiono na rys. 3.2. (oddanie do eksploatacji nastąpiło w roku 1995 [L4]). W drugiej kolejności wybudowano część północną (N) estakady. Na rys. 3.2 ÷ rys. 3.5 przedstawiono wybrany materiał fotograficzny z okresu 1995-2013.



Rys. 3.2. Obiekt południowy w eksploatacji (ruch dwukierunkowy), widok ogólny w stronę Zabobrza, rok 1995. Źródło: fotopolska.eu



Rys. 3.3. Rok 1997. Widok estakady podczas powodzi. Źródło: fotopolska.eu



Rys. 3.4. Rok 2005 - Widok ogólny estakady od strony centrum Jeleniej Góry.
Źródło: fotopolska.eu



Rys. 3.5. Rok 2013 - Widok ogólny od strony centrum.
Źródło: fotopolska.eu

Ostatni remont obiektu wykonano na przełomie 2007/2008. W jego ramach wykonano m.in. nową nawierzchnię na jezdni oraz chodnikach, wymieniono urządzenia dylatacyjne, wykonano zabezpieczenie antykorozyjne łożysk.

Ogólne widoki obiektu północnego oraz południowego przedstawiono na rys. 3.6 ÷ 3.9. Na rys. 3.10. przedstawiono widok ogólny strefy oparcia na przyczółku P1N obiektu północnego, natomiast na rys. 3.11. strefę oparcia na podporze P14S obiektu południowego.



Rys. 3.6. Widok ogólny dojazdu do obiektu południowego od strony centrum.



Rys. 3.7. Widok ogólny jezdni północnej oraz południowej od strony Zabobrza w kierunku centrum Jeleniej Góry.



Rys. 3.8. Widok od spodu od strony przyczółka zachodniego (P1) wzdłuż obiektu północnego.



Rys. 3.9. Widok od spodu wzdłuż obiektu południowego od strony przyczółka wschodniego (P14S)



Rys. 3.10. Widok ogólny strefy oparcia na przyczółku P1N. Obiekt północny



Rys. 3.11. Widok ogólny strefy oparcia na przyczółku P14S. Obiekt południowy

3.1. Podstawowe parametry techniczne

Ukształtowanie estakady przedstawiono w dokumentacji rysunkowej (załącznik nr 1). Podstawowe parametry techniczne obiektu są następujące:

- rozpiętości przęseł obiektu południowego (S):
24,19+2x24,94+5x24,95+2x24,94+27,07+22,84+24,44
- rozpiętości przęseł obiektu północnego (N):
24,20+2x24,95+24,96+24,93+7x24,95+23,20
- promień łuku poziomego w osi jezdni południowej (S): **1606,70 m;**
- promień łuku poziomego w osi jezdni północnej (N): **1593,50 m;**
- promień łuku poziomego w osi konstrukcji (S): **1607,83 m;**
- promień łuku poziomego w osi konstrukcji (N): **1592,37 m;**
- szerokość całkowita obiektu (S)/(N): **12,08 m;**
- szerokość chodnika obiektu (S)/(N): **2,40 m;**
- szerokość jezdni (S)/(N) w świetle krawężników: **7,00 m;**
- opaski bezpieczeństwa dla (S)/(N): **2x0,75 m;**
- skos konstrukcji: **$\alpha=90,0^\circ$;**

3.2. Ustrój nośny

Przedmiotowy obiekt jest trzynastoprzęsłową drogową estakadą miejską o uciągłonej zespolonej konstrukcji betonowej z rozpiętościami przęseł zestawionymi w p. 3.1.

W przekroju poprzecznym (południowego oraz północnego) układ stanowią dwie kablobetonowe prefabrykowane belki korytkowe zespolone z monolityczną współpracującą płytą pomostową z betonu B35 (gr. 24 cm w części nad prefabrykatami, w części wspornikowej zmiennej od 15 do 24 cm). Cały ustrój ukształtowano bez poprzecznic między dźwigarami.

Wysokość belek prefabrykowanych wynosi 1,06m, grubość środników 0,20m, grubość płyty dolnej 0,16 dla obiektu południowego oraz 0,18 dla obiektu północnego (N). Każdy z prefabrykatów z betonu B40 sprężony jest 10 kablami 7L15.7 z zakotwieniami w strefach skrajnych oraz pośrednich (przepony); zastosowano stal sprężającą o wytrzymałości charakterystycznej 1770 MPa.

Prefabrykaty w fazie montażowej zaprojektowano w układzie swobodnie podpartym a następnie jako uciągłone monolityczną płytą pomostową wraz z odpowiednim ukształtowaniem węzła uciągającego w dolnej strefie belek. Jak wykazały wyniki próbnego obciążenia estakady [L4], można przyjąć że po zespoleniu układ funkcjonuje jako ciągły na kierunku podłużnym.

3.3. Podpory

Filary są w formie dwugałęziowych słupów (każdy słup o wymiarach 0,6x1,0m), na których usytuowano po dwa łożyska pod każdą z belek. Każde z łożysk podpira dwie belki z sąsiednich przęseł tak, że styk belek pokrywa się z osią łożysk. łożyska stałe zlokalizowano na podporach P7 oraz P8. łożyska przesuwne na pozostałych podporach.

Przyczółki są konstrukcjami żelbetowymi będącymi kombinacją ścian kątowno-żebrowych i konstrukcji filarów.

Wszystkie podpory posadowione są pośrednio.

3.4. Chodniki

Na obiekcie zastosowano chodniki jednostronne (po jednym dla obiektu południowego oraz północnego) o szerokości użytkowej 2,40.

3.5. Krawężniki

Na obiekcie zastosowano klasyczne krawężniki kamienne (granitowe) 20x20cm.

3.6. Nawierzchnia jezdni

Nawierzchnia jezdni na całej długości obiektu jest nawierzchnią bitumiczną. Na chodnikach jest nawierzchnia cienkowarstwowa na bazie żywic epoksydowych.

3.7. Urządzenia dylatacyjne

Przy podporach skrajnych zastosowano jednomodułowe urządzenie dylatacyjne firmy Maurer typ D100 z nakładką przeciwhałasową (w obszarze jezdni). Na całym obiekcie (południowym oraz północnym) są w sumie 4 urządzenia dylatacyjne, które zostały wbudowane przy realizacji ostatniego remontu (2007/2008).

3.8. Odwodnienie obiektu.

Woda opadowa odprowadzana jest poprzez system wpustów, które połączone są na długości obiektu kolektorem zbiorczym (po jednym dla obiektu południowego oraz północnego).

3.9. Balustrady

Na zewnętrznych krawędziach (po stronie chodnika) zastosowano aluminiowe balustrady systemowe.

3.10. Bariery ochronne

Zastosowano bariery sprężyste typu SP-06M w obszarze chodnika oraz barieroporcze w obszarze pasa rozdziału.

3.11. Ekrany akustyczne, osłony przeciwporażeńiowe

W obszarze podpór P7 oraz P8 zastosowano osłonę przeciwporażeńiową. Brak jest ekranów akustycznych.

3.12. Oświetlenie

Zastosowano typowe latarnie do oświetlenia jezdni południowej oraz północnej.

3.13. Urządzenia obce

Poza zasilaniem latarni nie stwierdzono urządzeń obcych, również w obszarze kapy chodnikowej (w strefie urządzenia dylatacyjnego nie stwierdzono przechodzenia innych urządzeń obcych). Tym niemniej z uwagi na ograniczone możliwości dostarcia do wszystkich stref nie wyklucza się istnienia innych urządzeń.

4. OCENA STANU TECHNICZNEGO ESTAKADY POŁUDNIOWEJ

4.1. Uwagi ogólne

Przeglądu technicznego poszczególnych elementów obiektu południowego dokonano w dniu 08.09.2018 r.. Wyniki wraz z opisem uszkodzeń przedstawiono na rys. 4.1 ÷ 4.30. W załączniku nr 2 przedstawiono graficzną dokumentacją stwierdzonych uszkodzeń. W załączniku nr 3 przedstawiono inwentaryzację uszkodzeń i przemieszczeń łożysk.

4.2. Podpory

4.2.1. Przyczółki

Na rys. 4.1. oraz 4.2. przedstawiono widok ogólny na ścianę czołową przyczółka P1S oraz widok strefy oparcia dźwigara wewnętrznego na tym przyczółku.

Na rys. 4.3. oraz 4.4. przedstawiono strefę oparcia dźwigara wewnętrznego na przyczółku P14S oraz uszkodzenia w obszarze belki gzymsowej.

Stwierdzono zawilgocenia, zanieczyszczenia ścian korpusów przyczółków co jest wynikiem przenikania wody ze strefy nieszczelnych urządzeń dylatacyjnych co przyczynia się do przyspieszonej korozji betonu. Nisza podłożyskowa przyczółka P14S jest zanieczyszczona oraz zawilgocona, stwierdzono lokalne ubytki betonu w tej strefie. Powierzchnie pionowe przyczółków pokryte są częściowo graffiti.



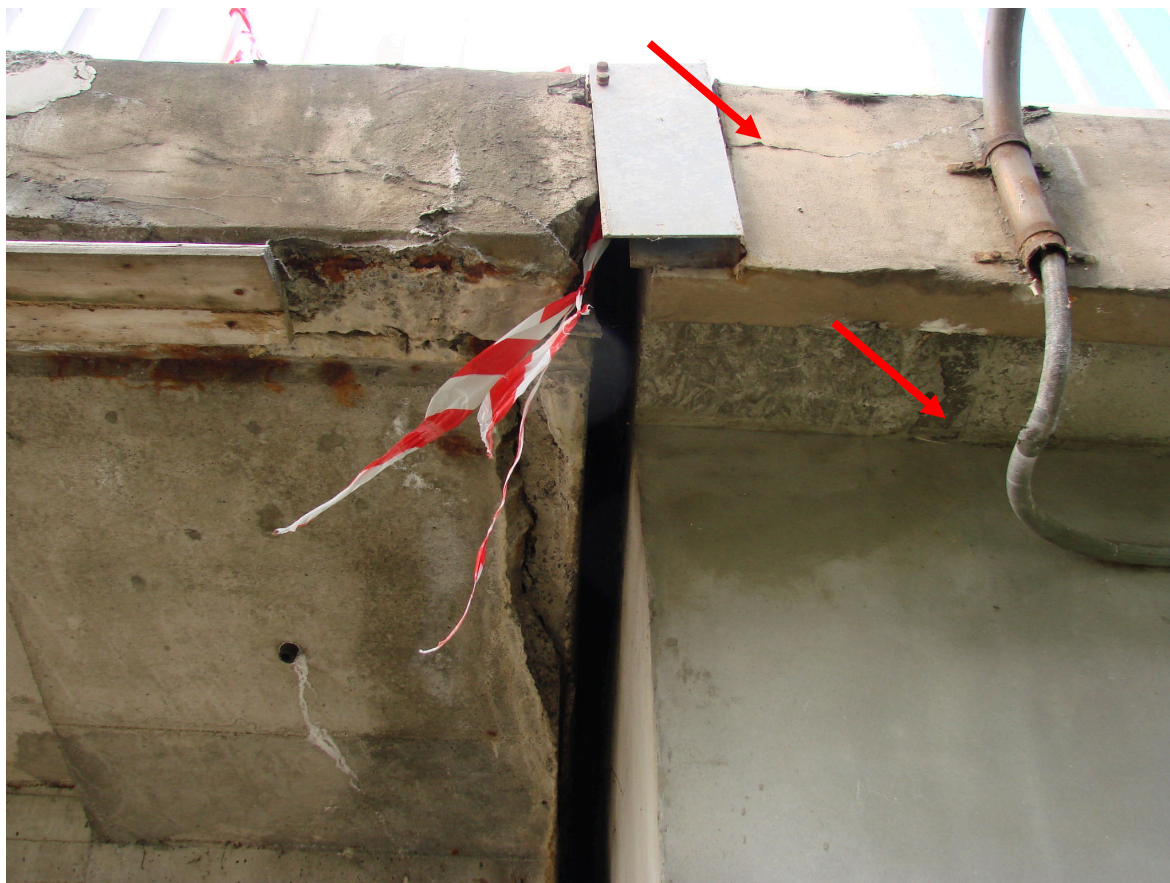
Rys. 4.1. Widok ściany czołowej przyczółka P1S. Widocznie zacieki i zanieczyszczenie powierzchni. Stwierdzono zawilgocenie oraz przenikanie wody przez nieszczelne urządzenie dylatacyjne.



Rys. 4.2. Widok strefy oparcia dźwigara wewnętrznego na przyczółku P1S. Widocznie zacieki i zanieczyszczenie powierzchni.



Rys. 4.3. Widok niszy podłożyskowej przyczółka P14S oraz strefy oparcia dźwigara zewnętrznego. Widocznie zacieki i zanieczyszczenie powierzchni. Stwierdzono zawilgocenie oraz przenikanie wody przez nieszczelne urządzenie dylatacyjne. Lokalne ubytki betonu.



Rys. 4.4. Widok strefy urządzenia dylatacyjnego oraz belki gzymsowej; przyczółek P14S. Widocznie lokalne pęknięcia belki gzymsowej po stronie korpusu podpory oraz ubytki betonu pod belką gzymsową. Uszkodzenia mocowania przesłony urządzenia dylatacyjnego.

W trakcie oceny stanu technicznego podpór nie dokonywano odkrywek w części podziemnej podpór ze względów technicznych oraz braku uszkodzeń, które mogłyby wynikać z nieprawidłowej pracy fundamentów przyczółków.

Z uwagi na stan betonu przyczółków, na całej ich powierzchni zaleca się wykonać naprawy powierzchniowe systemowymi zaprawami PCC po wcześniejszym usunięciu skorodowanego betonu i zabezpieczeniu odkrytego zbrojenia.

4.2.2. Filary

Na rys. 4.5. przedstawiono widok ogólny na słupy podpory pośredniej (filara) podpory P13S. Dokonano przeglądu i oceny wszystkich słupów estakady. Nie stwierdzono istotnych uszkodzeń korpusów filarów. Nie stwierdzono również uszkodzeń czy symptomów niepoprawnej pracy fundamentów podpór pośrednich estakady. Niezależnie poddano ocenie i zinwentaryzowano stan łożysk co przedstawiono w p. 4.3.



Rys. 4.5. Widok ogólny na słupy podpory pośredniej P13S. Widocznie zanieczyszczenia powierzchni oraz pokrycie graffiti.

4.3. Łożyska

Dokonano przeglądu i inwentaryzacji wszystkich łożysk. Szczególną uwagę zwrócono na ewentualne uszkodzenia oraz stan wzajemnego położenia płyty górnej, dolnej oraz pośredniej każdego łożyska. Wyniki tych pomiarów z uwagi na objętość przedstawiono w załączniku nr 3 niniejszego opracowania. Stwierdzono następujące uszkodzenia, defekty oraz nieprawidłowości w łożyskach estakady południowej:

- uszkodzenia opórek/ograniczników płyty górnej niektórych łożysk,
- nieprawidłowe położenie względne płyty górnej i dolnej (biorąc pod uwagę porę roku) łożysk przesuwnych,
- wysunięcie oraz uszkodzenia przekładek teflonowych niektórych łożysk,
- ogniska korozji niektórych łożysk.

Na rys. 4.6. przedstawiono widok ogólny łożysk na przyczółku P15, na rys. 4.7. łożysko na przyczółku P14S. W czasie dokonywania oględzin panowała stabilna pogoda z temperaturą otoczenia $\sim 16^{\circ}\text{C}$. Stwierdzono, że płyta górna jest w znacznym stopniu przesunięta względem dolnej w kierunku do łożyska stałego.



Rys. 4.6. Widok ogólny łożysk na przyczółku P1S, strefa oparcia dźwigara zewnętrznego. Brak opórek/ograniczników na płycie górnej. Wyraźne wysunięcie płyty górnej względem dolnej w kierunku łożysk stałych (temperatura otoczenia $t \sim 16^{\circ}\text{C}$).



Rys. 4.7. Widok ogólny łożyska na przyczółku P14S, strefa oparcia dźwigara wewnętrznego. Brak opórek/ograniczników na płycie górnej. Wyraźne wysunięcie płyty górnej względem dolnej w kierunku łożysk stałych (temperatura otoczenia $t \sim 16^{\circ}\text{C}$). Ogniska korozji powierzchniowej na płycie dolnej oraz prowadnicach bocznych.

Taki stan biorąc pod uwagę temperaturę otoczenia (porę roku) jest nienaturalny i najprawdopodobniej spowodowany jest brakiem wstępnego wzajemnego przesunięcia płyty górnej i dolnej przy wbudowywaniu łożysk, tak aby możliwa była kompensacja przesuwów wynikających z efektów reologicznych (przemieszczenia w kierunku do łożyska stałego). Tezę tę potwierdzając wyniki obliczeń w zakresie wartości przemieszczeń pochodzących od reologii (por. p. 6.4.).

Stwierdzono to także na pozostałych łożyskach (w mniejszym zakresie, por. wyniki inwentaryzacji łożysk przedstawione w załączniku nr 3).

Przy takim względnym ustawieniu płyty górnej względem dolnej zachodzi obawa o możliwość realizacji przesuwów dla ujemnych temperatur (okres zimowy). Graniczną wartością jest odległość płyty pośredniej do krawędzi płyty górnej, która wynosi w przypadku łożysk na przyczółku 1S minimalnie 64mm, dla łożysk na przyczółku 14S jest to minimalnie 75mm, są to wartości zmierzone dla temperatury otoczenia $t_0=16^{\circ}\text{C}$. Do granicznej temperatury określonej normą [L5] dla konstrukcji betonowych $T_{\min}=-15^{\circ}\text{C}$, różnica temperatur ΔT wynosi -31°C . Dla takiej wartości ΔT otrzymujemy (por. p. 6.4.) wartość przemieszczenia na łożyskach przyczółka (1S oraz 14S) $\sim 50\text{mm}$, co jest wartością która może zostać zrealizowana na łożyskach przyczółka 1S oraz 14S, tym niemniej przesuwu te zrealizowane są na styku elementów stalowych (bez przekładki teflonowej). Efekty reologiczne zgodnie z obliczeniami (por. 6.4.) zachodzą w istniejącej konstrukcji w stopniu niewielkim i mogą być pominięte w powyższym zestawieniu wartości przemieszczeń.

W celu ograniczenia wartości współczynnika tarcia należy zapewnić gładką powierzchnię spodu płyty górnej. Pozostałości po opórkach na płycie górnej należy przeszlifować. **łożyska podpór skrajnych i przedskrajnych (podpory 1S,2S,13S,14S) obiektu południowego należy poddać obserwacji w zakresie realizowanych przesuwów, w przypadku stwierdzenia konieczności i braku możliwości realizowania przemieszczeń powinny one zostać zrehabilitowane.**

Nieprawidłowość położenia płyty górnej względem dolnej stwierdzono również na jednym z łożysk podpory P10S, zmierzona odległość płyty środkowej od opórki/ogranicznika od strony centrum Jeleniej Góry (por. załącznik nr 3) wynosi tylko 8mm. Wartość przemieszczenia od $\Delta T=30-16=14^{\circ}\text{C}$ wynosi 6mm, jest to wartość mniejsza od zmierzonej, można przyjąć zatem, że jest możliwość realizowania przemieszczeń na tym łożysku, tym niemniej zaleca się obserwowanie stanu łożyska w zakresie realizowanych przemieszczeń (w okresie letnim).

4.4. Belki prefabrykowane

Dokonano oceny stanu technicznego belek prefabrykowanych, która została przeprowadzona z zewnątrz oraz wybranych przęsłach również wewnątrz przekroju dźwigarów (z wykorzystaniem otworów rewizyjnych). Przegląd obejmował wszystkie istotne strefy z uwagi na bezpieczeństwo tych elementów konstrukcji.

Nie stwierdzono uszkodzeń, które mogłyby świadczyć o zmniejszeniu siły sprężającej, rys o charakterze przeciążeniowym oraz innych, które mogłyby wpływać w sposób istotny na nośność. Stwierdzone uszkodzenia kumulują się w obszarach przęseł skrajnych od strony przyczółków, jest to wynikiem permanentnego zawilgocenia oraz przenikania wody do tych stref oraz związanej z tym przyspieszonej korozji betonu. Na rys. 4.8 ÷ 4.14 przedstawiono wybrane strefy belek prefabrykowanych ze stwierdzonymi uszkodzeniami oraz ich opisem.



Rys. 4.8. Belka zewnętrzna przęsła skrajnego, widok w strefie oparcia na przyczółku 14S. Zawilgocenie zakończenia belek, zaawansowana korozja betonu, odsłonięcia, nacieki węglanu wapnia.



Rys. 4.9. Belka zewnętrzna przeszła skrajnego, widok w strefie oparcia na przyczółku 14S. Zaawansowana korozja betonu, odspojenia, uszkodzenia krawędzi, nacieki węglanu wapnia.



Rys. 4.10. Belka zewnętrzna przeszła skrajnego, widok w strefie zakończenia belki na przyczółku 14S. Korozja zbrojenia, korozja betonu i jego odspojenia, uszkodzenia krawędzi, rdzawe nacieki w strefie zakotwień kabli sprężających.



Rys. 4.11. Belka zewnętrzna przęsła skrajnego, widok w strefie oparcia na przy-
czółku 14S. Uszkodzenie krawędziowe, odspojenia betonu.



Rys. 4.12. Belka przęsła skrajnego, widok w strefie wewnętrznej w kierunku podpory
P13S.



Rys. 4.13. Belka przęsła skrajnego, widok w strefie wewnętrznej w obszarze oparcia na podporze P14S. Kable sprężające przy przeponie skrajnej. Brak widocznych uszkodzeń w tej strefie.



Rys. 4.14. Belka zewnętrzna przęsła skrajnego, raki w płycie dolnej, widoczne odsłonięte pręty zbrojeniowe oraz osłona kabla sprężającego. Korozja powierzchniowa zbrojenia oraz osłony.

Stan belek prefabrykowanych poza belkami przęseł skrajnych można uznać za zadowalający. Belki przęseł skrajnych wymagają napraw w strefach ich zakończeń na przyczółkach. Stwierdzono w tych obszarach zaawansowaną korozję betonu oraz uszkodzenia. Do czasu wykonania remontu zaleca się monitorować strefę zakończenia belek w szczególności w obszarze zakotwień kabli sprężających.

4.5. Płyta pomostowa

Dokonano oceny stanu technicznego płyty pomostowej, która została przeprowadzona we wszystkich strefach z uwagi na bezpieczeństwo tego elementu konstrukcji.

Stwierdzone uszkodzenia kumulują się w obszarach przęseł skrajnych od strony przyczółków, jest to wynikiem permanentnego zawilgocenia oraz przenikania wody do tych stref oraz związanej z tym przyspieszonej korozji betonu. Na rys. 4.15 ÷ 4.16 przedstawiono wybrane strefy płyty pomostowej ze stwierdzonymi uszkodzeniami oraz ich opisem.



Rys. 4.15. Płyta pomostowa wspornika chodnikowego. Przęsło skrajne od strony Zabobrza (przyczółek P14S). Widoczne pęknięcia betonu konstrukcyjnego, odspojenia, zacieki węglanu wapnia, odsłonięcie prętów zbrojeniowych oraz ich korozja.



Rys. 4.16. Płyta pomostowa wspornika chodnikowego. Przęsło skrajne od strony Centrum Jeleniej Góry (przyczółek P1S). Widoczne pęknięcia betonu konstrukcyjnego, odspojenia, zacieki węglanu wapnia, odsłonięcie prętów zbrojeniowych oraz ich korozja.

Stan płyty pomostowej poza zakończeniami przęseł skrajnych można uznać za zadowalający (nie stwierdzono istotnych uszkodzeń).

Płyta pomostowa w obszarze zakończenia przęseł skrajnych a w szczególności w jej części wspornikowej wymaga napraw. Stwierdzono w tych obszarach zaawansowaną korozję betonu oraz uszkodzenia o charakterze destrukcyjnym. Bezpośrednią przyczyną tych uszkodzeń jest permanentny stan zawilgocenia oraz przenikania wody do tych stref. Gromadzenie się wody oraz brak skutecznego jej odprowadzenia powoduje nasiloną i wzmożoną korozję betonu.

4.6. Elementy wyposażenia

4.6.1. Urządzenia dylatacyjne

Dokonano przeglądu urządzeń dylatacyjnych na obydwu przyczółkach, ocena była dokonywana w stabilnych warunkach pogodowych przy temperaturze otoczenia $t \approx 16^{\circ}\text{C}$. Stwierdzono następujące uszkodzenia i defekty urządzeń dylatacyjnych:

- zamknięcie urządzeń dylatacyjnych w strefach chodnikowych, brak możliwości realizowania przesuwów w kierunku do przyczółka,
- nieszczelność,
- zanieczyszczenia,

Na rys. 4.17 ÷ 4.19 przedstawiono wybrane strefy urządzeń dylatacyjnych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 4.17. Urządzenie dylatacyjne w obszarze chodnika. Przeszło skrajne od strony Zabobrza (przyczółek P14S). Widoczne całkowite zamknięcie urządzenie dylatacyjne. Brak możliwości realizowania przesuwów w kierunku przyczółka 14S. Zalegające zanieczyszczenia, wegetacja roślin.



Rys. 4.18. Urządzenie dylatacyjne w obszarze jezdni południowej (przęsło skrajne od strony Zabobrza). Możliwość z realizowania przesuwów w kierunku i od przyczółka. Zamontowana nakładka tłumiąca hałas. Zalegające zanieczyszczenia.



Rys. 4.19. Urządzenie dylatacyjne w obszarze chodnika. Przesło skrajne od strony centrum Jeleniej Góry (przyczółek P1S). Widoczne całkowicie zamknięte urządzenie dylatacyjne. Brak możliwości realizowania przesuwów w kierunku przyczółka 1S. Zalegające zanieczyszczenia, wegetacja roślin, korozja profilu dylatacyjnego.

Bezpośrednią przyczyną całkowitego zamknięcia urządzeń dylatacyjnych w obszarach chodników jest napieranie odspojonych mas skorodowanego betonu kapy chodnikowej, efekt ten jest dodatkowo kumulowany przemieszczeniami od dodatnich temperatur konstrukcji w kierunku do przyczółka (w okresie letnim, w którym było realizowane opracowanie). Korozja betonu kap chodnikowych jest bardzo zaawansowana i wynika z gromadzenia się wody w tej strefie i braku jej skutecznego odprowadzenia. Uszkodzenia kap chodnikowych przedstawiono w p. 4.6.2. **Urządzenia dylatacyjne w obszarze chodnika są w stanie awaryjnym, wymaga to pilnych działań remontowych. Pozostawienie ich w takim stanie grozi uszkodzeniami innych elementów**

konstrukcji (np. ścianek żwirowych przyczółków). Urządzenia dylatacyjne są nie-szczelne, przenikająca woda stanowi podstawową przyczynę stwierdzonych uszkodzeń elementów konstrukcji i wyposażenia.

4.6.2. Kapy

Dokonano przeglądu urządzeń kap chodnikowych (w obszarze chodnika oraz pasa rozdziału). Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- globalna zaawansowana korozja betonu kap,
- uszkodzenia nawierzchni chodników o charakterze globalnym.

Na rys. 4.20 ÷ 4.23 przedstawiono wybrane strefy kap chodnikowych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 4.20. Kapa w obszarze przyczółka 14S, widok od strony pasa rozdziału. Widoczne odspojenia betonu, zaawansowana korozja betonu kapy.



Rys. 4.21. Kapa chodnikowa na styku z krawężnikiem. Widoczne wykruszenia, odspojenia betonu, uszkodzenia nawierzchni. Podniesienie nawierzchni świadczące o zaawansowanej korozji w głębszej betonu kapy.



Rys. 4.22. Kapa chodnikowa. Widoczne ślady napraw lokalnych nawierzchni, wykruszenia betonu.



Rys. 4.23. Kapa chodnikowa. Widoczne spękania nawierzchni oraz jej podniesienie świadczące o zaawansowanej korozji wgłębnej betonu kapy.

Stwierdzony stan kap chodnikowych i kap w pasie rozdziału w zakresie zaawansowanej korozji wgłębnej betonu kwalifikuje je do całkowitej wymiany. Uszkodzenia mają charakter globalny, miejscowe naprawy byłyby bezskuteczne w perspektywie nawet krótkoterminowej.

4.6.3. Belki gzymsowe

Dokonano przeglądu belek gzymsowych. Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- zarysowania, pęknięcia i odspojenia betonu,
- korozja zbrojenia.

Na rys. 4.24 ÷ 4.25 przedstawiono wybrane strefy belek gzymsowych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 4.24. Belka gzymsowa, przyczółek P1S. Widoczne ubytki oraz odspojenia betonu.



Rys. 4.25. Belka gzymsowa, przyczółek P14S. Widoczne ubytki oraz odspojenia betonu.

Stwierdzone w belkach gzymsowych uszkodzenia dotyczą głównie przęseł skrajnych (styku z przyczółkami). W zakresie zaleceń dotyczących belek gzymsowych są one traktowane wspólnie z zaleceniami dotyczącymi kap chodnikowych (por. p. 4.6.2). W związku z powyższym belki gzymsowe kwalifikuje się do wymiany łącznie z kapami chodnikowymi.

4.6.4. Balustrady

Dokonano przeglądu balustrad na całym obiekcie. Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- lokalne deformacje,
- brak możliwości realizowania przemieszczeń na styku przyczółek/przęsło.

Na rys. 4.26 przedstawiono wybraną strefę balustrady w obszarze przyczółka P1S, widoczne deformacje oraz brak możliwości realizowania przemieszczeń w kierunku do przyczółka.



Rys. 4.26. Balustrada przy chodniku, przęsło skrajne od strony centrum Jeleniej Góry. Widoczne deformacje elementów balustrady, spowodowane brakiem swobody przemieszczeń na styku przęsło/przyczółek.

Uszkodzenia aluminiowych balustrad dotyczą przede wszystkim obszaru przęseł skrajnych i są spowodowane awaryjnym stanem urządzeń dylatacyjnych na chodnikach oraz brakiem swobody przesuwu na styku przęsło/przyczółek. Poza tymi obszarami stan balustrad jest zadowalający; zdaniem autorów opracowania mogą one być po naprawie uszkodzonych fragmentów poddawane dalszej eksploatacji (biorąc pod uwagę proponowaną wymianę kap chodnikowych na nowe). W obszarze podpór skrajnych należy zapewnić swobodę przemieszczeń elementów balustrady od oddziaływań termicznych na styku przyczółek/przęsło.

4.6.5. Bariery ochronne, osłony przeciwporażeniowe

Dokonano przeglądu barier ochronnych. Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- lokalne deformacje,
- brak możliwości realizowania przemieszczeń na styku przyczółek/przęsło.

Na rys. 4.27 ÷ 4.28 przedstawiono wybrane strefy barier ochronnych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 4.27. Barieroporęcz, przęsło skrajne od strony Zabobrza. Widoczne deformacje elementów bariery, spowodowane brakiem swobody przemieszczeń na styku przęsło/przyczółek.



Rys. 4.28. Bariera ochronna, przeszło skrajne od strony centrum Jeleniej Góry. Widoczne deformacje elementów bariery, spowodowane brakiem swobody przemieszczeń na styku przeszło/przyczółek.

Uszkodzenia barier ochronnych dotyczą przede wszystkim obszaru prześięł skrajnych i są spowodowane awaryjnym stanem urządzeń dylatacyjnych na chodnikach oraz brakiem swobody przesuwu na styku przeszło/przyczółek. Poza tymi obszarami stan barier ochronnych jest zadowalający; zdaniem autorów opracowania mogą one być po naprawie uszkodzonych fragmentów poddawane dalszej eksploatacji (biorąc pod uwagę proponowaną wymianę kap chodnikowych na nowe). W obszarze podpór skrajnych należy zapewnić swobodę przemieszczeń elementów barier od oddziaływań termicznych na styku przyczółek/prześięło.

Osłony przeciwporażeniowe zamontowane w obszarze podpór P7 i P8 kwalifikują się z uwagi na stan techniczny do demontażu wraz z zastosowaniem nowym elementów mocowanych do balustrad.

4.6.6. Nawierzchnia jezdni

Nawierzchnia jezdni jest w stanie ogólnym dobrym, nie stwierdzono istotnych uszkodzeń tego elementu.

Na rys. 4.29 ÷ 4.30 przedstawiono wybrane strefy z widokiem na nawierzchnię jezdni.



Rys. 4.29. Nawierzchnia jezdni południowej w obszarze przęsła pośredniego.



Rys. 4.30. Nawierzchnia jezdni południowej widok w stronę Zabobrza.

5. OCENA STANU TECHNICZNEGO ESTAKADY PÓŁNOCNEJ

5.1. Uwagi ogólne

Przeglądu technicznego poszczególnych elementów obiektu północnego dokonano w dniu 08.09.2018 r.. Wyniki wraz z opisem uszkodzeń przedstawiono na rys. 5.1 ÷ 5.29. W załączniku nr 2 przedstawiono graficzną dokumentacją stwierdzonych uszkodzeń. W załączniku nr 3 przedstawiono inwentaryzację uszkodzeń i przemieszczeń łożysk.

