



Получена: 07.05.2021 г.

Приета: 25.05.2021 г.

ПЕШЕХОДЕН НАДЛЕЗ НАД БУЛ. „НИКОЛА МУШАНОВ“. СЪСТОЯНИЕ НА НОСЕЩАТА КОНСТРУКЦИЯ

Н. Рангелов¹, Л. Здравков²

Ключови думи: пешеходен надлез, конструкция, повреди, възли, премахване

РЕЗЮМЕ

Екип от преподаватели в Университета по архитектура, строителство и геодезия (УАСГ) е обследвал съществуващ пешеходен надлез над булевард „Никола Мушанов“, гр. София. Основната му цел е била да се оцени действителното техническо състояние на носещата конструкция на съоръжението и да се определи неговата експлоатационна надеждност. Оценени са състоянието на вложените строителни материали и повредите в конструкцията. Направен е конструктивен анализ на надлеза. В резултат, екипът се е обединил около мнението, че общото състояние на конструкцията (стоманобетонни панели и стоманена конструкция) на съоръжението е незадоволително.

1. Въведение

Обект на направеното обследване и последващ анализ е съществуващ пешеходен надлез над булевард „Никола Мушанов“, гр. София, до трамвайната спирка в близост до бензиностанция Shell. То е изготвено съгласно договор между СО Район „Красна поляна“ и „УАСГ-ЦНИП“ ЕООД от 24.04.2018. Основната цел на анализа е да се оцени действителното техническо състояние на носещата конструкция на съоръжението и да се определи неговата експлоатационна надеждност, в това число и в съответствие с актуалната нормативна база БДС EN (*Конструктивни Еврокодове*). Предвидените и извършените дейности за изпълнение на задачата могат да се обобщят в две групи:

¹ Николай Рангелов, проф. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: nick.rangelov@gmail.com

² Любомир Здравков, доц. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: zdravkov_fce@uacg.bg

- 1) техническо обследване и оценка на вложените материали, тяхното състояние и степента на корозия;
- 2) конструктивен анализ на съоръжението.

2. Анализ на носещата конструкция на надлеза

2.1. Общи данни

Пешеходният надлез представлява рамков мост с обща дължина 53,40 m и ширина 4,30 m. Той е триотворен (18,30 + 12,00 + 18,70 m + два конзолни участъка по 2,20 m в двата края). С единия си краен отвор (18,70 m) той премества булевард „Никола Мушанов“, със средния си отвор (12,00 m) – двойната трамвайна линия, а с другия краен отвор (18,30 m) – съществуваща зелена площ, вж. фиг. 1. Към всяка опора има изградено съответно стълбище с ширина 2,0 m без предвидена възможност за достъп и ползване от хора с увреждания.



Фиг. 1. Общ вид на надлеза

Съгласно експертизата от м. юли 2015 [15], най-вероятно надлезът е построен в годините 1970 – 1975. По информация на Възложителя, съоръжението е било изпълнено по т.нар. „стопански способ“, за сметка на електрокарния завод „6-ти септември“ от структурата на „Балканкар“. Поради тази причина няма данни за налична проектна и строителна документация. Основната проектна комуникационна функция на надлеза е била да осигури достъпа към завода за работниците, живеещи в район „Красна поляна“ или подходящи откъм бул. „Никола Мушанов“. След ликвидирането на завода пасарелката на практика е загубила основното си предназначение. Изглежда, че нейна единствена останала функция е да осигурява безопасен достъп до трамвайната спирка.

2.2. Конструктивно решение

За времето си надлезът е проектиран рационално, с максимално опростена конструктивна композиция. Главната носеща конструкция е стоманена и се състои от две успоредни триотворни рамкови системи. При двете вътрешни опори са реализирани корави заварени възли между главните греди, колоните и предвидените там напречни греди, вж. фиг. 2. Базите на колоните са изцяло вбетонирани във фундаментите и те най-вероятно са запънати. При крайните опори са изпълнени „отделни“ напречни портални рамки, вж. фиг. 3, върху които двете главни греди стъпват чрез импровизирани стоманени тангенциални лагери (центриращи подложни стоманени плочи), вж. фиг. 6. По този начин е реализирана една подходяща статическа схема, позволяваща сравнително безпроблемно осъществяването на температурните деформации. В съответствие със съвременната терминология главната носеща система може да се окачестви като полуинтегрална. В напречно направление при всяка опора е композирана напречна портална рамка – при междинните опори тези рамки са интегрирани в главната носеща система, докато при крайните са отделни. Както ще стане ясно по-нататък, оказва се, че конструктивното детайлиране на връзката главна конструкция – крайна напречна рамка, е породило сериозен конструктивен проблем.



