

LESŁAW NIEWIADOMSKI¹⁾
SZYMON SWIERCZYNA²⁾
WALTER WUWER³⁾

CAPACITY ASSESSMENT AND MODIFICATION OF HIGH NOISE BARRIERS

OCENA NOŚNOŚCI I MODYFIKACJA WYSOKICH EKRAŃW AKUSTYCZNYCH

STRESZCZENIE. Tematem artykułu jest ocena nośności i modyfikacja istniejącej konstrukcji stalowej wysokiego ekranu akustycznego, w którym stwierdzono wystąpienie stanu przedawaryjnego. Różnice w założeniach projektowych przyjmowanych według norm obowiązujących w drugiej połowie XX w. i aktualnego Eurokodu 3 mogły być powodem niedoszacowania obciążeń, a w konsekwencji braku zapewnienia stateczności ogólnej słupów wspornikowych ekranu. W pracy opisano konstrukcję i jej stan techniczny, przedstawiono wnioski z wykonanej analizy oraz podano sposób naprawy obiektu.

SŁOWA KLUCZOWE: konstrukcja nośna ekranów akustycznych, modyfikacja ekranów akustycznych, nośność wysokich ekranów akustycznych, projektowanie ekranów akustycznych.

ABSTRACT. Capacity assessment and modification of existing steel structure of high noise barriers in which imminent failure conditions occurs is developed in the article. Differences between design assumptions defined by Eurocode 3 and standards actual in the second half of XXth century could be the reason of underestimation of loads, which leads to lack of general stability of cantilever columns of the barrier. The structure and its technical condition, as well as conclusions of the performed analysis and methods of structure repair are shown in details.

KEYWORDS: high noise barrier bearing-capacity, noise barrier design, noise barrier modification, noise barrier supporting structure.

DOI: 10.7409/rabdim.014.010

¹⁾ Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska; leslaw.niewiadomski@polsl.pl

²⁾ Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska; szymon.swierczyna@polsl.pl (✉)

³⁾ Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska; walter.wuwer@polsl.pl

1. WPROWADZENIE

Przy ocenie nośności konstrukcji metalowych powstałych w drugiej połowie XX wieku i projektowanych zgodnie z normami [1, 2] niezbędne jest ustosunkowanie się do aktualnych wymogów normowych Eurokodu 3 [3]. W niniejszej pracy opisano przypadek szczególny, w którym wystąpiło częściowe zniszczenie istniejącej konstrukcji zagrażające jej dalszemu użytkowaniu. Interesująca wydaje się odpowiedź na pytanie, czy przyczyny tego stanu należy szukać w niedoskonałości metod obliczeniowych zalecanych według norm [1, 2], błędów w projekcie konstrukcji czy też błędów podczas jej realizacji.

W artykule przeprowadzono analizę konstrukcji nośnej ekranów w stanie projektowym i istniejącym oraz zaproponowano ich modyfikację. Szczegółnej analizie poddano warunki stateczności ogólnej ekranów akustycznych powstających w ostatnich latach wzdłuż istniejących i nowo-budowanych w naszym kraju autostrad. Istotne jest zwłaszcza staranne zaprojektowanie ekranów na obciążenie wiatrem, gdy są one wysokie, pochylone na wysokości oraz o znacznej długości (Rys. 1).

1. INTRODUCTION

When assessing the load bearing capacity of metal structures created in the second half of the 20th century and designed in accordance to standards [1, 2], it is necessary to respond to the current requirements of the Eurocode 3 [3]. This paper describes a special case in which there was a partial destruction of the existing structure that could be dangerous for its exploitation. The answer to the question, whether the reasons for this should be sought in the disadvantages of computational methods recommended by standards [1, 2], errors in design or inappropriate construction of the structure, seems to be interesting.

The analysis of noise barrier supporting structure at both a design and an existing stages are presented in the article and its modification is proposed. Particularly, the conditions of the overall stability of noise barriers that were created in recent years along the existing and new built motorways in our country have been analysed. An important question is a careful design of barriers against the wind, because they are high, inclined at the upper end and they are considerable length (Fig. 1).



Fig. 1. View of the 8.5 m high barrier
Rys. 1. Widok ekranu o wysokości 8,5 m

Bezpośrednim powodem podjęcia badań było stwierdzenie wad konstrukcji ekranów powstałych po kilku latach eksploatacji. Analizowany odcinek konstrukcji w rzucie poziomym na końcach ma kształt łuku (Rys. 2). Zauważono, że panele zabudowane między sąsiednimi słupami stalowymi o przekrojach dwuteowych mają tendencję do wysuwania się ze wsporników pochylonej ściany ekranu (Rys. 3). Ze względów bezpieczeństwa zdemontowano wszystkie panele, które uznano jako narażone na wypadnięcie. Wykonano szczegółową analizę statyczno-wytrzymałościową w celu ustalenia przyczyny wypadania paneli. Częściowe wyniki analizy zawarto w pracy [4].

The direct reason for starting this research was an appearance of barrier structures defects that were observed after several years of service. The analysed segment of the structure in a plan view has the shape of an arc at its ends (Fig. 2). It has been noticed that the panels built between adjacent I-sectioned steel columns tend to eject from supports along the inclined portion of the barrier wall (Fig. 3). For safety reasons, all the panels, which were found to be exposed to falling, have been dismantled. A detailed structural analysis has been performed in order to determine the cause of falling out the panels. Partial results of the analysis are presented in the paper [4].