5.2. Podpory

5.2.1. Przyczółki

Na rys. 5.1. oraz 5.2. przedstawiono widok ogólny na ścianę czołową przyczółka P1N oraz widok z boku korpusu tego przyczółka.

Na rys. 5.3. oraz 5.4. przedstawiono strefę oparcia dźwigara wewnętrznego na przyczółku P14N oraz uszkodzenia w obszarze belki gzymsowej.

Stwierdzono zawilgocenia, zanieczyszczenia ścian korpusów przyczółków co jest wynikiem przenikania wody ze strefy nieuszczelnionych urządzeń dylatacyjnych co przyczynia się do przyspieszonej korozji betonu. Nisza podłożyskowa przyczółka P14S jest zanieczyszczona oraz zawilgocona, stwierdzono lokalne ubytki betonu w tej strefie. Powierzchnie pionowe przyczółków pokryte są częściowo graffiti.



Rys. 5.1. Widok ściany czołowej przyczółka P1N. Widocznie zacieki i zanieczyszczenie powierzchni. Stwierdzono zawilgocenie oraz przenikanie wody przez nieuszczelnione urządzenie dylatacyjne.



Rys. 5.2. Widok z boku (od strony północnej) korpusu przyczółka P1N. Widocznie odspojenia betonu, odkryte i skorodowane zbrojenie.



Rys. 5.3. Widok niszy podłożyskowej przyczółka P14N oraz strefy oparcia dźwigara. Widocznie zanieczyszczenie niszy podłożyskowej. Stwierdzono zawilgocenie oraz przenikanie wody przez nieszczelne urządzenie dylatacyjne. Lokalne ubytki betonu.



Rys. 5.4. Widok strefy urządzenia dylatacyjnego oraz belki gzymsowej; przyczółek P1N. Widocznie lokalne ubytki betonu pod belką gzymsową (po stronie podpory). Uszkodzenia mocowania przesłony urządzenia dylatacyjnego.

W trakcie oceny stanu technicznego podpór nie dokonywano odkrywek w części podziemnej podpór ze względów technicznych oraz braku uszkodzeń, które mogłyby wynikać z nieprawidłowej pracy fundamentów przyczółków.

Z uwagi na stan betonu przyczółków, na całej ich powierzchni zaleca się wykonać naprawy powierzchniowe systemowymi zaprawami PCC po wcześniejszym usunięciu skorodowanego betonu i zabezpieczeniu odkrytego zbrojenia.

5.2.2. Filary

Na rys. 5.5. przedstawiono widok ogólny na słupy podpory pośredniej (filara) podpory P2N. Dokonano przeglądu i oceny wszystkich słupów estakady. Nie stwierdzono istotnych uszkodzeń korpusów filarów. Nie stwierdzono również uszkodzeń czy symptomów niepoprawnej pracy fundamentów podpór pośrednich estakady. Niezależnie poddano ocenie i zinwentaryzowano stan łożysk co przedstawiono w p. 5.3.



Rys. 5.5. Widok ogólny na słupy podpory pośredniej P2N. Widocznie zanieczyszczenia powierzchni oraz pokrycie graffiti.

5.3. Łożyska

Dokonano przeglądu i inwentaryzacji wszystkich łożysk. Szczególną uwagę zwrócono na ewentualne uszkodzenia oraz stan wzajemnego położenia płyty górnej, dolnej oraz pośredniej każdego łożyska. Wyniki tych pomiarów z uwagi na objętość przedstawiono w załączniku nr 3 niniejszego opracowania. Stwierdzono następujące uszkodzenia w łożyskach estakady północnej:

- wysunięcie oraz uszkodzenia przekładek teflonowych niektórych łożysk,
- ogniska korozji niektórych łożysk.

Na rys. 5.6. przedstawiono widok ogólny łożysk na przyczółku P1N, na rys. 5.7. łożysko na filarze P13N. W czasie dokonywania oględzin panowała stabilna pogoda z temperaturą otoczenia $\sim 16^{\circ}\text{C}$. Nie stwierdzono nieprawidłowości w zakresie położenia względnego płyty górnej i dolnej (w odróżnieniu od obiektu południowego por. p. 4.3.).



Rys. 5.6. Widok ogólny łożysk na przyczółku P1N, strefa oparcia dźwigara południowego. Ogniska korozji powierzchniowej.



Rys. 5.7. Widok ogólny łożyska na filarze P13N, widoczne wysunięcie płyty ślizgowej .

łożyska obiektu północnego poza lokalnymi ogniskami korozji (P1N oraz P14N) i wysunięciem przekładki ślizgowej na podporze P13N są w stanie dobrym, nie stwierdzono nieprawidłowości w ustawieniu względnym płyty górnej i dolnej.

5.4. Belki prefabrykowane

Dokonano oceny stanu technicznego belek prefabrykowanych, która została przeprowadzona z zewnątrz oraz wybranych przęsłach również wewnątrz przekroju dźwigarów (z wykorzystaniem otworów rewizyjnych). Przegląd obejmował wszystkie istotne strefy z uwagi na bezpieczeństwo tych elementów konstrukcji.

Nie stwierdzono uszkodzeń, które mogłyby świadczyć o zmniejszeniu siły sprężającej, rys o charakterze przeciążeniowym oraz innych, które mogłyby wpływać w sposób istotny na nośność. Stwierdzone uszkodzenia kumulują się w obszarach przęseł skrajnych od strony przyczółków, jest to wynikiem permanentnego zawilgocenia oraz przenikania wody do tych stref oraz związanej z tym przyspieszonej korozji betonu. Na rys. 5.8 ÷ 5.14 przedstawiono wybrane strefy belek prefabrykowanych ze stwierdzonymi uszkodzeniami oraz ich opisem.



Rys. 5.8. Belka zewnętrzna przęsła skrajnego, widok w strefie oparcia na przyczółku 14N. Zawilgocenie zakończenia belek, rdzawe zacieki świadczące o korozji zbrojenia, nacieki węgla wapnia.



Rys. 5.9. Belka zewnętrzna przeszła skrajnego, widok w strefie oparcia na przyczółku 1N. Zaawansowana korozja betonu, odspojenia, uszkodzenia krawędzi, nacieki węglanu wapnia.



Rys. 5.10. Belka zewnętrzna przeszła skrajnego, widok w strefie zakończenia belki na przyczółku 1N. Korozja zbrojenia, korozja betonu i jego odspojenia, uszkodzenia krawędzi.



Rys. 5.11. Belka zewnętrzna przeszła skrajnego, widok w strefie zakończenia belki na przyczółku 1N. Korozja zbrojenia, korozja betonu i jego odspojenia, uszkodzenia krawędzi.



Rys. 5.12. Belka przeszła skrajnego, widok w strefie wewnętrznej w kierunku podpory P13N.



Rys. 5.13. Belka przęsła skrajnego, widok w strefie wewnętrznej w obszarze oparcia na podporze P14N. Kable sprężające przy przeponie skrajnej. Brak widocznych uszkodzeń w tej strefie.

Stan belek prefabrykowanych poza belkami przęseł skrajnych można uznać za zadawalający. Belki przęseł skrajnych wymagają napraw w strefach ich zakończeń na przyczółkach. Stwierdzono w tych obszarach zaawansowaną korozję betonu oraz uszkodzenia. Do czasu wykonania remontu zaleca się monitorować strefę zakończenia belek w szczególności w obszarze zakotwień kabli sprężających.

5.5. Płyta pomostowa

Dokonano oceny stanu technicznego płyty pomostowej, która została przeprowadzona we wszystkich strefach z uwagi na bezpieczeństwo tego elementu konstrukcji.

Stwierdzone uszkodzenia kumulują się w obszarach przęseł skrajnych od strony przyczółków, jest to wynikiem permanentnego zawilgocenia oraz przenikania wody do tych stref oraz związanej z tym przyspieszonej korozji betonu. Na rys. 5.14 ÷ 5.15 przedstawiono wybrane strefy płyty pomostowej ze stwierdzonymi uszkodzeniami oraz ich opisem.



Rys. 5.14. Płyta pomostowa wspornika chodnikowego. Przęsło skrajne od strony Zabobrza (przyczółek P14N). Widoczne pęknięcia betonu konstrukcyjnego, odspojenia, zacieki węglanu wapnia, odsłonięcie prętów zbrojeniowych oraz ich korozja.



Rys. 5.15. Płyta pomostowa wspornika chodnikowego. Przęsło skrajne od strony Centrum Jeleniej Góry (przyczółek P1N). Widoczne pęknięcia betonu konstrukcyjnego, odspojenia, zacieki węglanu wapnia, odsłonięcie prętów zbrojeniowych oraz ich korozja.

Stan płyty pomostowej poza zakończeniami przęseł skrajnych można uznać za zadowalający (nie stwierdzono istotnych uszkodzeń).

Płyta pomostowa w obszarze zakończenia przęseł skrajnych a w szczególności w jej części wspornikowej wymaga napraw. Stwierdzono w tych obszarach zaawansowaną korozję betonu oraz uszkodzenia o charakterze destrukcyjnym. Bezpośrednią przyczyną tych uszkodzeń jest permanentny stan zawilgocenia oraz przenikania wody do tych stref. Gromadzenie się wody oraz brak skutecznego jej odprowadzenia powoduje nasiloną i wzmożoną korozję betonu.

5.6. Elementy wyposażenia

5.6.1. Urządzenia dylatacyjne

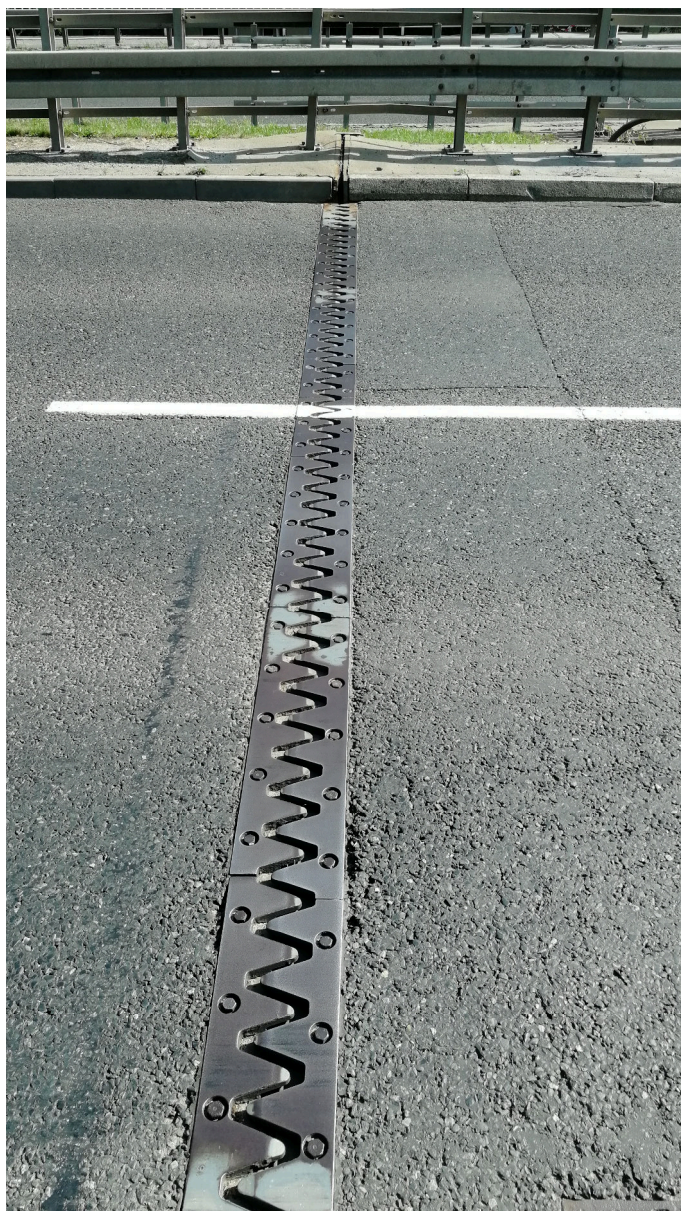
Dokonano przeglądu urządzeń dylatacyjnych na obydwu przyczółkach, ocena była dokonywana w stabilnych warunkach pogodowych przy temperaturze otoczenia $t \approx 16^{\circ}\text{C}$. Stwierdzono następujące uszkodzenia i defekty urządzeń dylatacyjnych:

- zamknięcie urządzeń dylatacyjnych w strefach chodnikowych, brak możliwości realizowania przesuwów w kierunku do przyczółka,
- nieszczelność,
- zanieczyszczenia,

Na rys. 5.16 ÷ 5.18 przedstawiono wybrane strefy urządzeń dylatacyjnych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 5.16. Urządzenie dylatacyjne w obszarze chodnika. Przeszło skrajne od strony Zabobrza (przyczółek P14N). Widoczne całkowite zamknięcie urządzenia dylatacyjne. Brak możliwości realizowania przesuwów w kierunku przyczółka 14S. Zalegające zanieczyszczenia, wegetacja roślin.



Rys. 5.17. Urządzenie dylatacyjne w obszarze jezdni północnej (przęsło skrajne od strony Zabobrza). Możliwość z realizowania przesuwów w kierunku i od przy-czołka. Zamontowana nakładka tłumiąca hałas. Zalegające zanieczyszczenia.



Rys. 5.18. Urządzenie dylatacyjne w obszarze chodnika. Przesło skrajne od strony centrum Jeleniej Góry (przyczółek P1N). Widoczne całkowicie zamknięte urządzenie dylatacyjne. Brak możliwości realizowania przesuwów w kierunku przyczółka 1N. Zalegające zanieczyszczenia, korozja profilu dylatacyjnego.

Bezpośrednią przyczyną całkowitego zamknięcia urządzeń dylatacyjnych w obszarach chodników jest napieranie odspojonych mas skorodowanego betonu kapy chodnikowej, efekt ten jest dodatkowo kumulowany przemieszczeniami od dodatnich temperatur konstrukcji w kierunku do przyczółka (w okresie letnim, w którym było realizowane opracowanie). Korozja betonu kap chodnikowych jest bardzo zaawansowana i wynika z gromadzenia się wody w tej strefie i braku jej skutecznego odprowadzenia. Uszkodzenia kap chodnikowych przedstawiono w p. 5.6.2. Urządzenia dylatacyjne w obszarze chodnika są w stanie awaryjnym, wymaga to pilnych działań remontowych. Pozostawienie ich w takim stanie grozi uszkodzeniami innych elementów

konstrukcji (np. ścianek żwirowych przyczółków). Urządzenia dylatacyjne są nie-szczelne, przenikająca woda stanowi podstawową przyczynę stwierdzonych uszkodzeń elementów konstrukcji i wyposażenia.

5.6.2. Kapy

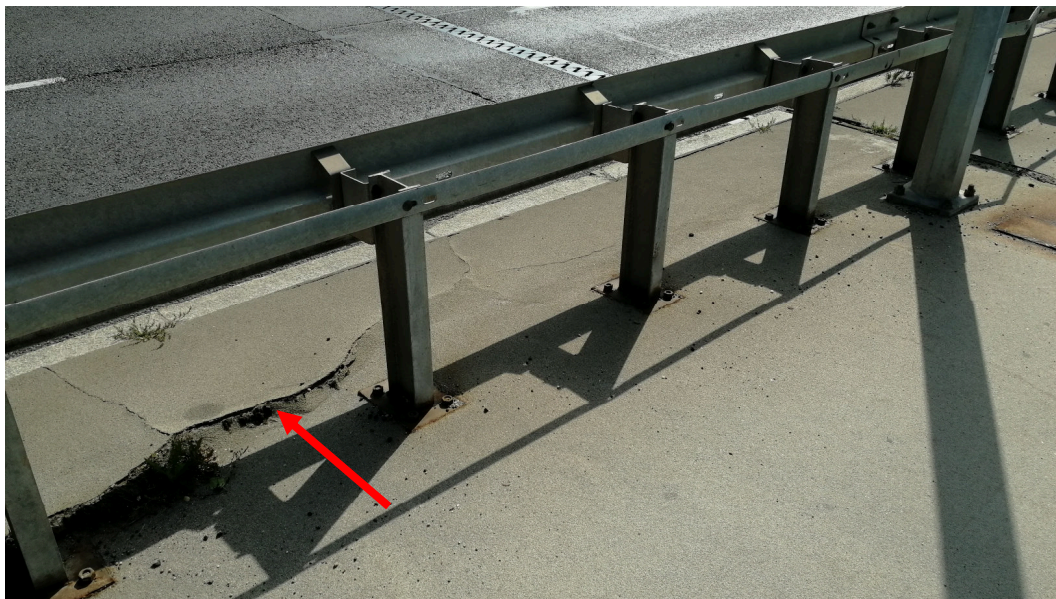
Dokonano przeglądu urządzeń kap chodnikowych (w obszarze chodnika oraz pasa rozdziału). Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- globalna zaawansowana korozja betonu kap,
- uszkodzenia nawierzchni chodników o charakterze globalnym.

Na rys. 5.19 ÷ 5.22 przedstawiono wybrane strefy kap chodnikowych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 5.19. Kapa w obszarze przyczółka P1N, widok od strony pasa rozdziału. Wi-doczne odspojenia betonu, zaawansowana korozja betonu kapy po stronie przęsła skrajnego oraz przyczółka.



Rys. 5.20. Kapa chodnikowa w obszarze przęsła skrajnego przy podporze P1N . Widoczne wybrzuszenie nawierzchni, odspojenia betonu. Podniesienie nawierzchni świadczące o zaawansowanej korozji wgłębnej betonu kapy.



Rys. 5.21. Kapa na styku krawężnika w obszarze pasa rozdziału. Widoczne wykruszenia betonu, luźny materiał.



Rys. 5.22. Kapa chodnikowa. Widoczne spękania nawierzchni oraz jej wykruszenia, globalny charakter uszkodzeń.

Stwierdzony stan kap chodnikowych i kap w pasie rozdziału w zakresie zaawansowanej korozji wgłębnej betonu kwalifikuje je do całkowitej wymiany. Uszkodzenia mają charakter globalny, miejscowe naprawy byłyby bezskuteczne w perspektywie nawet krótkoterminowej.

5.6.3. Belki gzymsowe

Dokonano przeglądu belek gzymsowych. Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- zarysowania, pęknięcia i odspojenia betonu,
- korozja zbrojenia.

Na rys. 5.23 ÷ 5.24 przedstawiono wybrane strefy belek gzymsowych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 5.23. Belka gzymsowa, przyczółek P1N. Widoczne ubytki, odspojenia oraz spękania betonu belki gzymsowej.



Rys. 5.24. Belka gzymsowa przy pasie rozdziału, przyczółek P14N. Widoczna zaawansowana korozja betonu, nacieki węgla wapnia.

Stwierdzone w belkach gzymsowych uszkodzenia dotyczą głównie przęseł skrajnych (styku z przyczółkami). W zakresie zaleceń dotyczących belek gzymsowych są one traktowane wspólnie z zaleceniami dotyczącymi kap chodnikowych (por. p. 5.6.2). W związku z powyższym belki gzymsowe kwalifikuje się do wymiany łącznie z kapami chodnikowymi.

5.6.4. Balustrady

Dokonano przeglądu balustrad na całym obiekcie. Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- lokalne deformacje,
- brak możliwości realizowania przemieszczeń na styku przyczółek/przęsło.

Na rys. 5.25 przedstawiono wybraną strefę balustrady w obszarze przyczółka P14N, widoczne deformacje oraz brak możliwości realizowania przemieszczeń w kierunku do przyczółka.



Rys. 5.25. Balustrada przy chodniku, przęsło skrajne od strony Zabobrza. Widoczne deformacje elementów balustrady, spowodowane brakiem swobody przemieszczeń na styku przęsło/przyczółek (zamknięte urządzenie dylatacyjne w obszarze chodnika).

Uszkodzenia aluminiowych balustrad dotyczą przede wszystkim obszaru przęseł skrajnych i są spowodowane awaryjnym stanem urządzeń dylatacyjnych na chodnikach oraz brakiem swobody przesuwu na styku przęsło/przyczółek. Poza tymi obszarami stan balustrad jest zadowalający; zdaniem autorów opracowania mogą one być po naprawie uszkodzonych fragmentów poddawane dalszej eksploatacji (biorąc pod uwagę proponowaną wymianę kap chodnikowych na nowe). W obszarze podpór skrajnych należy

zapewnić swobodę przemieszczeń elementów balustrady od oddziaływań termicznych na styku przyczółek/przęsło.

5.6.5. Bariery ochronne, osłony przeciwporażeniowe

Dokonano przeglądu barier ochronnych. Stwierdzono następujące ich uszkodzenia:

- lokalne deformacje,
- brak możliwości realizowania przemieszczeń na styku przyczółek/przęsło.

Na rys. 5.26 ÷ 5.27 przedstawiono wybrane strefy barier ochronnych oraz uszkodzeń wraz z ich opisem.



Rys. 5.26. Barieroporęcz, przęsło skrajne od strony centrum Jeleniej Góry. Widoczne deformacje elementów bariery spowodowane brakiem swobody przemieszczeń na styku przęsło/przyczółek.



Rys. 5.27. Bariera ochronna, przęsło skrajne od strony centrum Jeleniej Góry. Widoczne deformacje elementów bariery, spowodowane brakiem swobody przemieszczeń na styku przęsło/przyczółek.

Uszkodzenia barier ochronnych dotyczą przede wszystkim obszaru przęseł skrajnych i są spowodowane awaryjnym stanem urządzeń dylatacyjnych na chodnikach oraz brakiem swobody przesuwu na styku przęsło/przyczółek. Poza tymi obszarami stan barier ochronnych jest zadowalający; zdaniem autorów opracowania mogą one być po naprawie uszkodzonych fragmentów poddawane dalszej eksploatacji (biorąc pod uwagę proponowaną wymianę kap chodnikowych na nowe). W obszarze podpór skrajnych należy zapewnić swobodę przemieszczeń elementów barier od oddziaływań termicznych na styku przyczółek/przęsło.

Osłony przeciwporażeniowe zamontowane w obszarze podpór P7 i P8 kwalifikują się z uwagi na stan techniczny do demontażu wraz z zastosowaniem nowych elementów mocowanych do balustrad.

5.6.6. Nawierzchnia jezdni

Nawierzchnia jezdni jest w stanie ogólnym dobrym, nie stwierdzono istotnych uszkodzeń tego elementu.

Na rys. 5.28 ÷ 5.29 przedstawiono wybrane strefy z widokiem na nawierzchnię jezdni.



Rys. 5.28. Nawierzchnia jezdni północnej, widok w kierunku Zabobrza.



Rys. 5.29. Nawierzchnia jezdni północnej widok w stronę centrum Jeleniej Góry.

6. OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE

Obliczenia wykonano w oparciu o układ norm [L5], [L6]. Wymiary zasadniczych elementów obiektu przyjęto na podstawie własnej inwentaryzacji obiektu oraz dokumentacji archiwalnej przekazanej przez Zamawiającego [3]. Wszystkie obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przeprowadzono z zastosowaniem środowiska SOFiSTiK do analizy metodą elementów skończonych (MES).

6.1. Podstawowe założenia obliczeniowe

6.1.1. Oznaczenia

W całym opracowaniu stosuje się jednolite oznaczenia wartości charakterystycznych i obliczeniowych wielkości statycznych. W tab. 6.1. przedstawiono podstawowe oznaczenia w zakresie obciążeń stosowane w opracowaniu.

Tablica 6.1.

Oznaczenia obciążeń

Oznaczenie	Rodzaj obciążenia
g_o	ciężar własny konstrukcji
g_w	ciężar wyposażenia
K	obciążenie ruchome pojazdem K
P	obciążenie taborem samochodowym
p_t	obciążenie tłumem pieszych
ΔT	Nierównomierne ogrzanie/oziębienie konstrukcji

- inne oznaczenia:

J – moment bezwładności

W – wskaźnik zginania

A – pole przekroju

σ – naprężenia normalne

6.1.2. Model geometrii konstrukcji

Konstrukcję nośną przęseł estakady modelowano jako układ przestrzenny klasy (e^1+e^2,p^3) wg [L4]. Model jest wspólny dla konstrukcji południowej oraz północnej.

Elementy powierzchniowe klasy e^2 odwzorowują płytę pomostową, elementy prętowe odwzorowują belki prefabrykowane oraz elementy podporów pośrednich. Elementy prętowe belek są modelowane jako ekscentryczne w stosunku do elementów płyty pomostowej.

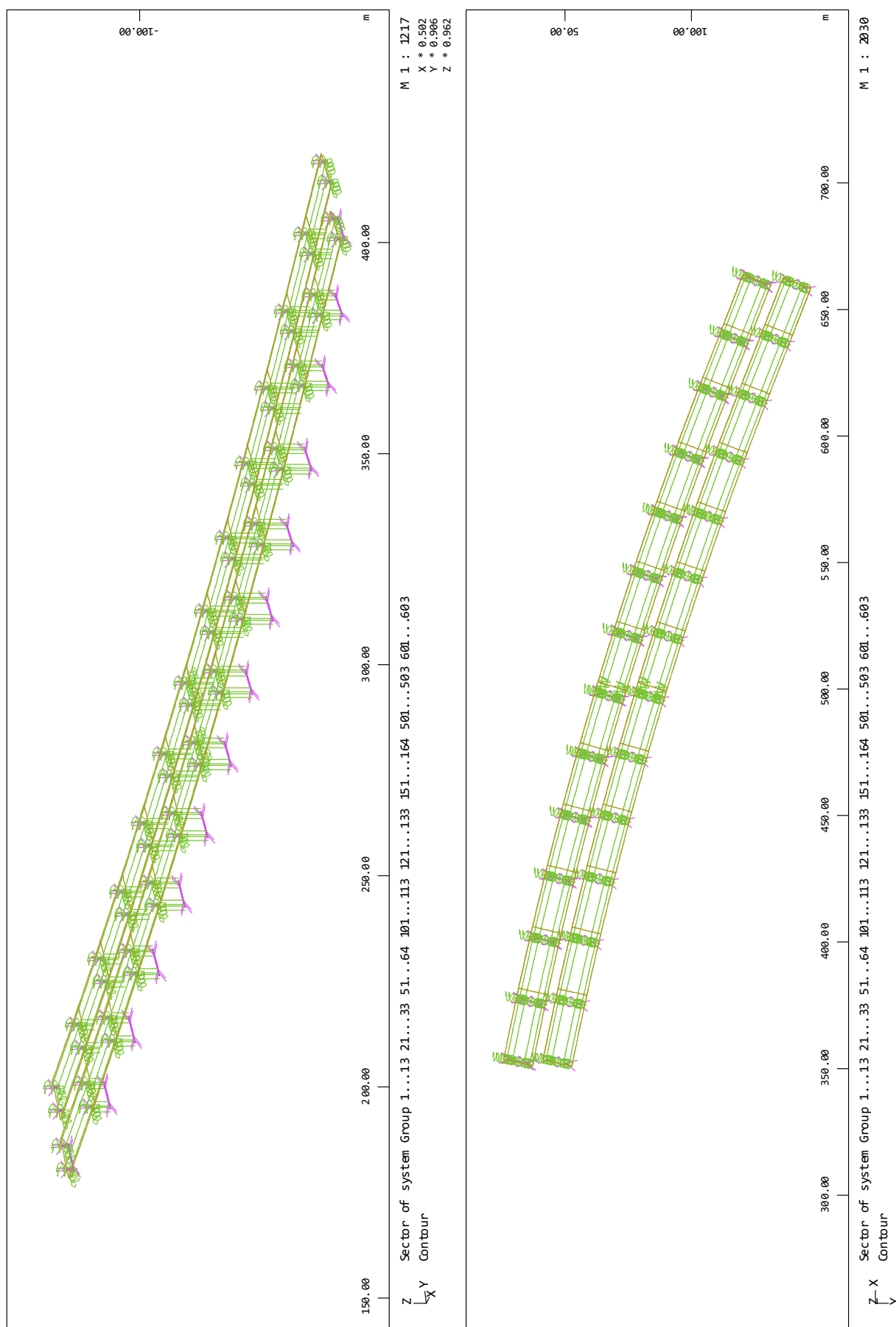
Na rys. 6.1. przedstawiono widok ogólny modelu geometrii, natomiast na rys. 6.2. jego wizualizację uwzględniającą charakterystyki geometryczne elementów. W modelu uwzględnienia się:

- ukształtowanie w planie estakady południowej oraz północnej zgodnie z dokumentacją projektową [3],
- etapowe wykonanie konstrukcji przyjęte na podstawie informacji zawartych w dokumentacji projektowej [3]. Uwzględniono wcześniejsze wykonanie obiektu południowego w stosunku do północnego, na rys. 6.3. przedstawiono analizowane fazy/etapy przyjęte w modelu.
- rzeczywiste położenie punktów podparcia (elementy ekscentryczne z więziami kinematycznymi),
- układ zbrojenia miękkiego oraz stali sprężającej wg dokumentacji projektowej [3],
- geometrię kabli sprężających dla wszystkich belek zgodnie z dokumentacją projektową [3], przyjęto podstawowe parametry dla kabli sprężających:

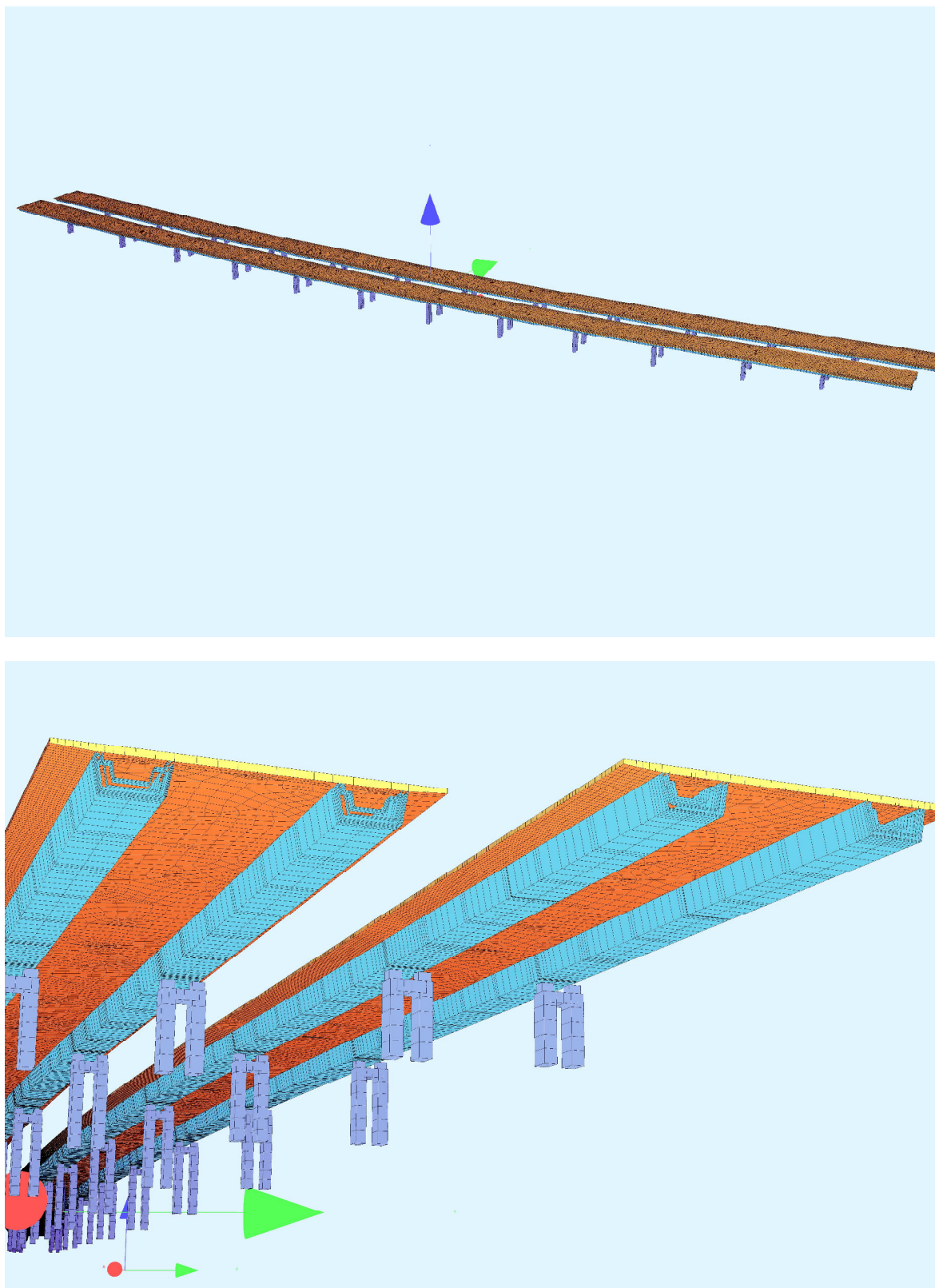
- moduł sprężystości stali sprężającej	$E_v = 195 \text{ GPa}$
- pole przekroju jednego kabla 7L15,7	$A_{v1} = 1050 \text{ mm}^2$
- nośność charakterystyczna jednego kabla 7L15,7	$P_{vk} = 1,858 \text{ MN}$
- współczynniki do obliczenia strat doraźnych:	
$k=0,005 \text{ rad/m (0.3 deg/m)}; \mu=0,20; a_p=0,005 \text{ m}$	
- pełną analizę efektów reologicznych z uwzględnieniem zmiennych w czasie charakterystyk materiałów.

