

JANUSZ RYMSZA¹⁾

CAUSES OF THE MORANDI VIADUCT DISASTER IN GENOA AS A CONTRIBUTION TO THE DESIGN OF PRE-STRESSED STRUCTURES

PRZYCZYNY KATASTROFY WIADUKTU MORANDI'EGO W GENUI PRZYCZYNNIEM DO PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI SPRĘŻONYCH

STRESZCZENIE. W artykule przeprowadzono analizę przyczyn katastrofy wiaduktu Morandi'ego w Genui. Ten trzyprzęsłowy wiadukt stanowił część autostrady A10 prowadzącej do Savony. Konstrukcja podpór wiaduktu była nietypowa. Do każdej z ramowych podpór dodano pylon i podwieszono do niego wsporniki za pomocą pary cięgien. Nietypowa była również konstrukcja zastosowanego cięgna. Obetonowane cięgno miało przekrój prostokątny i stanowiło stalowo-betonowy element zespolony. Beton w tym elemencie był sprężony stalowymi cięgnami, tak aby mógł przenosić siły rozciągające wynikające z obciążenia ruchem drogowym. Trwałość obetonowanego cięgna poddanego rozciąganiu była niewielka. W artykule podano informację o stanie technicznym wiaduktu i sposobie wzmocnienia obetonowanych cięgien we wczesnych latach 90 XX w. W tym czasie autor artykułu wizytował analizowany obiekt. Miał wówczas inną koncepcję wzmocnienia niż ta, która została zrealizowana. W sierpniu 2018 r. nastąpiła katastrofa wiaduktu, w wyniku której jedna z podpór obiektu zawaliła się, a czerwcu 2019 r. w trakcie realizacji rozbiórki pozostałe dwie podpory wysadzono. Ponieważ w Wenezueli i Libii są jeszcze dwa obiekty o podobnej konstrukcji jak we Włoszech, koncepcja ich wzmocnienia według propozycji autora artykułu sprzed 25 lat może być nadal użyteczna.

SŁOWA KLUCZOWE: duże sprężone obiekty mostowe, katastrofa wiaduktu Polcevera, prof. Morandi.

ABSTRACT. The article analyses the causes of the Morandi viaduct disaster in Genoa. This three-span viaduct was a part of the A10 motorway leading to Savona. The structure of the viaduct supports was unusual. A pylon to each of the frame support was added and cantilevers to each pylon by means of a pair of suspended cables. The construction of the cable used was also atypical. The concreted cable had a rectangular cross-section and was a steel and concrete composite element. The concrete in this element was compressed with steel tendons so that it could transfer the tensile forces generated by the traffic load. The durability of the concreted cable subjected to tension was low. The article provides information on the technical condition of the viaduct and the way of strengthening the cables in the early 1990s. At that time, the author of the article visited this structure. He had a different concept of reinforcement than the one that was implemented. In August 2018, the viaduct disaster occurred, as a result of which one of the structure supports collapsed, and in June 2019, during the demolition process, the other two supports were blown up. Since in Venezuela and Libya there are still two more bridges with a structure similar to that in Italy, the concept of reinforcing them, as proposed by the author of the article 25 years ago, may still be useful.

KEYWORDS: disaster of viaduct Polcevera, large pre-stressed bridge structures, Prof. Morandi

DOI: 10.7409/rabdim.020.001

¹⁾ Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa: jrymsza@ibdim.edu.pl

1. INFORMACJE O PROF. R. MORANDI'M

Wiadukt Polcevera w Genui zaprojektował Riccardo Morandi (1902-1989), inżynier budownictwa oraz profesor uniwersytetów w Rzymie i Florencji. Prof. Morandi projektował obiekty użyteczności publicznej. Był zagorzałym zwolennikiem stosowania betonu sprężonego w konstrukcjach inżynierskich, w tym także mostowych. W latach 60. i 70. XX w. był kreatorem sprężonych konstrukcji mostowych. Zaprojektował 3 obiekty mostowe o podobnej, nietypowej konstrukcji. Były to kolejno (w nawiasach podano rozpiętość najdłuższego przęsła i rok oddania obiektu do użytkowania): most przez jezioro Maracaibo w Wenezueli (235 m; 1962 r.), wiadukt w Genui (około 208 m; 4 września 1967 r.) i most nad doliną Wadi Kuf w Libii (282 m; 1971 r.). Obszerne informacje dotyczące wiaduktu w Genui znajdują się w opracowaniu autorstwa prof. Morandi'ego [1], natomiast parametry konstrukcyjne trzech obiektów mostowych zaprojektowanych przez prof. Morandi'ego podał W. Podolny w [2]. Za swoje projekty (nie tylko mostowe) prof. Morandi otrzymał wiele międzynarodowych nagród, w tym m.in. w 1979 r. tytuł doktora honoris causa Uniwersytetu Technicznego w Monachium.

2. KONSTRUKCJA WIADUKTU POLCEVERA WG PROJEKTU PROF. MORANDI'EGO

2.1. INFORMACJE OGÓLNE

Przeprawa mostowa w Genui składała się z trzyprzęsłowego wiaduktu i wieloprzęsłowej estakady, która od strony zachodniej łączyła się z wiaduktem. Przeprawa miała 11 przęseł o rozpiętości kolejno: $43,00 + 5 \times 73,20 + 75,313 + 142,655 + 207,884 + 202,50 + 65,10 = 1\,102,452$ m. Pomost o szerokości 18 m był usytuowany na wysokości około 45 m nad terenem. Wiadukt przekraczał kanał Polcevera o szerokości około 80 m, od którego pochodzi nazwa wiaduktu. Obiekt wybudowano nad terenami kolejowymi m.in. nad linią kolejową łączącą Genuę z Mediolanem oraz zabudowaniami przemysłowymi i budynkami mieszkalnymi. Wiadukt stanowił część autostrady A10 z Genui do Savony przenosząc ruch drogowy z dużym udziałem pojazdów ciężarowych. Jezdnia miała 4 pasy, po 2 w obu kierunkach. Widok wiaduktu od strony północno-wschodniej pokazano na Rys. 1.

2.2. SCHEMAT STATYCZNY PRZEPRAWY

Schematem statycznym wiaduktu i estakady była rama wieloprzęsłowa o podporach typu „V” z ryglami, w których na wspornikach oparto tzw. przęsła podwieszane (podpory wcześniej zaprojektowanego mostu w Wenezueli mają kształt typu „X” [2]). Na krótkich wspornikach podpór estakady

1. INFORMATION ABOUT PROF. R. MORANDI

The Polcevera Viaduct in Genoa was designed by Riccardo Morandi (1902-1989), a civil engineer and the professor of the universities in Rome and Florence. Prof. Morandi designed civil buildings. He was an avid supporter of the use of pre-stressed concrete in engineering structures, including bridges. In the 1960s and 1970s, he created pre-stressed bridge structures. He designed 3 bridges with a similar, non-typical structure. These were (the numbers in brackets denote the span lengths and the year the structure was handed over for operation): bridge over Lake Maracaibo in Venezuela (235 m; 1962), Viaduct in Genoa (ca. 208 m; 4 September, 1967), and the Wadi Kuf Bridge in Libya (282m; 1971). Extensive information about the viaduct in Genoa can be found in the study by Morandi [1], while the design parameters of the 3 bridge structures designed by Prof. Morandi were described by Podolny [2]. For his designs, not only bridges, Prof. Morandi received many international awards, including the honorary doctorate from the Technical University of Munich in 1979.

2. STRUCTURE OF POLCEVERA VIADUCT ACCORDING TO THE DESIGN BY PROF. MORANDI

2.1. GENERAL INFORMATION

The crossing in Genoa consisted of a three span viaduct and a multi-span overpass, which connected to the viaduct from the west. The crossing had 11 spans with the following length: $43.00 + 5 \times 73.20 + 75.313 + 142.655 + 207.884 + 202.50 + 65.10 = 1,102.452$ m. The 18 m wide bridge deck was positioned at an elevation of ca. 45 m above the terrain. The viaduct was named after the Polcevera - the name of the channel with a width of ca. 80 m, which the viaduct crossed. The structure was built over the railway areas, e.g. above the railway line linking Genoa with Milan and industrial plants and residential buildings. The viaduct carried the A10 motorway from Genoa to Savona, transferring traffic of a large number of heavy trucks. The carriage-way had 4 lanes, 2 in both directions. The viaduct view from the north-east is shown in Fig. 1.

2.2. STATIC SCHEME OF THE CROSSING STRUCTURE

The static scheme of structures of the viaduct and the multi-span overpass was the multi-span frame with V-type



Fig. 1. View of Polcevera Viaduct from the north-east [1]

Rys. 1. Widok wiaduktu Polcevera od strony północno-wschodniej [1]

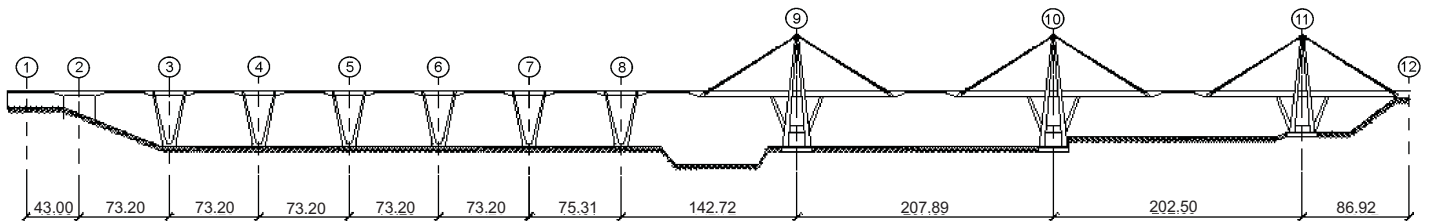


Fig. 2. The structural scheme of the viaduct and the multi-span overpass [1]

Rys. 2. Schemat konstrukcyjny wiaduktu i estakady [1]

(podpory nr od 3 do 8) oparto przęsła o rozpiętości około 32 m. Natomiast konstrukcja trzech kolejnych podpór wiaduktu (nr 9, 10 i 11) była nietypowa. Do każdej z ramowych podpór dodano pylon i podwieszono do niego wsporniki za pomocą pary cięgien. Schemat konstrukcyjny wiaduktu i estakady pokazano na Rys. 2.

Pylon miał kształt portalu, a jego wysokość nad terenem wynosiła około 90 m. Przekrój poprzeczny wspornika ramy stanowiła 3-komorowa sprężona skrzynka. W najdłuższym przęśle (pomiędzy podporami nr 9 i 10) element rygla między rozwidlonymi słupami podpory nr 10 miał długość około 45 m, wysięg wspornika wynosił około 65 m, a rozpiętość zawieszzonego przęsła około 36 m.

2.3. KONSTRUKCJA OBETONOWANEGO CIĘGNA WIADUKTU

Z obu stron każdego pylonu za pomocą pary obetonowanych cięgien był podwieszony wspornik, na którym oparto przęsła podwieszane. Obetonowane ciężna miały przekrój prostokątny i stanowiły element zespolony stalowo-betonowy – pojedynczy na wysokości pylonu (w górnej części) i podzielony na dwie równe części na wysokości pomostu (w dolnej

supports and spandrel beams with cantilevers where suspended spans were supported (the supports of the previously designed bridge in Venezuela are of the X-type [2]). Overpass spans of about 32 m were supported at the short cantilevers (about 8 m in length), of the V-type supports Nos. 3 to 8. Whereas the structure of the three supports of viaduct (Nos. 9, 10 and 11) was other type. A pylon supporting two pairs of cables was added to each of the framed support. The structural scheme of the viaduct and the multi-span overpass is shown in Fig. 2.

The pylon was in portal shape and its elevation above the terrain was about 90 m. The cross section of the bridge span was a 3 cell pre-stressed concrete box. In the longest span (between supports No. 9 and 10), the spandrel beam between the forked columns of support No. 10 had the length of ca. 45 m, the length of the cantilever was ca. 65 m, and the span length was about 36 m.