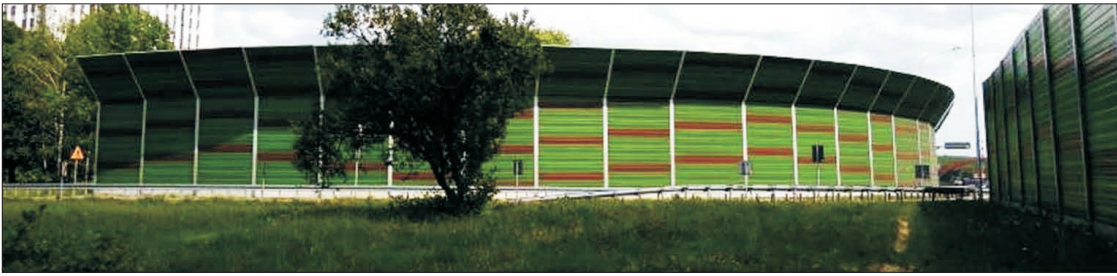
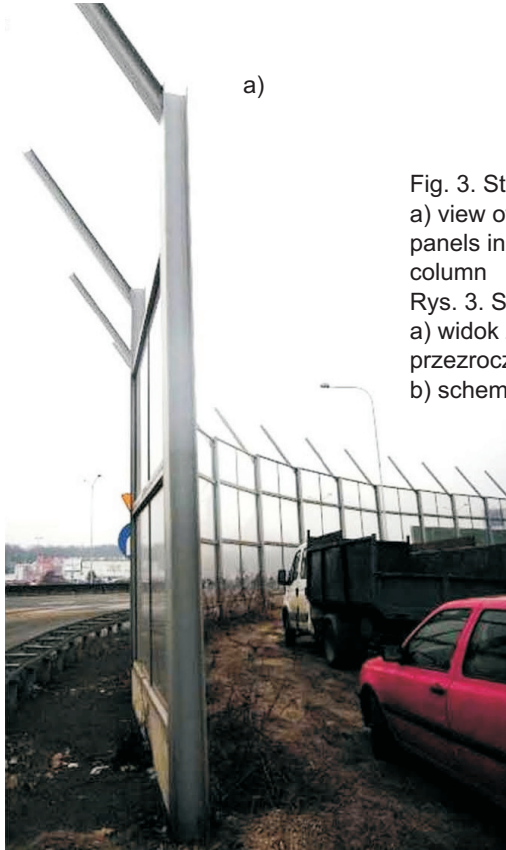


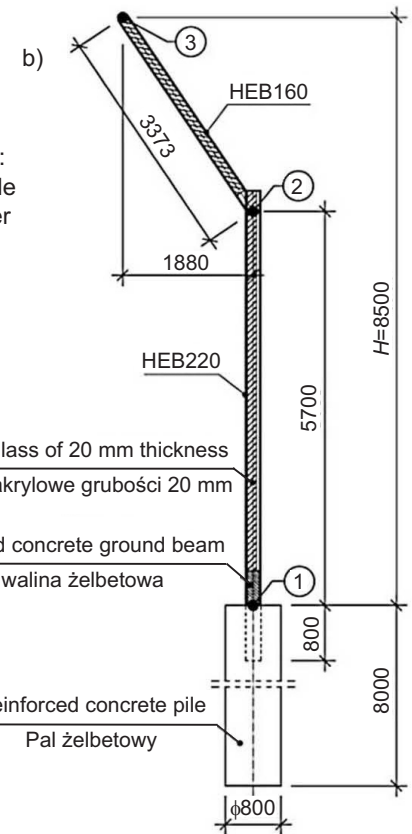
Fig. 2. View of horizontally curved barrier
Rys. 2. Widok ekranu zakrzywionego w planie poziomym



a)

Fig. 3. Steel cantilever columns of the 8.5 m high barrier:
a) view of transparent panels in vertical part (disassemble panels in inclined part), b) structural scheme of cantilever column

Rys. 3. Stalowe słupy nośne ekranu o wysokości 8,5 m:
a) widok z zabudowanymi w części pionowej panelami przezroczystymi (w części pochylej zdemontowane),
b) schemat konstrukcyjny słupa



2. OPIS KONSTRUKCJI NOŚNEJ EKRANU

Konstrukcję nośną ekranu stanowią stalowe słupy utwierdzone w fundamentach rozstawionych co 4,0 m. Słupy składają się z części pionowej o wysokości 6,0 m wykonanej z kształtownika HEB 220 i części nachylonej, o długości około 4 m, wykonanej z kształtownika HEB 160 (Rys. 3b). Obydwie części połączono obwodową spoiną pachwinową. Słupy zostały osadzone w fundamentach, którymi są wiercone pale żelbetowe o średnicy 0,8 m i długości 8,0 m (Rys. 3b). Słupy zabetonowano w gniazdach zapewniających długość zakotwienia równą 0,8 m.

2. DESCRIPTION OF THE BARRIER SUPPORTING STRUCTURE

The barrier supporting structure is made on steel cantilever columns fixed in foundations, placed at spacing distance of 4.0 m. The column consist of a vertical part, which is 6.0 m high, made of 220 HEB sections and of an inclined part approximately 4 m long, made of HEB 160 section (Fig. 3b). The both parts are connected by an all-round fillet weld. The columns are embedded in the foundations, which are made of drilled concrete piles of a diameter 0.8 m and length of 8.0 m (Fig. 3b). The columns are connected with concrete by placing in slots providing the anchorage length of 0.8 m.

Całkowita długość ekranu akustycznego wynosi 920 m. Zastosowano dwa rodzaje wypełnienia: wypełnienie nieprzezroczyste, które stanowiły panele aluminiowe z jednostronną perforacją szczelinową, wypełnione wełną mineralną (Rys. 1, 2) oraz płyty ze szkła akrylowego grubości 20 mm, osadzone w ramach aluminiowych (Rys. 3). Panele akustyczne w części pionowej ekranu oparto na cokole w postaci prefabrykowanych podwalin żelbetowych (Rys. 3). Oparcie paneli na półce dwuteownika HEB 220 miało pierwotnie wynosić 90 mm, a na półce dwuteownika HEB 160 – 60 mm dla obu rodzajów ekranu. W części pionowej ekranu nieprzezroczystego panele stabilizowano za pomocą kątownika L50×40×5 przytwierdzonego od zewnętrznej strony ekranu do słupa HEB 220.

Ze względu na przyjęte rozwiązanie konstrukcyjne, efektywne oparcie zewnętrznych płaszczyzn paneli przezroczystych na półkach dwuteowników było mniejsze o około 20 mm aniżeli paneli nieprzezroczystych, tj. około 70 mm w przypadku dwuteownika HEB 220 i 40 mm dla dwuteownika HEB 160. Projekt warsztatowy zawierał jednak praktyczny zapis, aby długości paneli domierzać na budowie, dostosowując ich wymiary do rzeczywistych rozstawów wykonanych słupów.