Фиг. 2. Корави възли между главните греди, напречните греди и колоните при междинна опора

Всички конструктивни елементи са изпълнени със затворени съставени заварени кутиени сечения. Това решение е рационално от гледна точка на общата устойчивост на стоманената конструкция, особено в състояние на изпълнение, преди монтажа на стоманобетонните панели. По принцип този подход се счита за целесъобразен и от гледна точка на защитата от корозия, но от друга страна той затруднява конструктивното детайлиране. Главните греди са с височина 600 mm с пояси 30×300 mm и дебелината на стелбата 12 mm. Напречното сечение е константно по цялата дължина на моста.

Всички конструктивни възли са изпълнени чрез заваръчни съединения. Монтажните снаждания на гредите също са заварени, с използване на снаждащи плочи. Възлите

в двете направления при средните опори са конструирани удачно, като чрез подходящо вградени (видими) диафрагми е спазен принципът плоча да среща плоча, което осигурява работа като корав възел, вж. фиг. 2. Съответно в зоните около тези възли не са забелязани проблеми и неудачи.



Фиг. 3. Крайна опора на надлеза

Ролята на крайни опори изпълняват отделни (неинтегрирани с главната конструкция) напречни портални рамки. Очевидно идеята е да се реализират корави в напречно направление, но подвижни в надлъжно опори. Ставното стъпване на главните греди е реализирано чрез стоманени подложни плочи, вж. фиг. 6, изпълняващи функцията на тангенциални лагери. Тук конструктивното решение на порталните рамки, изглежда, че е по-скоро подчинено на удобното проектиране на стълбищата около тях, отколкото на стъпването на главните греди върху тях. Решение, при което главните греди стъпват не върху колоните, а върху ригелите на напречните рамки, виж фиг. 3, които са с кутиеобразно напречно сечение едва 300×300 mm, е спорно, независимо от факта, че опорните реакции в крайните опори са по-малки.

Авторите считат също, че опорният детайл при крайните опори не е конструиран добре, тъй като изглежда, че липсват адекватни опорни диафрагми за предаване на опорната реакция, поради което са констатирани сериозни конструктивни повреди.

Пешеходното платно е изградено от сглобяеми стоманобетонни панели с дебелина 140 mm, които вероятно са бетонирани на полигон. Те са оброчени с горешовалцовани ъгли профили и захванати към двете главни греди чрез монтажни заваръчни шевове. Така на практика е реализирана коравна диафрагма. Не е предвидена съвместна работа (комбинирано действие) на стоманобетонната плоча (панели) и стоманената конструкция. Следователно панелите са второстепенни елементи и работят едностранно в напречно направление, като предават товарите на двете главни греди.

Конструкциите на стълбищата са проектирани чрез съчетание на стоманени и стоманобетонни елементи. Стълбищните рамена са сглобяеми стоманобетонни панели, оброчени със стоманени профили. Предвидени са междинни подпирания чрез кутиеобразни стоманени напречни греди и колони, вж. фиг. 4. Подробно описание на стълбищата може да се намери в експертната от юли 2015 [15].



Фиг. 4. Междинна опора в стълбищата

В заключение трябва да се отбележи, че проектната конструктивна композиция на надлеза осигурява неговата пространствена неизменяемост и коравина.

2.3. Конструктивни материали

Опитните резултати от проведените обектови безразрушителни изпитвания показват, че якостта на опън на стоманата, използвана за ламарината на стоманените греди и колони, е с минимална якост на опън за отделните елементи в границите от 320 МРа до 335 МРа, а средната якост на опън е в границите от 328 МРа до 378 МРа. Следователно, въпреки че вложената конструкционна стомана най-вероятно е била ВСт3пс по

БДС 2592:1971 [1], според направените изпитвания нейната якост на опън на практика не съответства на нормативните показатели за този клас стомана. От друга страна, видът на заваръчните шевове показва, че стоманата е отлично заваряема.