2.3. CABLE-STAYED BRIDGE STRUCTURE

A cantilever on which the suspended span was supported was fixed to each side of each pylon using a pair of concreted cables. The cable had a rectangular cross section and a form a composite steel and concrete element, a single at the top of the pylon and divided into two equal parts at the deck level. There were 24 steel tendons in the central part of the cross section of the cable, each consisting of 12 strands with the diameter of 1/2-inch, i.e. 12.7 mm (12T13) with tensile strength of $R = 170 \text{ kg/mm}^2$ (ca. 1,700 MPa). Those tendons were strained before encasement in concrete and they transferred the weight of the cantilever. The tendons were encased in concrete in segments. Forces in the tendons were transferred to concrete through friction and adhesion forces. Additionally there were 28 steel tendons located close to the edge of concrete

części). W centralnej części przekroju poprzecznego obetonowanego cięgna znajdowały się 24 stalowe cięgna, każde składające się z 12 lin o średnicy pół cala tj. 12,7 mm (12T13), o wytrzymałości na rozciąganie $R = 170 \text{ kg/mm}^2$ (około 1700 MPa). Cięgna te napinano przed obetonowaniem, tak aby przenosiły ciężar wspornika. Cięgna betonowano segmentami. Siły w cięgnach były przenoszone na beton poprzez siły tarcia i adhezji (przyczepności). W strefie usytuowanej blisko krawędzi obetonowania w przekroju poprzecznym znajdowało się 28 cięgien, każde składające się z 4 lin o średnicy pół cala (4T13). Cięgna te umieszczono w kanałach. Napinano je po stwardnieniu betonu, po czym poddawano je iniekcji. W rezultacie obetonowane cięgno stanowiło element zespolony stalowo-betonowy przenoszący obciążenia stałe, w tym pochodzące od przęsła zawieszono oraz obciążenia użytkowe spowodowane ruchem drogowym. Łącznie jedno obetonowane cięgno składało się z usytuowanych wewnątrz 52 stalowych cięgien, tzw. cięgien wewnętrznych, wykonanych z 400 (24×12+28×4) lin o średnicy pół cala. W obetonowanym cięgnie zastosowano strzemiona o średnicy 6 mm w rozstawie co 15 cm. Przekroje poprzeczne obetonowanego cięgna pokazano na Rys. 3 (po lewej stronie: na wysokości pomostu, po prawej – na wysokości pylonu). Powierzchnię przekroju poprzecznego cięgien wewnętrznych „S”, betonu zastosowanego w obetonowanym cięgnie „C” oraz obetonowanego cięgna „B” podano w tabl. 1 w dalszej części pracy.

Tego rodzaju rozwiązanie konstrukcyjne zastosowane w przypadku obetonowanego cięgna miało zapewnić z jednej strony współpracę stalowych cięgien z betonem w przenoszeniu obciążeń, z drugiej strony beton miał stanowić także zabezpieczenie antykorozyjne cięgien. W rezultacie obciążenie konstrukcji wywołane ruchem drogowym miało być przeniesione przez cały zespolony stalowo-betonowy przekrój obetonowanego cięgna.

3. STAN TECHNICZNY WIADUKTU POLCEVERA PO 25 LATACH UŻYTKOWANIA

3.1. STAN TECHNICZNY WIADUKTU W LATACH 80. XX W.

Już po kilkunastu latach od daty oddania wiaduktu do użytku dostrzeżono uszkodzenia betonu w konstrukcji. W latach 80. XX w. na obiekcie przeprowadzono szeroko zakrojone prace remontowe. W opracowaniu Italstrade [3] podano zakres prac wykonanych do lutego 1988 r. Dotyczyły one przede wszystkim naprawy betonu w pylonie podpory nr 11 (usytuowanej w lewym dolnym rogu na Rys. 1). Był to pierwszy z wybud-

cross section, each consisting of 4 strands with the diameter of 1/2 inch (4T13). Those tendons were located in ducts, strained after hardening of concrete and injected afterwards. Consequently, the cable was the composite steel and concrete element transferring permanent loads of the suspended span, as well as loads from road traffic. A cable consisted of 52 steel tendons, hereinafter referred to as the “internal tendons”, located inside the concreted cable made of 400 (24×12+28×4) 1/2-inch strands. There were steel stirrups with the diameter of 6 mm, spaced every 15 cm in the cable. Cross sections of the concreted cable are shown in Fig. 3 (on the left – at the deck level; on the right – at the top of the pylon). The cross sectional area of the steel internal tendons “S”, concrete “C” and the concreted cable “B” specifies in the table 1 later in this work.

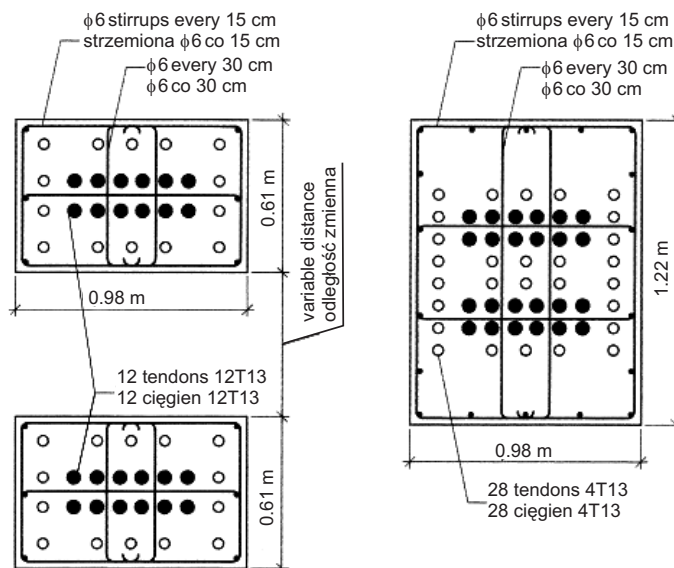


Fig. 3. Cross sections of the concreted cable [1]
Rys. 3. Przekroje poprzeczne obetonowanego cięgna [1]

On the one hand, this type of structural solution of the cable had to ensure cooperation of the steel internal tendons with concrete in transfer of loads, and on the other hand - the concrete was to form the corrosion protection of the tendons. Therefore, the load of road traffic was to be transferred by the entire steel and concrete composite section.

3. TECHNICAL CONDITION OF POLCEVERA VIADUCT AFTER 25 YEARS OF OPERATION

3.1. TECHNICAL CONDITION OF VIADUCT IN THE 1980s

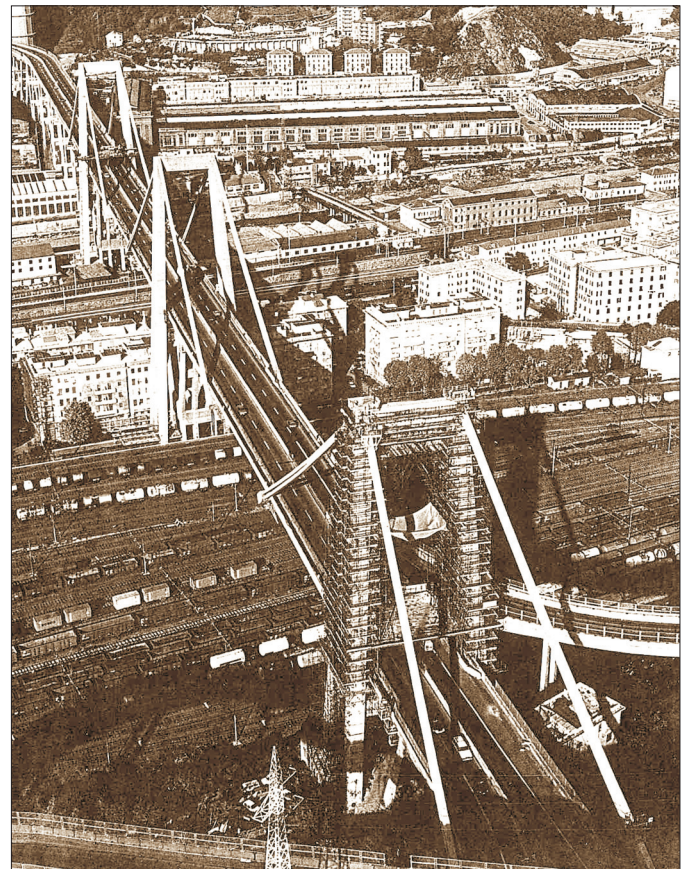
After several years from handover to operation (in 1967), damage to concrete in the structure was noticed. In the

wanych pylonów i spodziewano się w nim większych uszkodzeń, niż w pozostałych, później wykonanych pylonach. Prace obejmowały m.in. usunięcie luźnych fragmentów betonu, oczyszczenie powierzchni przy użyciu lancy wodnej, zakotwienie na wybranych powierzchniach w betonie stalowej siatki (o grubości 4 mm i wymiarach oczka 10×10 cm), nałożenie zaprawy cementowej o grubości co najmniej 2 cm i zabezpieczenie powierzchni dwiema powłokami antykorozyjnymi: epoksydową i poliuretanową. Przy podporze wykonano rusztowanie, korzystając z którego prowadzono prace remontowe. Na Rys. 4a pokazano rusztowanie podpory nr 11 przeznaczone do przeprowadzenia prac remontowych zaplanowanych jedynie w jej dolnej części (stan z połowy lat 80. XX w. [3]).



a)

1980s, extensive renovation works were carried out on the structure. The study of Italstrade [3] presented the scope of work carried out by February 1988. The work concerned primarily the repair of concrete in pylon of the support No. 11 (located in the lower left corner in Fig. 1). It was the first of the pylons built, and it was expected to see more damage than in the other pylons that were constructed later. The works included e.g. removal of loose parts of concrete, cleaning of the surface by means of water lance, anchoring of steel mesh in concrete on selected surfaces (with thickness of 4 mm and mesh size of 10×10 cm), application of cement mortar with thickness of ca. 2 cm and protection of the surface with two anti-corrosion coatings: an epoxy coating and a polyurethane coating. Scaffolding was constructed at the support to carry out the repair works. Fig. 4a presents the scaffolding of support No. 11 for repair works planned only its lower part (state as of the mid-1980s [3]).



b)

Fig. 4. The support No. 11: a) with scaffolding in the lower part of the pylon [3], b) with scaffolding at full height of the pylon [3]
Rys. 4. Podpora nr 11: a) z rusztowaniem w dolnej części pylonu [3], b) z rusztowaniem na całej wysokości pylonu [3]

Ze względu na stwierdzony zły stan techniczny betonu w dolnej części podpory postanowiono wykonać rusztowanie na całej wysokości pylonu (Rys. 4b), umożliwiające ocenę stanu technicznego również górnej, dotychczas trudno dostępnej, części podpory. Oprócz uszkodzeń betonu stwierdzono korozję stali w elementach konstrukcyjnych wiaduktu, a szczególnie w górnej części obetonowanych cięgien.