W projekcie warsztatowym ekranów zmieniono – w stosunku do projektu wykonawczego – długość zakotwienia słupów stalowych w fundamentach palowych z 1,50 m na 0,80 m. Zamieniono ponadto profil górnej ukośnej części słupa z kształtownika HEB 220 na HEB 160. Autorzy nie mieli dostępu do szczegółowej dokumentacji dotyczącej technologii zabudowania słupów w gniazdach oraz wykonania zakotwień słupów i głowic pali, zastosowanej na budowie.

Zgodnie ze Specyfikacją Techniczną Wykonania i Odbioru [5] dopuszczono następujące tolerancje montażu elementów nośnych ekranu: odległość wzajemna słupów ± 5 mm, rzędne wysokościowe ± 5 mm, odchylenie słupów od pionu $\leq 1\%$. Dopuszczalne wychylenie głowicy pionowej części słupa o wysokości 6,0 m mogło więc wynosić 60 mm, a wierzchołka pochylonego odcinka słupa na wysokość 8,5 m – aż 85 mm. Brak inwentaryzacji powykonawczej uniemożliwił odniesienie wyników pomiarów geometrii konstrukcji wykonanych po wystąpieniu zagrożenia konstrukcji do tzw. stanu zerowego, istniejącego w dniu oddania obiektu do użytkowania.

3. STAN TECHNICZNY EKRAŃÓW

Wysuwanie się i wypadanie paneli z ukośnej części ekranu (Rys. 1 i 3) spowodowało konieczność częściowego ich

The total length of the noise barrier is 920 m. Two types of filler have been used: opaque filler, which were aluminium one-sided slotted perforation panels filled with rockwool (Fig. 1, 2) and 20 mm long acrylic glass plates, set in aluminium framework (Fig. 3). Acoustic panels of the barrier vertical portion were placed on a pedestal in the form of prefabricated reinforced concrete foundations (Fig. 3). The support width of the panels on the double-T HEB 220 flange was predicted to be 90 mm, and on the double-T HEB 160 flange – 60 mm for both types of the barrier. In the vertical portion of the opaque barrier the panels were stabilized by L50×40×5 angle bar fixed to the outer side of the HEB 220 barrier pole.

Due to the assumed design, the effective support of external surfaces of transparent panels on I sections flanges was narrower by about 20 mm than support of the opaque panels, i.e. about 70 mm in the case of double-T HEB 220 and 40 mm for the double-T HEB 160. However, the workshop draft included a practical instruction to measure out the length of the panels on site, customizing their dimensions to the actual spacing of columns.

In the workshop draft of the barriers the changes have been made comparing it to the initial design, i.e. the anchorage length of steel columns in piled foundations was changed from 1.50 m to 0.80 m. Moreover, the profile of the upper inclined part of the column was changed from HEB 220 section to HEB 160. The authors did not have access to detailed documentation that relates to the technology of connecting of columns in the seats and implementing anchorages of columns and pile heads, used in construction.

In accordance to the Technical Specification of Execution and Acceptance [5] the following tolerances of assembling of elements of the barrier were allowed: mutual distance of columns ± 5 mm, height ordinates ± 5 mm, deviation of columns from vertical line $\leq 1\%$. Thus, the acceptable deflection of the head of the vertical part of the column of a height of 6.0 m would be 60 mm, and the top of the inclined section of the column at the height of 8.5 m – up to 85 mm. The lack of as-built inventory made it impossible to refer the geometry of damages constructions to the so-called zero state, that was on the date of commissioning of the building.

3. DESCRIPTION OF THE BARRIERS TECHNICAL CONDITION

Slip out and falling out of panels from the inclined portion of the barrier (Fig. 1 and 3) caused the necessity to partially dismantle them. The condition of the remaining part

zdemontowania. Stan techniczny pozostałej konstrukcji nie wymagał interwencji, odnotowano jednak zróżnicowane odchylenia słupów od pionu na długości ekranu. W części łukowej ekranu nieprzezroczystego stwierdzono zbyt małe oparcie niektórych paneli na łuku (Rys. 4). Zdarzały się też wyraźne różnice w długości oparcia paneli przezroczystych sąsiednich pól na pionowej części słupa.

Fig. 4. Not sufficiently supported panels in the barrier inclined part
Rys. 4. Zbyt małe oparcie paneli na części pochyłej ekranu

Wyniki pomiarów geodezyjnych wykonanych po dwóch latach od oddania obiektu do eksploatacji wykazały, że odchylenia słupów od pionu są mniejsze od dopuszczonej w [5] tolerancji montażowej wynoszącej 1%. Na 217 słupów jedynie 3 wykazały odchylenia równe $1,1 \div 1,2\%$. Zdecydowana większość słupów (aż 155 na 217) była wychylona w kierunku autostrady, tj. w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ekranu.

Wyniki badań laboratoryjnych próbek stali pobranych z losowo wybranych słupów wskazały na większe, średnio o około 10%, wartości granicy plastyczności i wytrzymałości na rozciąganie w stosunku do wartości normowych według [6], dla stali gatunku S355K2, z której zaprojektowano słupy.

4. ANALIZA KONSTRUKCJI NOŚNEJ W STANIE PROJEKTOWYM

Procedurę weryfikacji nośności rozpoczęto od sprawdzenia obliczeń konstrukcji według norm obowiązujących w okresie, kiedy sporządzano projekt: obciążenie wiatrem ustalono według [7], natomiast nośność konstrukcji sprawdzono zgodnie z [1, 2]. Ze względu na znaczną smukłość słupa, w modelu obliczeniowym uwzględniono, według Eurokodu 3 [3], wstępne imperfekcje przechyłowe o wartości $\phi = 0,0035$ rad oraz wstępne imperfekcje łukowe $e_0 = L/500$, przy uwzględnieniu wpływu zwiczerzenia (gdzie L to długość elementu między węzłami). Ponieważ konstrukcja oparcia paneli na słupach nie wykluczała wzajemnych przemieszczeń sąsiednich słupów, założono, że panele nie współpracują ze słupami, a więc nie zapewniają stalowym wspornikom geometrycznej niezmienności w płaszczyznach międzysłupowych ekranu.

of the structure was correct. However, different deviations of the columns from the vertical line were noticed along the barrier. In the curved part of the non-transparent barrier there has been noted an insufficient support of some of the panels on the arc (Fig. 4). There were also visible differences in the transparent panels support width of the neighbouring fields on the vertical part of the column.