Що се отнася до стоманобетонните панели в пътното платно, в конкретния случай е меродавна интензивната корозия както на бетона, така и на армировката, вж. фиг. 5, 8 и 9. Очевидно те не могат да изпълняват проектното си предназначение и е необходимо те да бъдат подменени. Следователно, не е от съществено значение какви точно са вложените марка на бетона и клас на армировъчната стомана.

3. Техническо състояние на съществуващата конструкция

3.1. Общи констатации

Най-важно за една конструкция, подложена на преки атмосферни въздействия, е тя да е проектирана и изпълнена така, че:

- а) да се създадат условия за минимизиране на корозионните въздействия;
- б) да не се създават пречки за нейната нормална експлоатация и поддръжка.



Фиг. 5. Интензивна корозия във фугата между панелите от пътното платно и водобранния ъглов профил (в този участък панелът вече е паднал!)

В този изключително важен контекст бяха установени пропуски и в двете направления. Първо, изглежда, че още от самото си построяване надлезът не е имал подходяща хидроизолация и адекватна система за отвеждане на водите. В експертизата от юли 2015 [15] се споменава, че оригиналната настилка вероятно е била мозайка, на която сигурно се е разчитало да изпълнява и функцията на хидроизолация. Това може би щеше да бъде относително удачно, ако пътното платно беше монолитно. При възприетото сглобяемо решение обаче, мозайката доста бързо се е напукала при фугите между панелите, което е „осигурило“ по-нататъшен път за проникване на дъждовните води и корозия както на стоманобетонните панели, така и на стоманената конструкция отдолу. По-големият

проблем е липсата на ефективно проектно решение на отвеждане на водите от пътното платно. По двата надлъжни ръба са заварени „водобранни“ ъглови профили, но не е решено уплътняването между тях и панелите, формиращи пътното платно. Така още при проектирането на надлеза са създадени условия водата да прониква директно във фугата и да „атакува“ заварените съединения между панелите и стоманените главни греди, вж. фиг. 5.

По втория аспект, свързан с осигуряване на условия за експлоатация и поддръжка, е очевидно, че е практически невъзможно почистването и боядисването на главните греди в участъците на крайните им опори, тъй като няма достъп. Това се илюстрира с ясно очертаната граница на ремонтирания участък и интензивната корозия при стъпването, вж. фиг. 6, където каквито и да било ремонтни работи са невъзможни.



Фиг. 6. Интензивна корозия в краен опорен възел на главната греда

3.2. Пътно платно (стоманобетонни панели)

В експертизата от юли 2015 [15] е констатирано, че панелите са в много лошо състояние, с повсеместно нарушаване на бетонното покритие, много пукнатини, големи обрушвания, и особено в краищата наличие на каверни и оголена ръждясала армировка. След извършване на необходимите ремонтни работи, само две години по-късно, е констатирана идентична картина, вж. фиг. 7.



Фиг. 7. Състояние на стоманобетонните панели – нарушено бетонно покритие и силно кородирала армировка, две години след извършен ремонт [16]

От снимките ясно се вижда, че опитът за възстановяване на бетонното покритие при направения ремонт се е оказал неуспешен и наблюдаваната ситуация в значителна степен отговаря на описанието преди ремонта. Изглежда, че при възстановителните работи отдолу е изпълнена репарираща мазилка, армирана със стъклотекстилни мрежи. За съжаление продължаващите течове отгоре и липсата на достатъчна адхезия, вероятно поради некачествено изпълнение, са довели до повторно обрушване и оголване на армировката, която видимо не е била обработена срещу корозия. Може да се констатира, че някои от панелите са буквално в предаварийно състояние, с опасност всеки момент да се стоварят върху булеварда отдолу. Това се потвърждава от факта, че такъв инцидент вече се е случил в участъка на трамвайната линия, вж. фиг. 8.



Фиг. 8. Паднал стоманобетонен панел в участъка на трамвайната линия [16]



Фиг. 9. Общ вид на пътното платно отдолу – опасност от падане на парчета мазилка и бетон

Общият вид и състоянието на пътното платно отдолу, вж. фиг. 9, ясно показват реална опасност от откъсване и падане на парчета мазилка и бетон върху преминаващите по булеварда превозни средства.