3.2. STAN TECHNICZNY WIADUKTU W LATACH 90. XX W. WEDŁUG RAPORTU PROF. M. WICKE'GO

W styczniu [4] oraz w marcu [5] 1992 r. powstały dwa raporty dotyczące stanu technicznego wiaduktu, obydwa autorstwa prof. Manfreda Wicke'go z Uniwersytetu Technicznego w Innsbrucku w Austrii. Pierwszy z nich zawierał ocenę czy prace remontowe dotychczas prowadzone na obiekcie były wystarczające oraz dotyczył korozji lin w obetonowanych cięgniach, a drugi oceniał czy wybrany projekt sposobu wzmocnienia obetonowanych cięgien był poprawny. Poniżej podano informacje zawarte w pierwszym raporcie prof. Wicke'go ze stycznia 1992 r. [4]. Zgodnie z nim część lin w obetonowanych cięgniach była zerwana, a część silnie skorodowana. „Największe uszkodzenia stwierdzono, podczas przeglądu wykonanego 14 stycznia 1992 r., na górnym końcu północno-zachodniego obetonowanego cięgna pylonu nr 11, w którym od 30 do 40 lin było zerwanych i mniej więcej tyle samo, mocno skorodowanych”. Liny były widoczne w całkowicie zdegradowanym połączeniu cięgna z pylonem. Na szczycie pylonu przez popękany beton dostawała się woda do niezabezpieczonych w wyniku iniekcji cięgien, powodujących ich korozję. „Powyższa ocena dotyczy głównie północnych cięgien podpór nr 9 i 11. W opinii eksperta może być konieczna wymiana pozostałych cięgien”. Zły stan techniczny obetonowanych cięgien powodował obniżenie granicy plastyczności stali w cięgniach wewnętrznych, a dalsze przenikanie wody w głąb obetonowanych cięgien powodowało zrywanie kolejnych lin. Prof. Wicke ocenił, że uszkodzone cięgna wewnętrzne należy zastąpić nowymi cięgniami (mając na uwadze, że nowe cięgna nie mogą być napięte w wymaganym stopniu ze względu na ograniczenie nacisku na skorodowany beton). „To rygorystyczne wymaganie wynika głównie z faktu, że obetonowane cięgna powinny przenosić obciążenie całej sekcji obiektu, a konsekwencje ich zniszczenia byłyby katastrofalne (...). Stan techniczny cięgien nie pozwala na zwłokę”.

Ze względu na brak wiedzy o rzeczywistym stanie technicznym cięgien a tym samym możliwości wystąpienia bez żadnego ostrzeżenia awarii obetonowanego cięgna, należało co najmniej zastosować następujące środki tymczasowe, dotyczące ruchu pojazdów po wiadukcie:

Due to the observed technical condition of concrete in the lower part of the support, it was decided to construct scaffolding at the entire height of the pylon (Fig. 4b) allowing for assessment of the technical condition of also the upper part of the support, which so far was difficult to access. Apart from damage to the concrete, steel corrosion there was found in structural elements of the viaduct, in particular in the upper part of the concreted cables.

3.2. TECHNICAL CONDITION OF VIADUCT IN THE 1990s ACCORDING TO PROF. WICKE'S REPORT

In January [4] and March [5] 1992, two reports were drafted by Prof. Manfred Wicke of the Technical University of Innsbruck, Austria. The first report assessed whether the repair works carried out on the structure were sufficient and discussed corrosion of the strands in the concreted cables, while the other evaluated whether the design for strengthening of the concreted cables was correct. The following is the information contained in the first report by Prof. Wicke of January 1992. Pursuant to this report, a part of the strands in the cables broke, and a part was heavily corroded. “The worst damage was to be seen at the upper end of the north-western stay-cable from support 11 and was examined by the expert at the time of the visit on January 14, 1992. He was informed then that about 30 to 40 strands were broken or had become slack and that a similar number were badly corroded”. The strands were visible in a completely deteriorated connection between the cable and the pylon. At the top of the pylon, water was penetrating through the cracked concrete to tendons not protected by injection grout, causing corrosion. “The above assessment applies primarily to the northern stay-cables of support 9 and 11. In the opinion of the expert, the replacement of the remaining stay-cables will prove to be”. The poor technical condition of the cables resulted in a decrease in the yield strength of the steel in the internal tendons, and further penetration of the water into the cables would result in the breaking of successive strands. Prof. Wicke assessed that damaged internal tendons should be replaced by new ones. “This rigorous requirement is called for mainly because the stay-cables have to bear the load of a whole section of the bridge and the consequences of failure would be catastrophic (...). The condition of the steel reinforcement will not permit any postponement”.

Due to the fact that the actual technical condition of the tendons is unknown, at least the following provisional measures concerning road traffic should be introduced:

- wprowadzić zakaz wyprzedzania przez pojazdy ciężarowe,
- ograniczyć prędkość pojazdów do 50 km/h,
- wprowadzić zakaz przejazdu pojazdów nienormatywnych.

Natomiast nie było konieczne ograniczenie dopuszczalnej masy pojazdów ciężarowych. Wymienione powyżej środki tymczasowe były poprawne w kontekście szybkiego wdrożenia prac naprawczych i w wypadku opóźnień mogły być zmienione. W przeszle zawieszonym o rozpiętości 36 m, w którym było 10 cięgien, a każde składało się z 18 drutów o średnicy 7 mm, część drutów uległa zerwaniu, a część skorodowała. Jednak w przeszłach zawieszonych zakres uszkodzeń był znacznie mniejszy niż w obetonowanych cięgniach.

4. WZMOCNIENIE OBETONOWANYCH CIĘGIEN PODPORY NR 11 WIADUKTU POLCEVERA W LATACH 1992-1994

4.1. PROJEKT WZMOCNIENIA OBETONOWANYCH CIĘGIEN WEDŁUG F. PISANI'EGO

Projekt wzmocnienia obetonowanych cięgien wykonał inż. Francesco Pisani, z firmy Studio Pisani w Rzymie (dawny współpracownik prof. Morandi'ego, odpowiedzialny za część obliczeniową konstrukcji). Projekt wzmocnienia opisano w pracy [6], której współautorem był projektant. Założenia, jakie przyjęto przy projektowaniu wzmocnienia obetonowanych cięgien były następujące:

- zachowanie architektury obiektu,
- duże ryzyko związane z rozbiórką obetonowanych cięgien, m.in. z brakiem możliwości utrzymania sztywności betonowej podpory,
- brak możliwości zamknięcia ruchu drogowego na obiekcie,
- zapewnienie po wzmocnieniu takiego naprężenia ścisającego w betonie, aby przekrój stalowo-betonowy przenosił obciążenia jako przekrój zespolony.

Według projektu Pisani'ego obetonowane cięgno było wzmocniane 12 tzw. długimi cięgniemi zewnętrznymi. Każde cięgno składało się z 22 lin o średnicy 15 mm (22T15). Cięgna były usytuowane wzdłuż dwóch pionowych powierzchni obetonowanego cięgna, po 6 z każdej strony (Rys. 5). Powierzchnię przekroju poprzecznego cięgien zewnętrznych „T” podano w tabl. 1 w dalszej części pracy. Cięgna układano w obejmach stalowych umieszczonych na obetonowanym cięgnię w rozstawie zazwyczaj co 4,0 m. Cięgna były zamocowane do stalowego elementu tzw. czapki na szczycie pylonu oraz do poprzecznicy przy pomoście, w przypadku której

- prohibition of overtaking by trucks,
- limitation of the traffic speed to 50 km/h.,
- prohibition of entry of oversized vehicles.

However, it was not necessary to limit the permissible mass of trucks. These provisional measures were correct in the context of the quick implementation of repair works and may be amended in the event of delays. In the suspended span with the length of 36 m, containing 10 tendons consisting of 18 wires with a diameter of 7 mm, some of the wires were broken and some of them were corroded. However, in suspended spans, the range of damage was much smaller than in the cables.

4. STRENGTHENING OF THE CONCRETED CABLES AT SUPPORT NO. 11 OF POLCEVERA VIADUCT BETWEEN 1992 AND 1994

4.1. DESIGN OF STRENGTHENING OF THE CABLES ACCORDING TO F. PISANI

The design of strengthening of the cables was elaborated by Francesco Pisani, the engineer from the Studio Pisani in Rome (former associated with Prof. Morandi, responsible for the static calculation of the structure). The design of strengthening was described in the work [6], which is co-authored by the designer. The assumptions that were taken in designing of strengthening of the cables had been as follows:

- preserving architecture of the structure,
- high risk associated with the demolition of the concreted cables, e.g. with the lack of possibility to maintain the stiffness of the concrete support,
- no possibility of closing traffic on the structure,
- ensuring such compressive stress in concrete after strengthening that the steel-concrete cross-section transferred loads as composite cross-section.

According to the design of Pisani, the concreted cable was strengthened by 12 so-called long external tendons. Each tendon consisted of 22 strands with a diameter of 15 mm (22T15). The tendons were located along two vertical surfaces of the cable, 6 on each side (Fig. 5). The area of the steel cross-section of long external tendons “T” is given in the table 1 later in this work. The tendons were laid in steel brackets on the concreted cable in spacing of usually every 4.0 m. The tendons were fastened to the steel element, the so-called cap at the top of the pylon and to the transverse beam at the deck, which were also connected to the so-called short external tendons. There were 6 of those

były również zamocowane tzw. krótkie ciągnia. Tych ciągien było 6, a każde składało się z 31 lin o średnicy 15 mm (31T15). Były one usytuowane na wysokości pomostu, wzdłuż dwóch poziomych powierzchni obetonowanego ciągnia na długość około 6,5 m. Potrzeba zastosowania krótkich ciągien wynikała z przyjętego sposobu wzmacniania obetonowanego ciągnia.

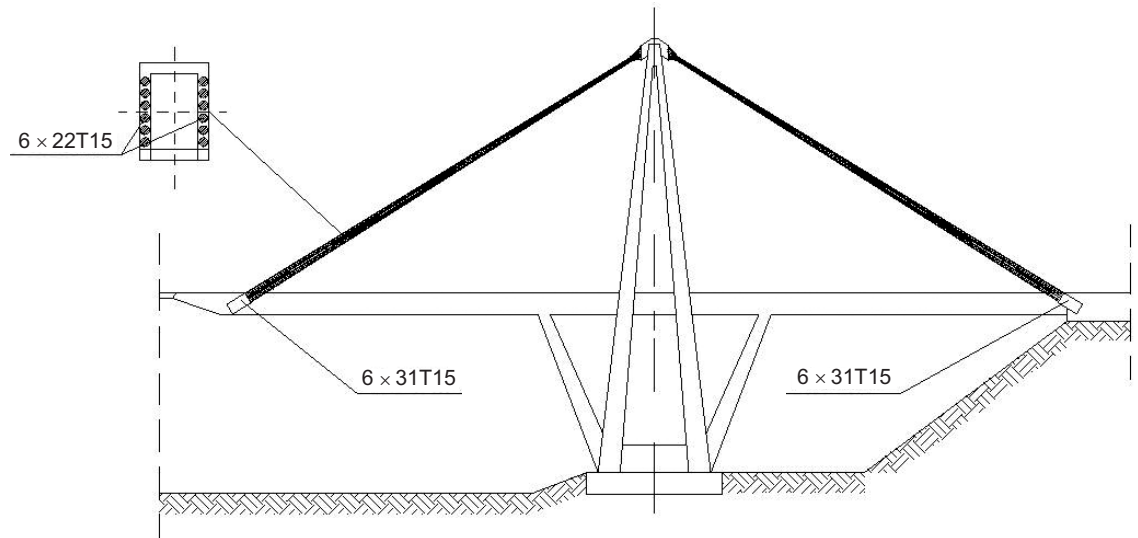


Fig. 5. Strengthening the concreted cable according to the design by F. Pisani [6]
Rys. 5. Wzmocnienie obetonowanych ciągien według projektu F. Pisani'ego [6]

Sposób wykonania wzmocnienia był następujący:

- rozebrano beton w dolnej części obetonowanego ciągnia na długości 6,5 m,
- w tym miejscu zamontowano krótkie ciągnia i zabetonowano około 6 m betonem o wysokiej wytrzymałości (pozostawiając niezabetonowaną przerwę o szerokości 0,5 m),
- naprężono krótkie ciągnia do maksymalnej wartości i obcięto wszystkie skorodowane liny ciągien wewnętrznych (naprężanych zarówno przed, jak i po betonowaniu ciągnia) w niezabetonowanej przerwie,
- stopniowo zmniejszono naprężenie w krótkich ciągnach, przy zwiększaniu naprężenia w ciągnach zewnętrznych, do wartości końcowej.