The results of the surveys taken two years after the commissioning of the building have shown that deviations of the columns from the vertical line are smaller than the assembly tolerances acceptable in [5], which is 1%. From 217 columns only 3 showed deviations equal to $1.1 \div 1.2\%$. The vast majority of columns (as many as 155 from 217) has been tilted in the direction of the motorway, i.e. into direction perpendicular to the plane of the barrier.

The results of laboratory tests on steel samples taken from randomly selected columns showed about 10% higher values of both yield limit and ultimate tensile strength comparing it with the code values according to [6], for S355K2 grade steel, from which the columns were designed.

4. ANALYSIS OF THE SUPPORTING STRUCTURE AT DESIGN STATE

The procedure of capacity verification has been started by checking the design according to the standards valid at time of preparing of this project: wind load was determined by [7], while the structure capacity was checked according to [1, 2]. Due to the high slenderness of the column, the calculation model takes into account, according to Eurocode 3 [3], the initial sway imperfection $\phi = 0.0035$ rad and initial bow imperfection $e_0 = L/500$, for the effect of lateral-torsional buckling (where L is the length of the element between nodes). Because the design of panels support did not exclude mutual displacements of the neighbouring columns, it has been assumed that the panels do not interact with the

W obliczeniach uwzględniono następujące przypadki obciążeń: G – obciążenia stałe (ciężar własny dwuteownika i paneli akustycznych), $W1$ – wiatr działający prostopadle do płaszczyzny ekranu od strony, w którą nachylona jest część górna, $W2$ – wiatr działający w kierunku przeciwnym do $W1$, $W3$ – wiatr działający stycznie do płaszczyzny ekranu, przy współczynniku tarcia $C_i = 0,04$ według [7].

Napężenie zredukowane według hipotezy Hubera-Misesa-Hencky'ego w przekroju u podstawy słupa (węzeł nr 1, Rys. 3b) dla kombinacji $K3$ ($1,1 \cdot G + 1,3 \cdot W2$) wyniosło $\sigma = 267$ MPa. Przemieszczenia wierzchołka słupa (węzeł nr 3, Rys. 3b) uzyskane dla kombinacji charakterystycznych wynosiły: z płaszczyzny ekranu dla $K25$ ($G + W2$) $u_x = 182$ mm ($1/47H$), w płaszczyźnie ekranu dla $K26$ ($G + W3$) $u_y = 153$ mm ($1/55H$) oraz pionowe dla $K25$ $u_z = -58$ mm. Sprawdzone, że nośność zakotwienia słupów została wykorzystana w 47% [8] i [9].

Należy zauważyć, że ograniczenie poziomych przemieszczeń głowic słupów w układach jednokondygnacyjnych wynosi w przepisach norm stalowych [1, 2] – $(1/150) \cdot H$. Taką samą wartość podano w normie dotyczącej projektowania drogowych urządzeń przeciwhałasowych [10], gdzie dodatkowo ograniczono przemieszczenia pionowe pochylonych części ekranu do $1/300$ długości elementu. Uwzględniając powyższe, przemieszczenie poziome na końcu wspornika nie powinno przekraczać 57 mm; jak się okazało przemieszczenia 3÷5 razy przekraczały graniczne wartości normowe.

5. ANALIZA KONSTRUKCJI NOŚNEJ W STANIE ISTNIEJĄCYM

Uwzględniając aktualny stan konstrukcji przeprowadzono analizę statyczno-wytrzymałościową pojedynczego słupa o geometrii jak w stanie projektowym (Rys. 3b). Obliczenia przeprowadzono według teorii II rzędu z uwzględnieniem imperfekcji normowych jak w punkcie 3. Przeprowadzono również obliczenia słupa najbardziej wychylonego z pionu uwzględniając rzeczywiste, pomierzone przemieszczenia jego końców. Na podstawie operatu geodezyjnego przyjęto przemieszczenia głowicy pionowej części słupa (HEB 220) na poziomie 6,0 m (węzeł 2): w płaszczyźnie ekranu równe 30 mm, w płaszczyźnie prostopadłej do ekranu – 72 mm (w kierunku autostrady).

Obciążenia i ich kombinacje przyjęto podobnie jak w przypadku analizy konstrukcji w stanie projektowym (punkt 3), przy czym obciążenie wiatrem obliczono według PN-77/B-2011/Az1 [11]. Dodatkowo na podstawie [12]

columns so pannels do not provide geometric invariance of steel supports in areas between the barrier columns.

The following load cases were taken into account in calculations: G – permanent loads (dead load of the I-beam and of acoustic panels), $W1$ – wind acting perpendicular to the plane of the barrier from the side to which the upper part is inclined, $W2$ – wind acting in the direction opposite to $W1$, $W3$ – wind acting tangentially to the barrier surface with a friction factor of $C_i = 0.04$ according to [7].

The reduced stress according to Huber-Mises-Hencky hypothesis in the section at the base of the column (node 1, Fig. 3b) for the combination $K3$ ($1.1 \cdot G + 1.3 \cdot W2$) equals $\sigma = 267$ MPa. The displacements of the tip of the column (node 3, Fig. 3b) obtained for the characteristic combinations were: out of the barrier plane for $K25$ ($G + W2$) $u_x = 182$ mm ($1/47H$), in the plane of the barrier for $K26$ ($G + W3$) $u_y = 153$ mm ($1/55H$) and vertical for $K25$ $u_z = -58$ mm. It has been tested that the capacity of the columns anchorage was fulfilled in 47% [8] and [9].

It should be noted that the limit of the horizontal displacements of the column heads in single-storey systems in the regulations concerning steel standards [1, 2] – is equal to $(1/150) \cdot H$. The same value was specified in the standard for the design of road noise reducing devices [10], where vertical displacements of the sloping parts of the barrier were additionally reduced to $1/300$ of the length of the element. Taking the above into consideration, the horizontal displacement at the end of the support should not exceed 57 mm. As it turned out, the displacements exceeded 3 to 5 times the limits specified by the standards.

5. ANALYSIS OF THE SUPPORTING STRUCTURE AT PRESENT STATE

Considering the current state of the structure, the static and strength analysis of a single column with dimensions as in the design stage (Fig. 3b) was performed. The calculations were carried out according to the second order theory taking into account the imperfections specified by standard as mentioned in point 3. Also the calculations of the most vertical tilt column, considering real measured displacement of its ends were carried out. On the basis of the done geodetic measurements, the displacements of the head of the vertical part of the column (HEB 220) at 6.0 m (node 2): in the plane of the barrier were assumed as equal to 30 mm, and in a plane perpendicular to the barrier – 72 mm (in the direction of the motorway).