Przedstawione w p. 4. oraz p.5. uszkodzenia stwierdzone w obiekcie nie wpływają w sposób istotny na pracę ustroju nośnego i nie są uwzględniane w modelu numerycznym.

Należy podkreślić, że część z przyjętych założeń w zakresie czasów wykonywania poszczególnych sekcji ma charakter przybliżony, gdyż nie dysponowano precyzyjnymi informacjami w tym zakresie (dziennikami budowy). Dla potrzeb wykonywanych analiz w ramach tego opracowania takie ujęcie jest w zupełności wystarczające. Model stworzony został w środowisku SOFiSTiK.



Rys.6.1. Model geometrii klasy (e^1+e^2, p^3); estakada północna oraz południowa.



Rys.6.2. Wizualizacja modelu geometrii estakady północnej oraz południowej.

Construction Stages

CS	Type	t [d]	RH [%]	T [°C]	laun_1 [m]	laun_2 [m]	Designation
1	G_1						podpory_S
10	G_1						ETAP1_S
11	P						SPR_ETAP1_S
15	C_1	9	80	20			reologia_delta_S
16	C_1	19	80	20			reologia_delta_S
20	G_1						ETAP2_S
21	P						SPR_ETAP2_S
25	C_1	12	80	20			reologia_delta_S
26	C_1	16	80	20			reologia_delta_S
30	G_1						ETAP3_S
31	P						SPR_ETAP3_S
35	C_1	13	80	20			reologia_delta_S
36	C_1	15	80	20			reologia_delta_S
40	G_1						ETAP4_S
41	P						SPR_ETAP4_S
45	C_1	13	80	20			reologia_delta_S
46	C_1	15	80	20			reologia_delta_S
50	G_1						ETAP5_S
51	P						SPR_ETAP5_S
55	C_1	13	80	20			reologia_delta_S
56	C_1	15	80	20			reologia_delta_S
60	G_1						ETAP6_S
61	P						SPR_ETAP6_S
65	C_1	13	80	20			reologia_delta_S
66	C_1	15	80	20			reologia_delta_S
70	G_1						ETAP7_S
71	P						SPR_ETAP7_S
75	C_1	13	80	20			reologia_delta_S
76	C_1	15	80	20			reologia_delta_S
80	G_1						ETAP8_S
81	P						SPR_ETAP8_S
85	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
86	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
90	G_1						ETAP9_S
91	P						SPR_ETAP9_S
95	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
96	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
100	G_1						ETAP10_S
101	P						SPR_ETAP10_S
105	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
106	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
110	G_1						ETAP11_S
111	P						SPR_ETAP11_S
115	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
116	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
120	G_1						ETAP12_S
121	P						SPR_ETAP12_S
125	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
126	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
130	G_1						ETAP13_S
131	P						SPR_ETAP13_S
135	C_1	14	80	20			reologia_delta_S

Rys.6.3. Analizowane fazy budowy estakady przyjęte w modelu.

CS	Type	t [d]	RH [%]	T [°C]	laun_1 [m]	laun_2 [m]	Designation
136	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
140	G_1						ETAP14_S
145	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
146	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
150	G_1						ETAP15_S
155	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
156	C_1	14	80	20			reologia_delta_S
160	G_1						gw_S
165	C_1	167	80	20			reologia_delta_budowa_S_N
166	C_1	231	80	20			reologia_delta_budowa_S_N
167	C_1	322	80	20			reologia_delta_budowa_S_N
201	G_1						podpory_N
210	G_1						ETAP1_N
211	P						SPR_ETAP1_N
215	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
216	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
220	G_1						ETAP2_N
221	P						SPR_ETAP2_N
225	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
226	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
230	G_1						ETAP3_N
231	P						SPR_ETAP3_N
235	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
236	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
240	G_1						ETAP4_N
241	P						SPR_ETAP4_N
245	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
246	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
250	G_1						ETAP5_N
251	P						SPR_ETAP5_N
255	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
256	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
260	G_1						ETAP6_N
261	P						SPR_ETAP6_N
265	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
266	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
270	G_1						ETAP7_N
271	P						SPR_ETAP7_N
275	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
276	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
280	G_1						ETAP8_N
281	P						SPR_ETAP8_N
285	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
286	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
290	G_1						ETAP9_N
291	P						SPR_ETAP9_N
295	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
296	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
300	G_1						ETAP10_N
301	P						SPR_ETAP10_N
305	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
306	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
310	G_1						ETAP11_N
311	P						SPR_ETAP11_N
315	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
316	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
320	G_1						ETAP12_N

Rys.6.3. Analizowane fazy budowy estakady przyjęte w modelu c.d.

Construction Stages

CS	Type	t [d]	RH [%]	T [°C]	laun_1 [m]	laun_2 [m]	Designation
321	P						SPR_ETAP12_N
325	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
326	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
330	G_1						ETAP13_N
331	P						SPR_ETAP13_N
335	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
336	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
340	G_1						ETAP14_N
345	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
346	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
350	G_1						ETAP15_N
355	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
356	C_1	14	80	20			reologia_delta_N
360	G_1						gw_N
365	C_1	1139	80	20			reologia_do_2018
366	C_1	1966	80	20			reologia_do_2018
367	C_1	3395	80	20			reologia_do_2018
375	C_2	5464	80	20			reologia_koncowa
376	C_2	9164	80	20			reologia_koncowa
377	C_2	15372	80	20			reologia_koncowa
CS	number of the construction stage				RH relative humidity		
Type	type of the action				T temperature in creep interval		
t	effective duration of creep interval						
laun_1	launching distance of this construction stage for launching from side 1						
laun_2	launching distance of this construction stage for launching from side 2						

Rys.6.3. Analizowane fazy budowy estakady przyjęte w modelu c.d.**6.1.3. Charakterystyki materiałów**

Na rys. 6.4 przedstawiono w formie raportów z systemu SOFiSTiK charakterystyki materiałów stosowane w opisie numerycznym konstrukcji.

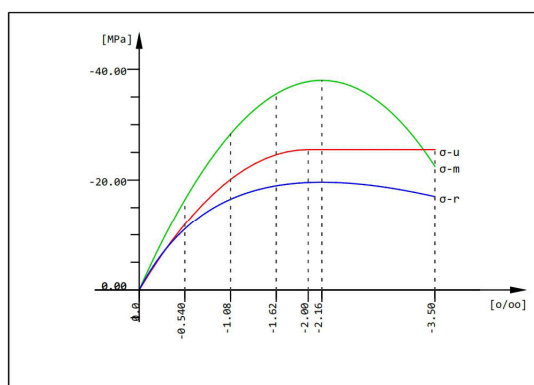
Mat 1 B40_BELKI

Young's modulus	E	32837	[MPa]	Safetyfactor		1.30	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc	25.50	[MPa]
Shear modulus	G	13682	[MPa]	Nominal strength	fck	30.00	[MPa]
Compression modulus	K	18243	[MPa]	Tensile strength	fctm	2.90	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	fctk,05	2.03	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Tensile strength	fctk,95	3.77	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	fbd	3.51	[MPa]
				Service strength	fcm	38.00	[MPa]
				Fatigue strength	fcd,fat	17.26	[MPa]
				Tensile strength	fctd	1.56	[MPa]
				Tensile failure energy	Gf	0.14	[N/mm]

Stress-Strain for serviceability	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	34478
	-0.540	-16.42	26234
	-1.081	-28.31	17746
	-1.621	-35.55	9005
	-2.162	-38.00	0
	-3.500	-22.47	-23499
Safetyfactor			1.50

Stress-Strain for ultimate load	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	25500
	-2.000	-25.50	0
	-3.500	-25.50	0
Safetyfactor			1.30

Stress-Strain of calc. mean values	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	28732
	-0.540	-11.07	14106
	-1.081	-16.52	6786
	-1.621	-18.96	2608
	-2.162	-19.62	0
	-3.500	-17.01	-3402
Safetyfactor			(1.30)



B40_BELKI

Rys. 6.4. Charakterystyki materiałów.

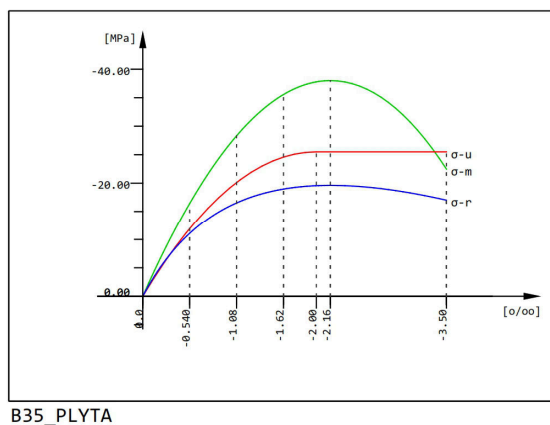
Mat 2 B35_PLYTA

Young's modulus	E	32837 [MPa]	Safetyfactor	1.30 [-]
Poisson's ratio	μ	0.20 [-]	Strength	fc 25.50 [MPa]
Shear modulus	G	13682 [MPa]	Nominal strength	fck 30.00 [MPa]
Compression modulus	K	18243 [MPa]	Tensile strength	fctm 2.90 [MPa]
Nominal Weight	γ	25.0 [kN/m ³]	Tensile strength	fctk,05 2.03 [MPa]
Mean density	ρ	2400.0 [kg/m ³]	Tensile strength	fctk,95 3.77 [MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05 [1/K]	Bond strength	fbd 3.51 [MPa]
			Service strength	fcm 38.00 [MPa]
			Fatigue strength	fcd,fat 17.26 [MPa]
			Tensile strength	fctd 1.56 [MPa]
			Tensile failure energy	Gf 0.14 [N/mm]

Stress-Strain for serviceability	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	34478
	-0.540	-16.42	26234
	-1.081	-28.31	17746
	-1.621	-35.55	9005
	-2.162	-38.00	0
	-3.500	-22.47	-23499
Safetyfactor			1.50

Stress-Strain for ultimate load	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	25500
	-2.000	-25.50	0
	-3.500	-25.50	0
Safetyfactor			1.30

Stress-Strain of calc. mean values	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	28732
	-0.540	-11.07	14106
	-1.081	-16.52	6786
	-1.621	-18.96	2608
	-2.162	-19.62	0
	-3.500	-17.01	-3402
Safetyfactor			(1.30)



Rys. 6.4. Charakterystyki materiałów c.d.

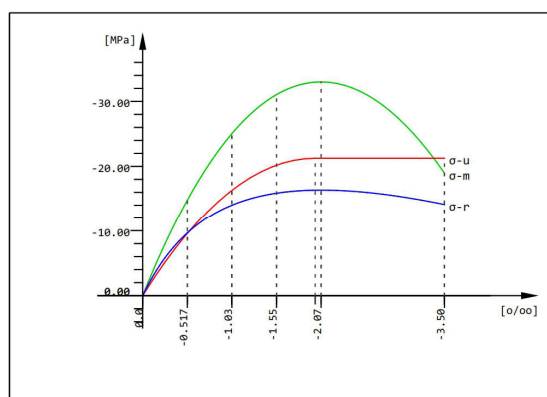
Mat 3 B30_PODPORY

Young's modulus	E	31476	[MPa]	Safetyfactor		1.30	[-]
Poisson's ratio	μ	0.20	[-]	Strength	fc	21.25	[MPa]
Shear modulus	G	13115	[MPa]	Nominal strength	fck	25.00	[MPa]
Compression modulus	K	17487	[MPa]	Tensile strength	fctm	2.56	[MPa]
Nominal Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	fctk,05	1.80	[MPa]
Mean density	ρ	2400.0	[kg/m ³]	Tensile strength	fctk,95	3.33	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	fbd	3.11	[MPa]
				Service strength	fcm	33.00	[MPa]
				Fatigue strength	fcd,fat	14.71	[MPa]
				Tensile strength	fctd	1.38	[MPa]
				Tensile failure energy	Gf	0.14	[N/mm]

Stress-Strain for serviceability	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	33050
	-0.517	-14.77	24122
	-1.035	-25.04	15658
	-1.552	-31.04	7627
	-2.069	-33.00	0
	-3.500	-18.95	-19203
	Safetyfactor		1.50

Stress-Strain for ultimate load	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	21250
	-2.000	-21.25	0
	-3.500	-21.25	0
	Safetyfactor		1.30

Stress-Strain of calc. mean values	ϵ [o/oo]	σ -r[MPa]	E-t[MPa]
Is only valid within the defined stress range	0.000	0.00	27541
	-0.517	-9.64	12149
	-1.035	-14.00	5497
	-1.552	-15.86	2032
	-2.069	-16.35	0
	-3.500	-14.12	-2653
	Safetyfactor		(1.30)



B30_PODPORY

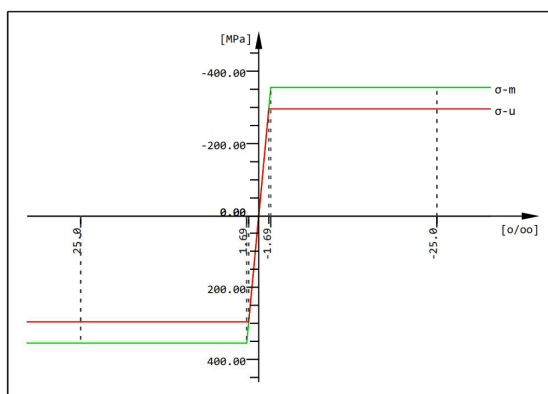
Rys. 6.4. Charakterystyki materiałów c.d.

Mat 4 AII_Ra=295MPa_eps_sigma

Young's modulus	E	210000	[MPa]	Safetyfactor		1.20	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	355.00	[MPa]
Shear modulus	G	80769	[MPa]	Compressive yield	fyc	355.00	[MPa]
Compression modulus	K	175000	[MPa]	Tensile strength	ft	355.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	355.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m3]	Ultimate strain		25.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		1.00	[-]
max. thickness	t-max	32.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.80	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	355.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ -dyn	152.17	[MPa]

Stress-Strain for serviceability	ϵ [o/oo]	σ -m[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	355.00	0
defined stress range	25.000	355.00	0
	1.690	355.00	0
	0.000	0.00	210000
	-1.690	-355.00	0
	-25.000	-355.00	0
	-1000.000	-355.00	0
	Safetyfactor		1.20

Stress-Strain for ultimate load	ϵ [o/oo]	σ -u[MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	295.83	0
defined stress range	25.000	295.83	0
	1.409	295.83	0
	0.000	0.00	210000
	-1.409	-295.83	0
	-25.000	-295.83	0
	-1000.000	-295.83	0
	Safetyfactor		(1.20)



AII_Ra=295MPa_eps_sigma

Rys. 6.4. Charakterystyki materiałów c.d.

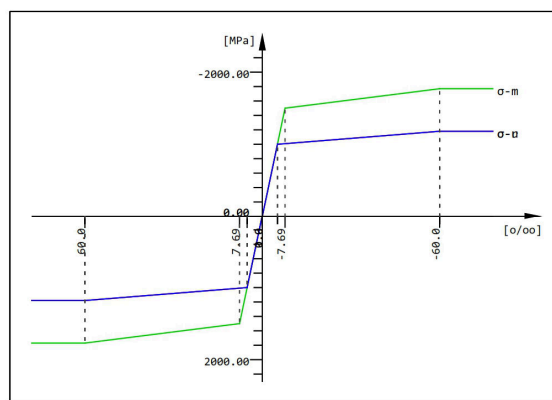
Mat 5 Y 1770

Young's modulus	E	195000	[MPa]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson's ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	f_y	1500.00	[MPa]
Shear modulus	G	75000	[MPa]	Compressive yield	f_{yc}	1500.00	[MPa]
Compression modulus	K	162500	[MPa]	Tensile strength	f_t	1770.00	[MPa]
Nominal Weight	γ	78.5	[kN/m ³]	Compressive strength	f_c	1770.00	[MPa]
Mean density	ρ	7850.0	[kg/m ³]	Ultimate strain		60.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.75	[-]
max. thickness	t-max	18.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	1.60	[-]
Relaxation	EN-1992	Class	2	Hardening modulus	E_h	0.00	[MPa]
Relaxation	$\rho(1000h)$	2.50	[%]	Proportional limit	f_p	1500.00	[MPa]
				Dynamic allowance	$\sigma\text{-dyn}$	160.87	[MPa]

Stress-Strain for serviceability	ϵ [o/oo]	$\sigma\text{-m}$ [MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1770.00	0
defined stress range	60.000	1770.00	0
	7.692	1500.00	5162
	0.000	0.00	195000
	-7.692	-1500.00	5162
	-60.000	-1770.00	0
	-1000.000	-1770.00	0
Safetyfactor			1.50

Stress-Strain for ultimate load	ϵ [o/oo]	$\sigma\text{-u}$ [MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1180.00	0
defined stress range	60.000	1180.00	0
	5.128	1000.00	3280
	0.000	0.00	195000
	-5.128	-1000.00	3280
	-60.000	-1180.00	0
	-1000.000	-1180.00	0
Safetyfactor			(1.50)

Stress-Strain of calc. mean values	ϵ [o/oo]	$\sigma\text{-r}$ [MPa]	E-t[MPa]
Is also extended beyond the	1000.000	1180.00	0
defined stress range	60.000	1180.00	0
	5.128	1000.00	3280
	0.000	0.00	195000
	-5.128	-1000.00	3280
	-60.000	-1180.00	0
	-1000.000	-1180.00	0
Safetyfactor			(1.50)



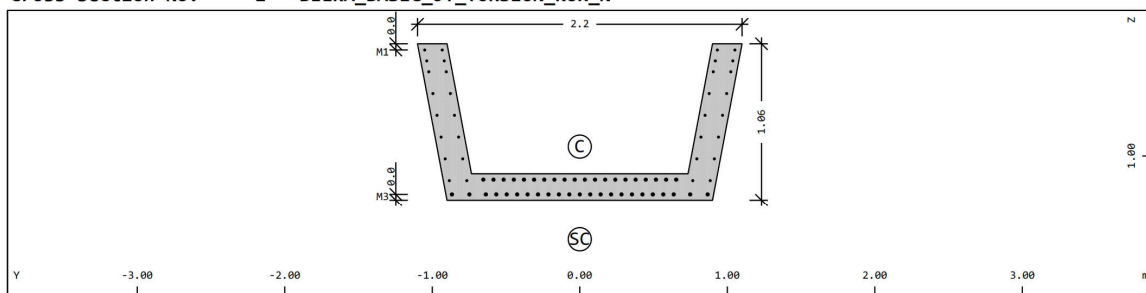
Y 1770

Rys. 6.4. Charakterystyki materiałów c.d.

6.1.4. Charakterystyki geometryczne

Charakterystyki geometryczne elementów powierzchniowych odwzorowywane są na podstawie zadanych grubości tych elementów (por. p. 6.1.2). Dla elementów prętowych charakterystyki w formie raportów z programu SOFiSTiK przedstawiono na rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne elementów odwzorowujących prefabrykaty uwzględniają korektę momentu bezwładności przy skręcaniu z uwagi na przekrój zamknięty po zespoleniu z płytą pomostową. Przedstawiono charakterystyki elementów podstawowych, nie przedstawia się (z uwagi na objętość opracowania) charakterystyk przekrojów interpolowanych.

Cross section No. 1 - BELKA_BASIC_JT_TORSION_KOR_N



Cross section No. 1 - BELKA_BASIC_JT_TORSION_KOR_N

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m ⁴]
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
1	1	6.8211E-01	2.941E-01	7.136E-02	0.000	0.000	32837	1705.3	3.905E-01
	4	6.000E-01	2.706E-01	3.905E-01	0.936	1.569	13682	(BEAM)	7.136E-02
				-2.776E-17					90.00

= BELKA_BASIC_JT_TORSION_KOR_N

SNo	section number	yc[m],zc[m]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[m],zsc[m]	ordinate of shear centre
A[m ²]	sectional area	E[MPa]	Young's modulus
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia		
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

Reinforcement global values

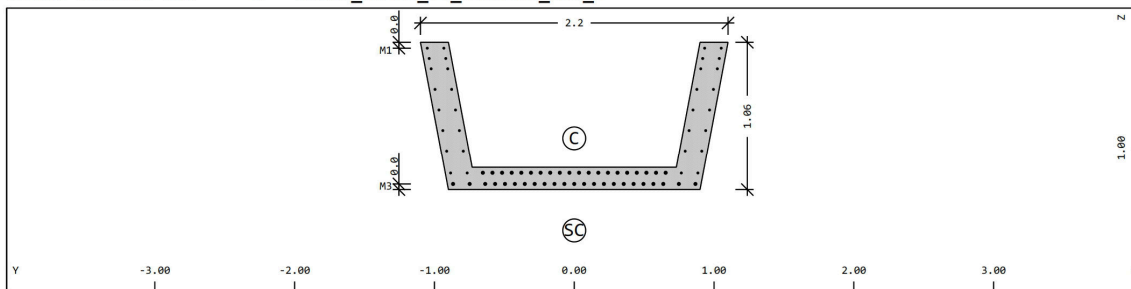
Layer	Mref	Mat	As [cm ²]	As-min [cm ²]	As-max [cm ²]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	1	4	48.72	48.72		20 ¹	0.000	0.828	0.005			
M2	1	4	62.83	62.83		20	0.000	1.160				
M3	1	4	59.69	59.69		20	0.000	1.260				
M4	0	4	0.00	0.00		20	0.000	0.000				

¹ Maximum of defined diameters

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne

Cross section No. 2 - BELKA_BASIC_JT_TORSION_KOR_S



Cross section No. 2 - BELKA_BASIC_JT_TORSION_KOR_S

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
2	1	6.5283E-01	2.655E-01	7.021E-02	0.000	0.000	32837	1632.1	3.853E-01
	4	6.000E-01	2.684E-01	3.853E-01	0.928	1.592	13682	(BEAM)	7.021E-02
				-8.327E-17					90.00

= BELKA_BASIC_JT_TORSION_KOR_S

SNo	section number	yc[m],zc[m]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[m],zsc[m]	ordinate of shear centre
A[m2]	sectional area	E[MPa]	Young's modulus
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

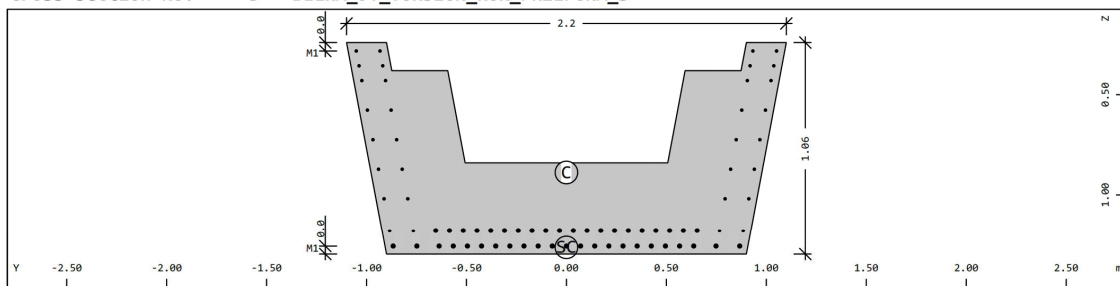
Reinforcement global values

Layer	Mref	Mat	As [cm2]	As-min [cm2]	As-max [cm2]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1		1	4	48.72	48.72	20 ¹	0.000	0.830	0.005			
M2		1	4	62.83	62.83	20	0.000	1.180				
M3		1	4	59.69	59.69	20	0.000	1.260				
M4		0	4	0.00	0.00	20	0.000	0.000				

¹ Maximum of defined diameters

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Cross section No. 3 - BELKA_JT_TORSION_KOR_PRZEPONA_S



Cross section No. 3 - BELKA_JT_TORSION_KOR_PRZEPONA_S

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
3	1	1.3655E+00	7.658E-01	1.037E-01	0.000	0.000	32837	3413.8	5.972E-01
	4	6.000E-01	7.299E-01	5.972E-01	0.888	1.267	13682	(BEAM)	1.037E-01
				2.153E-09					-90.00

= BELKA_JT_TORSION_KOR_PRZEPONA_S

SNo	section number	yc[m],zc[m]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[m],zsc[m]	ordinate of shear centre
A[m2]	sectional area	E[MPa]	Young's modulus
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

Rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne c.d.

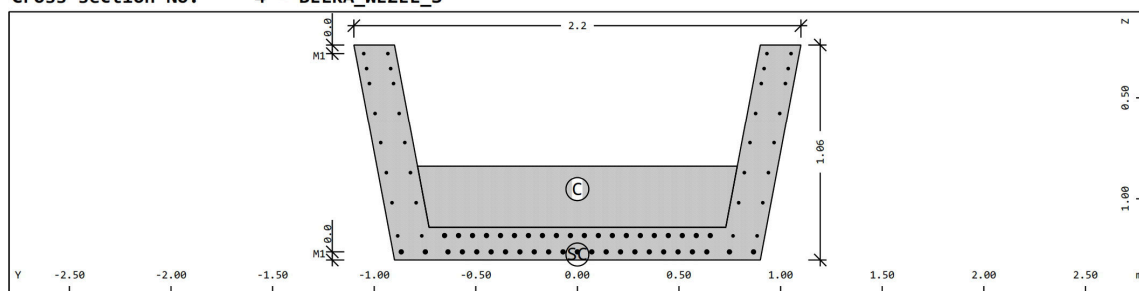
Reinforcement global values

Layer	Mref	Mat	As [cm ²]	As-min [cm ²]	As-max [cm ²]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	1	4	48.72	48.72		20 ¹	0.000	0.830	0.005			
M2	1	4	62.83	62.83		20	0.000	1.180				
M3	1	4	59.69	59.69		20	0.000	1.260				
M4	0	4	0.00	0.00		20	0.000	0.000				

¹ Maximum of defined diameters

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Cross section No. 4 - BELKA_WEZEL_S



Cross section No. 4 - BELKA_WEZEL_S

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
	MRF	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m ⁴]
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
4	1	1.1079E+00	7.246E-01	7.461E-02	0.000	0.000	32837	2769.8	4.727E-01
	4	6.000E-01	4.049E-01	4.727E-01	0.952	1.273	13682	(BEAM)	7.461E-02
				-8.934E-17					90.00

= BELKA_WEZEL_S

SNo	section number	yc[m],zc[m]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[m],zsc[m]	ordinate of shear centre
A[m ²]	sectional area	E[MPa]	Young's modulus
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia		
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRF	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

Reinforcement global values

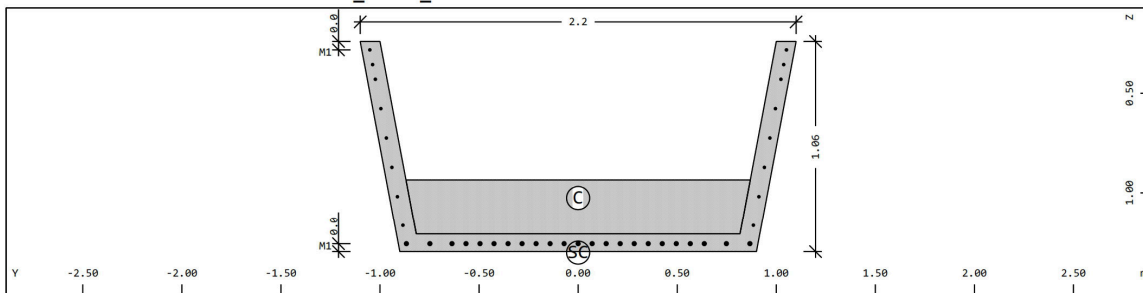
Layer	Mref	Mat	As [cm ²]	As-min [cm ²]	As-max [cm ²]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	1	4	48.72	48.72		20 ¹	0.000	0.830	0.005			
M2	1	4	62.83	62.83		20	0.000	1.180				
M3	1	4	59.69	59.69		20	0.000	1.260				
M4	0	4	0.00	0.00		20	0.000	0.000				

¹ Maximum of defined diameters

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne c.d.

Cross section No. 5 - BELKA_WEZEL_N



Cross section No. 5 - BELKA_WEZEL_N

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					$\alpha[^\circ]$
5	1	8.2114E-01	5.613E-01	4.533E-02	0.000	0.000	32837	2052.8	3.338E-01
	4	6.000E-01	2.084E-01	3.338E-01	1.026	1.305	13682	(BEAM)	4.533E-02
				3.036E-17					-90.00

= BELKA_WEZEL_N

SNo	section number	yc[m],zc[m]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[m],zsc[m]	ordinate of shear centre
A[m2]	sectional area	E[MPa]	Young's modulus
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia		
I-1[m4],I-2[m4], $\alpha[^\circ]$	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

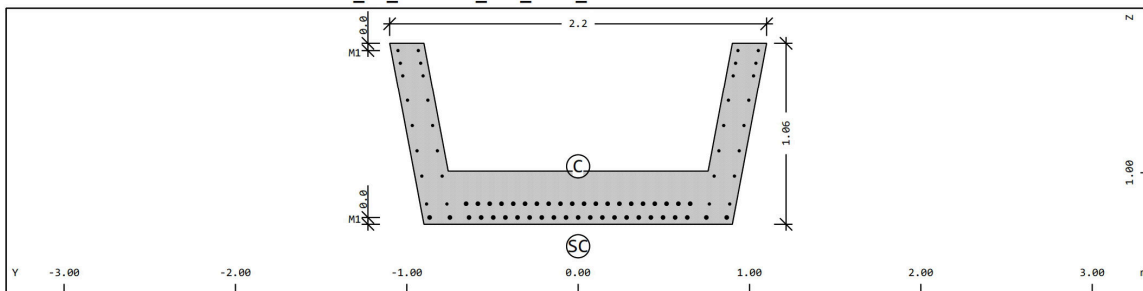
Reinforcement global values

Layer	Mref	Mat	As [cm2]	As-min [cm2]	As-max [cm2]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	1	4	30.64	30.64		20 ¹	0.000	0.917	0.003			
M2	0	4	0.00	0.00		20 ¹	0.000	0.000				
M3	1	4	59.69	59.69		20	0.000	1.260				
M4	0	4	0.00	0.00		20	0.000	0.000				

¹ Maximum of defined diameters

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Cross section No. 6 - BELKA_JT_TORSION_KOR_SKOS_S



Cross section No. 6 - BELKA_JT_TORSION_KOR_SKOS_S

Rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne c.d.

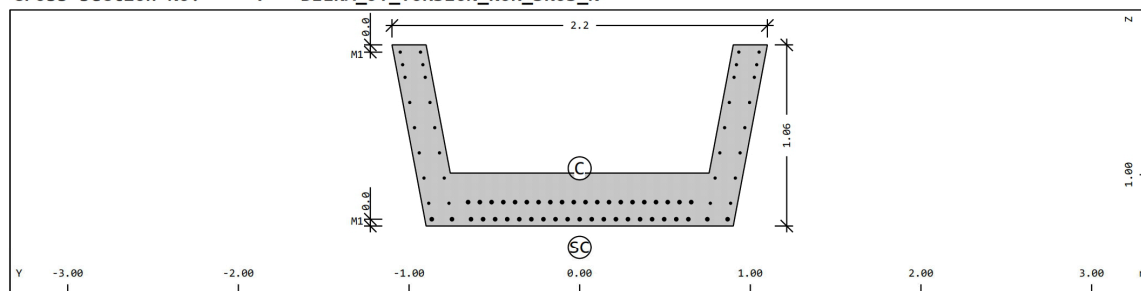
Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					α [°]
6	1	8.7613E-01	4.837E-01	7.375E-02	0.000	0.000	32837	2190.3	4.265E-01
	4	6.000E-01	3.017E-01	4.265E-01	0.962	1.428	13682	(BEAM)	7.375E-02
				-2.776E-17					90.00
= BELKA_JT_TORSION_KOR_SKOS_S									
SNo	section number				yc[m],zc[m]		ordinate of elastic centroid		
Mat	material number				ysc[m],zsc[m]		ordinate of shear centre		
A[m2]	sectional area				E[MPa]		Young's modulus		
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area				g[kg/m]		weight per length		
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia								
I-1[m4],I-2[m4], α [°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes								
MRf	reinforcement material number								
It[m4]	torsional moment of inertia								
G[MPa]	Shear modulus								

Reinforcement global values

Layer	Mref	Mat	As [cm2]	As-min [cm2]	As-max [cm2]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	1	4	48.72	48.72		20 ¹	0.000	0.830	0.005			
M2	1	4	62.83	62.83		20	0.000	1.180				
M3	1	4	59.69	59.69		20	0.000	1.260				
M4	0	4	0.00	0.00		20	0.000	0.000				
¹ Maximum of defined diameters												
Layer	layer of reinforcement			D		bar diameter						
Mref	embedding reference material			yr,zr		ordinate of elastic centroid						
Mat	material number			L-tors		torsional effective length						
As	reinforcement area			N-p		prestress normal force						
As-min	minimum reinforcement area			My-p,Mz-p		prestress bending moment						
As-max	maximum reinforcement area											

Cross section No. 7 - BELKA_JT_TORSION_KOR_SKOS_N



Cross section No. 7 - BELKA_JT_TORSION_KOR_SKOS_N

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m4]
	MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m4]
			Ayz[m2]	Iyz[m4]					α [°]
7	1	8.7613E-01	4.837E-01	7.375E-02	0.000	0.000	32837	2190.3	4.265E-01
	4	6.000E-01	3.017E-01	4.265E-01	0.962	1.428	13682	(BEAM)	7.375E-02
				-2.776E-17					90.00
= BELKA_JT_TORSION_KOR_SKOS_N									
SNo	section number				yc[m],zc[m]		ordinate of elastic centroid		
Mat	material number				ysc[m],zsc[m]		ordinate of shear centre		
A[m2]	sectional area				E[MPa]		Young's modulus		
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area				g[kg/m]		weight per length		
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia								
I-1[m4],I-2[m4], α [°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes								
MRf	reinforcement material number								
It[m4]	torsional moment of inertia								
G[MPa]	Shear modulus								

Rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne c.d.