Projekt wzmocnienia obetonowanych ciągien podpory nr 11 zrealizowano w latach 1992-1994. Najpierw wykonywano wzmocnienie ciągien usytuowanych po północnej stronie (od strony gór), a później po południowej stronie (od strony morza). Ponadto na szczycie pylonu nr 10 zmieniono sposób zamocowania obetonowanych ciągien, wykonując stalową „czapkę”. Tego rodzaju element umieszczony na pylonie nr 11 pokazano na Rys. 6d. Pylonu nr 9 nie remontowano ani nie przebudowywano.

short tendons, and each consisted of 31 strands with the diameter of 15 mm (31T15). They were located at the bridge deck level, along the two horizontal surfaces of the cable at the length of about 6.5 m. The need for short tendons was due to the adopted method of strengthening the cable.

The method of strengthening was as follows:

- the concrete was removed in the lower part of the cable at the length of 6.5 m,
- here short tendons were installed and concreted at the length of ca. 6.0 m with high-strength concrete (leaving the non-concreted 0.5 m gap),
- short tendons were strained to the maximum value and all old corroded strands of internal tendons (strained both before and after concreting) in the non-concreted gap were cut off,
- the stresses in short tendons were successively reduced, while increasing the stress in long external tendons to the final value.

Design of strengthening of the cables at support No. 11 was implemented between 1992 and 1994. First, cables located at the northern side (from the mountains) were strengthened and later on the southern side (from the sea side). In addition, the method of fastening of the cables was changed at the top of pylon No. 10 by providing a steel cap. This type of element on pylon No. 11 is shown in Fig. 6d. Pylon No. 9 was not repaired or rebuilt.

4.2. CHARAKTERYSTYKA OBETONOWANEGO CIĘGNA PRZED I PO WZMOCNIENIU

4.2.1. Charakterystyka obetonowanego cięgna wg raportu prof. M. Wicke'go

Mimo, że raport prof. Wicke'go z marca 1992 r. [5] dotyczył przede wszystkim oceny projektu wzmocnienia obetonowanych cięgien podpory nr 11, zawierał również informacje dotyczące obetonowanego cięgna przed wzmocnieniem. Według tego raportu na szczycie pylonu pod obciążeniem stałym obetonowane cięgno było rozciągane siłą 19,1 MN (26,1-7,0), w tym beton był ściskany siłą 7 MN, a cięgna wewnętrzne rozciągane siłą 26,1 MN. W wyniku wzmocnienia cięgna zewnętrzne były napinane siłą 13,5 MN. Siła ta spowodowała z kolei zwiększenie siły ściskającej w betonie o wartość 10,2 MN i zmniejszenie siły rozciągającej w skorodowanych cięgnach wewnętrznych o 2,1 MN (pozostała siła 1,2 MN była przekazana na belkę wspornika wywołując w niej momenty skręcające i zginające). Tak więc pod obciążeniem stałym, po wzmocnieniu beton w obetonowanym cięgnie był ściskany siłą 17,2 MN (7,0+10,2), a skorodowane cięgna wewnętrzne były rozciągane siłą 24,0 MN (26,1-2,1). Natomiast pod obciążeniem ruchomym obetonowane cięgno wzmocnione cięgnami zewnętrznymi było rozciągane siłą 6,0 MN, w tym obetonowane cięgno było rozciągane siłą 5,1 MN, a cięgna zewnętrzne siłą 0,9 MN.

4.2.2. Naprężenia w obetonowanym cięgnie obliczone przez autora

W Tabl. 1 zestawiono dane charakteryzujące konstrukcję obetonowanego cięgna przed wzmocnieniem i po wzmocnieniu cięgnami zewnętrznymi. Są to: powierzchnia przekroju poprzecznego i sztywność na rozciąganie.

4.2. CHARACTERISTICS OF THE CABLE BEFORE AND AFTER STRENGTHENING

4.2.1. Characteristics of the cable according to the report of Prof. M. Wicke

Although the report of Prof. Wicke of March 1992 [5] mostly concerned the design of strengthening of the cables at support No. 11, it also contained information of the cable before strengthening. According to that report, the cable at the top of the pylon under permanent load was tensioned with the force of 19.1MN (26.1-7.0), whereas concrete was compressed with the force of 7MN and the internal tendons tensioned with the force of 26.1MN. As the result of strengthening, long external tendons were strained with the force of 13.5 MN. That force resulted in the increase of the compressive force in concrete by 10.2 MN and reduction of the tensile force in the corroded internal tendons by 2.1MN (the remaining force of 1.2 MN was transferred to the cantilever beam, causing torsion and bending moments). Thus, under permanent load, concrete after strengthening in the cable was compressed with the force of 17.2 MN (7.0+10.2) and the corroded internal tendons were tensioned with the force of 24.0 MN (26.1-2.1). On the other hand, under live load, the cable strengthened with external tendons was tensioned with the force of 6.0 MN, whereas the cable was tensioned with the force of 5.1 MN and external tendons with the force of 0.9 MN.

4.2.2. Characteristics of the cable according to the author

Table 1 summarized data characterizing the structure of the cable before and after strengthening with the use of the long external tendons. These are: cross-sectional area and tensile stiffness.

Table 1. Characteristics of the concreted cable before and after strengthening
Tablica 1. Charakterystyka obetonowanego cięgna przed i po wzmocnieniu

Property Właściwość	Steel internal tendons of the cable Stalowe cięgna wewnętrzne obetonowanego cięgna S	Concrete in the cable Beton obetonowanego cięgna C	Composite steel and concrete cable Zespolone stalowo-betonowe obetonowane cięgno B	Long external tendons of the cable Stalowe cięgna zewnętrzne obetonowanego cięgna T
Cross-sectional area A [cm ²] Powierzchnia przekroju poprzecznego A [cm ²]	506.7	11,449.3	11,956.0	466.5
Tensile stiffness EA [MN] where E stands for longitudinal modulus of elasticity Sztywność na rozciąganie EA [MN], w której E oznacza moduł sprężystości podłużnej	9,120.6	36,637.8	45,758.4	8,397.0

Przy dwóch podporach wiaduktu oznaczonych nr 9 i 10 nie wzmocniono obetonowanych ciągów. Przy tych podporach konstrukcja obetonowanego ciągu była wykonana zgodnie z projektem prof. Morandi'ego. Zakładając, że:

- siły wewnętrzne podane w raporcie prof. Wicke'go [5] są poprawne,
 - moduł sprężystości podłużnej ciągu $E = 180\,000$ MPa,
 - moduł sprężystości betonu $E = 32\,000$ MPa,
 - długość obetonowanego ciągu wynosi 92,2 m (na podstawie rysunku na str. 9 w [1]),
 - powierzchnia przekroju poprzecznego i sztywność na rozciąganie są zgodne z obliczonymi i podanymi w Tabl. 1,
- można obliczyć, że w niewzmocnionym obetonowanym ciągu:

– pod obciążeniem stałym:

- naprężenie rozciągające w cięgnach wewnętrznych wynosiło 515,1 MPa (26,1:0,05067),
- naprężenie ściskające w betonie wynosiło 6,1 MPa (7:1,14493),
- wydłużenie obetonowanego ciągu, przenoszącego obciążenie jako przekrój stalowo-betonowy, wynosiło 38,5 mm (19,1×92 200:45 758,4),
- wydłużenie obetonowanego ciągu, przenoszącego obciążenie wyłącznie przez cięgna wewnętrzne, wyniosłoby 193,1 mm (19,1×92 200:9 120,6),

– pod obciążeniem ruchomym równym 6,0 MN:

- naprężenie rozciągające w cięgnach wewnętrznych wynosiło 23,6 MPa [6,0:0,05067×(9 120,6:45 758,4)],
- naprężenie ściskające w betonie wynosiło 4,2 MPa [6,04:1,14493×(36 637,8:45 758)],
- wydłużenie obetonowanego ciągu, przenoszącego obciążenie jako przekrój stalowo-betonowy, wynosiło 12,1 mm (6,0×92 200:45 758,4),
- wydłużenie obetonowanego ciągu, przenoszącego obciążenie wyłącznie przez cięgna wewnętrzne, wyniosłoby 60,7 mm (6,0×92 200:9 120,60).

Tak więc w niewzmocnionym obetonowanym ciągu pod obciążeniem całkowitym (stałym i ruchomym):

- naprężenie rozciągające w cięgnach wewnętrznych wynosiło 538,7 MPa (515,1+23,6),
- naprężenie ściskające w betonie wynosiło 10,3 MPa (6,1+4,2),
- wydłużenie obetonowanego ciągu, przenoszącego obciążenie jako przekrój stalowo-betonowy, wynosiło 50,6 mm (38,5+12,1),

The cables were not strengthened at two supports of the viaduct, i.e. Nos. 9 and 10. The structure of the cable at those supports was constructed according to the design by Prof. Morandi. Assuming that:

- internal forces specified in the report of Prof. Wicke [5] are correct,
- the longitudinal modulus of elasticity of the tendon $E = 180,000$ MPa,
- the modulus of elasticity of concrete $E = 32,000$ MPa,
- the length of the cable is 92.2 m (based on the figure on page 9 in [1]),
- the cross-sectional area and the tensile stiffness are in accordance with the values calculated and specified in Table 1,

it can be calculated that in the non-strengthened cable:

– under the permanent load:

- the tensile stress in internal tendons amounted to 515.1 MPa (26.1:0.05067),
- the compressive stress in concrete amounted to 6.1 MPa (7:1.14493),
- the elongation of the cable transferring the load as a steel-concrete section, was 38.5 mm (19.1×92,200:45,758.4)
- the elongation of the cable transferring the load only through internal tendons would amount to 193.1 mm (19.1×92,200:9,120.6),

– under the live load equal to 6.0 MN:

- the tensile stress in internal tendons amounted to 23.6 MPa [6.0:0.05067×(9,120.6:45,758.4)],
- the compressive stress in concrete was 4.2 MPa [6.04:1.14493×(36,637.8:45,758)]
- the elongation of the cable transferring the load as a steel-concrete section, was 12.1 mm (6.0×92,200:45,758.4),
- the elongation of the cable transferring the load only through internal tendons would amount to 60.7 mm (6.0×92,200:9,120.60).

In summary, in non-strengthened cable under total load (permanent and live):

- the tensile stress in internal tendons was 538.7 MPa (515.1+23.6),
- the compressive stress in concrete was 10.3 MPa (6.1+4.2),
- the elongation of the cable transferring the load as a steel-concrete section, was 50.6 mm (38.5+12.1),

- wydłużenie obetonowanego cięgna, przenoszącego obciążenie wyłącznie przez cięgna wewnętrzne, wyniosłoby 253,8 mm (193,1+60,7),
- przyrost wydłużenia obetonowanego cięgna, przenoszącego obciążenie wyłącznie przez cięgna wewnętrzne, wyniosłoby 203,2 mm (253,8-50,6); taki przyrost wydłużenia obetonowanego cięgna spowodowałby przesunięcie pionowe równe 108,9 mm ($\sin 32,4^\circ \times 203,2$); wartość kąta przyjęto na podstawie rysunku na str. 9 w [1].