Loads and their combinations were assumed as in the case of analysis of the structure at the design state (point 3),

uwzględniono przypadek obciążenia W_4 , tj. obciążenie aerodynamiczne ciśnieniem powietrza wynikającym z oddziaływania pojazdów poruszających się po autostradzie. Przyjęto, że obciążenie wiatrem i obciążenie aerodynamiczne mogą oddziaływać jednocześnie. Należy jednak podkreślić, że zgodnie z [10] obciążenia te można rozpatrywać jako nie działające równocześnie. Obciążenie aerodynamiczne według [10] jest w przypadku analizowanego ekranu mniejsze od obciążenia wiatrem według [11].

Obliczenia konstrukcji z uwzględnieniem imperfekcji normowych wykazały wartość naprężenia zredukowanego $\sigma = 381,5$ MPa według kombinacji $K23: 1,1 \cdot G + 1,5 \cdot W_2 + 1,5 \cdot 0,9 \cdot W_4$. Po przyjęciu rzeczywistych wartości imperfekcji otrzymano $\sigma = 385,1$ MPa. Przemieszczenia końca wspornika z uwzględnieniem imperfekcji normowych wynosiły: z płaszczyzny ekranu $u_x = 197$ mm ($K25: G + W_2$), w płaszczyźnie ekranu $u_y = 273$ mm ($K26: G + W_3$), natomiast dla słupa z imperfekcjami rzeczywistymi $u_x = 199$ mm ($K25: G + W_2$) oraz $u_y = 276$ mm ($K26: G + W_3$).

Nośność słupów okazała się przekroczona: w przypadku imperfekcji normowych o około 16%, zaś imperfekcji rzeczywistych – około 17%. Zdaniem autorów jest to spowodowane przede wszystkim, przyjętym według znowelizowanej normy [11], obciążenia wiatrem o większej wartości w stosunku do obliczeń stanu projektowego. Przy dodatkowym uwzględnieniu obciążenia ciśnieniem powietrza według [12], nośności są przekroczone odpowiednio o 25% i 26%. Stwierdzono duże przemieszczenia poziome i pionowe końca wspornika (węzeł nr 3 na Rys. 3b) pojedynczego słupa przy obciążeniu wiatrem. Maksymalne przemieszczenie poziome z płaszczyzny ekranu jest równe około $(1/43) \cdot H$, a w płaszczyźnie ekranu około $(1/31) \cdot H$. Należy zauważyć, że obliczone przemieszczenia sprężyste są większe w płaszczyźnie ekranu o około 384%, a z płaszczyzny ekranu o około 249%, od wartości granicznych podanych w [2] i [10].

6. ANALIZA KONSTRUKCJI NOŚNEJ PO WZMOCNIENIU

Znaczne wartości przemieszczeń poziomych słupów, niedopuszczalnych z punktu widzenia eksploatacji ekranów, spowodowały konieczność wzmocnienia konstrukcji nośnej. Ekran podzielono na dziewięciopółkowe segmenty, w których słupy połączono za pomocą prętów poziomych na wysokości 6,0 m i 8,5 m oraz stężeń pionowych typu X, zabudowanych w wybranych polach w płaszczyźnie ukośnej ekranu (stężenie górne). Pomiędzy segmentami pozostawiono oddzielone pole dylatacyjne, w którym sąsiednie

whereas the wind load was calculated according to PN-77/B-2011/Az1 [11]. In addition, on the basis of [12], the case of W_4 was considered, i.e. the aerodynamic load by air pressure resulting from the impact of vehicles driving along the motorway. It was assumed that the wind load and aerodynamic load can be exerted simultaneously. It should be noted, however, that in accordance to [10], these loads can be considered as not acting simultaneously. In the case of the analysed barrier the aerodynamic load, taken according to [10], is smaller than the wind load considered according to [11].

The calculations which took into account the imperfections specified by standard resulted in the value of reduced stress $\sigma = 381.5$ MPa for a combination of $K23: 1,1 \cdot G + 1,5 \cdot W_2 + 1,5 \cdot 0,9 \cdot W_4$. Assuming the real values of imperfection, the obtained result was $\sigma = 385.1$ MPa. The displacements of the end of the cantilever, calculated with imperfections specified by standard were: in the direction perpendicular to the plane of the barrier $u_x = 197$ mm ($K25: G + W_2$) in the plane of the barrier $u_y = 273$ mm ($K26: G + W_3$), whereas for the column with real imperfections $u_x = 199$ mm ($K25: G + W_2$) and $u_y = 276$ mm ($K26: G + W_3$) respectively.

The capacity of the columns proved to be exceeded both: in the case of imperfections specified by standard by about 16% and in the case of real imperfections – about 17%. In authors opinion this is caused mainly by the wind load, assumed due to amended standard [11], which is bigger comparing it assumption taken at the design state. By taking into account the additional load with air pressure according to [12], the capacity is exceeded by 25% and 26% respectively. Large horizontal and vertical displacements of the end of the cantilever of a single column have been stated (node 3 in Fig. 3b) under the wind load. The maximum horizontal displacement of the plane of the barrier is equal ca. $(1/43) \cdot H$, and in the plane of the barrier ca. $(1/31) \cdot H$. It should be noted that the calculated elastic displacements are greater in the barrier plane by about 384%, and out of the barrier plane by about 249%, of the limit values given in [2] and [10].