Въз основа на извършения детайлен оглед на съоръжението, както и на анализа на резултатите от извършените ремонтни работи, авторите са достигнали до извода, че корозията както на бетона, така и на армировката, а и на заварените съединения към стоманената конструкция, е достигнала такава интензивност, че ефективни ремонтни работи на пътното платно изглеждат нерационални.

3.3. Главна носеща стоманена конструкция

В експертната от юли 2015 [15] като основен проблем при стоманената конструкция се посочва интензивната корозия, на места достигнала до стадий на разслояване на ръбовете на плочите. Това се вижда най-добре в участъка при контактната мрежа, където не е извършван ремонт, вж. фиг. 10. Но дори и в ремонтираните (бойдисани) участъци, само след две години се наблюдава значителна корозия, тъй като вероятно преди боядисването не е извършено адекватно почистване на повърхностите. Освен това, очевидно е, че горните повърхности на гредите, скрити от пътното платно, е невъзможно да бъдат обработени срещу корозия без демонтаж на стоманобетонните панели и следователно там се очаква корозия поне със степен на това, което се наблюдава на фиг. 10.



Фиг. 10. Интензивна корозия на стоманената главна греда

Внимателният оглед и последващият анализ обаче показаха, че корозията не е най-опасният проблем за главната стоманена носеща конструкция. Оказа се, че конструирането и детайлирането на възлите при крайните опори е неподходящо. Това обяснява наблюдаваните при огледа фатални конструктивни повреди. Те могат да се обобщят като явления на местна загуба на устойчивост и при четирите опорни възела. Изкорубили са се както стъблата на главните греди, така и стъбла и други плочи от ригела и вутата на порталната рамка в зоната на опората. На фиг. 11 ясно се вижда, че всички плочи (стъблата на ригела и на вутата и поясът на вутата), стоящи на пътя на опорната реакция, видимо са се изкорубили. Особено опасно изглежда състоянието при северозападния опорен възел (откъм бензиностанция Shell), при който стъблото на вутата буквално се е „отпрато“ по заваръчния шев към пояса, вж. фиг. 12. Най-вероятната причина за това състояние е, че при изкорубването на плочата възникват големи премествания извън равнината ѝ, които водят до значителни огъвни напрежения по контура. Те се оказват в зоните на термично влияние на заваръчните шевове, което в съчетание с интензивна корозия е довело до разрушаване.



Фиг. 11. Видима местна загуба на устойчивост (изкорубване) в зоната на стъпване на главната греда



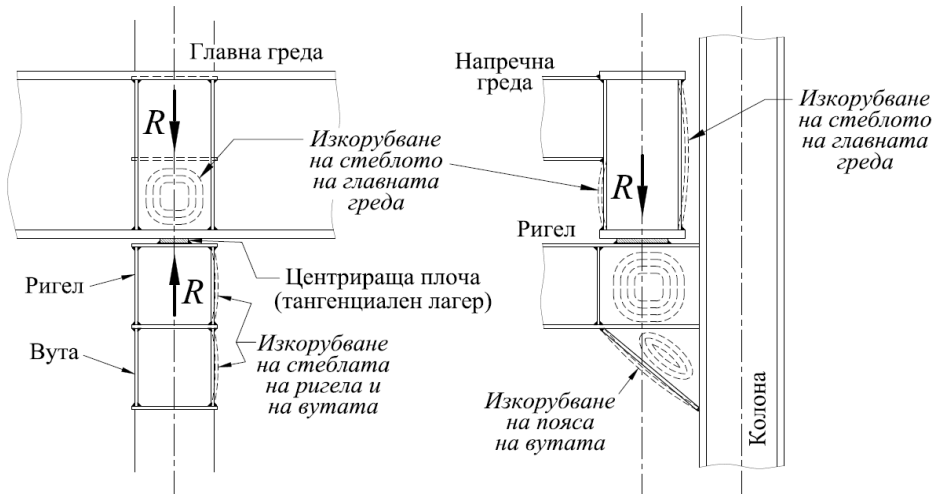
Фиг. 12. Разрушаване по заваръчния шев между стеблото и пояса на вутата

Аналогични ефекти са наблюдавани и по стеблата на главните греди. На фиг. 13 се виждат „отпрани“ стебла на главните греди в зоната на опората както отвътре (откъм напречната греда), така и отвън, при това при два различни опорни възела. Отново разрушаването е по заваръчните шевове.