Niewzmocnione obetonowane cięgno można scharakteryzować w następujący sposób. Pod obciążeniem całkowitym naprężenie w cięgnach wewnętrznych wyniosło 539 MPa (co stanowi około 32% wytrzymałości stali na rozciąganie), a w betonie – 10,3 MPa (co stanowi około 30% wytrzymałości betonu na ściskanie). Wydłużenie obetonowanego cięgna, przenoszącego obciążenie jako przekrój zespolony stalowo-betonowy wyniosło 50,6 mm. Przy założeniu, że beton nie jest ściskany, a obciążenie jest przenoszane wyłącznie przez cięgna wewnętrzne, wydłużenie cięgna wyniosłoby 253,8 mm. Przyrost wydłużenia obetonowanego cięgna, przenoszącego obciążenie wyłącznie przez cięgna wewnętrzne spowodowałby przesunięcie pionowe końca wspornika równe 108,9 mm. Według prof. Wicke'go [5] „przemieszczenie pionowe o więcej niż 100 mm poważnie uszkodziłoby główny dźwigar wiaduktu przy podporze”. Podsumowując, spękanie betonu w obetonowanym cięgni, świadczące o braku współpracy betonu w przenoszeniu obciążenia, powoduje przyrost wydłużenia cięgna dającego takie przesunięcie pionowe (około 110 mm), że katastrofa mogła być spowodowana nie tylko zerwaniem cięgien, ale i brakiem współpracy betonu w przenoszeniu siły rozciągającej. W przypadku podpory wiaduktu oznaczonej nr 11 wzmocniono 4 obetonowane cięgna. Zakładając, że cięgna wewnętrzne mogą dalej przenosić obciążenie, wzmocnione cięgno można scharakteryzować następująco:

- pod obciążeniem stałym:
 - naprężenie rozciągające w cięgnach wewnętrznych wyniosło 473,7 MPa (24,0:0,05067),
 - naprężenie ściskające w betonie wyniosło 15,0 MPa (17,2:1,14493),
- pod obciążeniem ruchomym równym 6,0 MN:
 - naprężenie ściskające w betonie wyniosło 4,2 MPa [6,0:(11 449,3+506,7×(180 000:32 000))],
 - naprężenie rozciągające w cięgnach zewnętrznych wyniosło 19,3 MPa (0,9:0,04665).

Po wzmocnieniu obetonowanego cięgna długimi cięgnami zewnętrznymi, pod obciążeniem stałym osiągnięto tylko 9% spadek siły rozciągającej w skorodowanych cięgnach wew-

- the elongation of the cable transferring the load only through internal tendons would amount to 253.8 mm (193.1+60.7)
- the increase in elongation of the cable transferring loads only through internal tendons would be 203.2 mm (253.8-50.6). Such an increase in elongation of the cable would cause vertical displacement equal to 108.9 mm ($\sin 32.4^\circ \times 203.2$; the value of the angle was assumed based on the figure on page 9 in [1].

The non-strengthened cable can be characterized as follows. Under the total load, stresses in internal tendons were 539 MPa (which is ca. 32% of tensile strength of steel and 10.3 MPa in concrete (which represents ca. 30% of compressive strength of concrete). Elongation of the cable transferring the load as a composite steel-concrete section, was 50.6 mm. Assuming that the concrete is not compressed and the load is transferred only through the internal tendons, elongation of the cable would amount to 253.8 mm. Increase in elongation of the cable transferring the load only through internal tendons would result in vertical displacement of the end of the cantilever equal to 108.9 mm. According to Prof. Wicke [5], “vertical displacement of more than 100 mm will seriously damage the main bridge girder at the central pier”. In summary, the cracking of concrete in the cable, proving the lack of participation of concrete in transfer of load causes increase in elongation of the cable resulting in such a vertical displacement (ca. 110 mm) that the disaster could be caused not only breaking of the cable, but also the lack of participation of concrete in transfer of the tensile force. In the case of one of the viaduct supports – No. 11 – 4 cables were strengthened. Assuming that the internal tendons can further transfer the load, the strengthened cable may be characterized as follows:

- under the permanent load:
 - the tensile stress in internal tendons amounted to 473.7 MPa (24.0:0.05067)
 - the compressive stress in concrete amounted to 15.0 MPa (17.2:1.14493).
- under the live load equal to 6.0 MN:
 - the compressive stress in concrete amounted to 4.2 MPa [6.0:(11,449.3+506,7×(180,000:32,000))],
 - the tensile stress in external tendons amounted to 19.3 MPa (0.9:0.04665).

After strengthening of the cable with the long external tendons, only a 9% decrease in the tensile force was achieved under permanent load in the corroded tendons ((24-26.1):24×100) and as much as 2.5 times increase in

nętrznych ((24-26,1):24×100) i aż dwu i półkrotne zwiększenie siły ściskającej w betonie (17,2:7). Pod obciążeniem ruchomym naprężenie rozciągające w cięgnach zewnętrznych wynosiło 19,3 MPa, co stanowi około 1,1% (19,3:1 700×100) wytrzymałości stali na zerwanie (przy założeniu, że przy wzmocnieniu zastosowano stal o właściwościach nie gorszych, niż przy projektowaniu wiaduktu). W wyniku wzmocnienia obetonowanego cięgna zdecydowanie zwiększono naprężenie w betonie. Ponadto osiągnięto niewielki spadek naprężenia w skorodowanych cięgnach wewnętrznych, przy technicznie wątpliwym założeniu, że zarówno cięgna wewnętrzne sprężane przed betonowaniem, jak i po betonowaniu, będą dalej przenosić obciążenie. Tak więc po wzmocnieniu obetonowanego cięgna skorodowane cięgna wewnętrzne będą podlegać obciążeniu dynamicznemu - ruchem drogowym. Wymaganie postawione w pierwszym raporcie prof. Wicke'go [4], aby skorodowane cięgna wewnętrzne w ogóle nie przenosiły obciążenia, nie zostało spełnione.

5. AUTORSKA KONCEPCJA Z 1983 R. WZMOCNIENIA KONSTRUKCJI WIADUKTU POLCEVERA

5.1. POBYT AUTORA W 1993 R. W GENUI PODCZAS WZMACNIANIA OBETONOWANYCH CIĘGIEN

W 1993 r. autor artykułu był uczestnikiem 31 kursu IRI (*Istituto per la Ricostruzione Industriale*) i przez kilka miesięcy miał możliwość zapoznania się z funkcjonowaniem firm projektowych oraz budowlanych we Włoszech. W kwietniu 1993 r. przebywał w firmie Italstrade, wizytując przebudowę wiaduktu Polcevera. W tym okresie wzmocniano obetonowane cięgna wiaduktu według projektu Pisani'ego. Spostrzeżenia autora w odniesieniu do metody wzmocnienia konstrukcji wiaduktu poprzez zastosowane sprężenie obetonowanych cięgien:

- cięgna zewnętrzne w niewielkim stopniu odciążą skorodowane cięgna wewnętrzne – pod obciążeniem ruchomym aż 85% (5,1:6,0×100) obciążenia będzie nadal przenoszone przez skorodowane obetonowane cięgno, a tylko 15% (0,9:6,0×100) przez cięgna zewnętrzne; na Rys. 6a pokazano pylon nr 11 ze wzmocnionym cięgnem północno-wschodnim; na Rys. 6b wzmocnianie cięgnami zewnętrznymi obetonowanego cięgna w widoku z pomostu wiaduktu, a na Rys. 6c – w widoku z pylonu nr 11; na Rys. 6d pokazano nowo zamontowaną stalową głowicę na pylonie nr 11;

the compressive force in concrete (17.2:7). Under live load, the stresses in external tendons amounted to 19.3 MPa, which is ca. 1.1% (19.3:1,700×100) of the breaking strength of steel (assuming that steel with non-inferior properties was used compared to the designed properties of the viaduct). The stresses in concrete was considerably increased as a result of strengthening of the cable. Moreover, a slight decrease of stresses in the corroded internal tendons was achieved with a technically questionable assumption that both the internal tendons stressed before and after concreting will still transfer loads. Thus, after strengthening the cable, the corroded internal tendons will be subjected to dynamic load by road traffic. The requirement stated in the first report by Prof. Wicke [4], that the corroded internal tendons should not transfer any loads at all, was not met.

5. THE ORIGINAL CONCEPT OF STRENGTHENING OF POLCEVERA VIADUCT STRUCTURE FROM 1983

5.1. AUTHOR'S VISIT IN 1993 IN GENOA DURING THE STRENGTHENING OF CABLES

In 1993, the author of the paper was a participant of the 31st IRI (*Istituto per la Ricostruzione Industriale*) and for several months had the opportunity to familiarize himself with the work of design and construction companies in Italy. In April 1993, he stayed at the Italstrade company in Milan. During this period, the cables of the viaduct were strengthened according to the design by Pisani. The author's observations with regard to the strengthening of the structure of the viaduct by compressing the concreted cables:

- external tendons slightly relieve strains from the corroded internal tendons – as much as 85% (5,1:6,0×100) of the load will be still transferred by the corroded cable under live load and only 15% (0,9:6,0×100) by external tendons. Fig. 6a shows pylon No. 11 with strengthened north-eastern cable. Fig. 6b presents strengthening of the cable with long external tendons in the view from the viaduct deck and Fig. 6c – in the view from the top of pylon No. 11. Fig. 6d shows the newly installed steel cap on pylon No. 11;
- the level of stressing the long external tendons is limited by the technical condition of concrete in the cable; stresses at the level of 1% of tensile strength of steel will be generated in external tendons. Fig. 6e shows the cable of pylon No. 11 before strengthening;



Fig. 6. a) Support No. 11 with strengthened north-eastern concreted cable, b) Strengthening of the concreted cable with long external tendons - view from the deck, c) The north-western concreted cable after strengthening - view from the top of pylon No. 11, d) Steel cap on pylon No. 11, e) The south-western concreted cable before strengthening - view from the top of pylon No. 11, f) View from the top of pylon No. 11 to pylon No. 10 with scaffolding (photos by J. Rymysz; 04.1993)

Rys. 6. a) Podpora nr 11 ze wzmocnionym obetonowanym ciągnem północno-wschodnim, b) Wzmacnianie ciągnami zewnętrznymi obetonowanego ciągnia - widok z pomostu, c) Obetonowane ciągnie północno-zachodnie po wzmocnieniu - widok ze szczytu pylonu nr 11, d) Stalowa głowica na pylonie nr 11, e) Obetonowane ciągnie południowo-zachodnie przed wzmocnieniem - widok ze szczytu pylonu nr 11, f) Widok ze szczytu pylonu nr 11 na pylon nr 10 z rusztowaniem (fotografie J. Rymysza; 04.1993)

- poziom naprężenia cięgien zewnętrznych jest limitowany stanem technicznym betonu obetonowanego cięgna; w cięgnach zewnętrznych powstanie naprężenie na poziomie 1% wytrzymałości stali na rozciąganie; na Rys. 6e pokazano obetonowane cięgno pylonu nr 11 przed wzmocnieniem;
- sprężanie elementu krzywoliniowego, jakim jest obetonowane cięgno, jest trudne technicznie (Rys. 6c i 6e).

Podsumowując, na pozostałych dwóch pylonach oznaczonych nr 9 oraz 10 należy zastosować inny sposób wzmocnienia niż na pylonie nr 11; jest możliwe wzmocnienie pylonu nr 10, gdyż wybudowano przy nim rusztowanie (Rys. 6f).

5.2. AUTORSKA KONCEPCJA WZMOCNIENIA PODPÓR NR 9 I 10 WIADUKTU

Na Rys. 7 pokazano trzy podpory wiaduktu. Z każdą w ramach remontu postąpiono inaczej:

- przy podporze nr 11 wzmocniono obetonowane cięgna,
- na podporze nr 10 zamontowano stalową głowicę, która łączy cięgna po obu stronach pylonu (z rusztowaniem),
- przy podporze nr 9 nie wykonano żadnych prac.