6. ANALYSIS OF THE SUPPORTING STRUCTURE AFTER STRENGTHENING

Significant horizontal displacements of columns, unacceptable from the point of view of the barriers service resulted in the need to strengthen the supporting structure. The barriers have been divided into a 9-field segments in which the columns were connected by horizontal rods at the height 6.0 m and 8.5 m and vertical bracing of the X-type, built-in the

słupy nie zostały połączone. Segment dziewięciopolowy stanowi układ konstrukcyjny złożony z 10 słupów. Przeanalizowano szereg wariantów konstrukcyjnych z różnym rozmieszczeniem stężeń typu X, zabudowanymi dodatkowo między słupami pionowymi (stężenie dolne) oraz także przy braku stężeń dolnych. Celem analizy było dokonanie wyboru rozwiązania konstrukcyjnego, które ograniczy przemieszczenia poziome końców wsporników w płaszczyźnie ekranu, a zarazem nie spowoduje nadmiernego usztywnienia konstrukcji, prowadzącego do zwiększenia wyężenia słupów. Wyniki analizy przemawiały za rozwiązaniem konstrukcyjnym segmentu dziewięciopolowego tylko na prostych odcinkach ekranu (Rys. 5). W celu zabezpieczenia ekranu na łukach zastosowano inne rozwiązanie. Słupy zostały połączone ze sobą parami w segmenty 1-polowe (Rys. 6).

Najbardziej korzystne okazało się założenie na przemian pola stężonego i pola dylatacyjnego niestężonego. Stężenia typu X zastosowano tylko w płaszczyźnie nachylonej powierzchni ekranu. W polach dylatacyjnych założono, że zabudowane tam panele nie przekazują sił w płaszczyźnie ekranu między sąsiednimi segmentami.

Pręty poziome łączące głowice pionowych części słupów na poziomie 6,0 m przyjęto z ceownika C200, pręty poziome łączące końce wsporników na poziomie 8,5 m – w polach stężeń typu X – przyjęto z rury okrągłej RO 63,5/8, a pręty łączące końce wsporników w polach bez stężeń oraz stężenia typu X z prętów okrągłych 14 mm. Do napinania prętów stężeń typu X przewidziano śruby rzymskie. Ceowniki C200 zamocowane zostały do półek dwuteowników HEB 220 od strony zewnętrznej, pręty łączące końce wsporników łączono z dolnymi pasami dwuteowników HEB 160, a pręty stężeń typu X do ich półek górnych. Wszystkie połączenia przewidziano jako śrubowe.

selected fields of the inclined segments of the barrier (upper bracing). Between the segments there has been left a separated dilatation sections, in which the adjacent columns have not been connected. A 9-field segment is a structural system composed of 10 columns. A number of design variants have been analysed with different bracing of X-type arrangement, fitted additionally between the vertical columns (lower bracing) and also in the absence of lower bracings. The aim of the analysis was to choose a design solution that reduces the horizontal displacements of the ends of the supports in the plane of the barrier, but will not cause an excessive stiffening of the structure, leading to increased material effort of the columns. The analysis results justified a design solution of a 9-field segment only along straight segments of the barrier (Fig. 5). In order to strengthen the barrier, a different solution has been used at the curves. Each pair of the columns have been connected into 1-field segments (Fig. 6).

The most favourable solution prove to be the alternating braced field and non-braced dilatation section. X-type braces were applied only in the plane of the inclined portion of the barrier. It has been assumed that in the dilatation section the built-in panels do not transmit forces in the plane of the barrier between adjacent segments.

Horizontal bars connecting the heads of the vertical columns at 6.0 m were assumed to be made of C200, the horizontal bars connecting the ends of the supports at the level of 8.5 m – in braced X-type fields – were made of a circular hollow section RO 63.5/8, and the bars connecting the ends of the supports in the fields without braces as well as X-type braces were made of round bars ϕ 14 mm. For tensioning of the X-type braces bars the turnbuckles were used. The C200 channels have been attached to the outer side of HEB 220 flanges, the bars connecting the ends of the supports were attached to the lower flanges of HEB160 I-beams, and finally the X-type brace bars were attached to their upper flanges. All connections were assumed to be joined with screws.