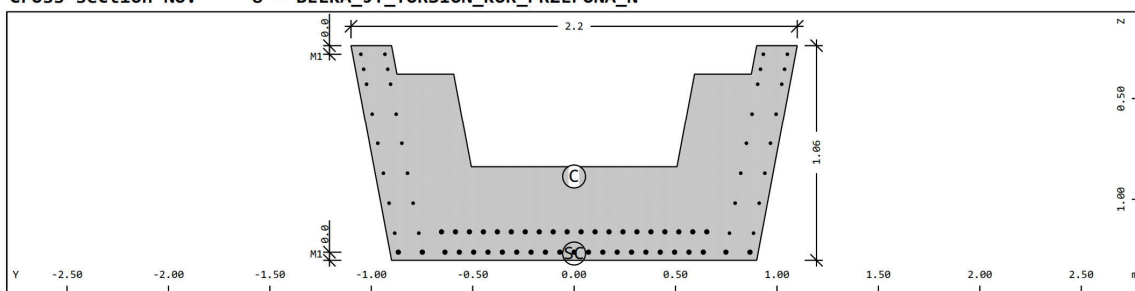
Reinforcement global values

Layer	Mref	Mat	As [cm ²]	As-min [cm ²]	As-max [cm ²]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	1	4	48.72	48.72		20 ¹	0.000	0.828	0.005			
M2	1	4	62.83	62.83		20	0.000	1.160				
M3	1	4	59.69	59.69		20	0.000	1.260				
M4	0	4	0.00	0.00		20	0.000	0.000				

¹ Maximum of defined diameters

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Cross section No. 8 - BELKA_JT_TORSION_KOR_PRZEPONA_N



Cross section No. 8 - BELKA_JT_TORSION_KOR_PRZEPONA_N

Static properties of cross section

Sno	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
	MRF	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m ⁴]
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
8	1	1.3655E+00	7.658E-01	1.037E-01	0.000	0.000	32837	3413.8	5.972E-01
	4	6.000E-01	7.299E-01	5.972E-01	0.888	1.267	13682	(BEAM)	1.037E-01
				2.153E-09					-90.00

= BELKA_JT_TORSION_KOR_PRZEPONA_N

SNo	section number	yc[m],zc[m]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[m],zsc[m]	ordinate of shear centre
A[m ²]	sectional area	E[MPa]	Young's modulus
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia		
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRF	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

Reinforcement global values

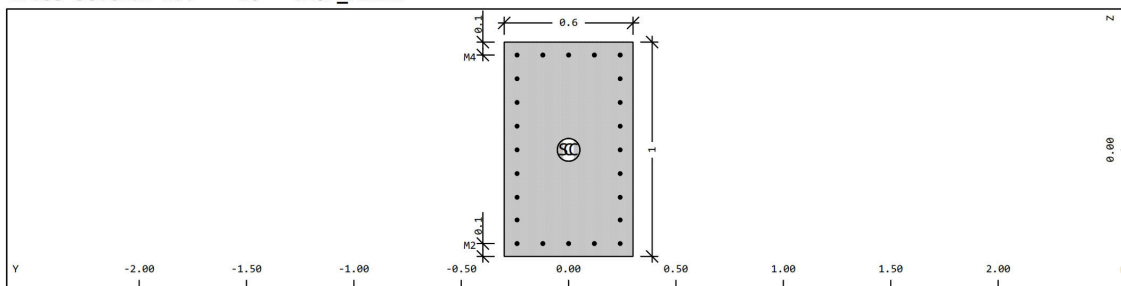
Layer	Mref	Mat	As [cm ²]	As-min [cm ²]	As-max [cm ²]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	1	4	48.72	48.72		20 ¹	0.000	0.828	0.005			
M2	1	4	62.83	62.83		20	0.000	1.160				
M3	1	4	59.69	59.69		20	0.000	1.260				
M4	0	4	0.00	0.00		20	0.000	0.000				

¹ Maximum of defined diameters

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne c.d.

Cross section No. 50 - SLUP_FILAR



Cross section No. 50 - SLUP_FILAR

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m ⁴]
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
50	3	6.0000E-01	5.066E-01	5.000E-02	0.000	0.000	31476	1500.0	
	4	4.560E-02	5.041E-01	1.800E-02	0.000	0.000	13115	(BEAM)	

= SLUP_FILAR

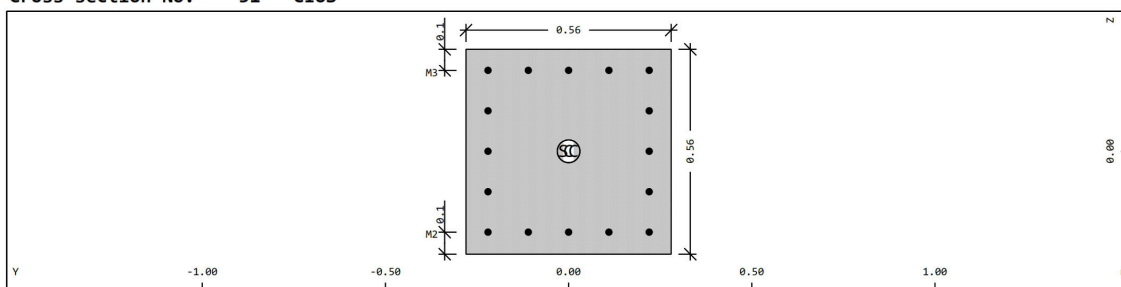
SNo	section number	yc[m],zc[m]	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	ysc[m],zsc[m]	ordinate of shear centre
A[m ²]	sectional area	E[MPa]	Young's modulus
Ay[m ²],Az[m ²],Ayz[m ²]	transverse shear deformation area	g[kg/m]	weight per length
Iy[m ⁴],Iz[m ⁴],Iyz[m ⁴]	bending moment of inertia		
I-1[m ⁴],I-2[m ⁴],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m ⁴]	torsional moment of inertia		
G[MPa]	Shear modulus		

Reinforcement global values

Layer	Mref	Mat	As [cm ²]	As-min [cm ²]	As-max [cm ²]	D [mm]	yr [m]	zr [m]	L-tors [m]	N-p [MN]	My-p [MNm]	Mz-p [MNm]
M1	3	4	9.65	9.65		16	0.060	-0.440	0.001			
M2	3	4	9.65	9.65		16	-0.060	0.440	0.001			
M3	3	4	17.70	17.70		16	0.240	0.055	0.002			
M4	3	4	17.70	17.70		16	-0.240	-0.055	0.002			

Layer	layer of reinforcement	D	bar diameter
Mref	embedding reference material	yr,zr	ordinate of elastic centroid
Mat	material number	L-tors	torsional effective length
As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Cross section No. 51 - CIOS



Cross section No. 51 - CIOS

Static properties of cross section

SNo	Mat	A[m ²]	Ay[m ²]	Iy[m ⁴]	yc[m]	ysc[m]	E[MPa]	g[kg/m]	I-1[m ⁴]
	MRf	It[m ⁴]	Az[m ²]	Iz[m ⁴]	zc[m]	zsc[m]	G[MPa]		I-2[m ⁴]
			Ayz[m ²]	Iyz[m ⁴]					α[°]
51	3	3.1360E-01	2.647E-01	8.195E-03	0.000	0.000	31476	784.0	
	4	1.400E-02	2.644E-01	8.195E-03	0.000	0.000	13115	(BEAM)	

Rys. 6.5. Charakterystyki geometryczne c.d.

6.2. Obciążenia

6.2.1. Obciążenia stałe – ciężar własny

Ciężar własny konstrukcji jest obliczany w systemie SOFiSTiK na podstawie charakterystyk geometrycznych elementów oraz ciężaru objętościowego betonu, który przyjęto $\gamma_b=25,0 \text{ kN/m}^3$.

6.2.2. Obciążenia stałe – ciężar wyposażenia

W tab. 6.2. zestawiono obciążenia ciężarem wyposażenia.

Tablica 6.2.

Ciężar elementów wyposażenia		
L.p.	Element	Wartość charakterystyczna obciążenia
1	nawierzchnia w obszarze jezdni	$0,12 \times 23,0 = 2,1 \text{ kN/m}^2$
2	izolacja	$0,01 \times 14,0 = 0,14 \text{ kN/m}^2$
3	kapa	$6,75 \text{ kN/m}^2$

6.2.3. Obciążenia zmienne

6.2.3.1 Obciążenia ruchome

Przyjęto obciążenie dla klasy B wg PN-85/S-10030. Poniżej zestawiono podstawowe założenia dotyczące przyjętych w obliczeniach obciążeń ruchomych:

- powierzchniowe $p=3.0 \text{ kN/m}^2$ zgodnie z [L5].
- pojazd $K=600 \text{ kN}$, wartość obciążenia na koło $P=75 \text{ kN}$
współczynnik dynamiczny $\varphi=1.35-0.005L_{\text{śr}}=1.226$
- siły hamowania/przyspieszania zgodnie z [L5]
- siły odśrodkowe (na odcinkach zakrzywienia w planie), wartości wyznaczono dla $V_{\text{proj}}=70 \text{ km/h}$.

Do uzyskania wartości ekstremalnych sił wewnętrznych oraz naprężeń wykorzystuje się deklarację obciążeń ruchomych zmieniających położenie wzdłuż zadanych tras.

6.2.3.2. Tłum pieszych

Przyjęto $p_t=2.5 \text{ kN/m}^2$, zgodnie z [L5] (dla obliczeń dźwigarów i elementów podpór).

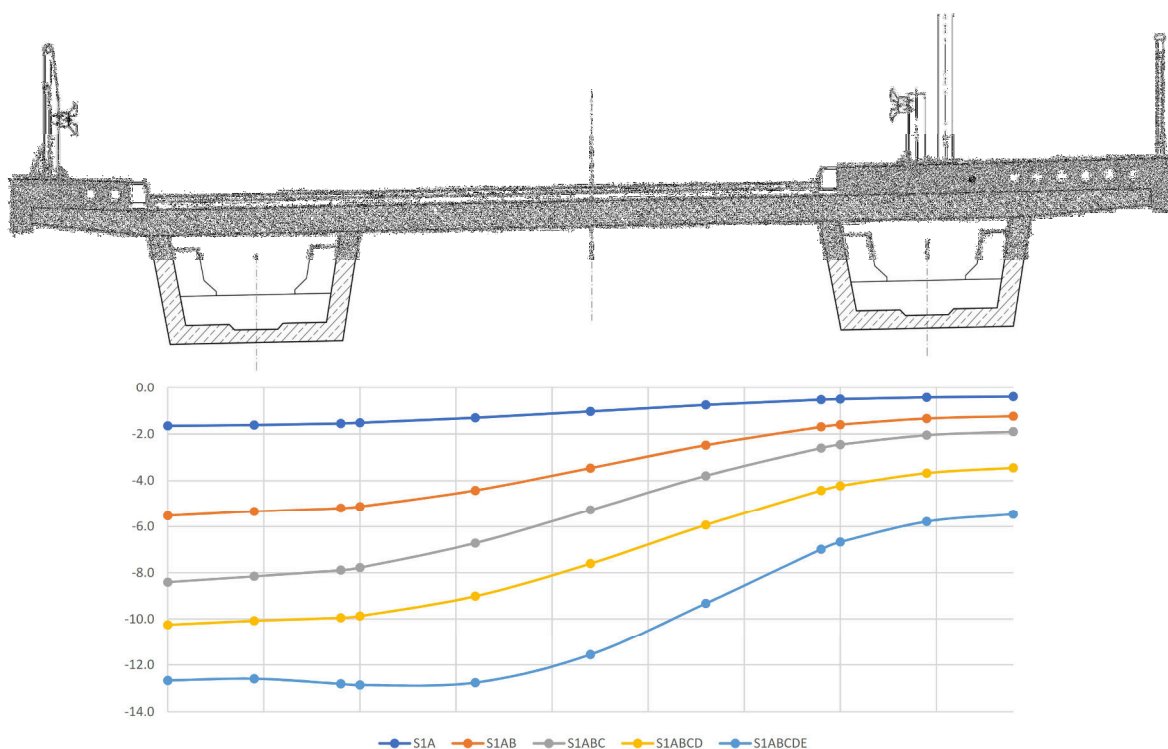
6.2.3.3. Temperatura

Analizy dotyczą równomiernego ogrzania/oziębienia elementów konstrukcji. Przyjęto zakres temperatur jak dla konstrukcji betonowych zgodnie z [L5].

Zakres ten wynosi zatem $\Delta T_{\max}=20\text{K}$, $\Delta T_{\min}=-25\text{K}$ (dla $t_0=10\text{K}$).

6.3. Walidacja modelu numerycznego

Przeprowadzono walidację stworzonego modelu obliczeniowego porównując wybrane wyniki próbnego obciążenia obiektu południowego [L4]. Do porównania wybrano schemat S1 (obciążenie przęsła skrajnego między podporami P1S i P2S), weryfikacji podlegały wartości przemieszczeń pionowych w przekroju poprzecznym. Na rys. 6.6. przedstawiono wyniki obliczeń w przekroju poprzecznym zgodnym z bazą pomiarową w trakcie próbnego obciążenia [L4].



Rys. 6.6. Wyniki obliczeń dla schematu S1 próbnego obciążenia (por. [L4]).

Bezpośrednie porównanie wyników wskazuje że wartości obliczonych przemieszczeń są mniejsze oraz wartości pomierzonych w trakcie badań [L4]. Zgodność w zakresie przebiegu w przekroju poprzecznym jest dobra. Wartości obliczone stanowią około 75% wartości pomierzonych, zwiększona sztywność może wynikać z wartości modułu sprężystości betonu przyjętego w obliczeniach w stosunku do wartości dla betonu faktycznie wbudowanego w konstrukcję.

Analiza wyników wskazuje, że przyjęty model jest poprawny i w sposób prawidłowy i wystarczający na potrzeby niniejszego opracowania odwzorowuje pracę rzeczywistej konstrukcji.

6.4. Wyniki obliczeń

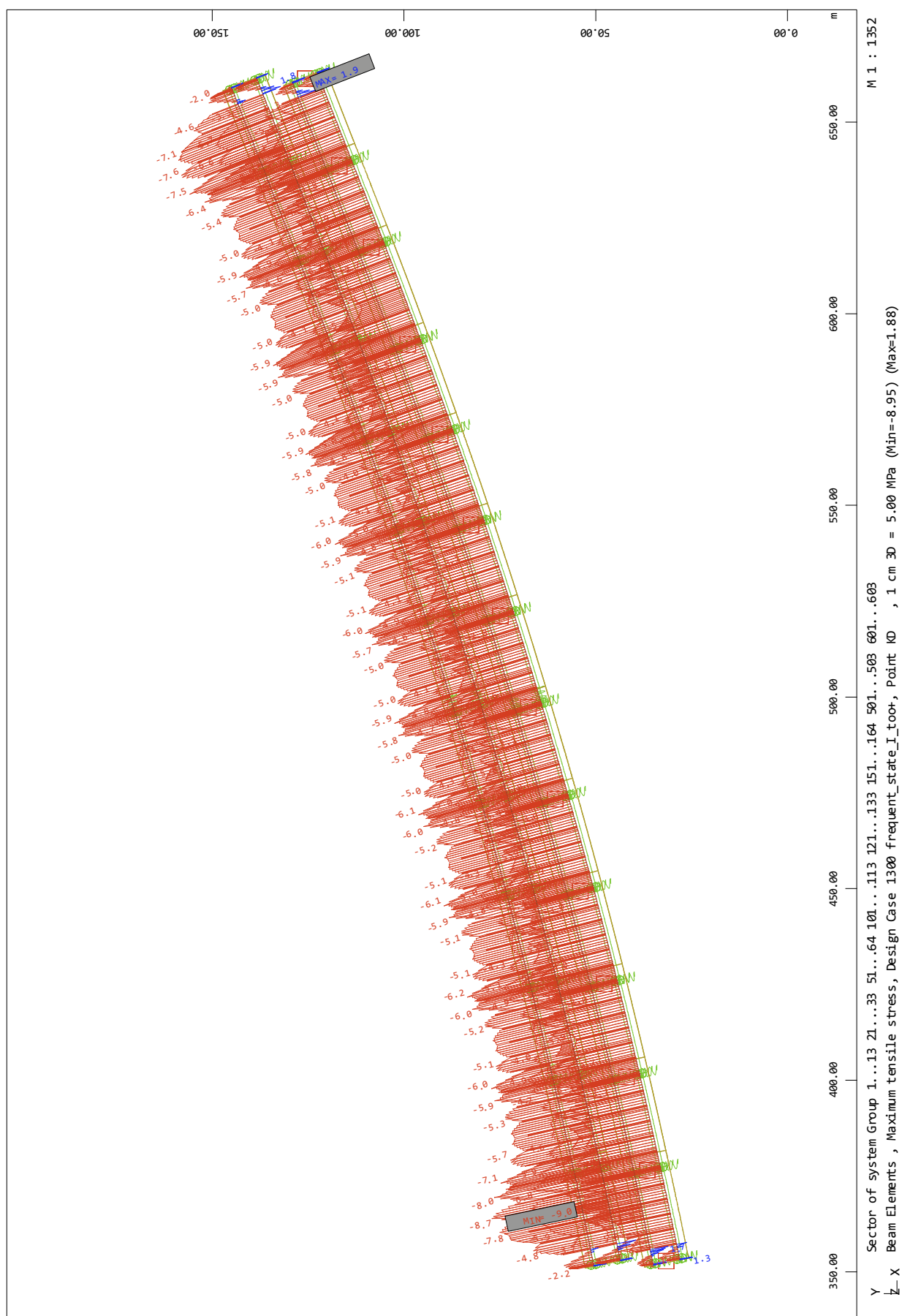
Poniżej zestawiono wybrane wyniki analiz numerycznych, reprezentatywne w zakresie sformułowanego celu niniejszego opracowania.

6.4.1 Naprężenia normalne

Przeprowadzono analizę w zakresie wartości naprężeń normalnych od obciążeń charakterystycznych w sprężonych belkach prefabrykowanych. Pozwala to na odniesienie się do stanu naprężenia w konstrukcji, na bazie dokumentacji projektowej [3] oraz stworzonego modelu numerycznego (por. p. 6.1).

Na rys. 6.7. przedstawiono obwiednię charakterystycznych naprężeń normalnych na krawędzi dolnej (dla obwiedni maksymalnych momentów zginających) od obciążeń stałych (g_o+g_w) oraz zmiennych klasy B (p+K). Wartości dodatnie na wykresach oznaczają rozciąganie.

Odniesiono uzyskane wartości (rys. 6.7.) do normowego warunku sprężenia ograniczonego przewidzianego w PN-91/S-10042. Największe wartości naprężeń rozciągających uzyskano w przęsłach skrajnych $\sigma=1.9\text{MPa}$, co jest wartością, która nie przekracza $R_{bt,k0.05}=2.1$ (dla betonu B40), warunek normowy w tym zakresie jest spełniony [L6].



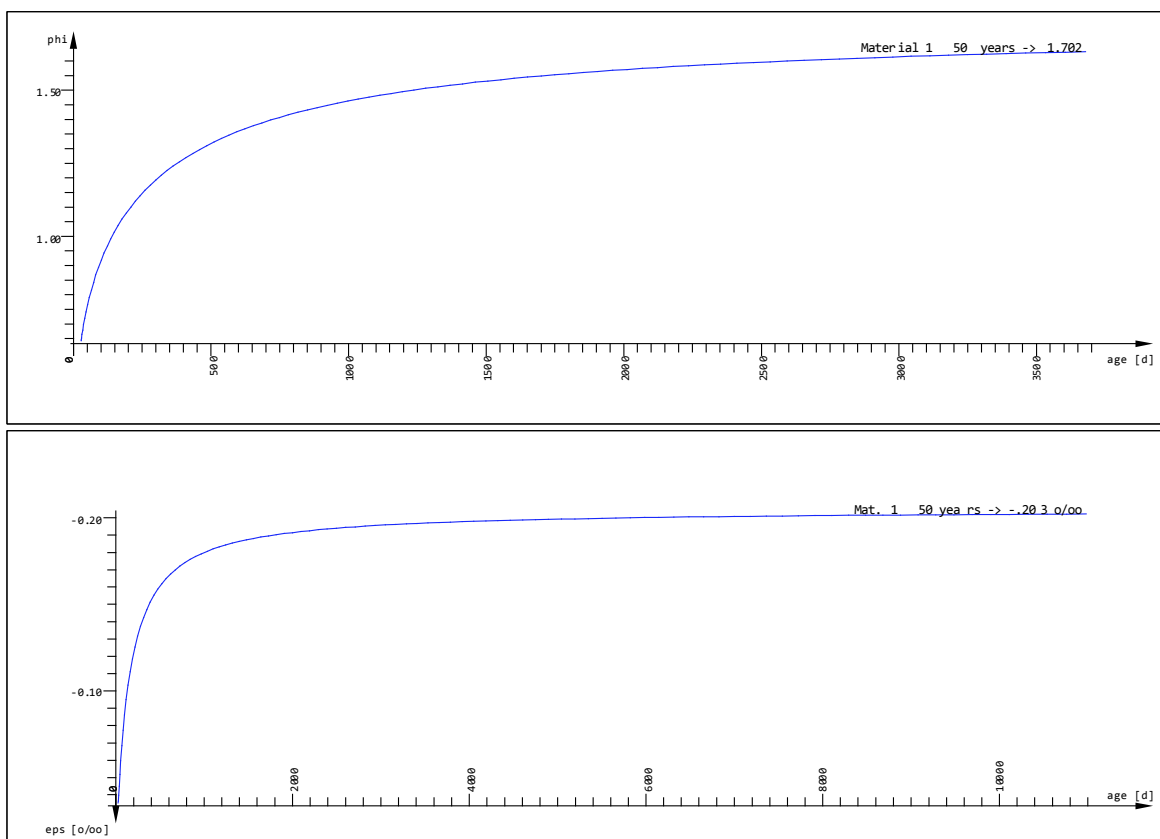
Rys. 6.7. Obwiednia charakterystycznych naprężeń na krawędzi dolnej $\sigma(g_o+g_w+p+k)$. Opis w tekście

6.4.2 Przemieszczenia łożysk

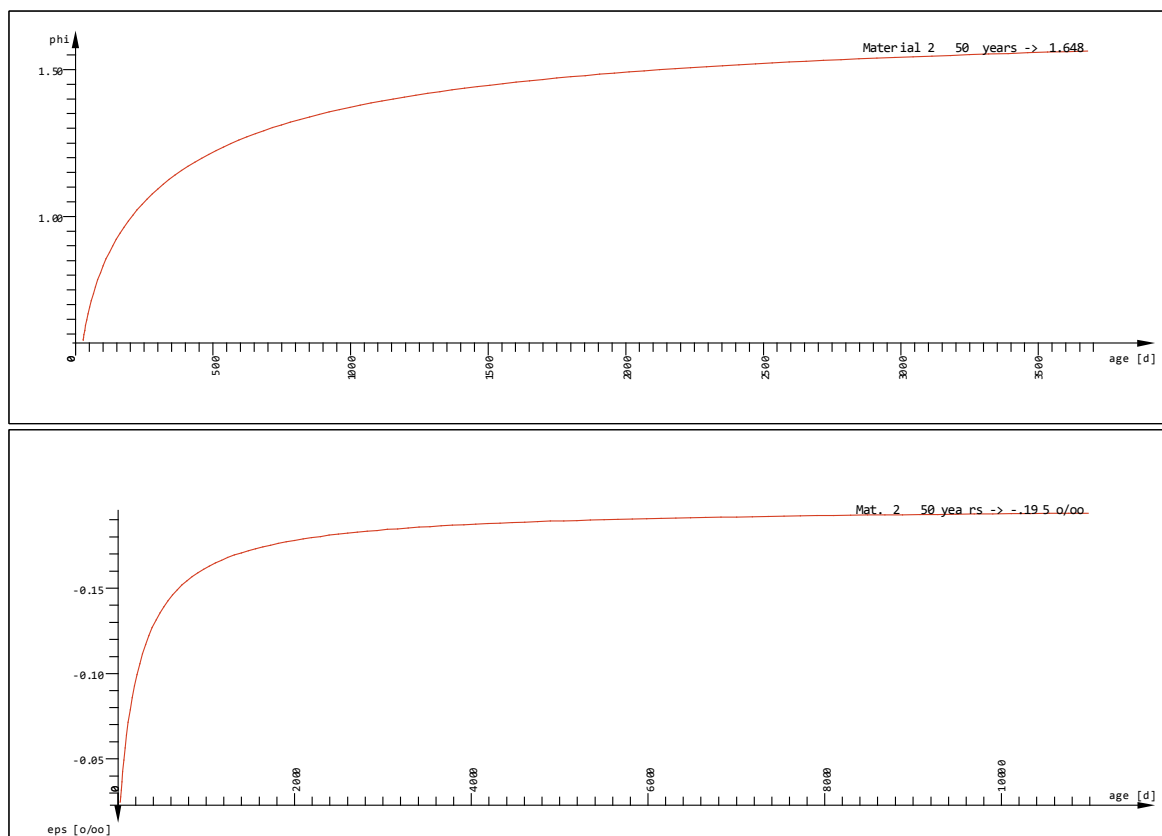
Przeprowadzono obliczenia do wyznaczenie poziomych UX (wzdłuż osi podłużnej) przemieszczeń na łożyskach. Przemieszczenia zostały określono z wykorzystaniem modelu numerycznego opisanego (por. p. 6.1.). W obliczonych wartościach uwzględnia się:

- pełne efekty reologiczne z uwzględnieniem etapowego wykonania konstrukcji (por. p. 6),
- efekty termiczne w postaci równomiernego ogrzania/oziębienia konstrukcji.

Na rys. 6.8 przedstawiono krzywe pełzania oraz skurczu dla materiału belki prefabrykowanej (B40), natomiast na rys. 6.9. analogicznie dla materiału betonu płyty pomostowej (B35). Przyjęty model betonu to CEB90, dla RH=80 oraz T=20K.



Rys. 6.8. Krzywe pełzania oraz skurczu dla betonu belki prefabrykatu B40.



Rys. 6.9. Krzywe pełzania oraz skurczu dla betonu płyty pomostowej B35.

W tab. 6.3S. oraz 6.3N zestawiono wartości przemieszczeń odpowiednio dla obiektu południowego oraz północnego od pełnych efektów reologicznych do czasu $t=\infty$ oraz efektów termicznych dla $t_0=10K$ oraz zakresu temperatur przewidzianego normą [L5]. W zestawieniu nie ma przedstawionych podpór P7 oraz P8, gdyż na tych podporach są zlokalizowane łożyska stałe ($UX=0$). W tab. 6.3S. oraz 6.3N zestawiono również wartości przemieszczeń od efektów reologicznych, które zaszły do roku 2018. Na rys. 6.10 oraz 6.11, przedstawiono przemieszczenia poziome odpowiednio od $\Delta T_{max}=20K$, $\Delta T_{min}=-25K$.

Bezpośrednie porównanie wyników z tab. 6.3S(N) wskazuje że od roku 2018 to czasu $t=\infty$ przyrost przemieszczeń na łożyskach wynikających z efektów reologicznych jest z punktu widzenia technicznego zbliżony do zera.

W tab. 6.4S. oraz 6.4N. przedstawiono odpowiednio dla obiektu południowego oraz północnego wartość przemieszczeń od efektów termicznych dla $t_0=16K$ (temperatura otoczenia podczas inwentaryzacji łożysk, por. p. 4.3. oraz p. 5.3), czyli $\Delta T_{max}=14K$, $\Delta T_{min}=-31K$ (przy normowym zakresie temperatur [L5]). Zestawienie t_0 służy ocenie możliwości realizacji przemieszczeń na łożyskach biorąc pod uwagę wyniki inwentaryzacji łożysk z 09.2018 (por. p. 4.3. oraz p. 5.3).

Tablica 6.3S.

Przemieszczenia poziome łożyskach
Obiekt południowy

Podpora	łożysko	UX [mm]			
		reologia $t=\infty$	reologia do 2018	ΔT +20K	ΔT -25K
1S	1.1	29.9	29.1	-32.3	40.3
	1.2	29.9	29.1	-32.1	40.1
	1.3	29.9	29.1	-32.2	40.2
	1.4	29.9	29.1	-32.4	40.5
2S	2.1	22.4	21.8	-27.3	34.2
	2.2	22.4	21.8	-27.4	34.2
	2.3	22.4	21.8	-27.5	34.3
	2.4	22.4	21.8	-27.5	34.3
3S	3.1	16.5	15.9	-22.4	27.9
	3.2	16.5	15.9	-22.4	28.0
	3.3	16.5	15.9	-22.5	28.1
	3.4	16.5	15.9	-22.5	28.1
4S	4.1	11.9	11.4	-17.4	21.7
	4.2	11.9	11.4	-17.4	21.7
	4.3	11.9	11.4	-17.5	21.8
	4.4	11.9	11.4	-17.5	21.8
5S	5.1	7.4	7.1	-12.4	15.5
	5.2	7.4	7.1	-12.4	15.5
	5.3	7.4	7.1	-12.5	15.6
	5.4	7.4	7.1	-12.5	15.6
6S	6.1	3.9	3.8	-7.4	9.3
	6.2	3.9	3.8	-7.4	9.3
	6.3	3.9	3.8	-7.5	9.3
	6.4	3.9	3.8	-7.5	9.3
9S	9.1	-11.1	-11.0	7.5	-9.4
	9.2	-11.1	-11.0	7.5	-9.4
	9.3	-11.1	-11.0	7.5	-9.4
	9.4	-11.1	-11.0	7.5	-9.4
10S	10.1	-16.0	-15.7	12.5	-15.6
	10.2	-16.0	-15.7	12.5	-15.6
	10.3	-16.0	-15.7	12.5	-15.6
	10.4	-16.0	-15.7	12.5	-15.6
11S	11.1	-20.3	-19.9	17.4	-21.8
	11.2	-20.3	-19.9	17.5	-21.8
	11.3	-20.3	-19.9	17.5	-21.9
	11.4	-20.3	-19.9	17.5	-21.9
12S	12.1	-24.9	-24.4	22.9	-28.6
	12.2	-24.9	-24.4	22.9	-28.6
	12.3	-24.9	-24.4	22.9	-28.6
	12.4	-24.9	-24.4	22.9	-28.6
13S	13.1	-26.7	-26.1	27.4	-34.3
	13.2	-26.7	-26.1	27.4	-34.3
	13.3	-26.7	-26.1	27.5	-34.3
	13.4	-26.7	-26.1	27.5	-34.3
14S	14.1	-29.3	-28.6	32.4	-40.5
	14.2	-29.3	-28.6	32.2	-40.3
	14.3	-29.3	-28.6	32.3	-40.3
	14.4	-29.3	-28.6	32.5	-40.6

Tablica 6.3N.