Fig. 7. The view of three supports of viaduct: No. 11 with strengthened concreted cables, No. 10 with an additional steel cap and No. 9 without any structural changes (photo by J. Rymsza; 04.1993)

Rys. 7. Widok trzech podpór wiaduktu: nr 11 ze wzmocnionymi cięgnami, nr 10 z dodatkową stalową głowicą i nr 9 bez jakichkolwiek zmian konstrukcyjnych (fot. J. Rymsza; 04.1993)

Zdaniem autora sprężanie obetonowanego cięgna cięgnami zewnętrznymi zamieszczonymi przy podporze nr 11 było mało skuteczne, natomiast brak jakiegokolwiek wzmocnienia obetonowanych cięgien przy podporze nr 9 i 10 był błędem technicznym i organizacyjnym. Natomiast technicznie poprawnym rozwiązaniem zmniejszającym obciążenie obetonowanego cięgna byłoby dodanie niezależnych stalowych cięgien zamocowanych w pylonie np. usytuowanych równoległe do obetonowanego cięgna. Przy takim rozwiązaniu obetonowane cięgno byłoby znacznie odciążone. Rozwiązanie to jest dużo prostsze technicznie niż sprężanie obetonowanego cięgna i można byłoby je zastosować na pozostałych dwóch podporach oznaczonych nr 9 i 10. Autor przekazał swoją koncepcję wzmocnienia wiaduktu inżynierom włoskim, którzy wzmacniali obetonowane cięgna poprzez sprężanie przy podporze nr 11. Na Rys. 8a pokazano podporę nr 10 przed wzmocnieniem, a na Rys. 8b po wzmocnieniu. Zaproponowana przez autora koncepcja wzmocnienia

- compression of the curved structural element, i.e. the cable, is technically difficult (Figs. 6c and 6e).

Summing up, a different method of strengthening than in the case of pylon No. 11 must be used on the other two pylons, Nos. 9 and 10. Strengthening of pylon No. 10 is possible, because scaffolding was already built at that pylon (Fig. 6f).

5.2. AUTHOR'S CONCEPT OF STRENGTHENING OF SUPPORTS NO. 9 AND NO. 10 OF THE VIADUCT

Fig. 7 shows 3 viaduct supports. Each of them was treated differently:

- the cables were strengthened at support No. 11,
- a steel cap was installed at support No. 10 to connect the cables at both sides of the pylon (with scaffolding),
- no works were performed at support No. 9.



According to the author, the compression of the cable with external tendons at support No. 11 will be ineffective. However, the lack of any strengthening of the cables at supports Nos. 9 and 10 was a technical and organizational mistake. After all, the technically correct solution to reduce the load on the cable would be to add independent steel cables attached to the pylon, e.g. located in parallel to the existing concreted cable. With such a solution, the cable would be considerably unloaded. This solution is much simpler than compression of the cable and it could be used on the other two supports - Nos. 9 and 10. The author submitted his concept of strengthening the viaduct to Italian engineers, who were compressing the cables at support No. 11. Fig. 8a shows support No. 10 before strengthening, and in Fig. 8b after strengthening. The concept of structural strengthening proposed by the author has not been accepted for various reasons. Certainly one of them – perhaps even the most important one – was the need to

konstrukcji nie została jednak przyjęta z różnych przyczyn. Z pewnością jedną z nich – może nawet najistotniejszą – była konieczność zmiany architektury obiektu; dodatkowe stalowe cięgna spowodowałyby zmianę wyglądu wiaduktu zaprojektowanego przez prof. Morandi'ego, a to byłoby niezgodne z podstawowym założeniem wzmocnienia czyli warunku dotyczącego konieczności zachowania pierwotnego wyglądu wiaduktu.

change the architecture of the structure - additional steel tendons would change the appearance of the viaduct designed by Prof. Morandi, and this was incompatible with the basic assumption to the design to preserve the original appearance of the viaduct.

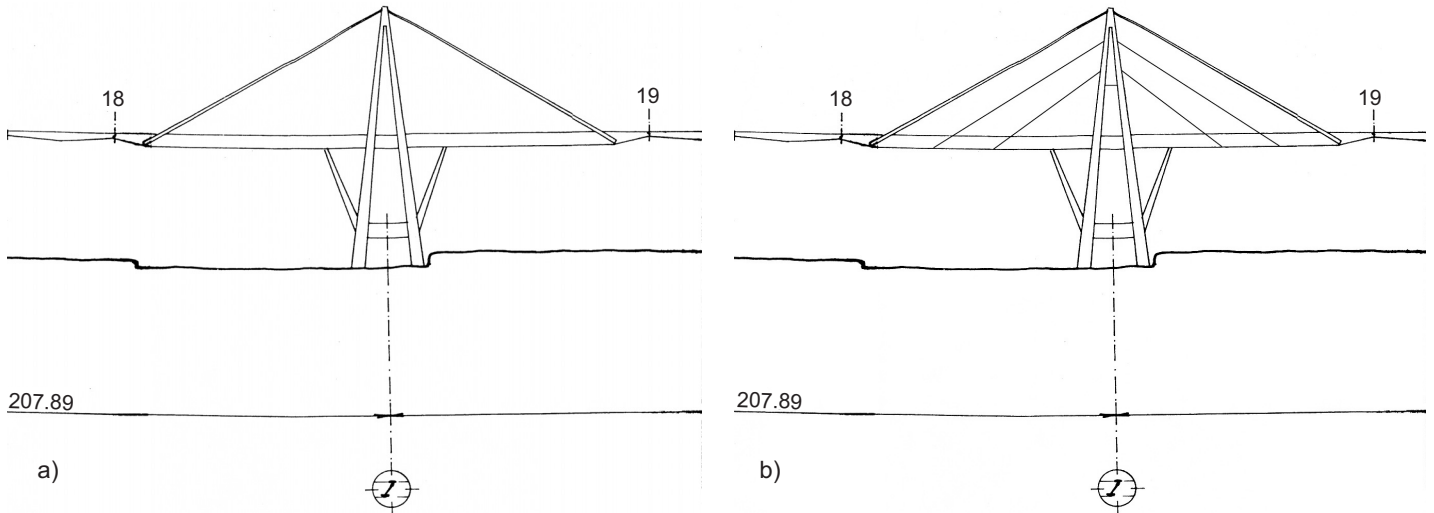


Fig. 8. a) Support No. 10 of the viaduct before strengthening, b) Strengthening of support No. 10 of the viaduct according to the concept of J. Rymysza of 1993

Rys. 8. a) Podpora nr 10 wiaduktu przed wzmocnieniem, b) Wzmocnienie podpiory nr 10 wiaduktu wg koncepcji J. Rymyszy z 1993 r.

6. KATASTROFA WIADUKTU POLCEVERA PO 50 LATACH UŻYTKOWANIA

6.1. SKUTKI KATASTROFY WIADUKTU

Katastrofa wiaduktu Polcevera w Genui miała miejsce 14 sierpnia 2018 r. podczas gwałtownej ulewy. W katastrofie zginęły 43 osoby, a 12 zostało ciężko rannych. W momencie katastrofy na obiekcie znajdowały się 3 samochody ciężarowe oraz 10 osobowych (dane wg telewizji RAI). Zawałił się odcinek wiaduktu o długości około 250 m, tj. runął pierwszy pylon usytuowany od strony estakady dojazdowej (podpora nr 9; Rys. 1 – w prawym górnym rogu i Rys. 2) wraz z ramową podporą, wspornikami i zawieszonymi przęsłami. W październiku 2017 r. został zamknięty most Wadi el Kuf w Libii. Po katastrofie wiaduktu w Genui zamknięto również na czas robót remontowych most zbudowany na jeziorze Maracaibo w Wenezueli.

6. DISASTER OF THE POLCEVERA VIADUCT AFTER 50 YEARS OF USE

6.1. THE CONSEQUENCES OF THE VIADUCT DISASTER

The disaster of the Polcevera Viaduct in Genoa, Italy took place on 14 August, 2018 during a violent downpour, as a result of which 43 people were killed and 12 were severely injured. At the time of the disaster, there were 3 trucks and 10 cars on the structure (acc. to RAI Television). The section of the viaduct with a length of about 250 m collapsed, i.e. the first pylon on the side of the multi-span overpass (support No. 9 on Fig. 1 – in the upper right corner and Fig. 2), together with frame support, cantilevers and the suspended spans. In October 2017, the Wadi Kuf Bridge in Libya was closed. After the disaster of the viaduct in Genoa, the bridge in Venezuela over Lake Maracaibo was also closed for the time of repairs.

6.2. PRZYCZYNY KATASTROFY WIADUKTU WEDŁUG AUTORA ARTYKUŁU

6.2.1. Uwagi ogólne

Przyczyną katastrofy było zerwanie jednego z obetonowanych cięgien podpory nr 9, podtrzymujących wspornik od strony estakady. Przypuszczalnie było to ciągnie północno-zachodnie, czyli jedno z tych cięgien północnych (od strony gór), o których złym stanie technicznym mówił pierwszy raport prof. Wicke'go z 1992 r. [4], a które nie zostało podczas remontu wzmocnione. Zdaniem autora były trzy główne przyczyny katastrofy wiaduktu: materiałowa, konstrukcyjna i organizacyjna.

6.2.2. Przyczyny materiałowe

Ciągnie jako element zespolony stalowo-betonowy, ze względu na trwałość, nie jest dobrym elementem konstrukcyjnym do przenoszenia siły rozciągającej. W stalowych cięgniach sprężających początkowa wartość siły napinającej z czasem maleje w wyniku tzw. strat sprężenia. Spadek wartości siły napinającej w stosunku do wartości siły początkowej można oszacować jako wynoszący do 20%. Straty sprężania mogą być spowodowane: skurczem betonu, pęczaniem betonu oraz relaksacją stali. Straty sprężania są tym większe, im większa jest długość elementu sprężanego. W tym wypadku analizowany element był bardzo długi – miał długość ponad 90 m. Ponadto zmienił swój kształt z prostego w zakrzywiony i powstająca siła prostopadła zmniejszała wartość siły sprężenia. Im bardziej krzywoliniowy kształt cięgna, tym większa wartość siły prostopadłej i większa strata sprężenia. Stąd też doprężanie obetonowanego cięgna nieprostoliniowego w ramach wzmocnienia cięgna powodowało duże starty sprężania (im bardziej zakrzywione ciągnie, tym większe straty). Zmniejszanie siły sprężającej wraz z upływem czasu oraz odkształcenia obetonowanego cięgna spowodowały pęknięcie otuliny betonowej. Spękana otulina nie stanowiła odpowiedniego zabezpieczenia antykorozyjnego cięgien, które w tych warunkach ulegały przyspieszonej korozji. Intensywna korozja lokalna zachodziła w miejscach, w których występował swobodny dostęp tlenu i wilgoci atmosferycznej. Według opinii prof. J. Biliszczuka zawartej w artykule [7] „słabym punktem tej konstrukcji (...) była ochrona antykorozyjna cięgien, szczególnie w strefie siodła usytuowanego na wierzchołku pylonu”.

6.2.3. Przyczyny konstrukcyjne

Po pierwsze w konstrukcjach podwieszonych z zasady jest kilka lub kilkanaście cięgien podtrzymujących pomost, a uszkodzenie jednego z cięgien nie prowadzi (w każdym razie,

6.2. CAUSES OF THE VIADUCT DISASTER ACCORDING TO THE AUTHOR

6.2.1. General remarks

The cause of the disaster was the rupture of one of cables at support No. 9 holding the cantilever from the side of the multi-span overpass. Presumably it was the north-western cable. It is one of those northern cables (at the side of the mountains), whose poor technical condition was discussed in the first report of Prof. Wicke [4], and which was not strengthened. According to the author, there were three main causes of the viaduct disaster: material, structural and organizational.

6.2.2. Material causes

The cable, as the composite steel-concrete structural component, is not a good material for transfer of tensile force because of its insufficient durability. The initial value of the compressive force in steel tendons decreases over time as a result of the so-called pre-stressing losses. The decrease in the value of the compressive force in relation to the value of the initial force may be estimated at up to 20%. Pre-stressing losses are caused by: shrinkage of concrete, creep of concrete and relaxation of steel. The greater pre-stressing losses are, the greater is the length of the compressed element. In this case, the element was very long - it had a length of more than 90 m. Moreover, it was changed from straight to more curved and as a result perpendicular force reduced the value of the stress force. The more curved the shape of the tendon, the greater the value of the perpendicular force and the greater the pre-stressing loss. Hence, the additional compression of the misaligned cable as part of strengthening caused large pre-stressing losses (the more curved the tendon, the greater the losses). The reduction of the pre-stressing force over time and the deformation of the cable resulted in cracking of the concrete cover. The cracked cover was not a suitable anti-corrosion protection for the tendons, which under these conditions were subject to accelerated corrosion. Intensive local corrosion occurred in places where oxygen and atmospheric moisture were freely available. According to the article of Prof. J. Biliszczuk [7] “weak point of this structure (...) was corrosion protection for the tendons, particularly in area of crown plate at the pylon top”.