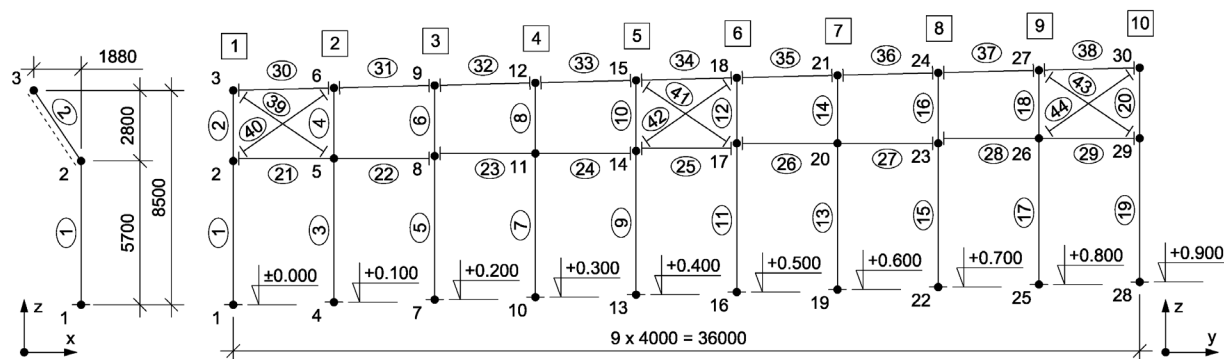


Fig. 5. Static scheme of 9-fields straight segment

Rys. 5. Schemat statyczny dziewięciopolowego segmentu prostego

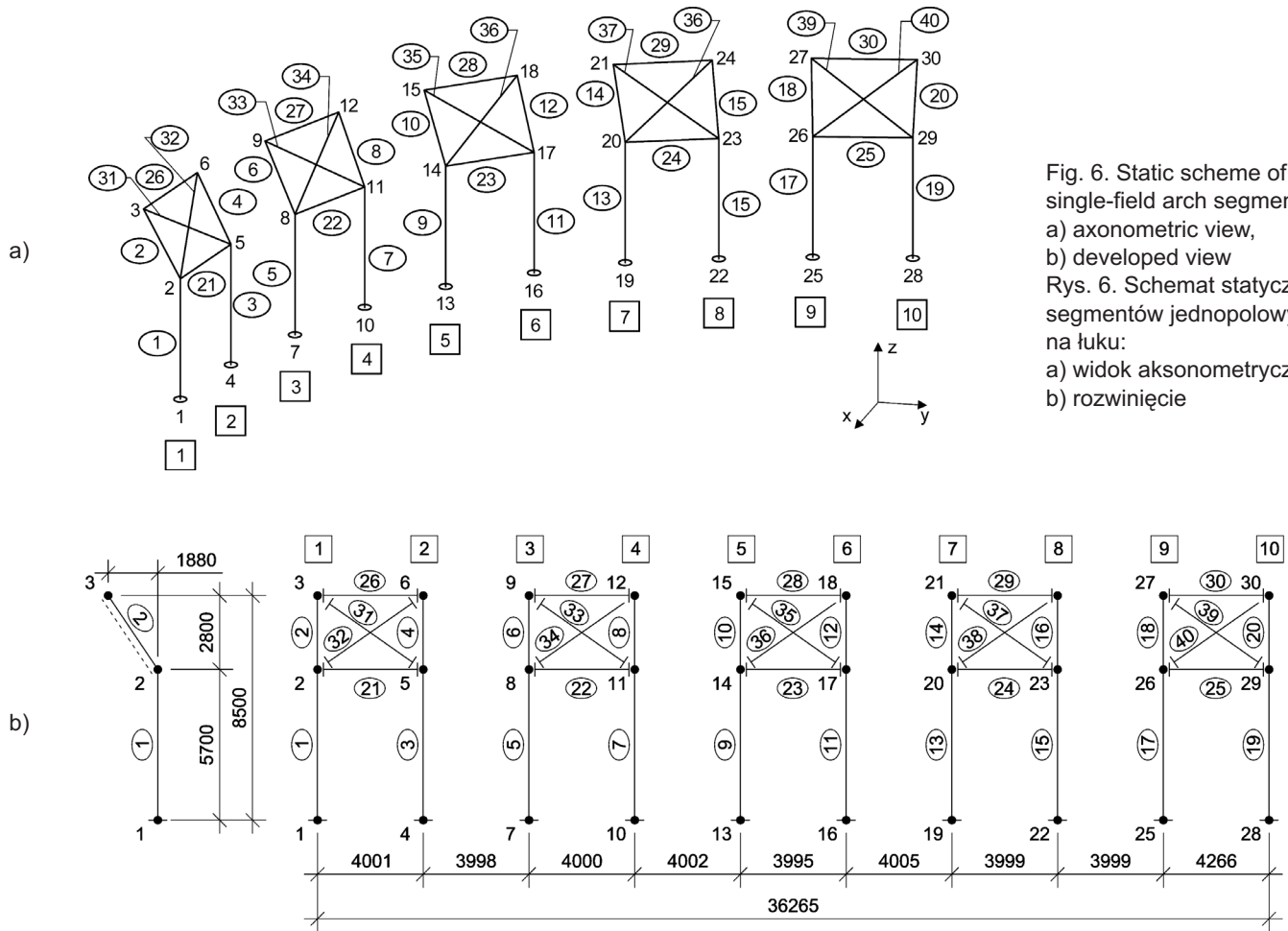


Fig. 6. Static scheme of single-field arch segments:
 a) axonometric view,
 b) developed view
 Rys. 6. Schemat statyczny segmentów jednopolewych na łuku:
 a) widok aksonometryczny,
 b) rozwinięcie

W obliczeniach uwzględniono mimośrodowość konstrukcyjne wynikające z niewspółosiowego połączenia elementów w węzłach oraz imperfekcje normowe. Dla segmentu dziewięciopolewego największe naprężenia $\sigma = 349,9$ MPa wystąpiły w węźle 13 pręta nr 9 (Rys. 5) według kombinacji K23 (p. 5). Największe wartości przemieszczeń na końcu wspornika wynosiły: $u_x = 19,4$ cm, $u_y = 1,6$ cm oraz $u_z = -6,3$ cm według kombinacji K25. Na łuku, dla segmentu jednopolewego, maksymalne naprężenie $\sigma = 331,4$ MPa wyznaczono w węźle 25 dla pręta nr 17 (Rys. 6) według kombinacji K23.

Dodatkowo sprawdzono wartości wzajemnych przemieszczeń końców słupów w polach dylatacyjnych. Na odcinku prostym ekranu, tj. pomiędzy segmentami dziewięciopolewymi, przemieszczenia te nie przekraczały 1,5 cm, natomiast na łuku pomiędzy segmentami jednopolewymi – 6,3 cm. Przy tak określonych wartościach wzajemnych przemieszczeń panelom umieszczonym między sąsiednimi segmentami nie zagrażało wypadnięcie.

The design eccentricities resulting from a non-coaxial connection of elements at nodes as well as imperfections specified by standards were taken into account for calculations. For the 9-field segment the greatest strength $\sigma = 349.9$ MPa occurred in the node 13 of the bar No. 9 (Fig. 5) according to the combination K23 (p. 5). The biggest values of the displacements at the end of the cantilever were: $u_x = 19.4$ cm, $u_y = 1.6$ cm and $u_z = -6.3$ cm according to the combination K25. At the curve, for a single-field segment, the maximum tension $\sigma = 331.4$ MPa was determined at the node 25 of the bar No. 17 (Fig. 6) for the combination K23.

In addition, the values of mutual displacements of the ends of columns in the dilatation fields were checked. On the barrier straight segment, i.e. between 9-field segments, these displacements did not exceed 1.5 cm, whereas on the curve between single-field segments – 6.3 cm. With such values of mutual displacements, the panels placed between adjacent segments were not exposed to falling out.

Po wzmocnieniu konstrukcji nośność najbardziej wyężonego słupa segmentu dziewięciopolowego jest przekroczone o około 6% (15% – przy dodatkowym uwzględnieniu obciążenia ciśnieniem powietrza wynikającym z oddziaływania przejeżdżającego pojazdu [12]), a dla segmentu jednopolego na łuku o około 7%.