Фиг. 13. Изкорубване и разрушаване по заваръчните шевове между стeблото, пояса и диафрагмата на главната греда

Трябва да се подчертае, че компрометирането на всички крайни опорни възли означаваше не предаварийно, а фактическо аварийно състояние на главната стоманена конструкция. За да се потърси обяснение на констатираната авария, тук е направен опит да се изясни опорният детайл на главната греда (фиг. 14), възстановен въз основа на направения оглед.



Фиг. 14. Опорен детайл при крайните опори на главните греди

Авторите считат, че единственото рационално обяснение за наблюдаваната аварийна ситуация е неправилно проектно решение. Изглежда, че в тези опорни възли липсват адекватни опорни диафрагми, които да осигурят надежден път за предаване на опорната реакция на главните греди. Това води до илюстрираното на фиг. 14 състояние, при което опорната реакция се разпределя от относително дебелия пояс към съседните стебла на главната греда, както и надолу по стеблата на ригела и вутата. Следователно конструирането на опорния детайл създава предпоставки за местна загуба на устойчивост вследствие на локални натискови напречни товари (вж. Раздел 6 на стандарт БДС EN 1993-1-5 [8]).

Интересен факт е, че компрометирането на опорните възли не е констатирано в експертната от юли 2015. Възможно обяснение е, че това аварийно състояние се е случило по-късно, вследствие на някакво претоварване на конструкцията. Теоретично разтоварването на средния отвор при падането на панел от пътното платно води до известно увеличаване на крайните опорни реакции, но това изглежда малко вероятно. Малко вероятно е и вариант, при който елементът да се е напълнил с вода и да се е получило раздуване при нейното замръзване (и при четирите възела). По-скоро е възможно претоварването да се е случило при ремонтните работи, например складиране на тежки материали или машини върху пътното платно в двата края на надлеза. В допълнение трябва да се отбележи, че огледът на вътрешността на конструкцията при „отпраните“ стебла показва наличие на корозия и във вътрешността, поне в тези зони.

Другата възможност е авариралите опорни възли да са забелязани при обследването от юли 2015 [15], но поради някаква неясна причина да не са включени в доклада им.

3.4. Стълбища

В експертната от юли 2015 са констатирани съществени проблеми по стълбищата, особено по второто стълбищно рамо на т. нар. стълбище № 1, които са частично отстранени при последващия ремонт. Две години след ремонта обаче състоянието на конструкцията остава проблемно, характеризиращо се с развитие на интензивна корозия в опорните планки и заваръчните шевове. Текущото състояние е илюстрирано на фиг. 4 и 15. Коментарът е излишен.



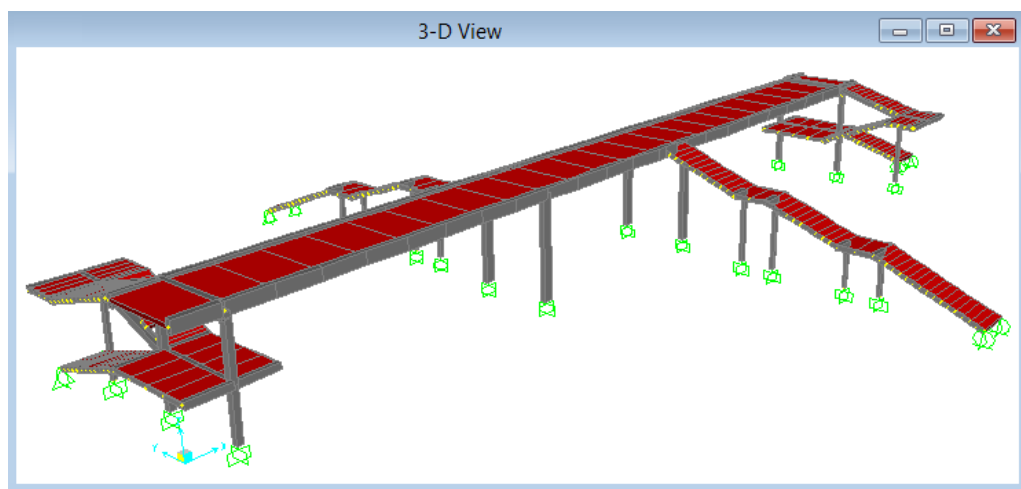
Фиг. 15. Интензивна корозия по стоманените елементи и части на стълбищата