Przemieszczenia poziome łożyskach
Obiekt północny

Podpora	łożysko	UX [mm]			
		reologia $t=\infty$	reologia do 2018	ΔT +20K	ΔT -25K
1N	1.1	43.4	42.4	-32.0	40.0
	1.2	43.4	42.4	-32.0	40.0
	1.3	43.4	42.4	-32.1	40.1
	1.4	43.4	42.4	-32.1	40.1
2N	2.1	35.6	34.8	-27.1	33.9
	2.2	35.6	34.8	-27.2	34.0
	2.3	35.6	34.8	-27.2	34.1
	2.4	35.6	34.8	-27.3	34.1
3N	3.1	29.2	28.5	-22.2	27.7
	3.2	29.2	28.5	-22.2	27.7
	3.3	29.2	28.5	-22.2	27.8
	3.4	29.2	28.5	-22.3	27.8
4N	4.1	12.8	12.3	-17.2	21.5
	4.2	12.8	12.3	-17.2	21.5
	4.3	12.8	12.3	-17.3	21.6
	4.4	12.8	12.3	-17.3	21.6
5N	5.1	8.0	7.7	-12.2	15.2
	5.2	8.0	7.7	-12.2	15.3
	5.3	8.0	7.7	-12.2	15.3
	5.4	8.0	7.7	-12.3	15.3
6N	6.1	4.2	4.0	-7.2	9.0
	6.2	4.2	4.0	-7.2	9.0
	6.3	4.2	4.0	-7.3	9.1
	6.4	4.2	4.0	-7.3	9.1
9N	9.1	-11.9	-11.6	7.7	-9.6
	9.2	-11.9	-11.6	7.7	-9.6
	9.3	-11.9	-11.6	7.7	-9.7
	9.4	-11.9	-11.6	7.7	-9.7
10N	10.1	-17.1	-16.7	12.7	-15.8
	10.2	-17.1	-16.7	12.7	-15.8
	10.3	-17.1	-16.7	12.7	-15.9
	10.4	-17.1	-16.7	12.7	-15.9
11N	11.1	-21.7	-21.1	17.6	-22.1
	11.2	-21.7	-21.1	17.7	-22.1
	11.3	-21.7	-21.1	17.7	-22.1
	11.4	-21.7	-21.1	17.7	-22.1
12N	12.1	-37.6	-36.9	22.6	-28.3
	12.2	-37.6	-36.9	22.6	-28.3
	12.3	-37.6	-36.9	22.7	-28.4
	12.4	-37.6	-36.9	22.7	-28.4
13N	13.1	-41.5	-40.6	27.6	-34.5
	13.2	-41.5	-40.6	27.6	-34.6
	13.3	-41.5	-40.6	27.7	-34.6
	13.4	-41.5	-40.6	27.7	-34.6
14N	14.1	-43.4	-42.4	32.3	-40.4
	14.2	-43.4	-42.4	32.3	-40.4
	14.3	-43.4	-42.4	32.3	-40.4
	14.4	-43.4	-42.4	32.3	-40.4

Tablica 6.4S.

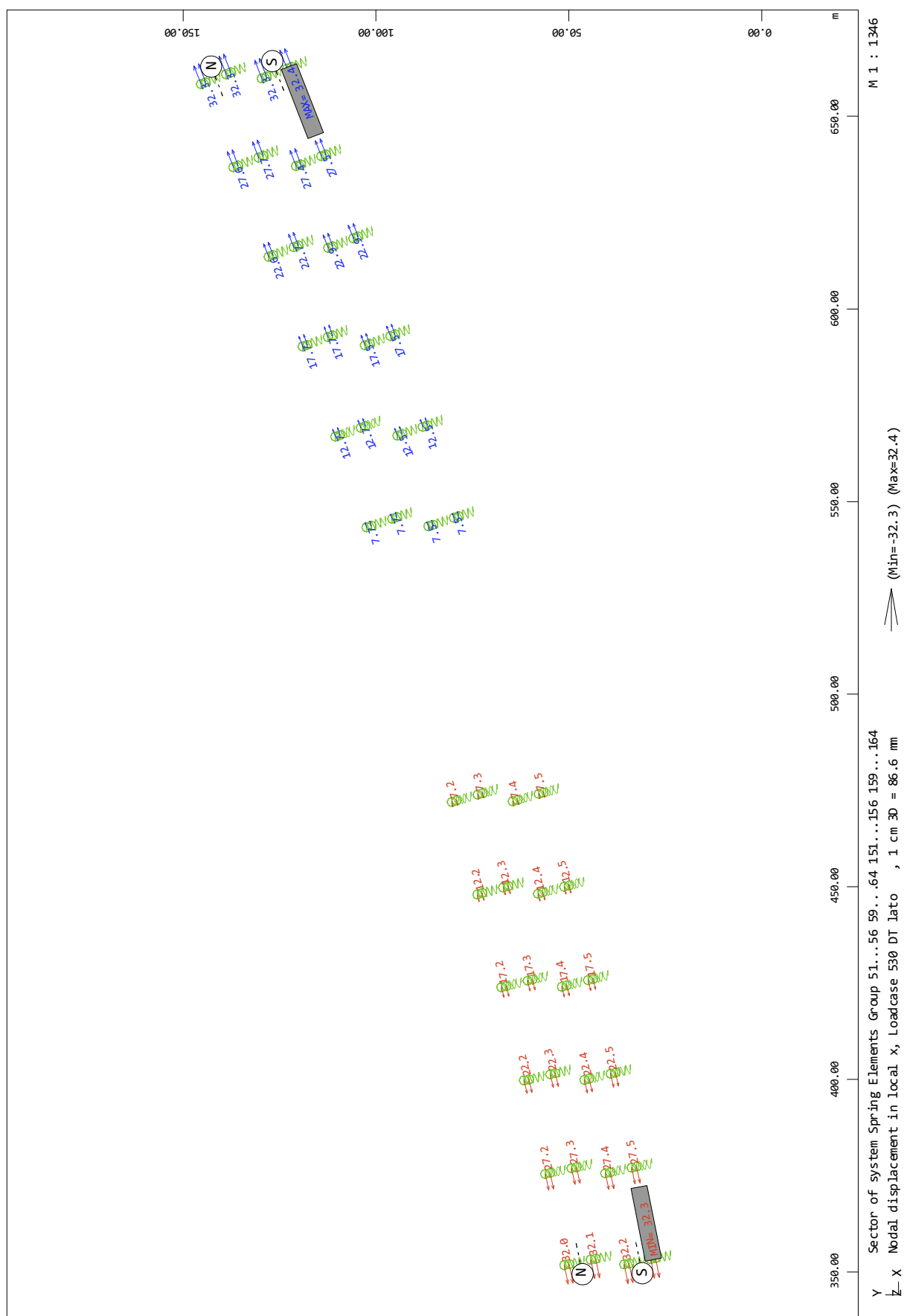
Przemieszczenia poziome łożyskach od ΔT dla $t_0=16K$
Obiekt południowy

Podpora	łożysko	UX [mm]	
		ΔT +14K	ΔT -31K
1S	1.1	-15.1	50.0
	1.2	-15.0	49.7
	1.3	-15.0	49.9
	1.4	-15.1	50.3
2S	2.1	-12.8	42.4
	2.2	-12.8	42.4
	2.3	-12.8	42.6
	2.4	-12.8	42.6
3S	3.1	-10.4	34.6
	3.2	-10.4	34.7
	3.3	-10.5	34.8
	3.4	-10.5	34.8
4S	4.1	-8.1	26.9
	4.2	-8.1	27.0
	4.3	-8.1	27.1
	4.4	-8.2	27.1
5S	5.1	-5.8	19.2
	5.2	-5.8	19.2
	5.3	-5.8	19.3
	5.4	-5.8	19.3
6S	6.1	-3.5	11.5
	6.2	-3.5	11.5
	6.3	-3.5	11.6
	6.4	-3.5	11.6
9S	9.1	3.5	-11.6
	9.2	3.5	-11.6
	9.3	3.5	-11.7
	9.4	3.5	-11.7
10S	10.1	5.8	-19.3
	10.2	5.8	-19.3
	10.3	5.8	-19.4
	10.4	5.8	-19.4
11S	11.1	8.1	-27.0
	11.2	8.1	-27.0
	11.3	8.2	-27.1
	11.4	8.2	-27.1
12S	12.1	10.7	-35.4
	12.2	10.7	-35.4
	12.3	10.7	-35.5
	12.4	10.7	-35.5
13S	13.1	12.8	-42.5
	13.2	12.8	-42.5
	13.3	12.8	-42.6
	13.4	12.8	-42.6
14S	14.1	15.1	-50.3
	14.2	15.0	-50.0
	14.3	15.1	-50.0
	14.4	15.1	-50.3

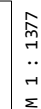
Tablica 6.4N.

Przemieszczenia poziomo łożyskach od ΔT dla $t_0=16K$
 Obiekt północny

Podpora	łożysko	UX [mm]	
		ΔT +14K	ΔT -21K
1N	1.1	-14.9	49.6
	1.2	-14.9	49.6
	1.3	-15.0	49.8
	1.4	-15.0	49.8
2N	2.1	-12.7	42.1
	2.2	-12.7	42.1
	2.3	-12.7	42.2
	2.4	-12.7	42.3
3N	3.1	-10.3	34.3
	3.2	-10.3	34.4
	3.3	-10.4	34.5
	3.4	-10.4	34.5
4N	4.1	-8.0	26.6
	4.2	-8.0	26.6
	4.3	-8.1	26.7
	4.4	-8.1	26.8
5N	5.1	-5.7	18.9
	5.2	-5.7	18.9
	5.3	-5.7	19.0
	5.4	-5.7	19.0
6N	6.1	-3.4	11.2
	6.2	-3.4	11.2
	6.3	-3.4	11.3
	6.4	-3.4	11.3
9N	9.1	3.6	-11.9
	9.2	3.6	-11.9
	9.3	3.6	-12.0
	9.4	3.6	-12.0
10N	10.1	5.9	-19.6
	10.2	5.9	-19.6
	10.3	5.9	-19.7
	10.4	5.9	-19.7
11N	11.1	8.2	-27.3
	11.2	8.2	-27.4
	11.3	8.3	-27.4
	11.4	8.3	-27.5
12N	12.1	10.6	-35.1
	12.2	10.6	-35.1
	12.3	10.6	-35.2
	12.4	10.6	-35.2
13N	13.1	12.9	-42.8
	13.2	12.9	-42.8
	13.3	12.9	-42.9
	13.4	12.9	-42.9
14N	14.1	15.1	-50.0
	14.2	15.1	-50.1
	14.3	15.1	-50.1
	14.4	15.1	-50.1



Rys. 6.10. Przemieszczenia poziomie na łożyskach od $\Delta T = +20K$.



M 1 : 1377

7. PODSUMOWANIE

Na bazie oględzin oraz oceny stanu technicznego stwierdzono następujące główne uszkodzenia estakady:

- Całkowite zamknięcie urządzeń dylatacyjnych w obszarze kap chodnikowych estakady północnej oraz południowej, co uniemożliwia realizowanie przebiegów w kierunku do przyczółka. Urządzenia dylatacyjne na obiekcie są nieszczelne. Brak jest skutecznego systemu odprowadzenia wody w strefach przydylatacyjnych. Stan urządzeń dylatacyjnych uznać należy za awaryjny,
- Nieprawidłowe położenie względne płyty górnej i dolnej łożysk na estakadzie południowej. Jest to najprawdopodobniej spowodowane niewłaściwym ich ustawieniem wstępnym w trakcie budowy. Na obiekcie północnym stan łożysk w tym zakresie jest prawidłowy i nie budzi wątpliwości,
- Zaawansowana korozja betonu stref końcowych belek prefabrykowanych w przęsłach skrajnych od strony przyczółków,
- Korozja betonu przyczółków,
- Zaawansowana korozja betonu kap chodnikowych oraz kap w pasie rozdziału, zniszczenie nawierzchni chodników o charakterze globalnym. W obszarze przęsła skrajnych w strefach podpór skrajnych stan tych elementów wyposażenia włączając belki gzymsowe oraz wsporniki płyty pomostowej jest awaryjny.

Bezpośrednią przyczyną powyższych uszkodzeń (wyłączając nieprawidłowości stwierdzone na łożyskach) jest permanentny stan zawilgocenia, przenikania wody oraz brak jej skutecznego odprowadzenia ze stref przydylatacyjnych. Powoduje to przyspieszoną korozję betonu wywołaną oddziaływaniem wody z dodatkiem soli agresywnych w stosunku do betonu oraz cyklami zamarzania.

8. WNIOSKI KOŃCOWE

Na podstawie oceny stanu technicznego, oględzin konstrukcji oraz przeprowadzonych analiz numerycznych sformułowano następujące wnioski końcowe:

- Nie stwierdzono uszkodzeń, które mogłyby mieć istotny wpływ na obniżenie nośności użytkowej estakady,
- Uszkodzenia stref urządzeń dylatacyjnych wymagają pilnej naprawy. Pozostawienie ich w stanie obecnym będzie skutkować powstawaniem dalszych uszkodzeń (np. w obszarze podpór skrajnych) oraz propagacji już powstałych. Stan tych urządzeń jest awaryjny,
- Strefa urządzeń dylatacyjnych oprócz wykonania napraw uszkodzonych elementów wymaga zaprojektowania skutecznego systemu odprowadzenia wody,
- Stwierdzone nieprawidłowości położenia względnego płyty górnej oraz dolnej łożysk obiektu południowego nie wymagają dokonania rektyfikacji, tym niemniej należy poddać je obserwacji w zakresie możliwości realizowania przemieszczeń,
- Elementy wyposażenia w postaci kap chodnikowych, belek gzymsowych, nawierzchni chodników kwalifikują się w całości do wymiany z uwagi na destrukcję materiału o charakterze globalnym,
- Określenie szczegółowego zakresu oraz sposobu napraw wymaga stworzenia dokumentacji projektowej remontu,
- Jest możliwe etapowe wykonanie prac remontowych, ze zwróceniem uwagi, że najbardziej pilne jest usunięcie uszkodzeń w strefach urządzeń dylatacyjnych.

ZAŁĄCZNIK NR 1 - INWENTARYZACJA OBIEKTU

Rys. nr E-01 - Inwentaryzacja obiektu - widok z boku

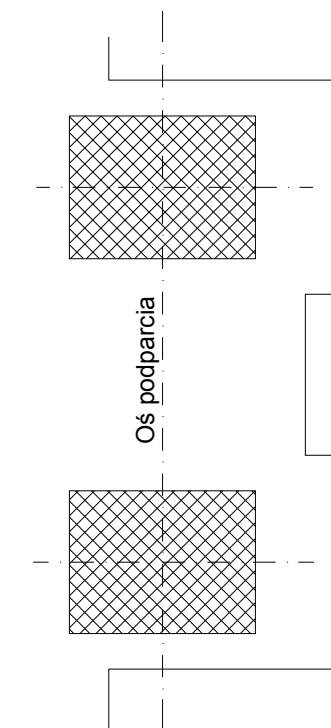
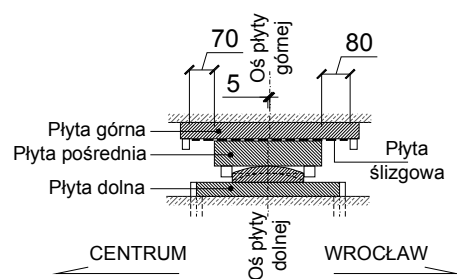
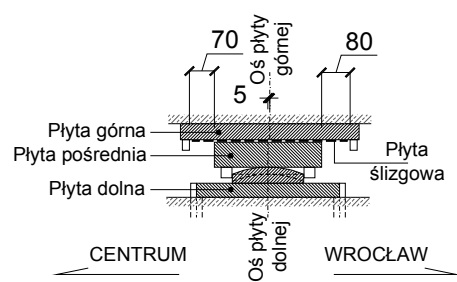
Rys. nr E-02 - Inwentaryzacja obiektu - rzut z góry i przekrój poprzeczny

ZAŁĄCZNIK NR 2 – INWENTARYZACJA USZKODZEŃ

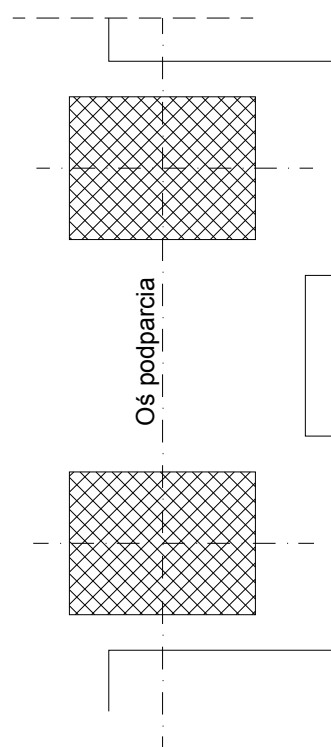
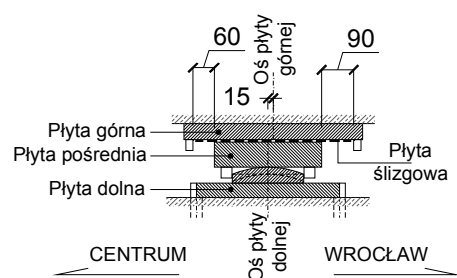
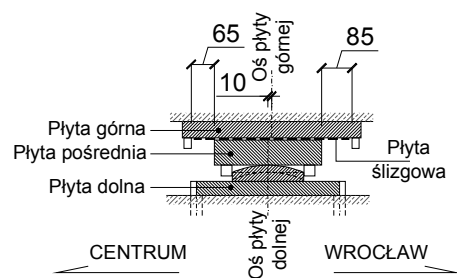
Rys. nr E-03 – Inwentaryzacja uszkodzeń – widok z boku

Rys. nr E-04 – Inwentaryzacja uszkodzeń – rzut z góry i przekrój poprzeczny

ZAŁĄCZNIK NR 3 – INWENTARYZACJA PRZEMIESZCZEŃ I USZKODZEŃ ŁOŻYSK.

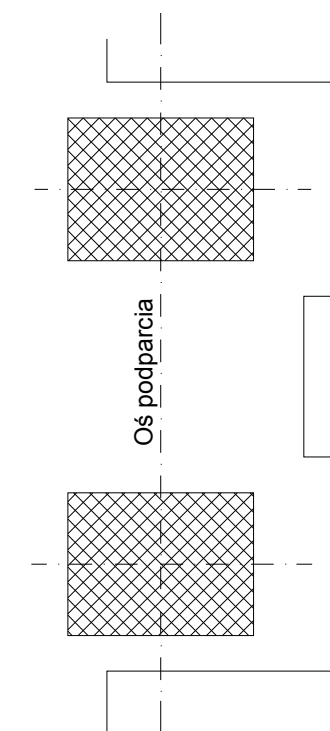
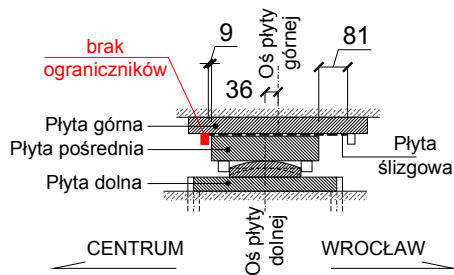
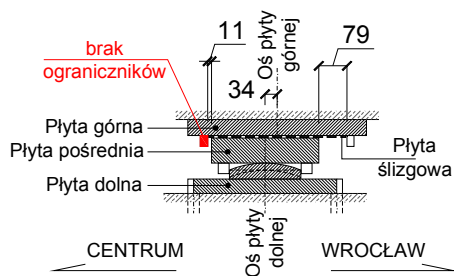
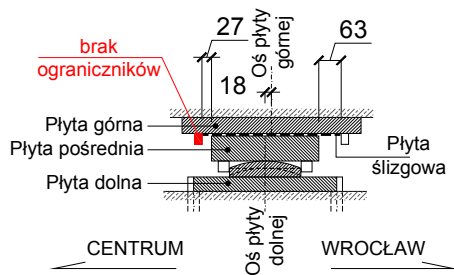
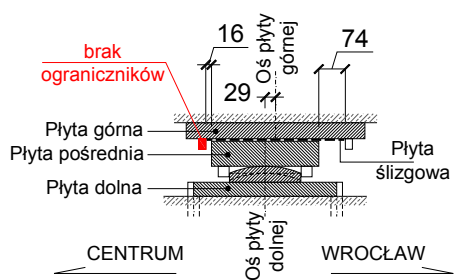


PODPORA 1N

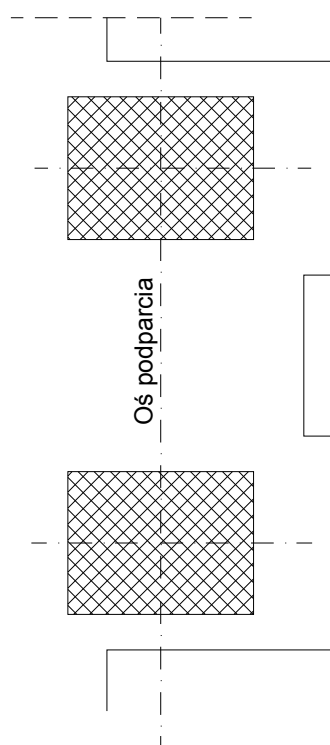


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 1N

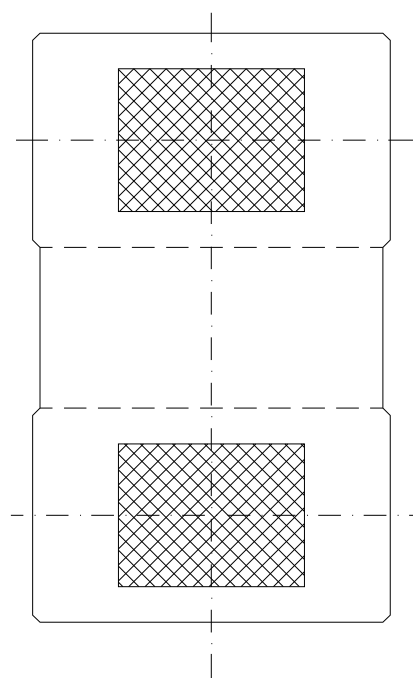
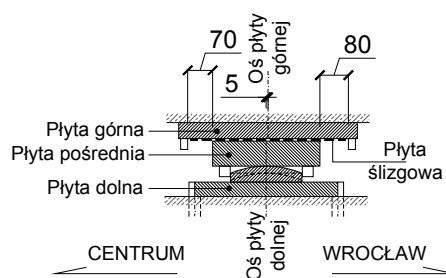
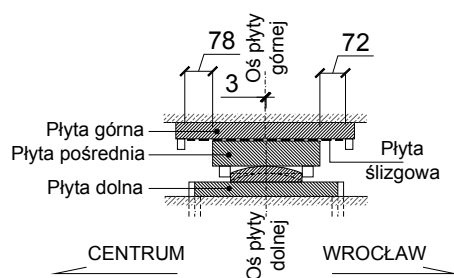


PODPORA 1S

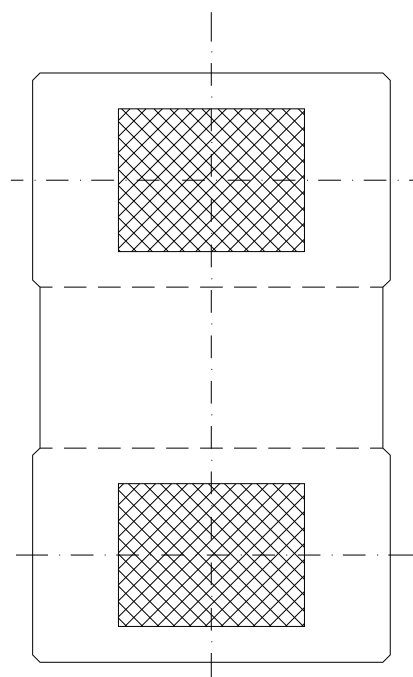
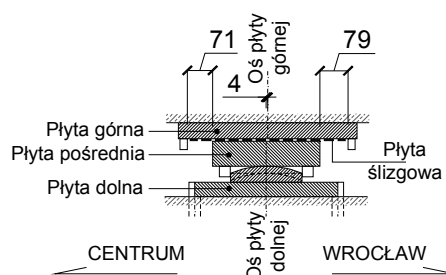
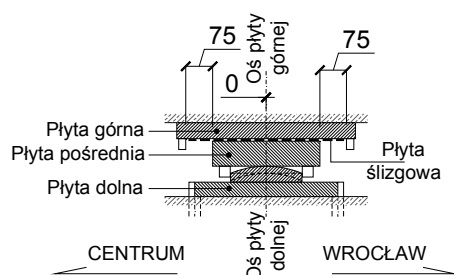


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 1S

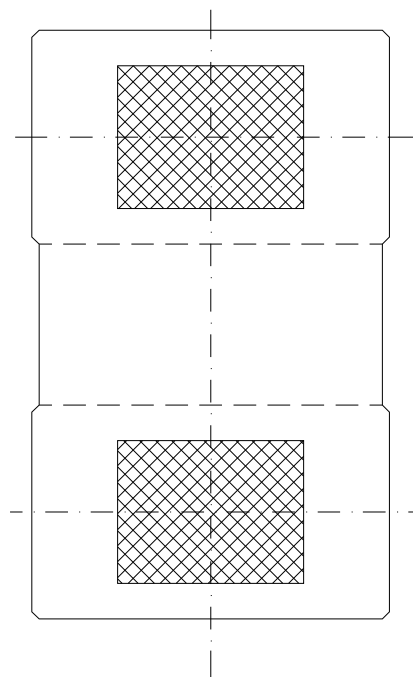
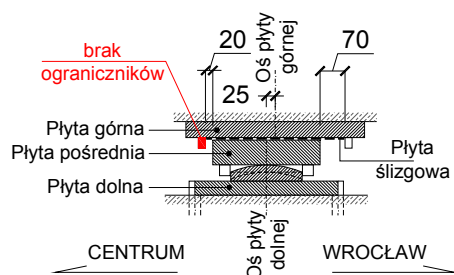
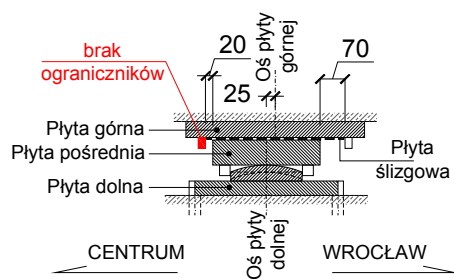


PODPORA 2N

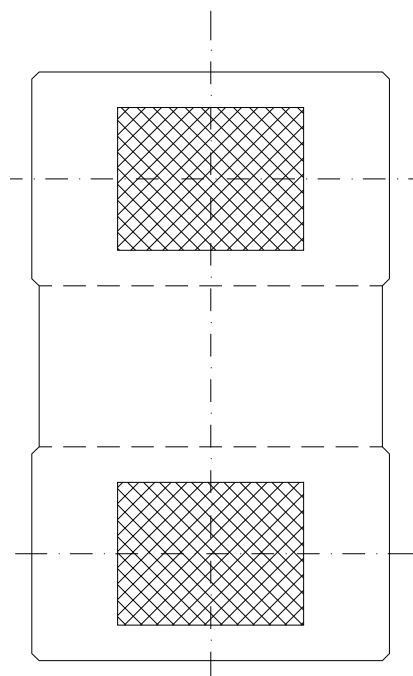
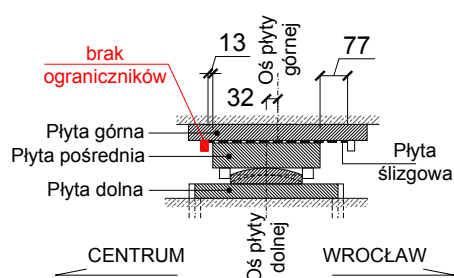
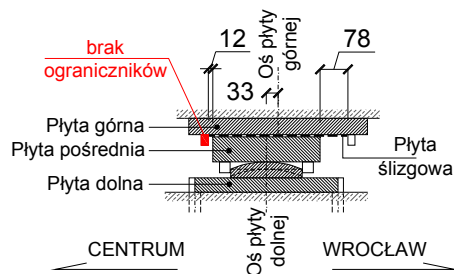


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 2N

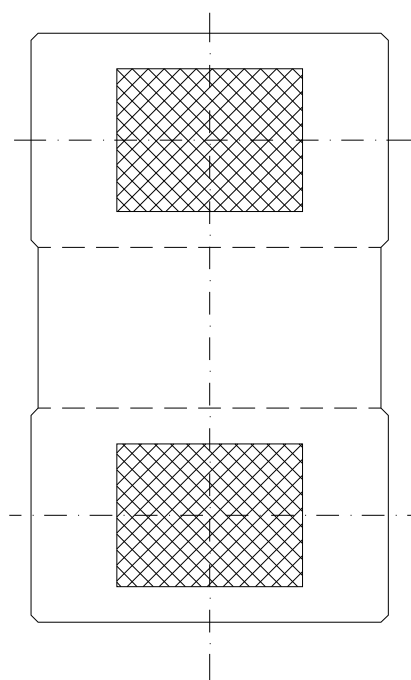
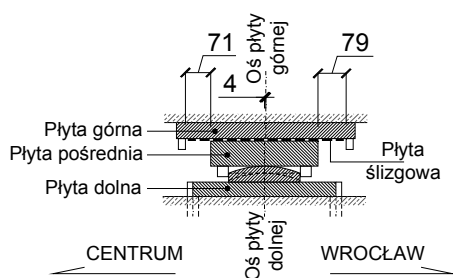
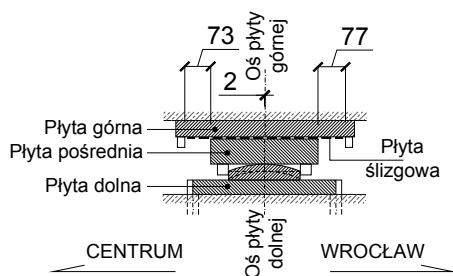


PODPORA 2S

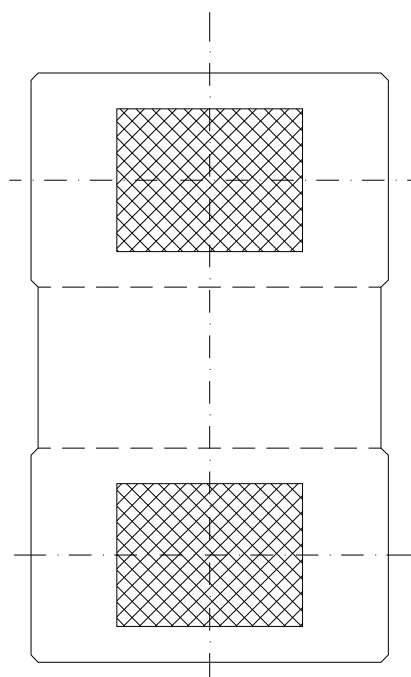
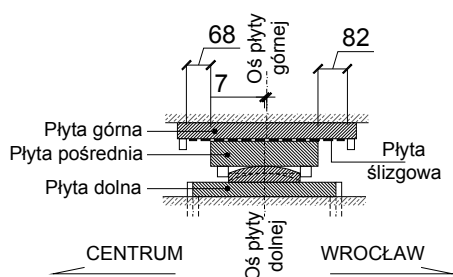
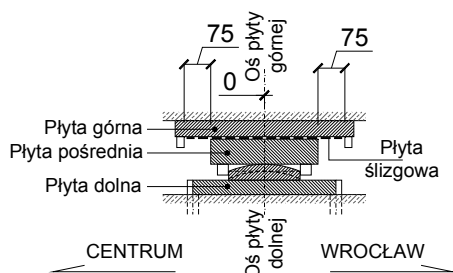


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 2S

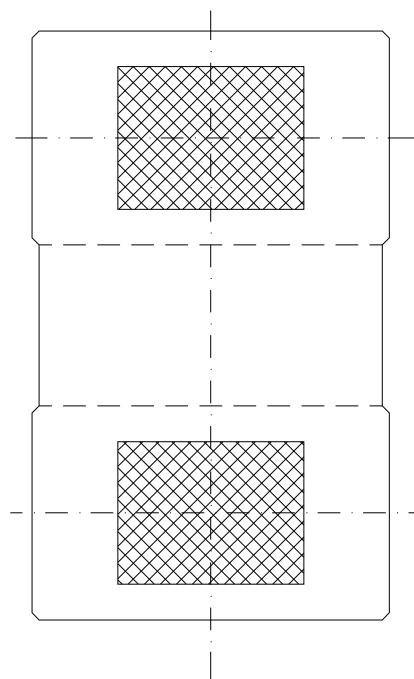
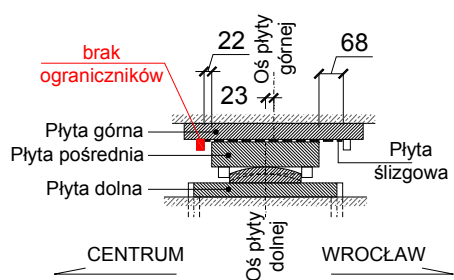
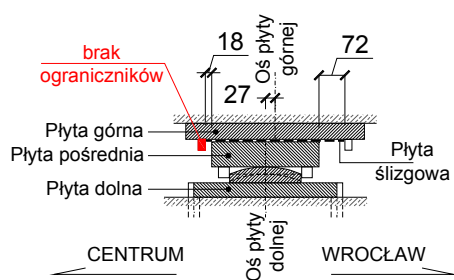