7. WNIOSKI

Przedstawione wyniki analizy wskazują na różnice w procesie projektowania konstrukcji według norm obowiązujących w drugiej połowie XX w. i aktualnego Eurokodu. W analizowanym przykładzie wystąpiła różnica w przyjętych obciążeniach ciśnieniem wiatru. Wykonano obliczenia dla trzech przypadków: stanu projektowego, stanu istniejącego oraz stanu po wzmocnieniu konstrukcji stalowej. Uwzględniając wyniki pomiarów geodezyjnych, oględzin konstrukcji, wyników badania próbek stali oraz sprawdzających obliczeń elementów konstrukcji nośnej ekranu, ustalono następujące przyczyny zaistnienia stanu przedawaryjnego konstrukcji:

1. Niedoścadowanie obciążeń mogło być przyczyną przyjęcia zbyt małych przekrojów słupów nośnych. Niewystarczająca sztywność słupów nośnych, zwłaszcza ich części ukośnych, była powodem dużych przemieszczeń poziomych w płaszczyźnie i z płaszczyzny ekranu oraz pionowych na końcach wsporników, sięgających w stanie istniejącym konstrukcji odpowiednio 276 mm, 199 mm i 67 mm. Przyczyną stanu przedawaryjnego ekranu mogły być również błędy wykonawcze.
2. Zbyt małe efektywne oparcie paneli na dolnych pasach nachylonych części słupów, niedostosowane do dużych przemieszczeń słupów pod wpływem obciążeń.
3. Za duże tolerancje wykonawcze, dotyczące pochylenia słupów, które dopuszczały przesunięcie końca wspornika na wysokości 8,5 m, względem poziomu utwierdzenia słupa w fundamencie, sięgające aż ± 85 mm.

Należy dodatkowo zwrócić uwagę na nieprecyzyjny zapis w projekcie warsztatowym, dotyczący etapów montażu paneli. Montaż paneli w przypadku, gdy sąsiednie słupy nie leżały w jednej płaszczyźnie (na łuku, przy podłużnym nachyleniu ekranu) był bardzo uciążliwy.

Modyfikacja istniejącej konstrukcji poprzez zabudowanie prętów stężenia w płaszczyznach ukośnych ekranu przywróciło w sposób skuteczny bezpieczne użytkowanie obiektu. Udało się w sposób wystarczający zredukować przemieszczenia słupów wspornikowych w płaszczyznach paneli.

After strengthening of the construction, the capacity of the most strained column of the 9-field segment is exceeded by about 6% (15% – when additionally the load of air pressure resulting from the passing vehicles [12] is considered), and for a single-field segment at a curve, ca. 7%.

7. CONCLUSIONS

The results of the presented analysis indicate on the differences in the design process according to the standards actual in the second half of the 20th century and the current Eurocode. In the analysed example, there was a difference in the assumed wind pressure loading. Calculations were performed for three cases: the design state, the existing state, and the state after the strengthen of the steel structure. Taking into account the results of geodetic surveys, construction inspections, the results of steel samples testing and checking calculations of the elements of the supporting barrier structure, the following reasons have been stated for the initiating of the imminent failure conditions:

1. The underestimation of the loads could have been the cause of assuming too small cross-sections of the supporting structure columns. The columns insufficient stiffness, especially their inclined portions, was the reason for the large horizontal displacements in the plane and out of the barrier plane, as well as vertical displacements at the cantilevers ends, reaching at the existing state of the structure, respectively, 276 mm, 199 mm, and 67 mm. The reason for the barrier imminent failure conditions could have also been errors in construction.
2. Too narrow effective support of panels on the lower flanges of the inclined parts of the columns, not adjusted to large displacements of the columns under existing loads.
3. Too large tolerances in construction, concerning the inclination of columns, that admitted the displacement at the end of the cantilever at a height of 8.5 m with respect to the level of fixing of the column in the foundation, reaching as far as ± 85 mm.

Attention should also be paid to the inaccurate notes in the workshop draft concerning the stages of the panels assembling. The montage of the panels when the adjacent columns do not lie in one plane (on the curve, at a longitudinal inclination of the barrier) was very troublesome.

The modification of the existing structure by building-in the brace bars in inclined planes of the barrier effectively restored the safe use of the facility. It was possible to

Nośność najbardziej wyężonych przekrojów stalowych nie została przekroczona dzięki dodatkowej rezerwie wynikającej z podwyższonych o 10% parametrów wytrzymałościowych zbadanych próbek stali, z której wykonano kształtowniki dwuteowe.

Wskazówki do dalszej eksploatacji konstrukcji

Nadal występują duże poziome przemieszczenia sprężyste z płaszczyzny ekranu oraz pionowe końców wsporników. Te pierwsze wynoszą 194 mm dla segmentu dziewięciopoleowego i 192 mm dla segmentu jednopoleowego na łuku. Nie zagrażają one bezpieczeństwu konstrukcji ekranów, wymagają jednak okresowych przeglądów ekranów pod kątem osadzenia paneli między słupami oraz pionowości słupów.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] PN-B-02011:1977 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem
- [2] PN-B-03200:1990 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [3] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków
- [4] *Niewiadomski L., Świerczyńska Sz., Wuwer W.*: Stan przedawaryjny wysokiego ekranu akustycznego. materiały XXVI Konferencji Naukowo-Technicznej „Awarie Budowlane 2013”, Szczecin, 259-266
- [5] Specyfikacja Techniczna Wykonania i Odbioru Robót Budowlanych M.20.01.32 Ekran z plexiglasu. Mosty Katowice Sp. z o.o.
- [6] PN-EN 10025-2:2007 Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych. Część 2: Warunki techniczne dostawy stali konstrukcyjnych niestopowych
- [7] *Żurański J.A.*: Obciążenia wiatrem budowli i konstrukcji. Arkady, Warszawa 1978
- [8] PN-B-03215 Konstrukcje Stalowe. Połączenia z fundamentami. Projektowanie i wykonanie
- [9] PN-B-03264:2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [10] PN-EN1794-1:2011 Drogowe urządzenia przeciwhałasowe. Wymagania pozaakustyczne. Część 1: Właściwości mechaniczne i stateczność
- [11] PN-B-02011:1977/Az1 Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem (zmiana Az1, lipiec 2009)
- [12] Design manual for Road and Bridges, Volume 10: Environmental Design and Management, Section 5: Environmental Barriers, Part 2 HA 66/95

sufficiently reduce the displacements of the cantilever columns in the planes of the panels. The capacity of the most strained steel sections has not been exceeded due to the additional reserve resulting from strength parameters increased by about 10% that appears for the analysed steel samples, taken from the barrier I-section columns.

Guidelines for the further exploitation of the structure

There are still large horizontal elastic out of the plane displacements of the barrier as well as vertical displacement of the cantilever ends. The former are 194 mm for a 9-field segment and the later are 192 mm for a single-field segment at a curve. They do not threaten the safety of the barrier structure. However, they require periodic maintenance of barriers for the placement of panels between the columns and for the verticality of columns.