4. Норми за проектиране. Контролни изчисления

Тъй като оригинална проектна документация липсва, не е известно по какви нормативни документи е проектирана стоманената конструкция. От една страна е възможно тя да е проектирана по *Норми и правила за проектиране на стоманени конструкции* от 1972 г. (БСА кн. № 2-3 и БСА кн. № 11, 1973) [17], действащи към предполагаемия период, по метода на граничните състояния. От друга страна обаче, като мостово съоръжение, конструкцията може да е проектирана и по т. нар. временен правилник по метода на допустимите напрежения. Не е известно също дали и как конструкцията е осигурена за сеизмични въздействия, но във всички случаи е сигурно, че действащото през 1970-те години райониране на страната предполага по-ниско ниво на сеизмична осигуреност от актуалното.

4.1. Изчислителен модел

Чрез програма за анализ на строителни конструкции беше създаден пространствен изчислителен модел на мостовото съоръжение. В него бяха въведени всички конструктивни елементи на съоръжението – греди, колони, стоманобетонни панели, вж. фиг. 16. Предвид кутиеобразното сечение на колоните и вбетонирането им в единичните фундаменти е прието, че те са запънати в двете направления към горния ръб на долното строене.



Фиг. 16. Изчислителен модел на пешеходния надлез

В модела са въведени посочените по-горе товари:

- а) собствено тегло на елементите;
- б) временни товари от вятър, пешеходци и велосипедисти, определени съответно по стандартите БДС EN 1991-1-4:2005 [3], БДС EN 1991-1-4:2005/NA:2011 [4], БДС EN 1991-2:2006 [5] и БДС EN 1991-2:2006/NA:2015 [6];
- в) сеизмично въздействие, определено по БДС EN 1998-1:2005 [11] и БДС EN 1998-1/NA:2012 [12].

Тъй като е сигурно, че към момента на проектиране на стоманената конструкция нормативните документи не са изисквали спазване на определени правила за капацитивно проектиране, осигуряващо дисипативно поведение, при изследването е приета концепцията за ограничено дуктилно/предимно еластично поведение съгласно

БДС EN 1998-2 [13] и БДС EN 1998-2:2006/NA:2012 [14], и съответен коефициент на поведение $q = 1,5$.

След това товарите бяха комбинирани съгласно изискванията на стандарт БДС EN 1990:2003/A1:2006 [2] в няколко основни и сеизмични товарни комбинации. Конструкцията е анализирана съгласно указанията на БДС EN 1993-2:2007 [10], който в по-голямата си част прехвърля към основния стандарт БДС EN 1993-1-1:2005 [7].

Съгласно преведеното безразрушително изпитване на вероятна якост на опън на стоманата якостта на опън на стоманата, използвана за ламарината на стоманените греди и колони, не съответства на нормативните показатели за стомана клас ВСт3. Минималната якост на опън за отделните елементи варира в границите от 320 МПа до 335 МПа, а средната якост на опън е в границите от 328 МПа до 378 МПа. За границата на провлачане f_y няма данни. В изчислителния модел са заложили следните стойности:

- а) характеристична стойност на якостта на опън – $f_u = 320$ МПа;
- б) характеристична стойност на границата на провлачане – $f_y = 215$ МПа;
- в) модул на еластичност на стоманата – $E = 206\,000$ МПа.