PODPORA 3N

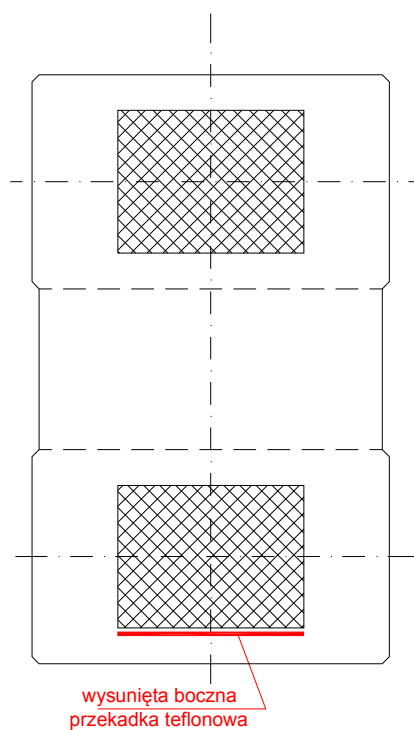
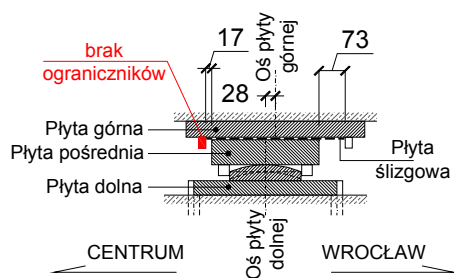
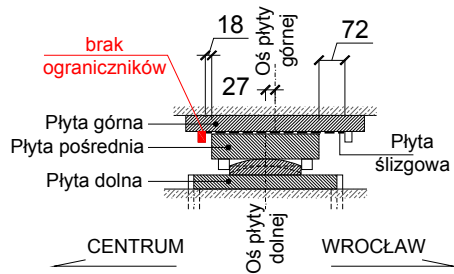


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 3N

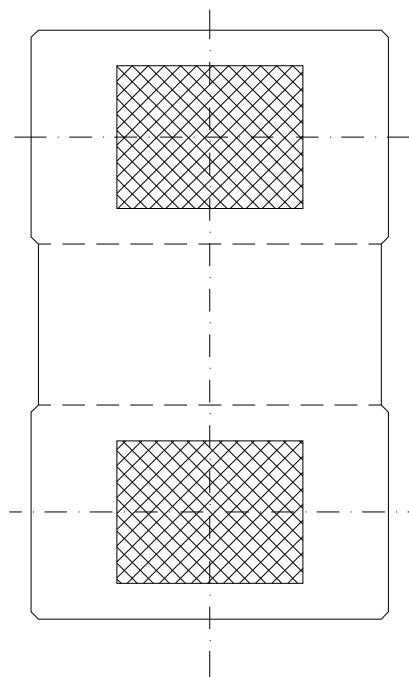
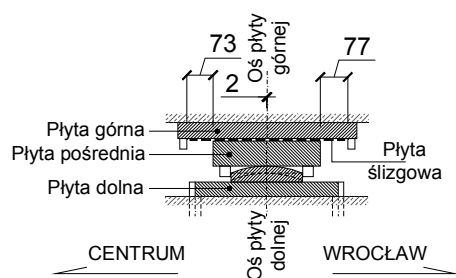
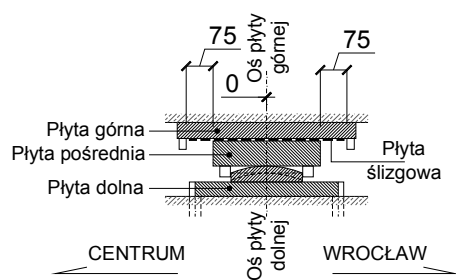


PODPORA 3S

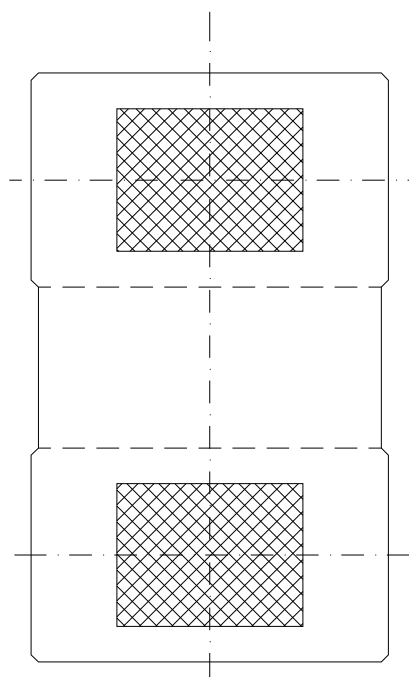
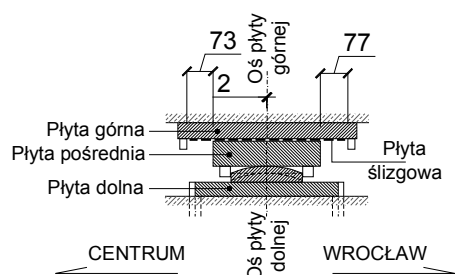
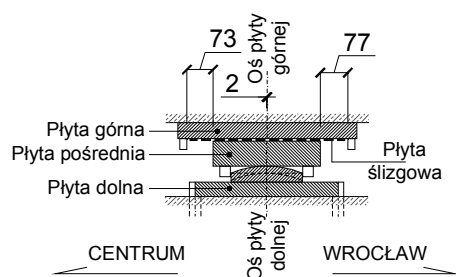


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 3S

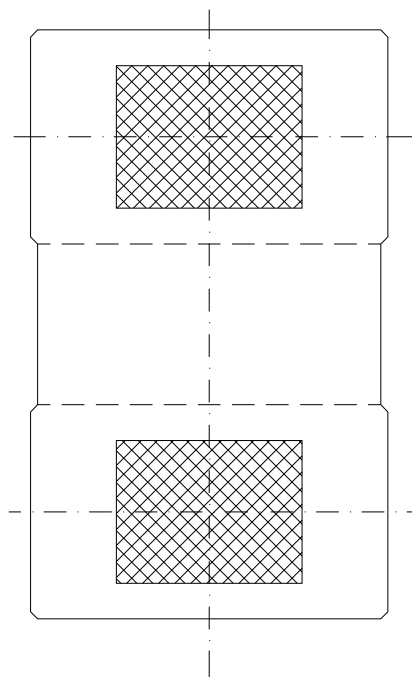
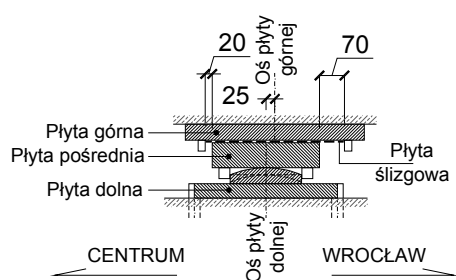
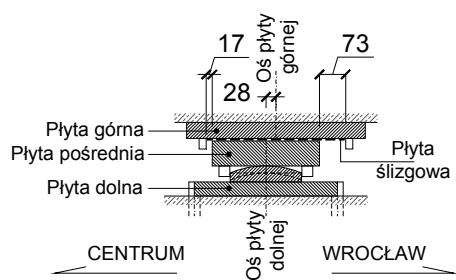


PODPORA 4N

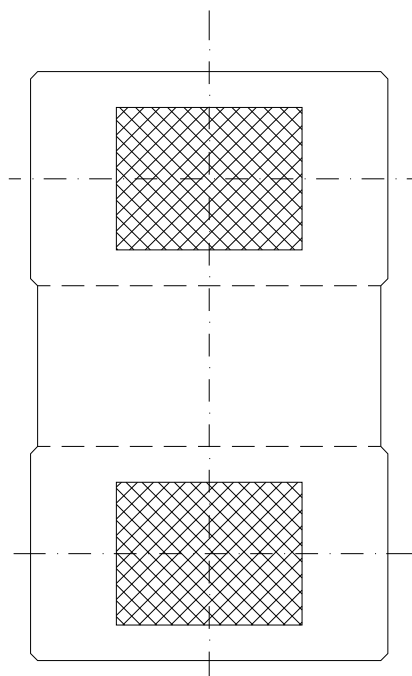
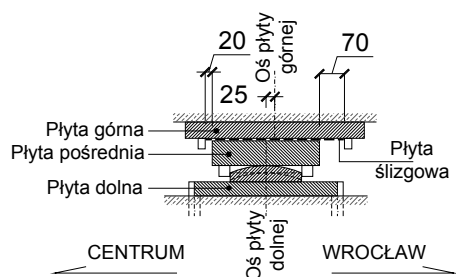
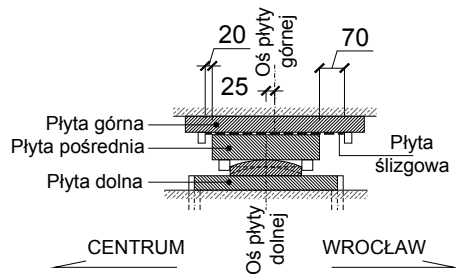


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 4N

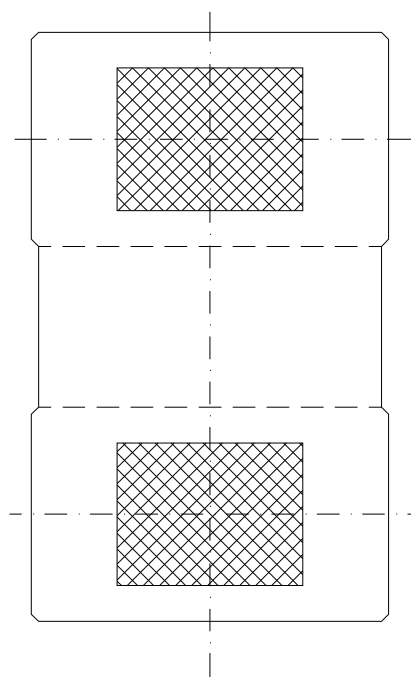
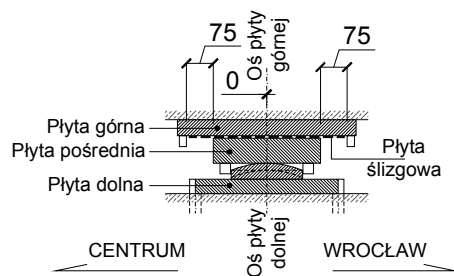
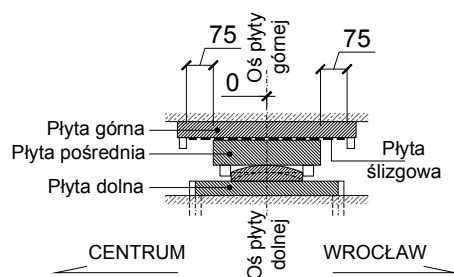


PODPORA 4S

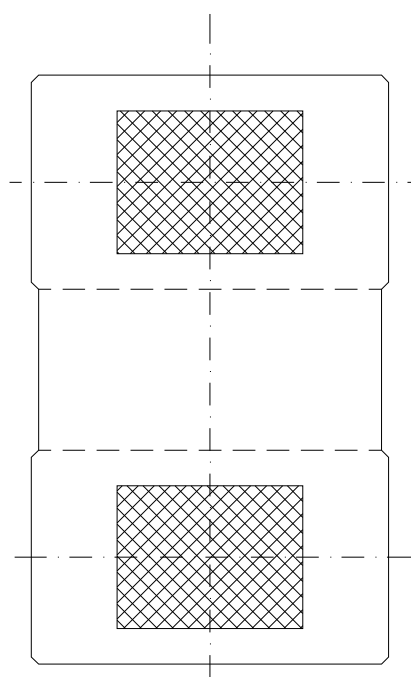
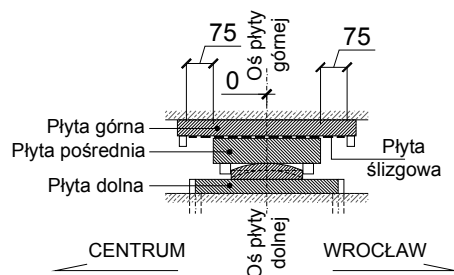
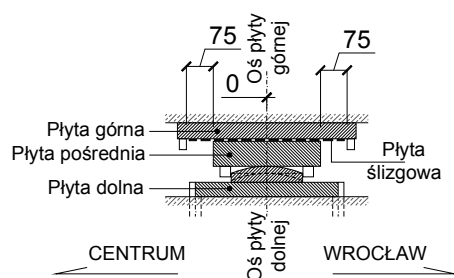


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 4S

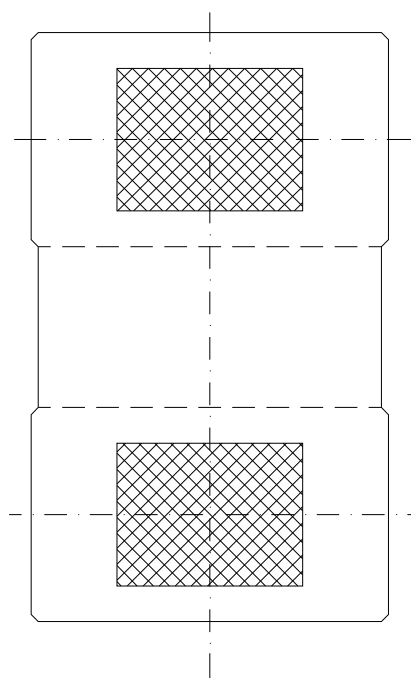
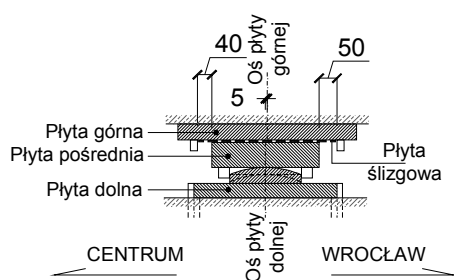
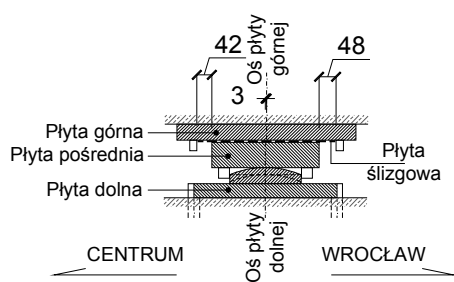


PODPORA 5N

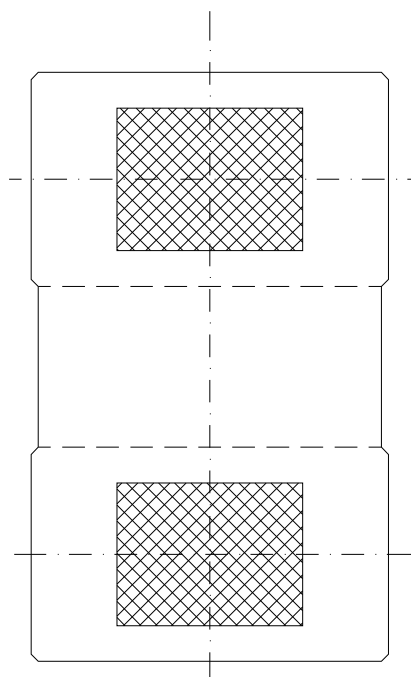
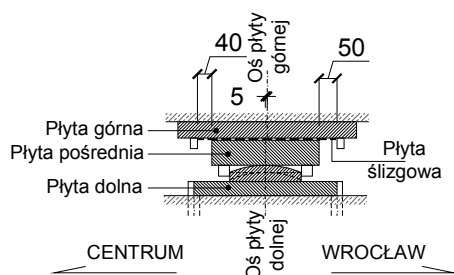
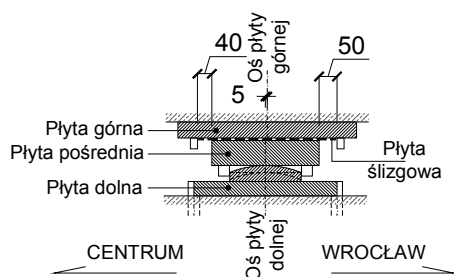


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 5N

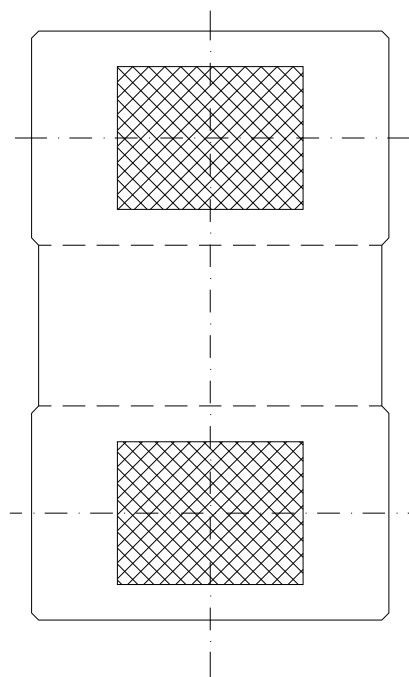
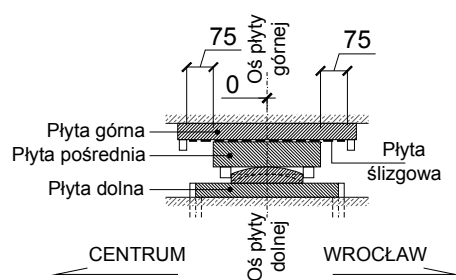


PODPORA 5S

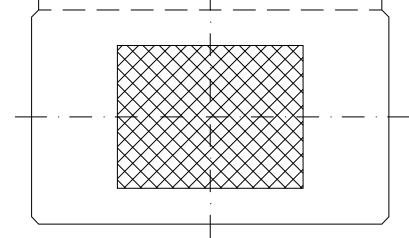
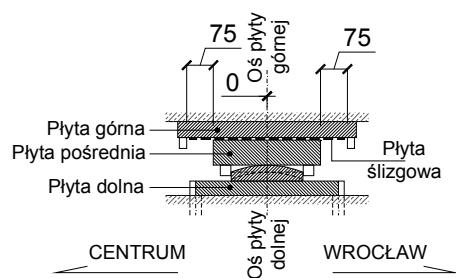
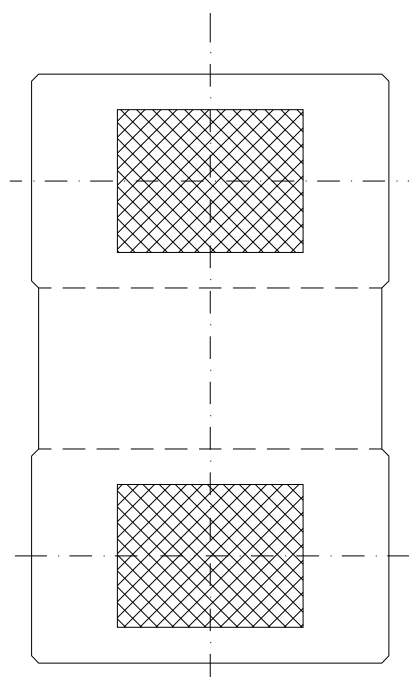
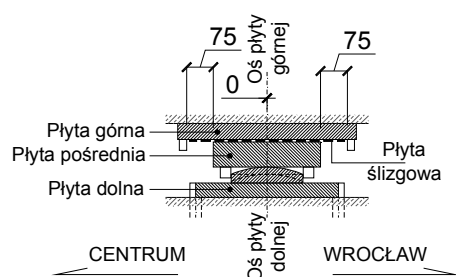


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 5S

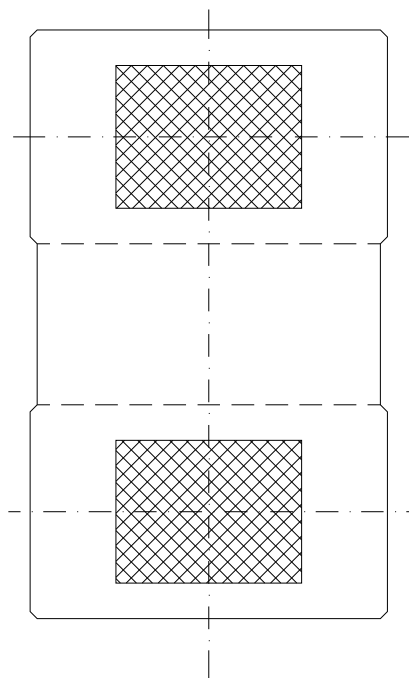
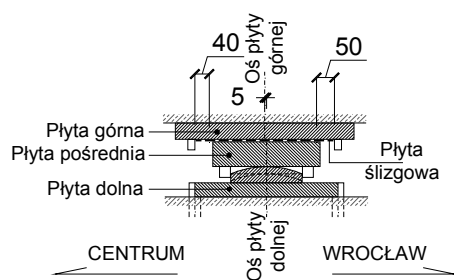
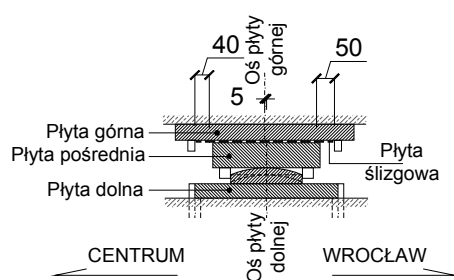


PODPORA 6N

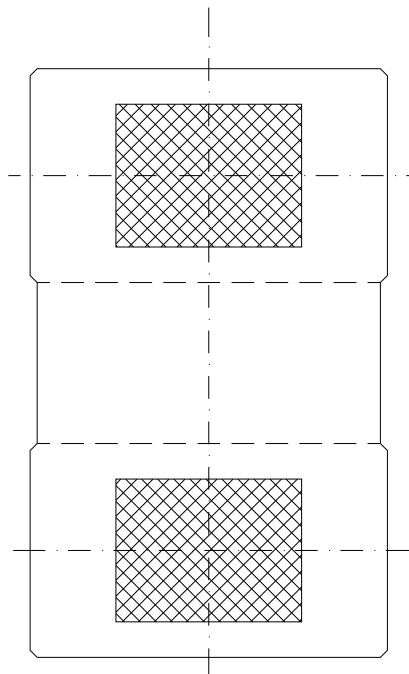
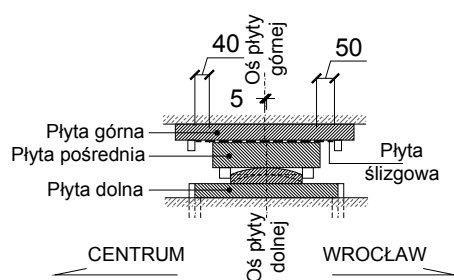
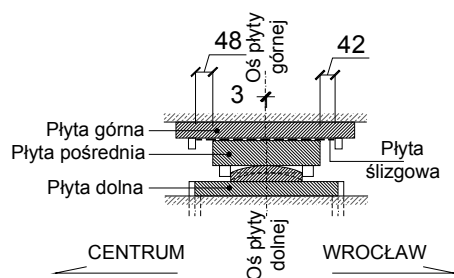


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 6N

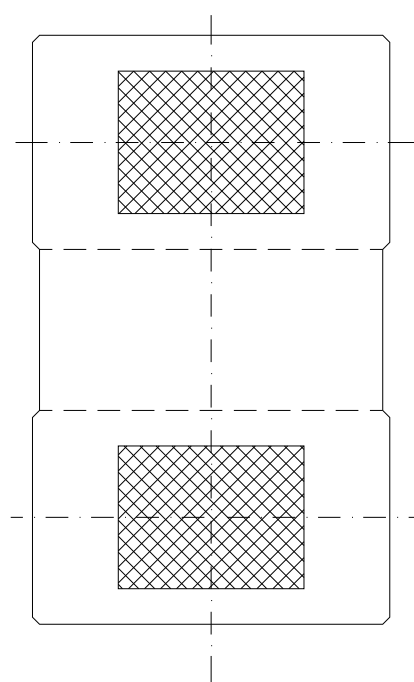
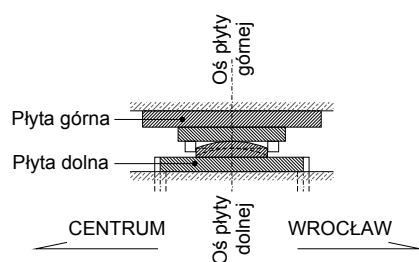
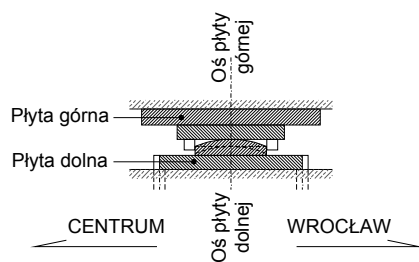


PODPORA 6S

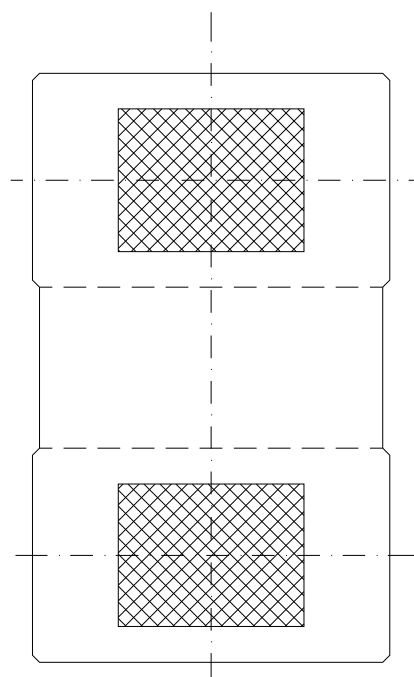
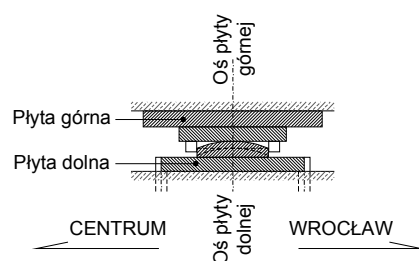
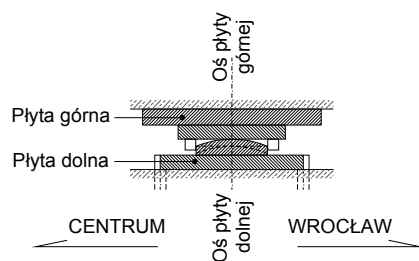


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 6S

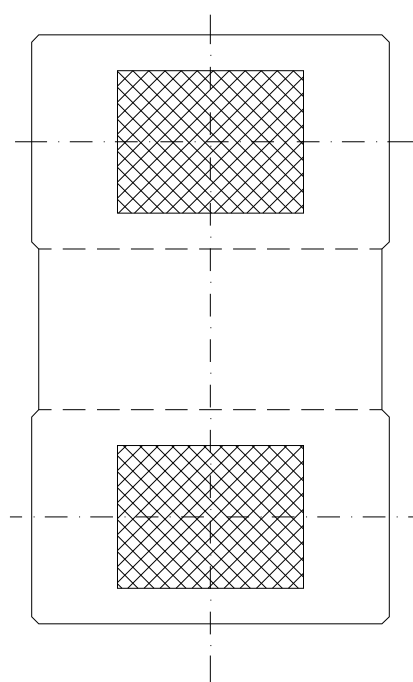
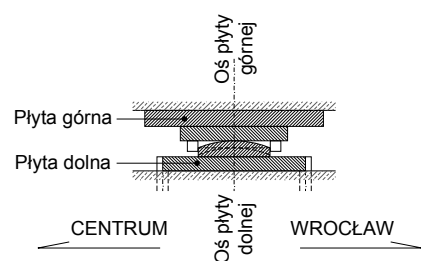
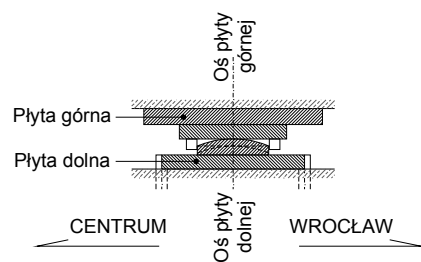


PODPORA 7N

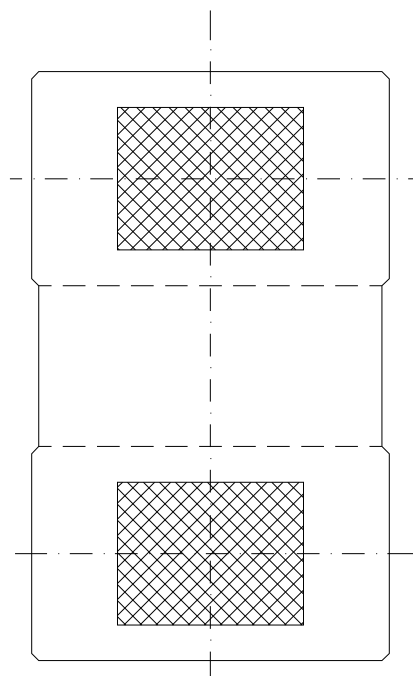
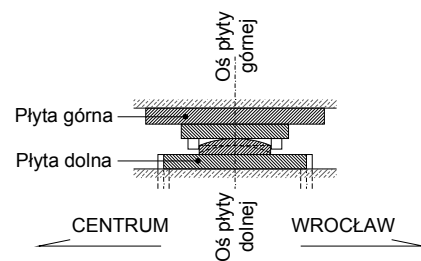
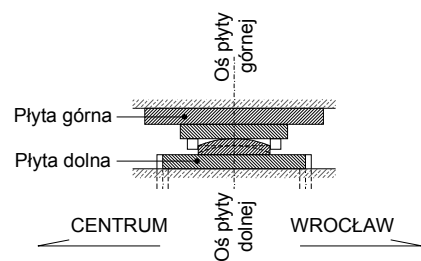


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 7N

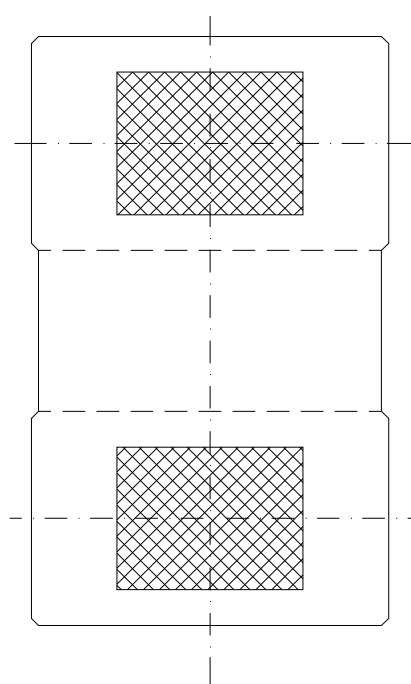
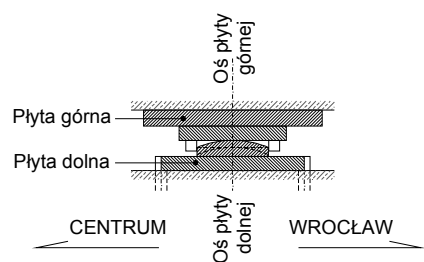
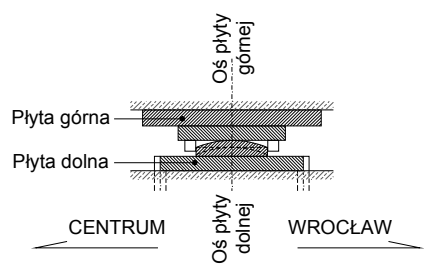


PODPORA 7S

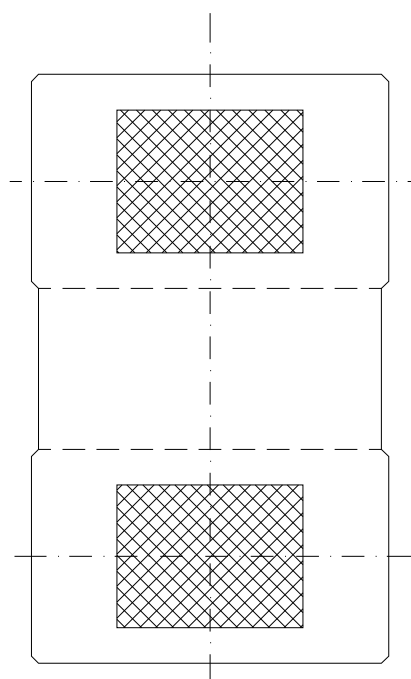
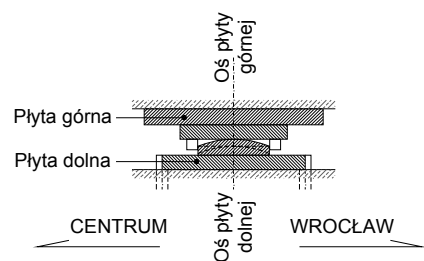
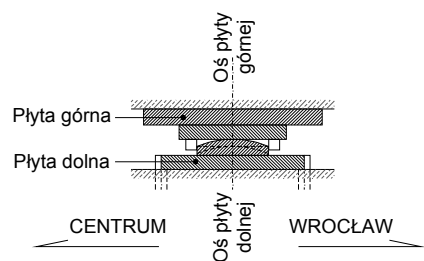