6.2.3. Structural causes

Firstly, in the cable-stayed structures, in principle, there are several or a dozen cables supporting the bridge deck, and the damage of one of the cables does not lead (in any

nie powinno prowadzić) do katastrofy. Rozwiązanie przyjęte przez prof. Morandi'ego, że tylko dwa elementy utrzymują wspornik na którym wisi przęsło, wykluczało jakąkolwiek współpracę tych elementów w sytuacji, gdy jeden z nich zostanie zniszczony lub uszkodzony (na przykład katastrofa miałaby również miejsce w przypadku, gdyby pojazd uderzył w obetonowane ciągnie niszcząc je). Ponadto wymiana obetonowanego cięgna - ważnego elementu konstrukcji nośnej była technicznie skomplikowana i niemożliwa do wykonania bez zamknięcia ruchu na obiekcie. Po drugie wysięg wspornika równy około 65 m był zbyt duży. W wypadku wystąpienia zatoru na autostradowym wiadukcie, na jednym pasie ruchu na rozpatrywanej długości mogą zmieścić się 3 samochody ciężarowe pięciosiowe o masie 40 t i o długości do 16,5 m, stojące w odległości około 5 m. To skutkowałooby tym, że jedno obetonowane ciągnie byłoby obciążone pojazdami rozładowanymi na tym samym pasie ruchu, a których łączna masa wynosiłaby 120 t. Po trzecie przekrój poprzeczny pylonu był zbyt mały w stosunku do przekroju poprzecznego obetonowanych cięgien przymocowanych do pylonu. Cięgna przenoszą obciążenie rozciągające, a pylon ściskające i przy jego obliczaniu powinno być uwzględnione wyoboczenie. W konsekwencji, wzajemna relacja między sztywnością pylonu i cięgien była zachwiana. Po czwarte przeprowadzenie oceny stanu technicznego stalowych cięgien usytuowanych wewnątrz elementu betonowego było technicznie trudne, a tym bardziej skomplikowana była ocena ich stanu na szczycie pylonu, tj. na wysokości 45 m nad poziomem pomostu.

6.2.4. Przyczyna organizacyjna

Jeżeli z raportu prof. Wicke'go ze stycznia 1992 r. [4] wynikało, że obetonowane cięgna po północnej stronie podpory nr 9 i 11 mają zły stan techniczny, to niezrozumiała jest podjęta decyzja, w wyniku której wzmocniono tylko cięgna podpory nr 11, a nie usiłowano wzmocnić także cięgien podpory nr 9. Pozostawienie tych cięgien bez jakiegokolwiek wzmocnienia było błędem, niezależnie od mało skutecznego wzmocnienia cięgien podpory nr 11.

7. ETAPY ZNISZCZENIA WIADUKTU

Katastrofę zapoczątkowało zerwanie się obetonowanego cięgna. Mechanizm zmiany właściwości mechanicznych obetonowanego cięgna był następujący. Wraz z upływem czasu:

1. Zmniejszyła się wartość siły napinającej w sprężonych cięgnach w wyniku strat sprężenia.
2. W związku z dużym ciężarem własnym obetonowanego cięgna zmieniał się kształt tego cięgna z prostoliniowego na coraz bardziej krzywoliniowy, to natomiast prowadziło

case should not lead) to the disaster. The solution adopted by Prof. Morandi that only two structural components hold the cantilever on which the suspended span is supported, excludes any cooperation of these structural components in a situation where one of them is destroyed or damaged (for example, a disaster would also take place even if a vehicle hit the cable and destroyed it). In addition, the replacement of a cable - an important element of the cable-stayed structure - was technically complicated and impossible to perform without closing the traffic on the structure. Secondly, the cantilever length of approximately 65 m is too large. In the case of a traffic jam on a motorway viaduct, there may be three five-axle trucks with a weight of 40t and a length of up to 16.5 m in spacing of about 5 m, on a single lane. This would result in the fact that a single cable would be loaded with vehicles of a total weight of 120 tons, standing on one lane. Thirdly, the concrete cross-section of the pylon is too small in relation to the cross-section of the cables attached to the pylon. The cables transfer a tensile forces and the pylon compressive forces; therefore, buckling should be taken into account during its calculation. In any case, the relationship between the stiffness of the pylon and the cables is shaken. Fourthly, the assessment of the technical condition of steel tendons inside the concrete element is technically difficult, the more their assessment on the peak of the pylon at the height of 45 m above the deck level.

6.2.4. Organizational cause

If the report of Prof. Wicke of January 1992 [4] showed that the poor technical condition is observed in the cables on the northern side of supports Nos. 9 and 11, it is incomprehensible why only cables at support No. 11 were strengthened, and no attempt was made to strengthen in the cables at support No. 9. Leaving these cables without any treatment was a mistake, regardless of the ineffective strengthening of cables at support No. 11.

7. THE DESTRUCTION STAGES OF THE VIADUCT

The disaster began with the rupture of the cable. The mechanism for changing the mechanical properties of the cable was as follows. With time:

1. The value of the pre-stressing force in the strained cables was reduced as a result of pre-stressing losses.
2. Due to the large dead weight of the cable, its shape changed from straight to more curved and this led to decrease of the compressive force, causing tension in concrete at the bottom surface of the cable.

- do zmniejszania się wartości siły napinającej powodując coraz większe rozciąganie dolnych warstw obetonowanego cięgna.
3. Zmniejszająca się wartość siły napinającej w obetonowanym cięgnię, w wyniku strat sprężenia i zmiany kształtu obetonowanego cięgna powodowała pęknięcie betonu, rozpoczynające się od dolnych warstw obetonowanego cięgna.
 4. Pęknięcie betonu powodowało zmniejszanie powierzchni sprężonego, betonowego przekroju poprzecznego, przenoszącego obciążenie rozciągające.
 5. Popękany beton przestał stanowić odpowiednie zabezpieczenie antykorozyjne lin w sprężonych cięgniach i umożliwiał ich korozję.
 6. Niezabezpieczone otuliną betonową liny korodowały i sukcesywnie pękały, powodując zmniejszanie powierzchni stalowo-betonowego przekroju poprzecznego, przenoszącego obciążenie rozciągające.
 7. Zmniejszanie się powierzchni przekroju poprzecznego obetonowanego cięgna, przy niezmiennym obciążeniu, powodowało zwiększanie naprężeń w skorodowanych cięgniach.
 8. Przy spadku wartości siły sprężającej w cięgniach do poziomu powodującego, że w przekroju poprzecznym betonowanego cięgna w żadnym miejscu beton nie był ściskany, obciążenie rozciągające przenoszone było wyłącznie przez skorodowane cięgna.
 9. Przy przenoszeniu obciążenia wyłącznie przez skorodowane cięgna wewnętrzne przyrost wydłużenia obetonowanego cięgna byłby większy niż 20 cm.
 10. Sukcesywne zrywanie się skorodowanych lin w stalowych cięgniach, przy niezmiennym obciążeniu, powodowało zwiększanie się naprężeń w pozostałych, niezzerwanych linach i ich nadmiernie wydłużenie, aż do zerwania ostatniej liny w cięgnię.
- Mechanizm zniszczenia części wiaduktu był następujący:
1. Konstrukcja podpory wiaduktu umożliwiała bezpośrednie obciążenie wspornika trzema pojazdami ciężarowymi, przy czym w momencie katastrofy na wsporniku znalazły się przypuszczalnie 3 pojazdy ciężarowe.
 2. Wspornik był konstrukcyjnie połączony z obetonowanymi cięgniach, których stan techniczny kazał się na tyle zły, że nie mogły one przenieść tak dużego obciążenia użytkowego.
 3. Zbyt duże obciążenie wspornika spowodowało zerwanie się jednego z dwóch obetonowanych cięgien, w górnej części bardziej obciążonej ze względu na ciężar własny
 3. The decreasing value of the compressive force in the cable as a result of pre-stressing losses and changes in the shape of the cable caused cracking of concrete, starting from the bottom surface of the cable.
 4. Cracking of concrete resulted in decrease of the area of the compressed concrete cross-section, transferring the tension forces.
 5. The cracked concrete ceased to provide adequate anti-corrosion protection of strands in the tendons and allowed for steel corrosion.
 6. The strands not protected with concrete cover corroded and successively cracked, causing decrease in the steel-concrete cross-sectional area of cable transferring the tension forces.
 7. The decrease of the cross-sectional area of the cable under constant forces resulted in increased stresses in the corroded tendons.
 8. With such a decrease in the value of the pre-stressing force in the cables that concrete was not compressed in no place of the cable's cross-section, the tension forces were transferred only by the corroded tendons.
 9. When the load is transferred only by the corroded internal tendons, the elongation of the cable would be greater than 20 cm.
 10. The successive ruptures of the corroded strands in the steel tendons under constant force would cause increase of stresses in other unbroken strands and their excessive elongation, until the rupture of the last strand in the tendon.
- The mechanism of viaduct destruction was as follows:
1. The viaduct superstructure allowed for direct loading of the cantilever with 3 trucks – at the time of the disaster, presumably 3 trucks were on the cantilever.
 2. The cantilever was structurally connected with the cables, the technical condition of which was such poor, so that could not transfer such a heavy live load.
 3. Too much load on the cantilever resulted in a rupture of one of the two cables, loaded more in the upper part due to the dead load of the cable than in the lower part (the weight of 1 m of the cable was ca. 3 t (1.1956×2.5)).
 4. The north-western cable was broken at the support No. 9 (Fig. 9a).
 5. The broken cable with a weight of about 280 t (92.2×1.1956×2.5) fell on the cantilever, which resulted in the destruction of its structure and the rupture

ciągną niż część dolna (masa 1 m bieżącego ciągu wynosiła około 3 t ($1,1956 \times 2,5$)).

4. Uległo zerwaniu cięgno północno-zachodnie przy podporze nr 9 (Rys. 9a).
5. Zerwane cięgno o masie około 280 t ($92,2 \times 1,1956 \times 2,5$) spadło na wspornik, co spowodowało jego zniszczenie i zerwanie z kolei ciągu południowo-zachodniego (Rys. 9b) usytuowanego po drugiej stronie jezdni (siła uderzenia powinna być wyznaczona z uwzględnieniem współczynnika dynamicznego, np. równego 1,5).
6. Zniszczenie wspornika spowodowało zerwanie przęsła opartego na wsporniku (Rys. 9c).
7. Brak równowagi w rozkładzie obciążenia po obu stronach wiotkiego pylonu spowodował jego zniszczenie, a to doprowadziło do zawalenia się obetonowanych cięgien, wspornika i przęsła po wschodniej stronie pylonu (Rys. 9d, 9e i 9f).

Na Rys. 9 pokazano poszczególne etapy niszczenia wiaduktu.

of the south-western cable (Fig. 9b) located on the other side of the carriageway (the force should be determined taking into account the dynamic impact factor, e.g. equal to 1.5).

6. The destruction of the cantilever resulted in a collapse of the suspended span supported on the cantilever (Fig. 9c).
7. The imbalance in the load of the pylon on both sides caused its destruction, and this led to the collapse of the cables, the cantilever and the span at the eastern side of the pylon (Figs. 9d, 9e, and 9f).

Fig. 9 shows the various stages of the destruction of the viaduct.