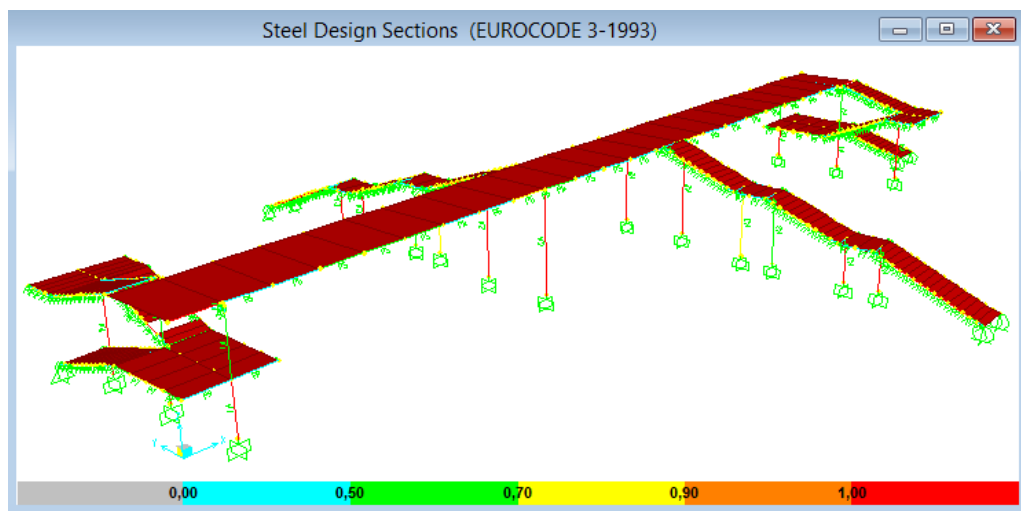
Измерената дълбочина на корозионните повреди по стоманените елементи е в границите 0,24 – 0,78 mm. В изчислителния модел това е отчетено чрез намаляване на дебелината на елементите.

4.2. Резултати от численото изследване

Предвид липсата на проектна документация за съоръжението стоманобетонните подови панели и фундаменти не могат да бъдат оценени. Тук ще се спрем само на елементите на връхната стоманена конструкция.

Численият анализ на дългогодишно експлоатираната стоманена конструкция, натоварена с актуалните въздействия, разгледани по-горе, показва следното:

а) колоните от два съчетани профила U20, намиращи се в крайните стълбища, достигат до границата на своята носеща способност още при основна товарна комбинация. При изчислително сеизмично въздействие тези колони са съществено претоварени и ще загубят носеща способност, вж. фиг. 17;



Фиг. 17. Носимоспособност на елементите на пешеходния надлез

б) колоните от два съчетани профила U24, намиращи се под напречните стълбища, без проблеми ще могат да понесат въздействията при основна товарна комбинация. При изчислително сеизмично въздействие по-късите колони са претоварени и ще загубят носеща способност;

в) страниците със сечение 24,5×240 mm, намиращи се в най-дългите рамена на напречните стълбища, са на границата на своята носеща способност при основна товарна комбинация;

г) средните колони със сечение 500×300 mm, разположени под главните греди, са претоварени при изчислително сеизмично въздействие.

5. Изводи

От направения оглед и анализ на мостовото съоръжение авторите са стигнали до извода, че общото състояние на конструкцията (стоманобетонни панели и стоманена конструкция) е незадоволително. Това се дължи най-вече на:

а) липсата на адекватно решение за отвеждането на атмосферните води, попаднали върху пешеходното платно;

б) недобрия детайл на снаждане на стоманобетонните панели към главните стоманени греди, вж. фиг. 5, позволяващ проникване и задържане на вода между тях;

в) невъзможността за регулярно почистване и боядисване на стоманената конструкция в зоните на:

- ставното опиране на главните греди върху крайните напречни рамки, вж. фиг. 6;

- кабела от контактната мрежа на преминаващите отдолу трамваи, вж. фиг. 8 и 10.

г) недостатъчните по обем и качество ремонтни дейности. Например, независимо от извършените частични ремонтни работи през 2016 година, през 2018 г. е констатирана интензивна корозия на бетона, на армировката и на стоманената конструкция;

д) неподходящото конструиране и детайлиране на възлите при крайните опори. Това е довело до местна загуба на устойчивост на всички плочи (стеблата на ригела и на вутата, и поясът на вутата), вж. фиг. 11. В един от възлите дори беше забелязано разкъсване на заваръчния шев между стеблото и пояса на вутата, вж. фиг. 12.