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 7S

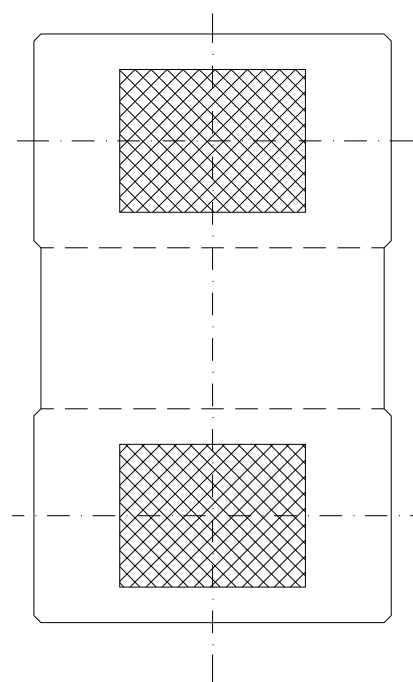
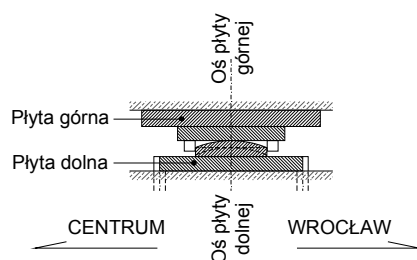
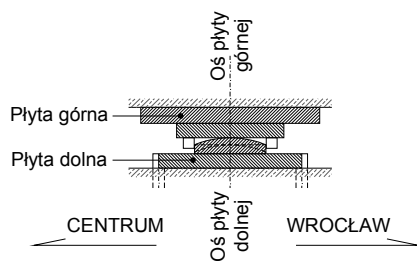


PODPORA 8N

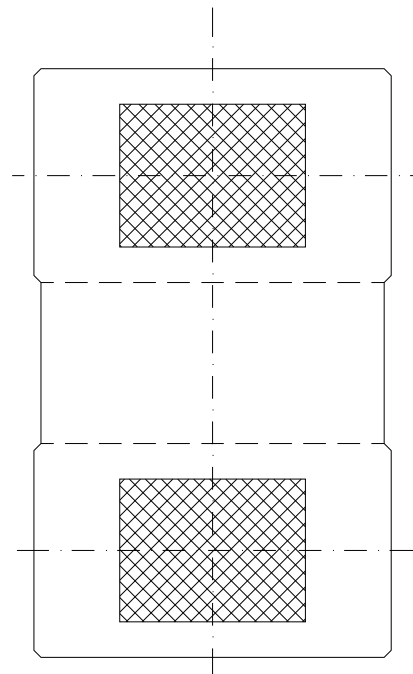
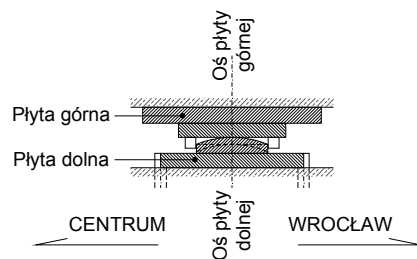
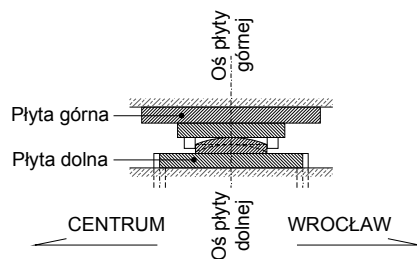


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 8N

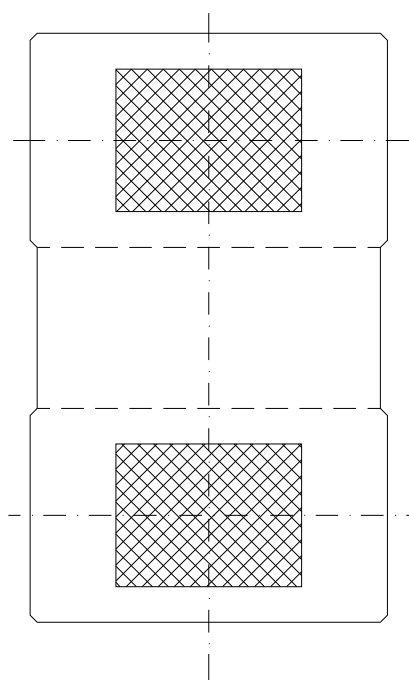
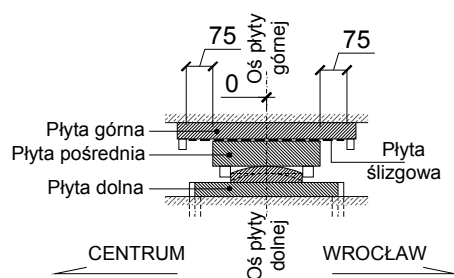
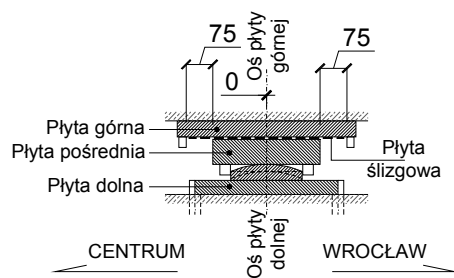


PODPORA 8S

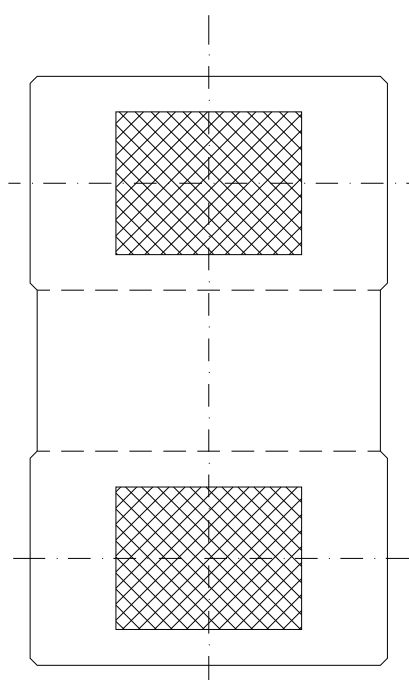
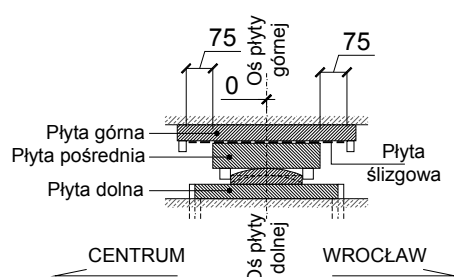
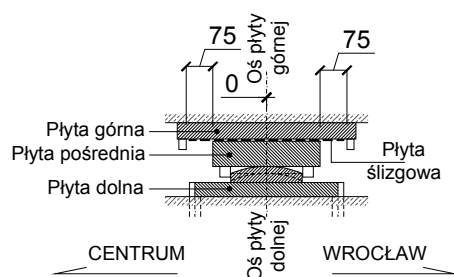


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 8S

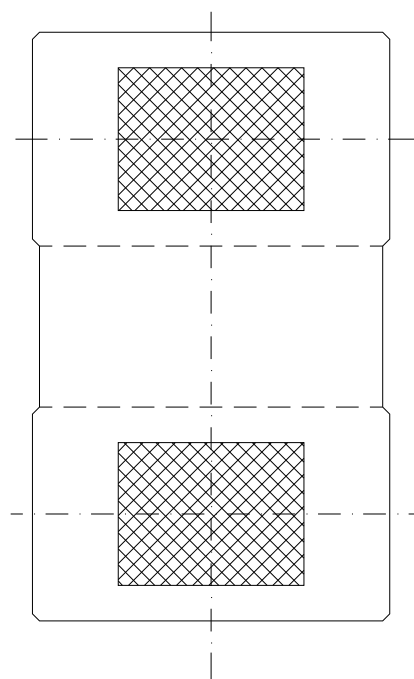
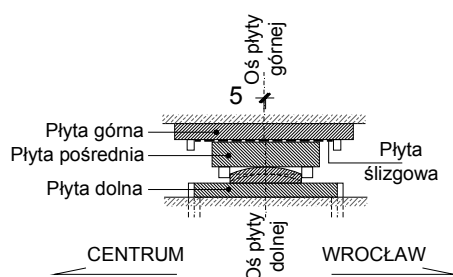
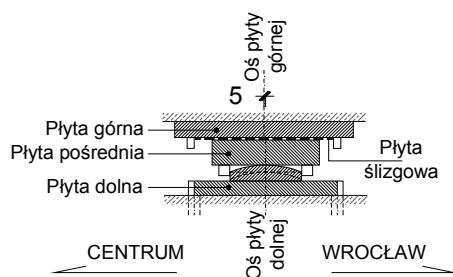


PODPORA 9N

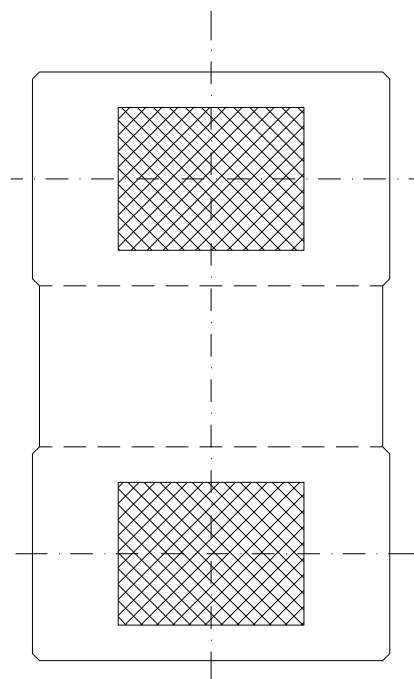
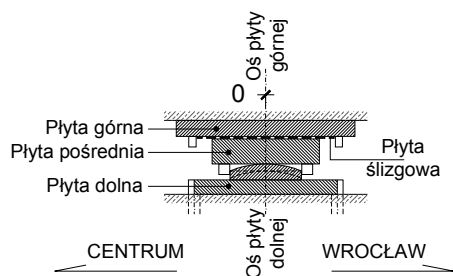
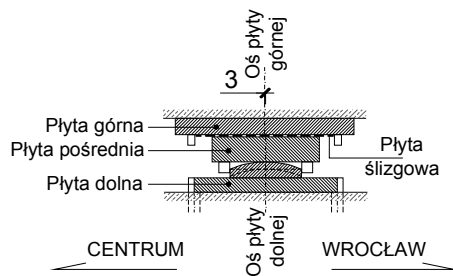


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 9N

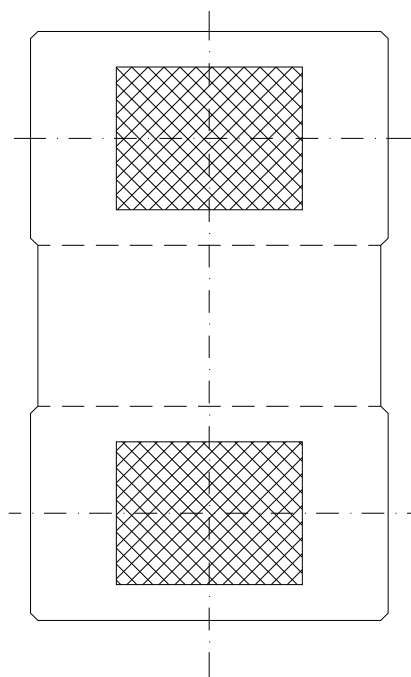
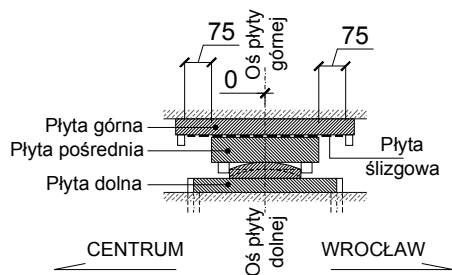
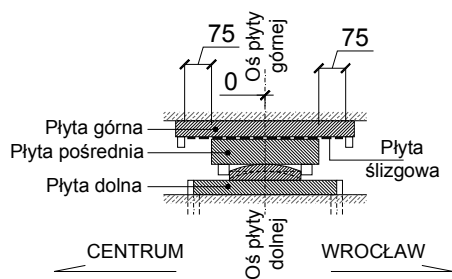


PODPORA 9S

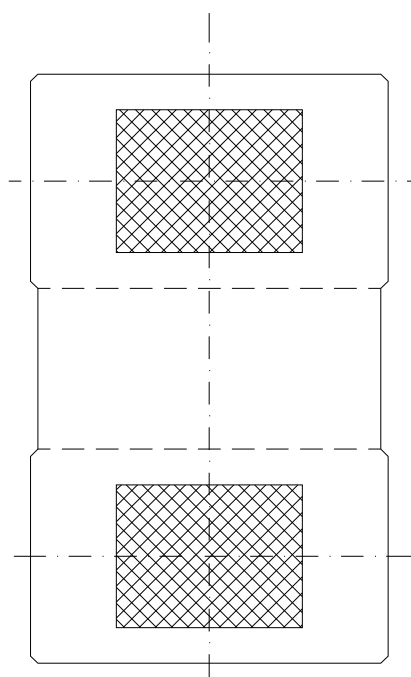
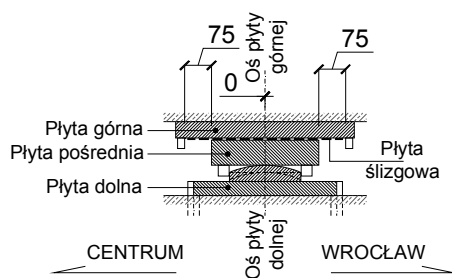
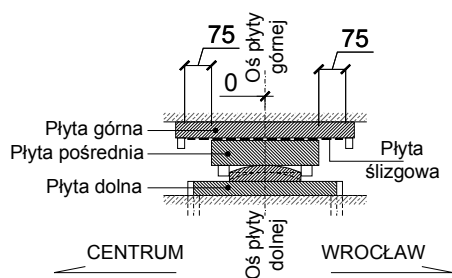


NITKA POŁUDNIOWA

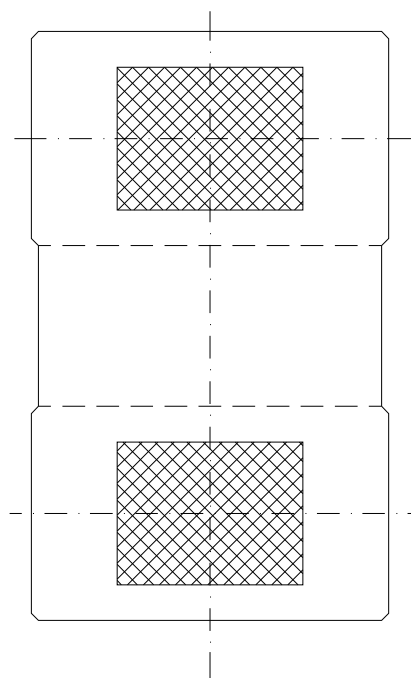
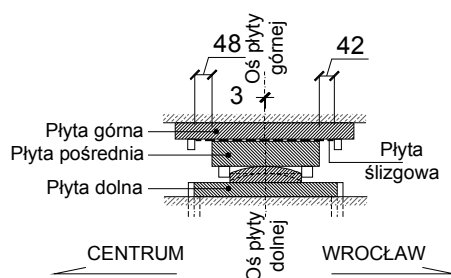
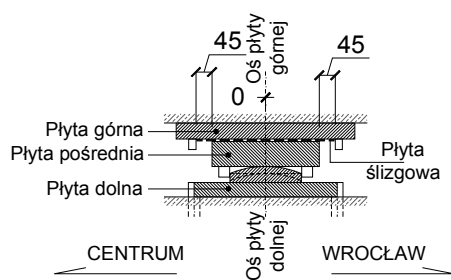
Inwentaryzacja łożysk na podporze 9S



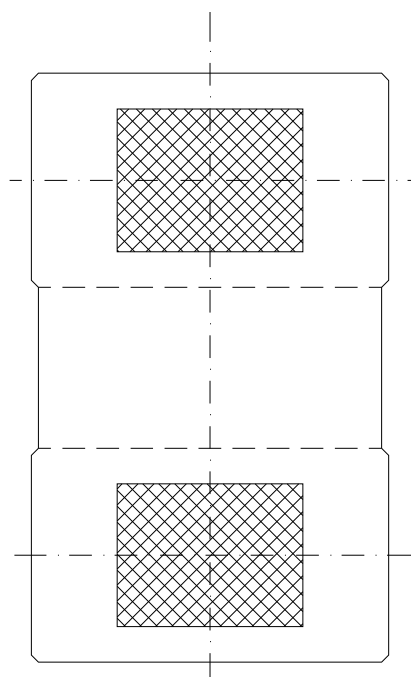
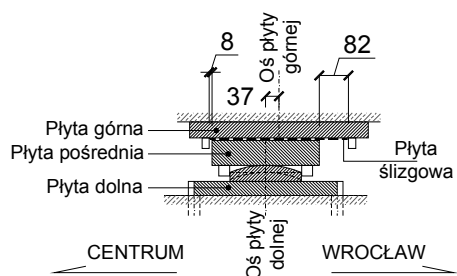
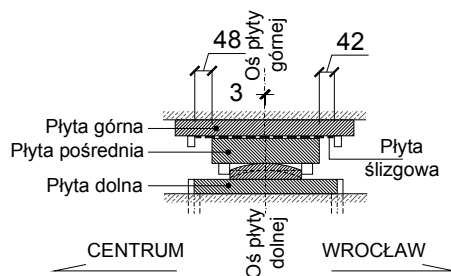
PODPORA 10N



NITKA PÓŁNOCNA
Inwentaryzacja łożysk na podporze **10N**

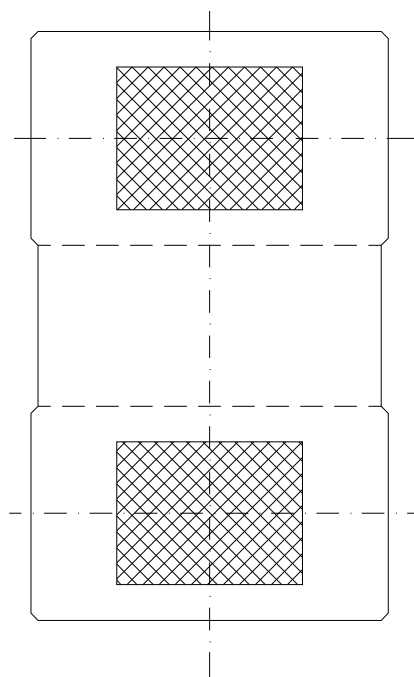
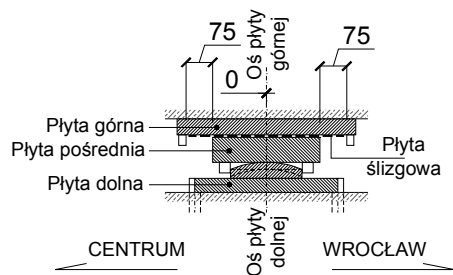
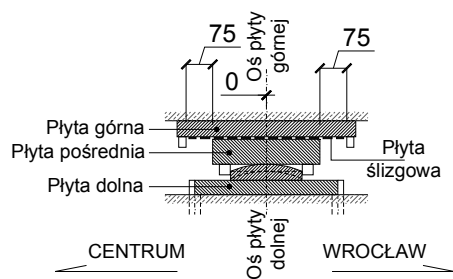


PODPORA 10S

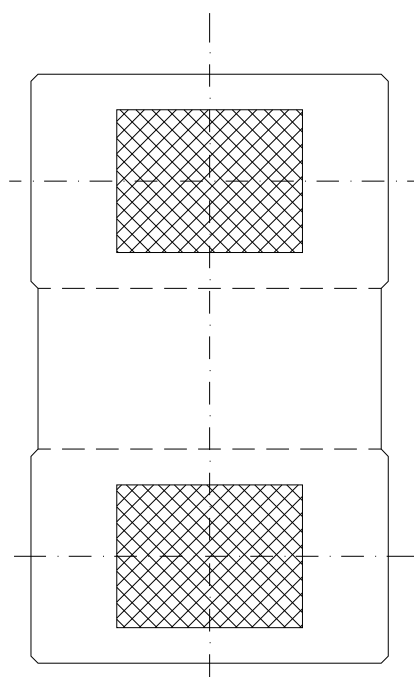
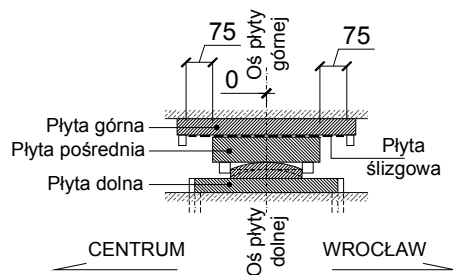
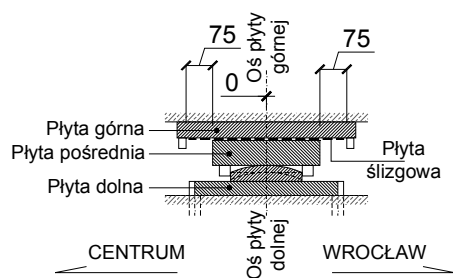


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 10S

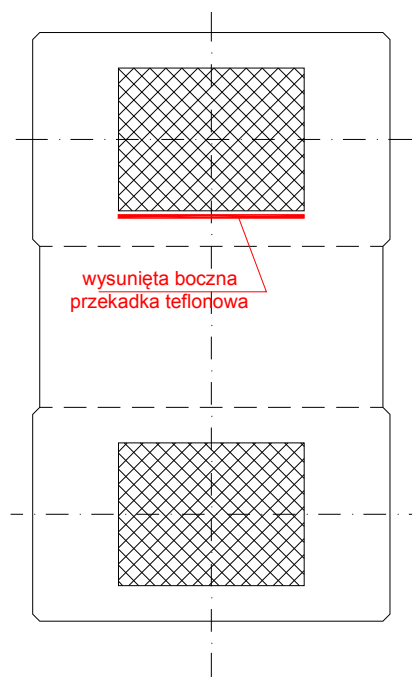
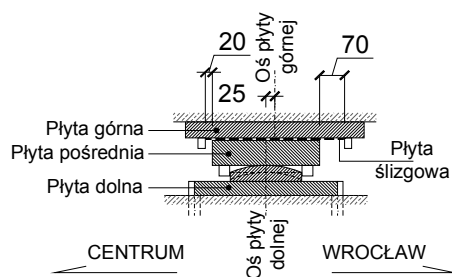
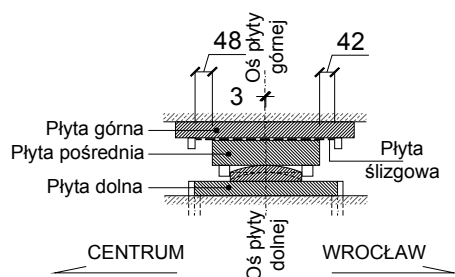


PODPORA 11N

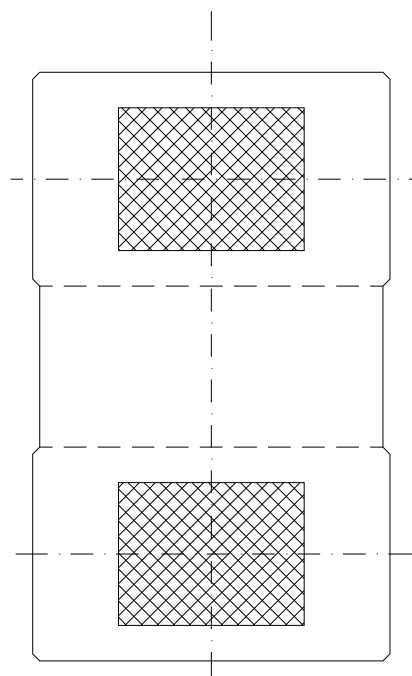
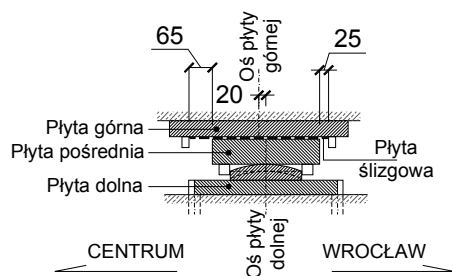
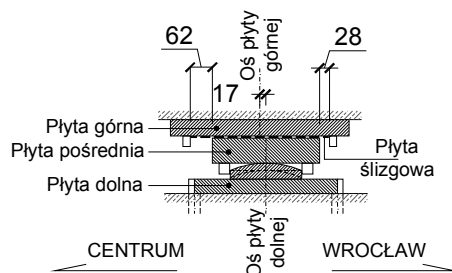


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 11N

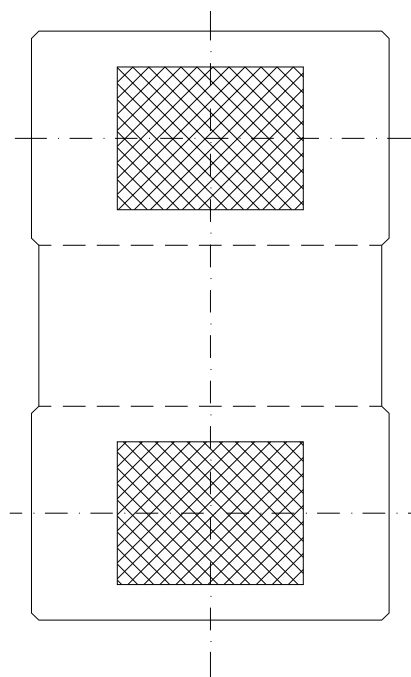
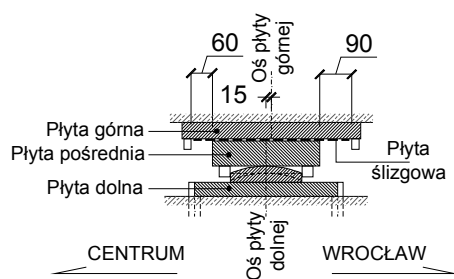
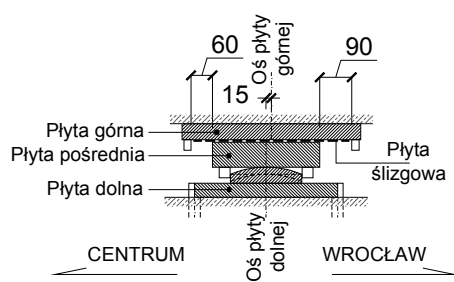


PODPORA 11S

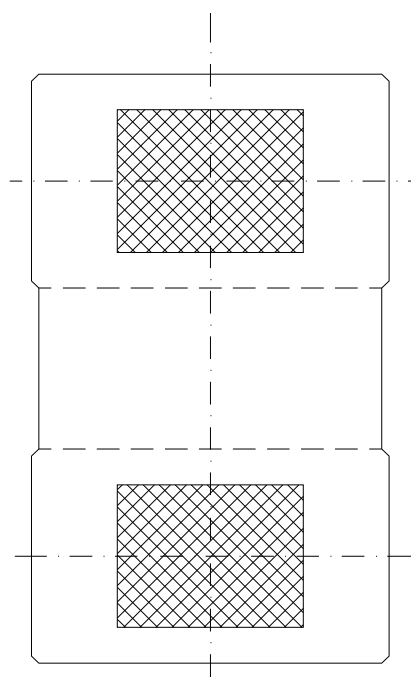
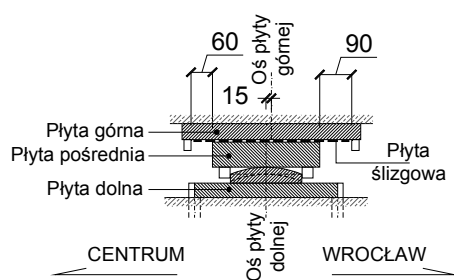
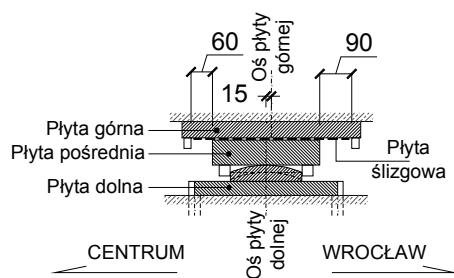


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 11S

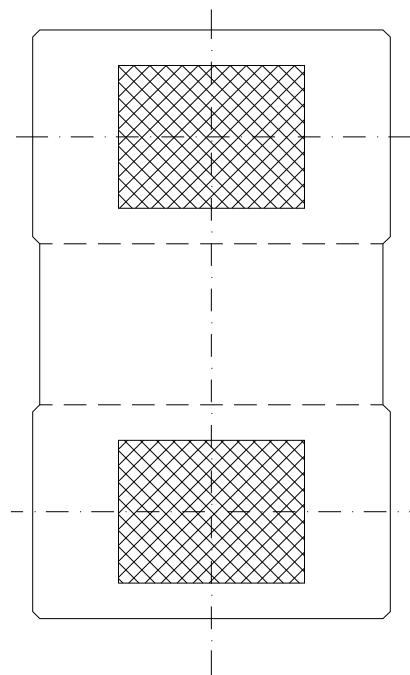
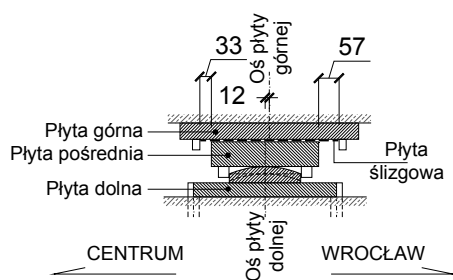
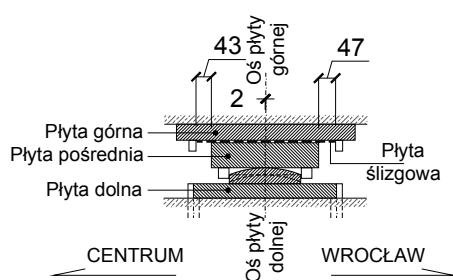


PODPORA 12N

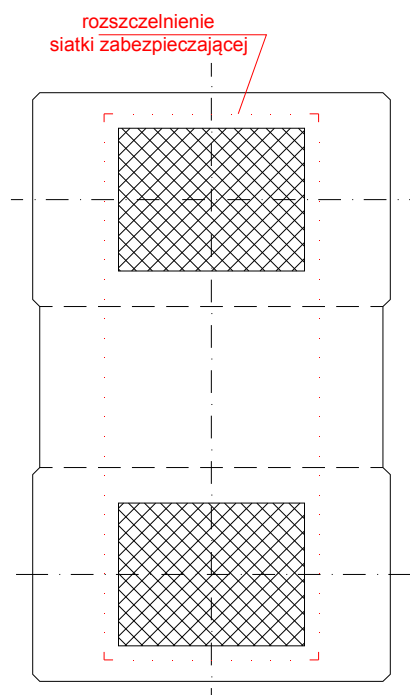
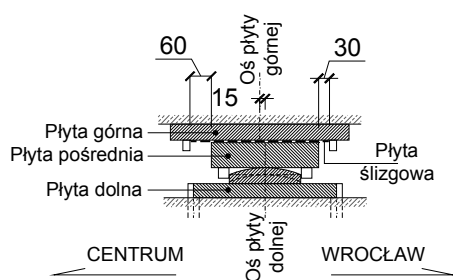
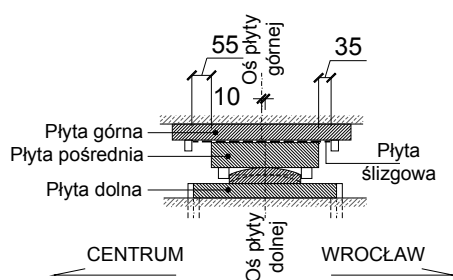