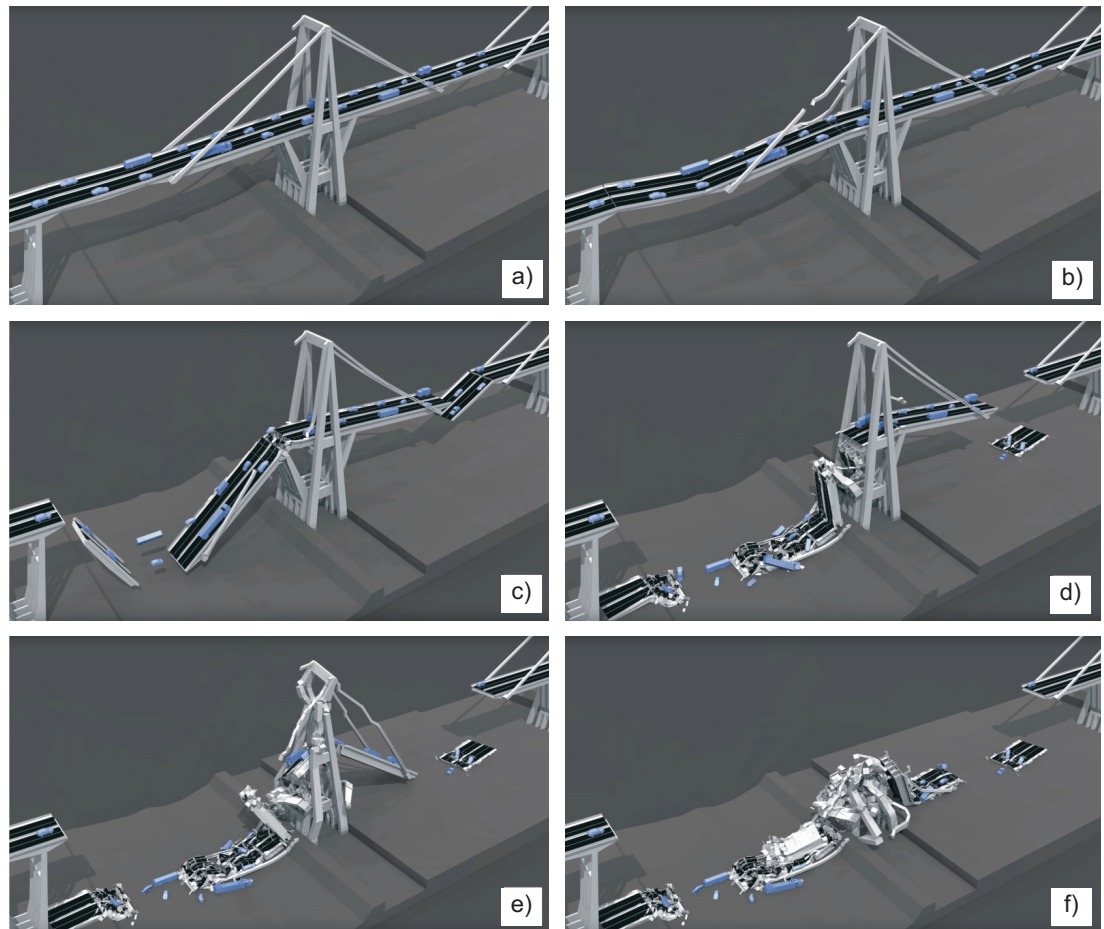


Fig. 9. Computer simulation showing the probable course of the disaster (author: Kai Kostack, www.kaikostack.com)

Rys. 9. Symulacja komputerowa pokazująca prawdopodobny przebieg katastrofy (autor: Kai Kostack, www.kaikostack.com)

8. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Katastrofy obiektów mostowych dotychczas zdarzały się rzadko. Nie ulegają katastrofom obiekty dawno wybudowane, które są nadal użytkowane. Na łamach kwartalnika „Road and Bridges - Drogi i Mosty” w artykułach [8] i [9] podjęto dyskusję o nośności obiektów kolejowych z II połowy XIX w. Dyskusja nie dotyczyła ewentualnych katastrof obiektów eksploatowanych od ponad 100 lat, a wyłącznie podejścia do obliczania nośności tych obiektów, tzn. uzyskania odpowiedzi na pytanie czy nośność należy określać (na podstawie granicy plastyczności stali) wg norm europejskich, czy też w inny sposób. W każdym razie, można się zgodzić z autorami artykułów, że należy opracować procedurę oceny nośności obiektów długo eksploatowanych. Ponadto rzadko ulegają katastrofom obiekty mostowe podczas budowy. Owszem, występują awarie np. w trakcie procesu sprężania [10]. Zdaniem autora w przyszłości ulegnie to zmianie i katastrofy obiektów mostowych będą zdarzać się częściej niż dotychczas.

Obecnie budowane nietypowe konstrukcje mostowe o dużej rozpiętości przęsła nie spełniają wymagania podanego w europejskiej normie [11], Tablica 2.1, dotyczącego okresu ich bezpiecznego użytkowania równego 100 lat. Przykładem takiej właśnie konstrukcji był wiadukt Polcevera. Podobnych konstrukcji o nietypowych, dużej rozpiętości przęsła i o dużej długości przeprawy wybudowano w ostatnim dwudziestoleciu bardzo dużo. Architekci i inżynierowie prześcigają się w budowie atrakcyjnych architektonicznie obiektów mostowych o ekstremalnych gabarytach. Stale zwiększające się obciążenie eksploatacyjne i anomalie pogodowe (porywisty wiatr i nawalne opady deszczu) powodują przyspieszoną degradację każdej konstrukcji (wiadukt Polcevera zawalił się w czasie gwałtownej ulewy). Natomiast skutki zawalenia się nietypowych konstrukcji o dużej rozpiętości i dużej długości przeprawy będą proporcjonalne do tych wymiarów i ich oryginalności. Okres bezpiecznego użytkowania obiektów o nietypowej konstrukcji jest z zasady zdecydowanie krótszy niż zakładany w odniesieniu do obiektów typowych. Ponadto utrzymanie w dobrym stanie technicznym takich obiektów jest technicznie trudne i bardzo kosztowne. Tak samo trudne i kosztowne będzie również ich wzmocnienie lub rozebranie. Katastrofę w Genui we Włoszech należy traktować jak ostrzeżenie dla innych zarządców – przed budową nietypowych i nadmiernie dużych konstrukcji. W latach 60. i 70. XX w. prof. Riccardo Morandi zaprojektował 3 obiekty mostowe o podobnej, nietypowej konstrukcji: w Wenezueli, we Włoszech i w Libii. Podczas katastrofy 14 sierpnia 2018 r. zawaliła się podpora nr 9 wiaduktu we Włoszech. Pozostałe dwie podpory – nr 10 i 11 wysadzono 28 czerwca 2019 r.

8. SUMMARY AND CONCLUSIONS

So far disasters of bridge structures rarely happened. The objects built a long time ago but still used are seldom subjects of a crash. The discussion on bearing capacity of railway objects of the second half of the 19th century has been attempted in the pages of the quarterly “Road and Bridges - Drogi i Mosty”. That discussion did not concern possible disasters of objects operated longer than 100 years but exclusively an approach to calculating capacity of such objects i.e. receiving an answer to the question if the capacity should be determined (basing on the steel yield point) acc. to the European Standards, or in the other way. Anyway, you can agree with authors of articles that an assessment procedure of long operated objects should be worked out. Moreover, the objects barely go down during construction. Certainly, sometimes there are failures in the pre-stress process [10]. Acc. to the author it will change in the future, and disasters of bridge-objects would happen more frequently than earlier.

A typical bridge structures with large spans do not meet the requirements of the European Standard [11], table 2.1, concerning a safe use period equal to 100 years. The Polcevera Viaduct featured such a structure. But many such structures – non-typical with a large span lengths and a large length of river crossing – were constructed primarily in the last twenty years. Architects and engineers outdo themselves in construction of architecturally attractive bridge structures with extreme dimensions. The constantly increasing live loads and weather anomalies (the temper wind and the driving rain) cause an accelerated degradation of each structure (the Polcevera Viaduct collapsed during a violent downpour). On the other hand, the effects of the collapse of non-typical structures with large spans and large lengths of crossings will be proportional to these dimensions and their originality. The period of safe use of structures with atypical design is, in principle, much shorter than assumed for typical structures. In addition, maintaining a good technical condition of such structures is technically difficult and very costly. It will be also difficult and costly to strengthen or dismantle them.

The disaster in Genoa in Italy should be treated as a warning to all bridge administrations – a warning before construction of unusual and excessively large structures. In the 1960s and 1970s, Prof. Riccardo Morandi designed 3 bridges with a similar, untypical design. In Venezuela, Italy and Libya, respectively. During the disaster on 14 August 2018, the support No. 9 of the viaduct in Italy collapsed. The other two supports, Nos. 10 and 11, were blown up on 28 June 2019.

Wiadukt Polcevera przestał istnieć. Zostały jeszcze na świecie dwa obiekty mostowe tego rodzaju, również zaprojektowane przez Morandi'ego. Wydaje się, że koncepcja autora polegająca na dodaniu stalowych cięgien zamocowanych w pylonie mogłaby zostać realizowana z powodzeniem na którymś z tych obiektów (Rys. 8b). Z uwagi na to, że w obu obiektach rozbudowana jest głowica pylonu, można byłoby zastosować wachlarzowy układ podwieszenia, a nie harfowy, zaproponowany przez autora w 1993 r. do zastosowania w przypadku wzmocnienia wiaduktu w Genui.

The Polcevera Viaduct ceased to exist. But there were two more bridge structures of this kind designed by Morandi. It seems that the author's concept of adding steel cables attached to the pylon could be carried out on one of these structures (Fig. 8b). Since both structures have a large pylon cap, a fan system of cable arrangement (not a harp system), proposed by the author in Genoa in 1993, could be used.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] *Morandi R.*: Viaducto sobre el Polcevera, en Genova - Italia, Informes de la Construcción, Vol. **21**, No. 200, 1968, 57-88
- [2] *Podolny W. Jr.*: Concrete cable-stayed bridges. Transportation Research Record, No. 665, 1978, 121-130, <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1978/665v2/665v2-015.pdf> (14.11,2019)
- [3] Autostrada Genova-Savona Viadotto Polcevera: lavori di risanamento della pila. Lavori eseguiti da Italstrade a tutto il 29 Febbraio 1988
- [4] *Wicke M.*: Interim report on the corrosion damage to the pre-stressing steel on the "Viadotto sul Polcevera". Genua, Innsbruck, 29.01.1992
- [5] *Wicke M.*: The 2nd Report on the Polcevera Viaduct. Innsbruck, 06.03.1992
- [6] *Camomilla G., Martinez y Cabrera F., Pisani F., Marioni A.*: Repair of the stay cables of the Polcevera Viaduct in Genova, Italy. IABSE Reports, Zürich, 73//1, 1995, 535-540
- [7] *Biliszczyk J., Teichgraeber M.*: O katastrofie wiaduktu Polcevera w Genui, we Włoszech. Inżynieria i Budownictwo, **74**, 11, 2018, 578-582
- [8] *Kossakowski P.*: Zagadnienia nośności stalowych mostów kolejowych poddanych wieloletniej eksploatacji w ujęciu norm Eurokod. Roads and Bridges - Drogi i Mosty, **13**, 2, 2014, 115-130, DOI: 10.7409/rabdim.014.008
- [9] *Wichtowski B.*: Nośność stalowych mostów kolejowych z drugiej połowy XIX wieku - uwagi dyskusyjne. Roads and Bridges - Drogi i Mosty, **13**, 3, 2014, 261-269, DOI: 10.7409/rabdim.014.017
- [10] *Cieśla J., Biskup M., Topczewski Ł., Skawiński M.*: Przypadki awarii obiektów mostowych w trakcie procesu sprężania. Roads and Bridges - Drogi i Mosty, **16**, 1, 2017, 15-35, DOI: 10.7409/rabdim.017.002
- [11] PN-EN 1990:2004 Eurokod - Podstawy projektowania konstrukcji