Направените контролни изчисления показаха, че ако се изключат недопустимите повреди в четирите крайни опорни възли на главните греди, стоманената конструкция е в състояние да понесе товарите от основната изчислителна комбинация. Това остава в сила дори и с отчитане на известна загуба на напречно сечение вследствие на корозията.

Изчисленията също така показаха, че колоните на стоманената конструкция не са в състояние да понесат усилията от сеизмичната изчислителна комбинация, т.е. съоръжението няма достатъчна сеизмична осигуреност съгласно действащия в момента стандарт. Ако отчитаме непрекъснатото повишение на знанията ни за поведението на строителните конструкции и свързаното с това обновяване на нормативната база, това не би трябвало да е изненада.

ЛИТЕРАТУРА

1. BDS 2592:1971. Non-alloy structural steel ordinary quality. Classes and delivery conditions. Bulgarian Institute for Standardization, 1971 (in Bulgarian).

2. BDS EN 1990:2003/A1:2006. Eurocode 0: Basis of structural design. Bulgarian Institute for Standardization, 2003.
3. BDS EN 1991-1-4:2005. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. Bulgarian Institute for Standardization, October, 2005.
4. BDS EN 1991-1-4:2005/NA:2011. Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. National annex to BDS EN 1991-1-4:2005. Bulgarian Institute for Standardization, 2011.
5. BDS EN 1991-2:2006. Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. Bulgarian Institute for Standardization, 2006.
6. BDS EN 1991-2:2006/NA:2015. Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges. National annex to BDS EN 1991-2:2006. Bulgarian Institute for Standardization, 2015.
7. BDS EN 1993-1-1:2005. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bulgarian Institute for Standardization, May, 2005.
8. BDS EN 1993-1-5:2007. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-5: Plated structural elements. Bulgarian Institute for Standardization, February, 2008.
9. BDS EN 1993-1-8:2005. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints. Bulgarian Institute for Standardization, June, 2007.
10. BDS EN 1993-2:2007. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 2: Steel bridges. Bulgarian Institute for Standardization, February, 2007.
11. BDS EN 1998-1:2005. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bulgarian Institute for Standardization, December, 2004.
12. BDS EN 1998-1:2005/NA:2012. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. National annex to EJC EN 1998-1:2005. Bulgarian Institute for Standardization, 2012.
13. BDS EN 1998-2:2006. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. Bulgarian Institute for Standardization, January, 2010.
14. BDS EN 1998-2:2006/NA:2012. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 2: Bridges. National annex to BDS EN 1998-2:2006. Bulgarian Institute for Standardization, 2012.
15. Expertise on the „Technical condition of an existing pedestrian bridge (footbridge) on Nikola Mushanov Blvd., Sofia“. Prepared by „Petar Petrov Konsult“ EOOD company, July, 2015 (in Bulgarian).
16. Expertise on „The condition of the load-bearing structure of the pedestrian overpass over Nikola Mushanov Blvd., Krasna Polyana district, Sofia“. Prepared by „UASG-TSNIP“ EOOD, May, 2018 (in Bulgarian).
17. Norms and rules for the design of steel structures. BSA, № 2-3 and BSA, № 11, 1973 (in Bulgarian).

PEDESTRIAN BRIDGE ABOVE NIKOLA MUSHANOV BLVD. CONDITION OF THE SUPPORTING STRUCTURE

N. Rangelov¹, L. Zdravkov²

Keywords: pedestrian bridge, structure, damage, joints, removal

ABSTRACT

A team of professors at the University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy (UACEG) inspected an existing pedestrian bridge over the Nikola Mushanov Blvd., Sofia. Their main purpose was to evaluate the actual technical condition of the supporting structure of the facility and to determine its operational reliability. The condition of the used construction materials and the damages in the structure have been evaluated. A structural analysis of the bridge was made. As a result, the team agreed that the overall condition of the structure of the facility (reinforced concrete panels and steel structure) is unsatisfactory.

¹ Nikolay Rangelov, Prof. Dr. Eng., Dept. "Steel, Timber and Plastic Structures", UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: nick.rangelov@gmail.com

² Lyubomir Zdravkov, Assoc. Prof. Dr. Eng., Dept. "Steel, Timber and Plastic Structures", UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: zdravkov_fce@uacg.bg