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 12N

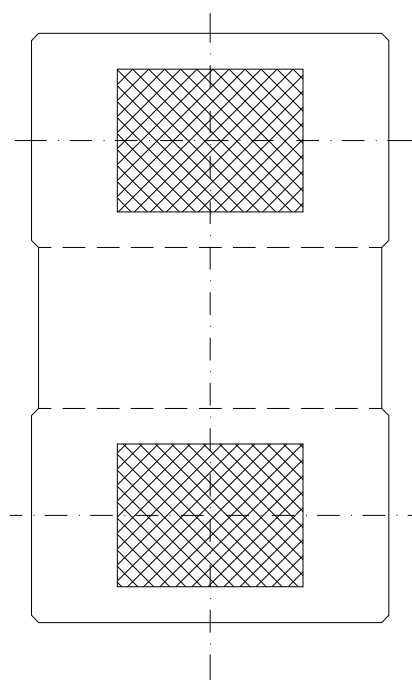
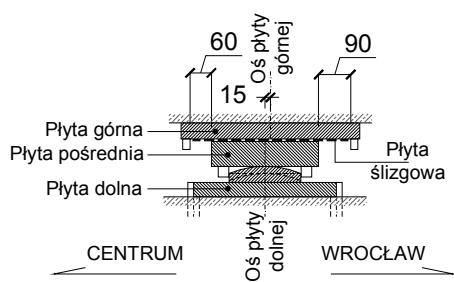


PODPORA 12S

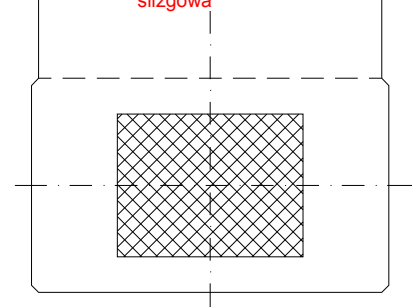
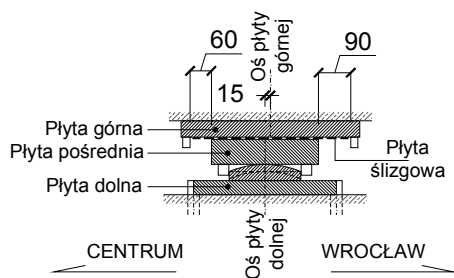
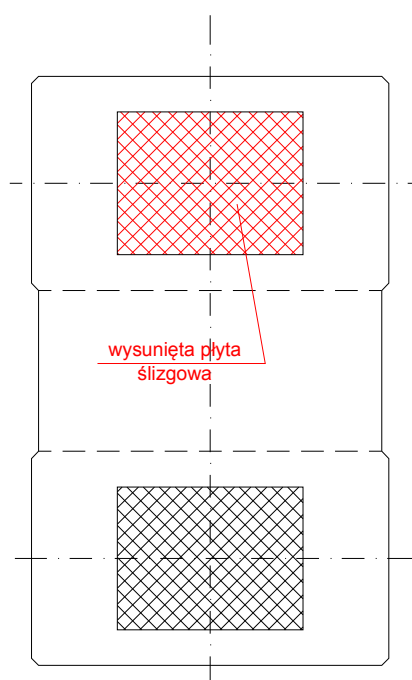
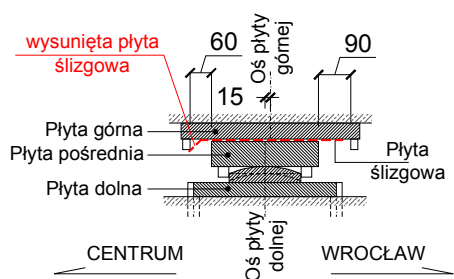


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 12S

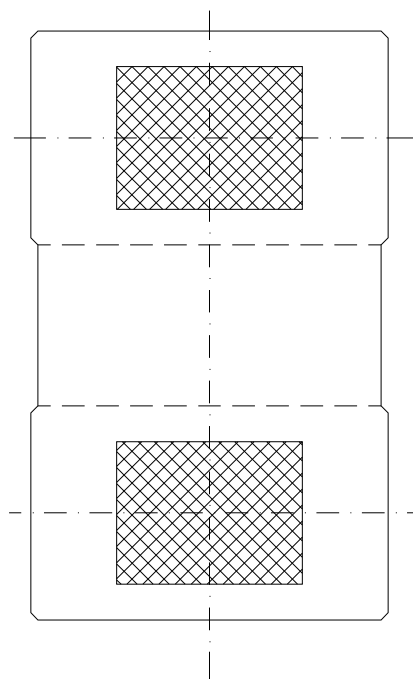
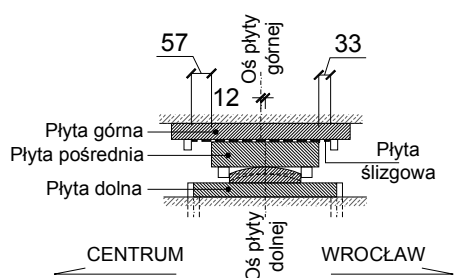
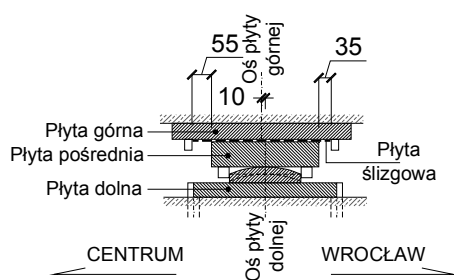


PODPORA 13N

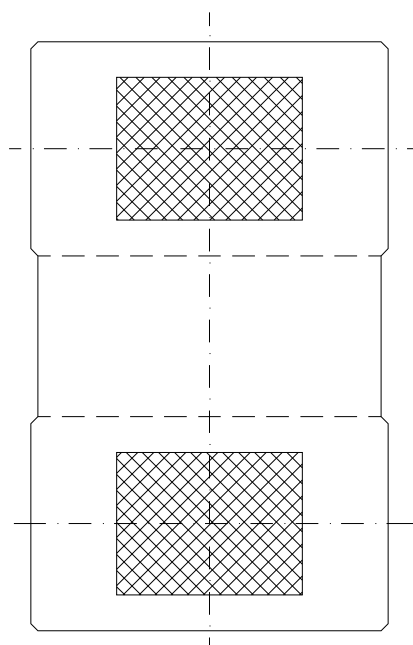
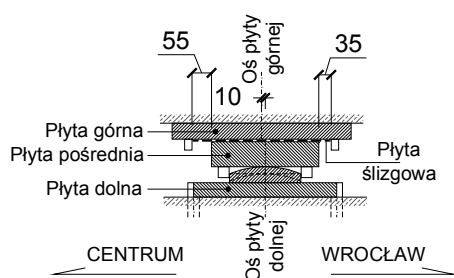
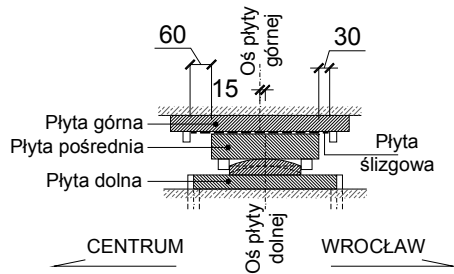


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 13N

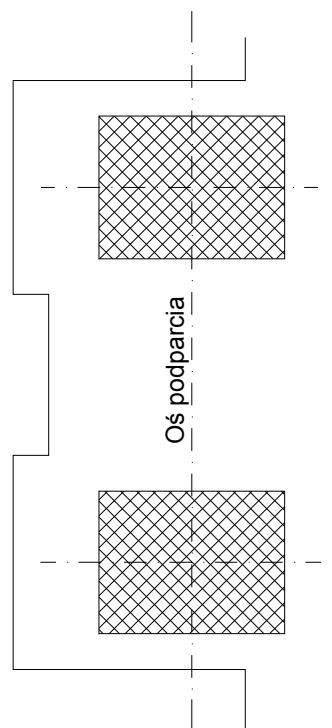
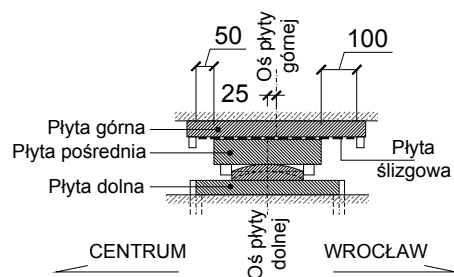
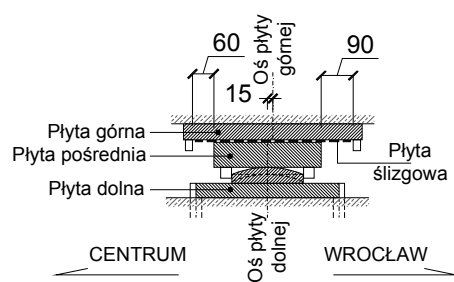


PODPORA 13S

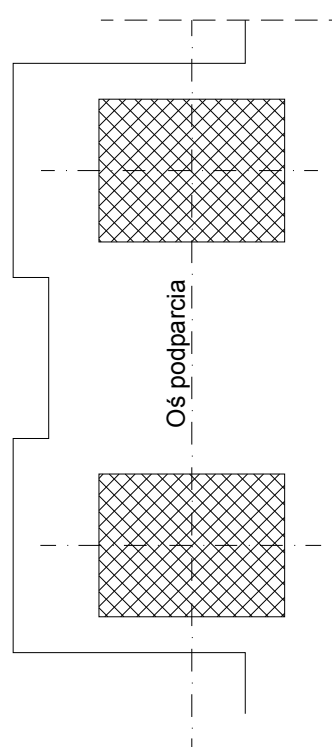
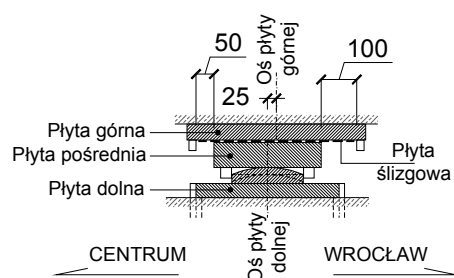
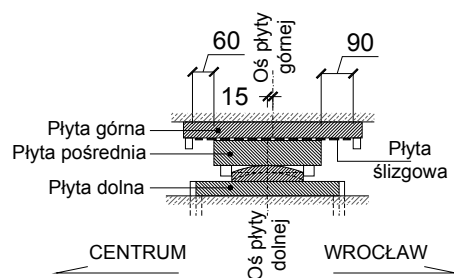


NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 13S

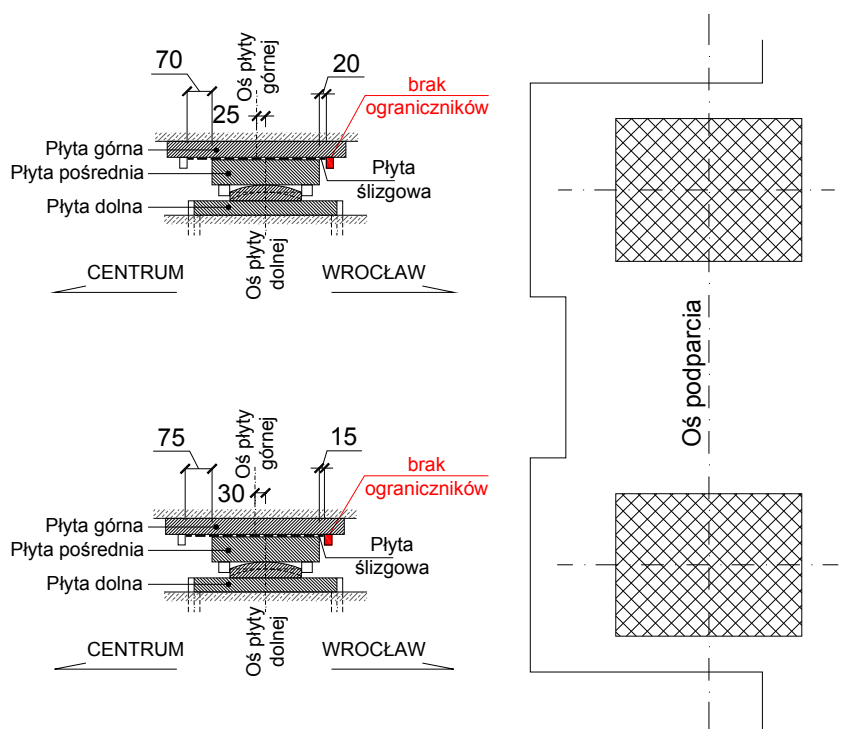


PODPORA 14N

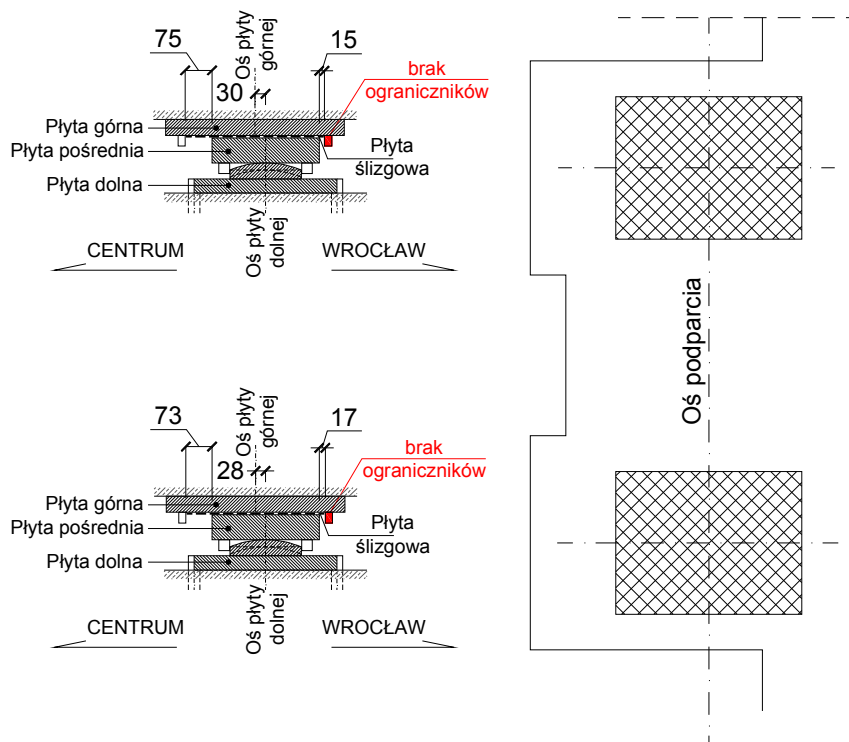


NITKA PÓŁNOCNA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 14N



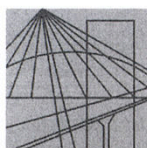
PODPORA 14S



NITKA POŁUDNIOWA

Inwentaryzacja łożysk na podporze 14S

ZAŁĄCZNIK NR 4 – KOPIE UPRAWNIEŃ I PRZYNALEŻNOŚCI DO OIIB.



DOLNOŚLĄSKA
OKRĘGOWA
IZBA
INŻYNIERÓW
BUDOWNICTWA

OKRĘGOWA KOMISJA KWALIFIKACYJNA

OKK.7131-89/2004/05

Wrocław, 06 czerwca 2005 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 24 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 15 grudnia 2000r. o samorządach zawodowych architektów, inżynierów budownictwa oraz urbanistów (*Dz.U. z 2001r. Nr 5, poz. 42, z późn. zm.*), art. 13 ust. 1 pkt 1 i ust. 2, art. 14 ust. 1 pkt 2b ustawy z dnia 7 lipca 1994r. Prawo budowlane (*Dz.U. z 2003r. Nr 207, poz. 2016, z późn. zm.*) oraz § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (*Dz.U. z 1995r. Nr 8, poz. 38, z późn. zm.*), w związku z art. 104 Kodeksu postępowania administracyjnego (*Dz.U. z 2000r. Nr 98, poz. 1071, z późn. zm.*)

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna DOIB

n a d a j e

Panu

Krzysztof Sebastian Sadowski

magister inżynier z kierunku budownictwo

doktor nauk technicznych

urodzony dnia 14 marca 1974 r. w Jeleniej Górze

UPRAWNIENIA BUDOWLANE

numer ewidencyjny 64/DOŚ/05

**do projektowania bez ograniczeń
w specjalności mostowej**

UZASADNIENIE

Okręgowa Komisja Kwalifikacyjna Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa we Wrocławiu na podstawie protokołów z postępowania kwalifikacyjnego oraz z przeprowadzonego egzaminu stwierdza, że Pan Krzysztof Sebastian Sadowski posiada wymagane prawem: wykształcenie i praktykę zawodową oraz uzyskał pozytywny wynik egzaminu - konieczne do uzyskania uprawnień budowlanych do projektowania bez ograniczeń w specjalności mostowej.

Szczegółowy zakres uprawnień jest określony na odwrocie niniejszej decyzji.

Pouczenie

1. Zgodnie z art. 12 ust. 7 w/w ustawy Prawo budowlane – podstawę do wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie stanowi wpis do centralnego rejestru Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego oraz wpis na listę członków właściwej izby samorządu zawodowego.
2. Od niniejszej decyzji służy odwołanie do Krajowej Komisji Kwalifikacyjnej Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa w Warszawie, za pośrednictwem Okręgowej Komisji Kwalifikacyjnej DOIB we Wrocławiu w terminie 14 dni od dnia jej doręczenia.

Otrzymują:

1. Pan Krzysztof Sebastian Sadowski
Ul. Bajana 56/26
54-129 Wrocław
2. Okręgowa Rada Izby
3. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
4. a/a



Skład orzekający OKK

**DOLNOŚLĄSKA OKRĘGOWA
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA**

Mgr inż. Bronisław Wośiek
Przewodniczący Komisji Kwalifikacyjnej

1. mgr inż. Bronisław Wośiek
2. prof. dr inż. Kazimierz Czapliński
3. mgr inż. Małgorzata Janiarczyk

Pan Krzysztof Sebastian Sadowski jest uprawniony:

- I. W specjalności **mostowej** - na podstawie art. 12 ust. 1 pkt 1 i art. 13 ust. 4 ustawy Prawo budowlane, w związku z § 4 ust. 2 i § 4a ust. 2 rozporządzenia MGPIB z dnia 30 grudnia 1994r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie - do:
 - projektowania: mostów, wiaduktów, estakad, kładek, tuneli, przejść podziemnych, przepustów, konstrukcji oporowych wraz z nieskomplikowanymi odcinkami dróg stanowiącymi bezpośrednie dojazdy do tych budowli,
 - sprawdzania projektów budowlanych i sprawowania nadzoru autorskiego,
 - sprawowania kontroli technicznej utrzymania obiektów budowlanych **bez ograniczeń.**
- II. Na podstawie § 4 ust 4 rozporządzenia MGPIB z dnia 30 grudnia 1994r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych budownictwie, - uprawnienia niniejsze stanowią podstawę do sporządzania projektów zagospodarowania działki i terenu w w/w specjalności, jeżeli całość problematyki jest przedstawiona w projekcie zagospodarowania działki lub terenu – zgodnie z art. 34 ust. 3b.
- III. Zgodnie z § 5 ust 3c w związku z ust. 2 pkt 1 w/w rozporządzenia MGPIB, - niniejsze uprawnienia budowlane, uprawniają również do projektowania budowli oraz budynków o kubaturze mniejszej niż 1000 m³ takich jak domy jednorodzinne, obiekty gospodarcze, inwentarskie, składowe, handlowe lub usługowe:
 - a) nie wyższych niż 12 m nad poziomem terenu lub o wysokości do 3 kondygnacji nadziemnych w odniesieniu do budynków mieszkalnych,
 - b) zagłębionych nie więcej niż 3 m poniżej poziomu terenu i posadowionych na ławach bądź stopach fundamentowych bezpośrednio na stabilnym gruncie nośnym,
 - c) zawierających elementy konstrukcyjne o rozpiętości do 6 m, wysięgu do 2 m lub wysokości dla jednej kondygnacji do 4,8 m,
 - d) mających konstrukcję, dla której jest właściwy schemat obliczeniowy statycznie wyznaczalny, lub zawierających prostoliniowe belki i płyty ciągle obliczane jednokierunkowo,
 - e) nie zawierających elementów konstrukcyjnych poddanych obciążeniu zmiennemu technologicznemu większemu niż 5 kN/m², a także nie wymagających uwzględnienia obciążeń zmiennych ruchomych, parcia gruntu, materiałów sypkich albo cieczy, sił sprężających oraz wpływów dynamicznych, termicznych lub przemieszczeń podpór,
 - f) nie wymagających uwzględnienia wpływu eksploatacji górniczej.
 - g) dróg wewnętrznych.
- IV. Niniejsze uprawnienia, zgodnie z § 2 powołanego na wstępie rozporządzenia MGPIB, nie obejmują działalności zawodowej w zakresie projektowania i budowy:
 - instalacji urządzeń technicznych służących do utrzymania ruchu i transportu kolejowego,
 - urządzeń transportowych linowych i linowo-terenowych służących do publicznego przewozu osób w celach turystyczno-sportowych.

Skład orzekający OKK

**DOLNOŚLĄSKA OKRĘGOWA
IZBA INŻYNIERÓW BUDOWNICTWA**

Mgr inż. Bronisław Wosiek
Przewodniczący Komisji Kwalifikacyjnej

1. mgr inż. Bronisław Wosiek

2. prof. dr inż. Kazimierz Czaplinski

3. mgr inż. Małgorzata Janiacyk



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

DOŚ-HHE-QKP-6MM *

Pan Krzysztof Sebastian Sadowski o numerze ewidencyjnym DOŚ/BM/0609/05
adres zamieszkania ul. Polna 4, 55-114 Pierwoszków
jest członkiem Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-10-01 do 2019-09-30.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2018-09-04 roku przez:

Janusz Szczepański, Przewodniczący Rady Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

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





Politechnika Rzeszowska

im. Ignacego Łukasiewicza

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska
Zakład Dróg i Mostów

ŚWIADECTWO

Nr PRZ/SIM- 2010/19

ukończenia kursu dokształcającego pn.:

**Szkolenie inspektorów mostowych w zakresie wykonywania
przebiegów bieżących, podstawowych i rozszerzonych
drogowych obiektów inżynierskich**



Pan **Krzysztof Sadowski**

urodzony dnia 14 marca 1974 r. w Jeleniej Górze
ukończył z wynikiem pozytywnym kurs dokształcający pn.:
„Szkolenie inspektorów mostowych w zakresie
wykonywania przebiegów bieżących, podstawowych
i rozszerzonych drogowych obiektów inżynierskich”

Kurs był realizowany w okresie od 19.01.2010 r. do 19.02.2010 r. przez Zakład Dróg i Mostów Wydziału Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Rzeszowskiej, według programu uzgodnionego z Generalną Dyрекcją Dróg Krajowych i Autostrad. Obejmował 84 godziny zajęć, w tym zajęcia teoretyczne, praktyczne, pracę końcową i egzamin. Program kursu jest wyszczególniony na odwrocie.

Niniejsze świadectwo, łącznie z uprawnieniami budowlanymi, upoważnia do wykonywania przebiegów bieżących, podstawowych i rozszerzonych drogowych obiektów inżynierskich zgodnie z wymaganiami „Instrukcji przeprowadzania przebiegów drogowych obiektów inżynierskich” wprowadzonej Zarządzeniem Nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 r.

Rzeszów, dnia 19 lutego 2010 r.

Kierownik Kursu

mgr inż. Leszek Folta

Przewodnicząca
Komisji Egzaminacyjnej

dr inż. Ewa Michalak

Prodziekan ds. Nauki

prof. dr hab. inż. Aleksander Kozłowski

Kurs dokształcający pn.:
**Szkolenie inspektorów mostowych w zakresie wykonywania
 przeglądów bieżących, podstawowych i rozszerzonych drogowych
 obiektów inżynierskich**

PROGRAM

• Problematyka utrzymania drogowych obiektów inżynierskich	2 godz.
• Okresowe kontrole obiektów inżynierskich w świetle obowiązującego prawa	2 godz.
• Zasady i specyfika przeprowadzania przeglądów obiektów inżynierskich wg Instrukcji GDDKiA	6 godz.
• Wybrane zagadnienia mechaniki mostów	8 godz.
• Uszkodzenia drogowych obiektów inżynierskich	16 godz.
• Wybrane metody badań obiektów inżynierskich	4 godz.
• Wybrane metody rehabilitacji obiektów inżynierskich	6 godz.
• Komputerowe wspomaganie utrzymania obiektów inżynierskich	2 godz.
• System Gospodarki Mostowej – moduły „Ewidencja” i „Przeglądy”	12 godz.
• Zasady BHP w czasie przeprowadzania przeglądów	2 godz.
• Ćwiczenia terenowe (przegląd: bieżący, podstawowy i rozszerzony)	6 godz.
• Analiza wyników przeglądów i podejmowanie decyzji	2 godz.
• Praca końcowa	12 godz.
• Egzamin	4 godz.
<hr/>	
Razem	84 godz.



WOJEWODA DOLNOŚLĄSKI
ABGP.I.U-1.7342-796/99

Wrocław, dnia 10 grudnia 1999 r.

DECYZJA

Na podstawie art. 104 § 1 i 2 Kodeksu postępowania administracyjnego (Dz. U. Nr 9 z 1980 r., poz. 26 z późn. zm.) i art. 12 ust. 3, art. 13 ust. 1 pkt 1, art. 14 ust. 1 pkt 2 ustawy z dnia 7 lipca 1994 r. - Prawo budowlane (Dz. U. Nr 89, poz. 414 z późn. zm.) oraz § 9 ust. 1 rozporządzenia Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 30 grudnia 1994 r. w sprawie samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie (Dz. U. z 1995 r. Nr 8, poz. 38),

n a d a j ę

Panu **Przemysławowi Prabuckiemu**
magistrowi inżynierowi budownictwa
urodzonemu dnia 23 kwietnia 1966 w Olszynie

UPRAWNIENIA BUDOWLANE
Numer ewidencyjny 165/99/DUW

do projektowania bez ograniczeń
w specjalności konstrukcyjno-budowlanej

UZASADNIENIE

Komisja egzaminacyjna powołana przez Wojewodę Dolnośląskiego Zarządzeniem z dnia 17 marca 1999 r. stwierdziła że, Pan Przemysław Prabucki posiada wymagane prawem wykształcenie i praktykę zawodową konieczną do uzyskania uprawnień budowlanych w w/w specjalności i uzyskał pozytywny wynik egzaminu na uprawnienia budowlane. W związku z powyższym orzekam jak w sentencji.

Od niniejszej decyzji przysługuje odwołanie do Głównego Inspektora Nadzoru Budowlanego za pośrednictwem Wojewody Dolnośląskiego w terminie 14 dni od daty otrzymania decyzji.

Otrzymują:

1. Pan Przemysław Prabucki
ul. Modra 48/31
54-151 Wrocław
2. Główny Inspektor
Nadzoru Budowlanego
3. a/a



Z up. WOJEWODY DOLNOŚLĄSKIEGO
mgr inż. arch. Włodzisław Szostak
DYREKTOR WYDZIAŁU
Architektury, Budownictwa i Gospodarki
Przestrzennej



Zaświadczenie

o numerze weryfikacyjnym:

DOŚ-5FU-SWF-4UP *

Pan Przemysław Prabucki o numerze ewidencyjnym DOŚ/BO/3573/01
adres zamieszkania ul. Modra 48/12, 54-151 Wrocław
jest członkiem Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa i posiada wymagane
ubezpieczenie od odpowiedzialności cywilnej.
Niniejsze zaświadczenie jest ważne od 2018-01-01 do 2018-12-31.

Zaświadczenie zostało wygenerowane elektronicznie i opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym
weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu w dniu 2017-12-20 roku przez:

Eugeniusz Hotała, Przewodniczący Rady Dolnośląskiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa.

(Zgodnie art. 5 ust 2 ustawy z dnia 18 września 2001 r. o podpisie elektronicznym (Dz. U. 2001 Nr 130 poz. 1450) dane w postaci elektronicznej opatrzone bezpiecznym podpisem elektronicznym weryfikowanym przy pomocy ważnego kwalifikowanego certyfikatu są równoważne pod względem skutków prawnych dokumentom opatrzonym podpisami własnoręcznymi.)

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

Podpis jest prawdziwy





Politechnika Wrocławska

Instytut Inżynierii Lądowej Zakład Mostów

ŚWIADECTWO

Nr PWr/SIM-31/2008

ukończenia

**SZKOLENIA W ZAKRESIE PRZEPROWADZANIA PRZEGLĄDÓW BIEŻĄCYCH,
PODSTAWOWYCH I ROZSZERZONYCH DROGOWYCH OBIEKTÓW INŻYNIERSKICH**



Pan Przemysław Prabucki

urodzony dnia 23 kwietnia 1966 r w Olszynie

ukończył z wynikiem **pozytywnym**

SZKOLENIE INSPEKTORÓW MOSTOWYCH

w zakresie przeglądów bieżących, podstawowych
i rozszerzonych drogowych obiektów inżynierskich.

Szkolenie było realizowane w okresie od 20.10.2008 r. do 07.11.2008 r. przez Zakład Mostów Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej według programu uzgodnionego z Generalną Dyrekcją Dróg Krajowych i Autostrad. Szkolenie obejmowało 84 godziny zajęć, w tym wykłady, ćwiczenia praktyczne, pracę kontrolną i egzamin. Program jest wyszczególniony na odwrocie.

Niniejsze świadectwo łącznie z uprawnieniami budowlanymi upoważnia do przeprowadzania przeglądów bieżących, podstawowych i rozszerzonych drogowych obiektów inżynierskich zgodnie z wymaganiami *Instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich* wprowadzonej Zarządzeniem Nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 r.

Wrocław, dnia 07 listopada 2008 r.

Kierownik Szkolenia

Dr inż. Maciej Hildebrand

Kierownik Zakładu

Prof. dr hab. inż. Jan Biliszcuk

Dyrektor Instytutu

Prof. dr hab. inż. Antoni Szydło

000001614
POLITECHNIKA WROCŁAWSKA
Instytut Inżynierii Lądowej
Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław
tel./fax 071 328 18 89, tel. 071 320 23 54
www.ii.pwr.wroc.pl, e-mail: ii@pwr.wroc.pl
NIP 896-000-58-51
(1)

SZKOLENIE INSPEKTORÓW MOSTOWYCH
w zakresie przeprowadzania przeglądów bieżących, podstawowych
i rozszerzonych drogowych obiektów inżynierskich
PROGRAM

1.	Problematyka utrzymania obiektów inżynierskich. Okresowe kontrole obiektów inżynierskich w świetle obowiązującego prawa	4 godz.
2.	Zasady i specyfika przeprowadzania przeglądów obiektów inżynierskich; analiza wyników i podejmowanie decyzji. BHP w czasie prowadzenia przeglądów	8 godz.
3.	Przeglądy obiektów mostowych – ćwiczenia terenowe	8 godz.
4.	Wybrane zagadnienia mechaniki obiektów mostowych	8 godz.
5.	Uszkodzenia i stan techniczny obiektów betonowych	6 godz.
6.	Uszkodzenia i stan techniczny obiektów stalowych	6 godz.
7.	Uszkodzenia i stan techniczny obiektów murowanych	4 godz.
8.	Metody naprawy konstrukcji inżynierskich	8 godz.
9.	Wybrane metody badań obiektów inżynierskich	4 godz.
10.	Zasady ewidencji obiektów mostowych	4 godz.
11.	System SGM i inne systemy wspomagania utrzymania obiektów inżynierskich	10 godz.
12.	Praca końcowa	10 godz.
13.	Egzamin	4 godz.
	Razem	84 godz.



Politechnika Wrocławska

Instytut Inżynierii Lądowej Zakład Mostów

ŚWIADECTWO

Nr PWr/SIM/S-5/2011

ukończenia

**SZKOLENIA W ZAKRESIE PRZEPROWADZANIA PRZEGLĄDÓW
SZCZEGÓŁOWYCH DROGOWYCH OBIEKTÓW INŻYNIERSKICH**



Pan Przemysław PRABUCKI

urodzony dnia 23.04.1966 r. w Olszynie Lubańskiej

ukończył z wynikiem **pozytywnym**

SZKOLENIE INSPEKTORÓW MOSTOWYCH

w zakresie przeglądów szczegółowych

drogowych obiektów inżynierskich.

Szkolenie było realizowane w okresie od 26 czerwca 2011 r. do 15 lipca 2011 r. przez Zakład Mostów Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej według programu uzgodnionego z Generalną Dyrekcją Dróg Krajowych i Autostrad. Szkolenie obejmowało 56 godzin zajęć, w tym wykłady, ćwiczenia praktyczne, pracę kontrolną i egzamin. Program szkolenia jest wyszczególniony na odwrocie.

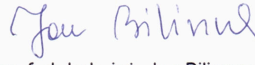
Niniejsze świadectwo, łącznie z uprawnieniami budowlanymi, upoważnia do przeprowadzania przeglądów szczegółowych drogowych obiektów inżynierskich zgodnie z wymaganiami *Instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich* wprowadzonej Zarządzeniem Nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 r.

Wrocław, dnia 15 lipca 2011 r.

Kierownik Szkolenia


dr inż. Józef Rabiega

Kierownik Zakładu


prof. dr hab. inż. Jan Biliszczyk

Dyrektor Instytutu


prof. dr hab. inż. Antoni Szydło

Komisja egzaminacyjna:

