

Получена: 30.08.2017 г.

Приета: 13.11.2017 г.

АНАЛИЗ НА УЯЗВИМОСТТА И ДИРЕКТНИТЕ ПОВРЕДИ ПРИ СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ НА ПЪТНИТЕ ГРЕДОВИ МОСТОВЕ В БЪЛГАРИЯ

Д. Димитров¹, Д. Стефанов²

Ключови думи: мостове, сеизмичен риск, нива на повреди, гранични състояния, криви на уязвимост

РЕЗЮМЕ

В статията е анализирано приложението на световния опит за оценка на сеизмичния риск на пътните гредови мостове в българската практика. Представена е последователността за тази оценка – категоризацията на мостовете в групи, приоритизацията на мостовете с най-голям сеизмичен риск, селектирането на мостовете, процедурата за необходимостта от усилване и приблизителната оценка на директните загуби. Предложеният подход за оценка на директните загуби е удобен за експертната оценка както на необходимите средства за възстановяване, така и за избора на мостовете, които може да се усилят. Анализирана е възможността за прилагане на Еврокод 8, Част 3, който се отнася за сгради, в процедурата за сеизмична оценка и възстановяване на гредовите мостове.

1. Въведение

Изследванията у нас за оценка на уязвимостта на строителните конструкции при сеизмично въздействие са правени основно за **сградите**. За **мостовете** липсва методика за сеизмична оценка. Допълнително затруднение е липсата на „експериментални” данни,

¹ Димитър Димитров, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: simeonovd@uacg.bg

² Димитър Стефанов, доц. д-р инж., БАН, НИГТГ, ул. ”Акад. Г. Бончев”, бл. 3, 1113 София, e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg

които могат да се получат от станало силно земетресение. У нас няма регистрирани сериозни повреди на мостове след станали земетресения, вкл. след земетресението в Перник през 2012 год.

През последните около 20 години в редица страни като САЩ, Япония, някои страни от Европа (Италия, Гърция, Португалия и др.) се провеждат многобройни изследвания върху сеизмичната устойчивост на сградите и съоръженията. Едни от най-масово използваните резултати са в проектите [1] в САЩ и [2] в Европа. Теоретичните изследвания се допълват с опита от станалите силни земетресения, напр. 1971 San Fernando, 1989 Loma Prieta, 1994 Northridge (всички в Калифорния), 1995 Hyogu-ken Nanbu (Kobe), земетресенията в Италия и др. Например при земетресението през 1971 San Fernando са станали аварии на много мостове с една колона.

Целта на настоящото изследване е да се анализират възможностите за прилагане на световния опит за оценка на уязвимостта и директните повреди при земетръс на **мостовите конструкции от гредов тип**, като се отчете спецификата на мостовата практика у нас. Методиката може да се прилага за **“регулярни” мостове**, които могат да се причислят към определена група, вж. т. 2 и т. 6. Не се прилага за специални класове мостове като сводови, комбинирани, вантови и висящи мостове.

Изследването е част от проекта „Разработване на методика за анализ, оценка и на картографиране на сеизмичния риск на Република България”, възложен от МРРБ на НИГГГ-БАН.

2. Класификация на мостовите конструкции за сеизмична оценка

Прилагат се следните **критерии** за класификация при сеизмична оценка на мостовите конструкции от гредов тип:

- видът на долното строене;
- видът на връхната конструкция;
- видът на връзката „долно строене-връхна конструкция” – корава или с лагери;
- дължината на моста и броят на отворите;
- местоположението на моста според сеизмичното райониране;
- нивото на нормите за сеизмично проектиране на моста.

В [1] мостовете са разделени в 28 класа според условията в САЩ. Тази класификация може да се приложи у нас при следните **приемания**:

А. На основата на направени анализи ([3], [4] и др.) се приема, че проектираните преди 2012 год. мостове не са надеждно проектирани за сеизмични въздействия. Едната причина за това е приемането за всички видове мостове и техните елементи на един коефициент на реагиране $R = 0,25$ (коефициент на поведение $q = 4$) съгласно [5] от 1987 до 2007 год. и $R = 0,40$ (коефициент на поведение $q = 2,5$) в периода 2007 – 2012 год. Другата причина е липсата до 2012 год. в нормите у нас на детайли за осигуряване на дуктилно поведение на мостовете. Освен това след 2012 год. мостовете у нас се проектират съгласно системата Еврокодове [6].

Б. В [1] мостовите се класифицират като такива в щата Калифорния и извън него. За България се приема, че гредовите мостове се разделят на такива в региони с **висока степен на сеизмичност** и референтно ускорение $a_{gR} \geq 0,23$ и останалите мостове.

В. Прилага се следният **принцип** – „Мостовите със сходна конструкция и с еднакви геоложки условия имат еднаква сеизмична уязвимост”. Тъй като класификацията на типовете почви в САЩ и у нас е практически еднаква, то уязвимостта на мостовите от една група се приема за еднаква. Разликата между типовете почви е само в скалите, които в САЩ се определят като „твърди” и „много твърди”, което не променя съществено анализа.

На основата на тези приемания в т. 6 е даден подход и числен пример за оценка на директните загуби на гредовите мостове при земетръс.

3. **Общ подход за оценка на сеизмичния риск на гредовите мостове**

Оценката на сеизмичния риск има две основни **цели**:

- **социално-икономическа оценка** на директните загуби (потенциални разрушения и човешки жертви), вж. т. 6;
- **оценка на необходимостта от усилване** на мостовата конструкция или подмяна на съществуващата такава, вж. т. 5 и т. 6.

По данни от НК „Железопътна инфраструктура” (НКЖИ) и Института по пътища и мостове у нас са построени почти 1000 жп и около 5000 пътни мостове, които са предимно от гредов тип. От тях много малка част са проектирани и изпълнени след 2012 год., вж. т. 2. Очевидно е, че не се разполага с икономически и технически ресурс този голям брой мостове да се обследват, проектират и усилват за сеизмично въздействие. Това не е и необходимо, защото може да се окаже, че ако се сравнят еднотипни мостови конструкции, то ще е необходимо една конструкция да се усилва, а друга не, вж. напр. [7].

Поради това препоръчителният подход за сеизмична оценка [4] се разделя на **два етапа**:

А. **Приоритизация** на мостовите за сеизмичен риск.

Б. **Анализ** на селектираните на първия етап мостове и преценка на необходимостта от усилване.

С оглед на посочения по-горе брой на мостовите у нас е целесъобразно **първият етап** да се провежда **локално**, напр. за мостовите в една община, един ЛОТ на АМ или др. Това зависи и от финансовата осигуреност на процедурата за оценка и усилване. По-подробно този етап е разгледан в т. 4.

Методиката за **втория етап** е дадена подробно в т. 6. Първоначалното впечатление е, че тази методика е доста сложна. Световният опит обаче показва, че по-сложният подход на този етап може да доведе до значителна икономия на средства, след като се докаже кои от селектираните на първия етап мостове действително се нуждаят от усилване.

4. Приоритизация на гредовите мостове по сеизмичен риск

Сеизмичният риск [4] за гредовите мостове се оценява на основата на:

- сеизмичния hazard на местостроежа (*S-Seismicity*);
- значимостта на моста (*I-importance*);
- уязвимостта на мостовата конструкция (*V-Vulnerability*).

А. Сеизмичен hazard (*S*). Включва информация за очакваното движение на земната основа при земетръс, изразено чрез максималното почвено ускорение (*PGA-Peak Ground Acceleration*), тектоничните особености, почвените условия и др. Ако са налични, се използват данни от минали земетресения, например записи на акселерограми.

Б. Конструктивна уязвимост (*V*). Отчитат се:

- видът и формата на конструкцията – едно или многоотворна, тип „проста” или „непрекъснатата” греда;
- видът на връзката „долно строене – връхна конструкция” – корава или с лагери;
- броят и формата на колоните на стълба – къси или високи, една или повече;
- косотата, ако има такава;
- „възрастта” на моста;
- динамичното реагиране и може ли да се очаква дуктилно поведение или не.

„Възрастта” на моста трябва да се отчита не само според действащите норми за сеизмично осигуряване към периода на проектиране и изграждане, но и като се отчете действителното износване на конструкцията. То се определя от обследването на конструкцията на моста.

В. Значимост (*I*). У нас се прилага един неправилен подход за оценка на значимостта на мостовете. Приема се обикновено зададената от нормите значимост, която се отчита според категоризацията в ЗУТ.

В САЩ [8], [9] в оценката на значимостта се отчитат:

- **трафикът**, който преминава по моста;
- наличието или не на **обходен маршрут** в случай на разрушение на моста при земетръс;
- значимостта на **пътя**, независимо от неговия клас, за преминаване на превозни средства на службите, които ще бъдат ангажирани след земетресение – Бърза помощ, Противопожарна охрана, Гражданска защита, Полиция, Националната гвардия (САЩ) и др.;
- преодоляваното **препятствие**. Приема се например, че един надлез над магистрала е с по-голямо значение от един мост над река.

Очевидно е, че **сеизмичният hazard и значимостта** не зависят от човешкия фактор. Може да се влияе само върху **уязвимостта** на конструкцията.

Ако степента на риска се означи с R (risk), то за приоритизацията на мостовете може да се даде следния израз (1) за оценката му, даден напр. в [10]

$$R = w_s S + w_v V + w_I I, \quad (1)$$

където w_s , w_v , w_I са тежестни коефициенти за всеки от компонентите на дадените три показатели.

Недостатъкът на (1) е, че ако мостът е в район без сеизмичен hazard ($S = 0$) и при липса на конструктивна уязвимост ($V = 0$) може да се получи $R > 0$, което е нелогично.

Поради това по-коректно е да се използва изразът (2), даден също в [10]

$$R = S^{w_s} V^{w_v} I^{w_I}. \quad (2)$$

Така се получава логичният резултат $R = 0$ при $S = 0$ или $V = 0$.

Най-удобен за приложение е третият подход, прилаган в САЩ [9]. Ако $V + I = 100\%$, то може да се приеме разпределението $V = 40\%$ и $I = 60\%$. Прилага се формула (3)

$$R = S(0,60I + 0,40V). \quad (3)$$

Така отново се получава $R = 0$ при $S = 0$. За всеки от показателите за оценка на риска се приема т.нар. „стойност за глобална функционална оценка” g_i (global utility function value). Тази стойност е от 0 до 1. Стойности, близки до 1, представят „високо-рискови” характеристики или такива, чиято загуба при земетръс е с висока цена при усилването. Във формула (3) съответно:

$$S = \sum (w_s)(g_i); \quad (4a)$$

$$I = \sum (w_I)(g_i); \quad (4b)$$

$$V = \sum (w_v)(g_i). \quad (4c)$$

Стойностите на g_i се приемат от компетентните специалисти, оценяващи сеизмичната уязвимост на моста. Според Калифорнийския Транспортен Департамент (Caltrans) [8] следва най-малко трима независими оценители да направят оценката и крайното решение да се вземе с консенсус.

Ако $g_i = 1$, то $S = 0,9$, $I = V = 1$ и максималната стойност е $R = 0,9$.

В [4] е дадено, че е необходимо да се разработят стойности на тежестните коефициенти съобразно българската мостова практика.

Тук се предлага за мостовете в България да се използват тежестните коефициенти, прилагани според Caltrans [8], [9], а особеностите у нас да се отчетат с подходящ избор на стойностите на g_i . За илюстрация на този подход е даден числен пример за определяне на S .

Числен пример 1:

А. Тежестни коефициенти за сеизмичен hazard [8], [9].

- за максимално почвено ускорение – $w_1 = 28\%$;
- за почвени условия – $w_2 = 33\%$;
- за продължителност на земетресението – $w_3 = 29\%$.

Б. Приети от оценителя примерни стойности за „глобална функционална оценка” g_j .

Таблица 1. Стойности на g_1 за максимално почвено ускорение

Референтно ускорение $a_{gR}(g)$ [11]	0,32	0,23	0,15	0,11
g_1	1	0,75	0,50	0,35

Таблица 2. Стойности на g_2 за почвени условия

Тип земна основа [11]	A	B	C	D	E	S_1, S_2
g_2	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80	1

Таблица 3. Стойности на g_3 за продължителност на земетресението

Продължителност	Кратковременно	Средно	Продължително
g_3	0,40	0,60	0,90

В. За мост с референтно ускорение $w_3 = 29\%$, почвен клас **C** и очаквана **средна продължителност** на земетресението $S = 0,28 \cdot 0,50 + 0,33 \cdot 0,40 + 0,29 \cdot 0,60 = 0,45$.

Дадените стойности са **примерни**. Всеки оценяващ може да приема други такива. Окончателното решение се приема с консенсус от поне трима оценители.

5. Нива на повреди за гредови мостове. Криви на уязвимост. Методика за оценка на необходимостта от усилване

В световната практика има различни начини за дефиниране на „нивата на повреди” (damage states – ds) както за сградите, така и за мостовете. Преминаването от едно „ниво на повреди” в друго се определя като „праг” (threshold) и се определя като „гранично състояние”.

В [2] се дефинират основно 2 „гранични състояния”:

- „пластифициране” (yielding);
- „разрушение” (collapse).

В този случай се определят **3 „нива на повреди”**.

По-често се приемат **5 „нива на повреди”**, така както се дефинират в [1]:

- без повреди (ds_1);
- леки повреди (ds_2);
- средни повреди (ds_3);
- значителни повреди (ds_4);
- разрушение (ds_5).

Този начин на дефиниране е по-ясен от практически съображения, тъй като „нивото на повреди” се определя от действителни повреди на елементите на мостовата конструкция:

- широчината на пукнатините;
- разцепването на бетона;
- изкълчването на надлъжни пръти;
- разрушенията от срязване;
- сляганята на опорите;
- разрушенията в противоземетръсните връзки и буферите и др.

В този случай се определят 4 „гранични състояния”. Графиките, показващи вероятността за преминаване от едно ниво в друго, т.е. достигането на определено „гранично състояние” са т.нар. „криви на уязвимост” (fragility curves). Чрез тях най-често в световната практика се оценява сеизмичният риск за конструкцията. Кривите се построяват в зависимост от различни показатели (IM-intensity measures) за силата на земетресението като напр.:

- максималното почвено ускорение (PGA);
- максималното почвено преместване (PGD);
- спектралното ускорение при период $T = 1 \text{ sec}$ – $S_a(T = 1 \text{ sec})$. В числения пример в т.6 е използван този показател.

За получаването на кривите са необходими:

- медианната стойност на IM – стойността за достигане на граничното състояние с 50% вероятност;
- стандартното отклонение β .

При липсата у нас на опит за оценка на сеизмичния риск на гредовите мостове са възможни два подхода:

- използване на „каталожни” медианни стойности за определена група мостове. Този подход е използван в т. 6;
- аналитичен подход. Методиката за неговото приложение е дадена по-долу.

Съществуват и други методи за получаване на „кривите на уязвимост”, но при липсата на опит и данни тези методи у нас са трудно приложими за сеизмична оценка.

За оценка на необходимостта за усилване на селектиран на първия етап мост може да се приложи следната **методика**:

А. Оценка на наличните данни

Предлага се да се използва [12]. Независимо, че се отнася за сеизмична оценка на **сгради**, за оценката на наличните данни може да се използва и при **мостовете**. От предоставената информация от НКЖИ и Института по пътища и мостове може да се направи заключение, че е налице:

- необходимата **основна информация** за сеизмична оценка, вкл. технически паспорти за почти всички основни мостове в България;
- **ниво на информираност KL1** за мостовете без налична конструктивна документация;
- **ниво на информираност KL2** за мостовете с налична документация.

Б. За мостовите с ниво KL1 се прави **геометрично заснемане на конструкцията**. След това се прави т.нар. „**симулативно проектиране**”, т.е. проектиране за получаване на необходимите детайли и основно на необходимата армировка. Това проектиране следва да се направи съгласно действащите норми по времето, когато е построен мостът. Направената справка показва, че този период е известен.

В. Обследване на моста независимо от нивото на информация. Чрез него се проверяват детайлите за мостовите с ниво KL2 и получените детайли от „симулативното проектиране” за мостовите с ниво KL1.

Определят се характеристиките на бетона, стоманата и почвата. Получените от изпитването якости на бетона и стоманата следва да се разделят с т.нар. „доверителни коефициенти” (CF-confidence factors) съгласно т. 3.5 от [12].

Г. Създаване на модел на мостовата конструкция за динамичен анализ. Моделира се като нова конструкция, но с намалените якостни характеристики на бетона и стоманата. При опирание с еластомерни лагери може да се използва коравината на ненапуканото сечение. За други случаи може да се използва Приложение С от [6].

Д. Динамичен анализ на конструкцията. Типът на анализа се определя от табл. 3.1 от [12].

На следващия етап има **две възможности**:

Е1. Приема се, че е необходимо усилване на моста за сеизмично въздействие, ако се докаже, че мостът не отговаря на изискванията на [6]. Такъв подход е приложен в [7].

Е2. Дефинират се **критерии** за достигане на „гранично състояние”. За **стълба** това могат да бъдат:

- хоризонталното преместване, респ. отношението „преместване/височина на стълба” δ/H ;
- завъртането и/или кривината в пластичната става и др.

Счита се, че е по-практично да се приеме критерият „хоризонтално преместване”. Могат да се приемат [13] следните стойности за съответните гранични състояния:

- леки повреди – $\frac{\delta}{H} = 0,7\%$;
- средни повреди – $\frac{\delta}{H} = 1,5\%$;
- значителни повреди – $\frac{\delta}{H} = 2,5\%$;
- разрушение – $\frac{\delta}{H} = 5\%$.

Построяват се „кривите на уязвимост”. Може да се използват свободни за прилагане програмни продукти, напр. от [2]. От кривите се определя т.нар. „индекс на повреди” (DR-damage ratio), а оттам от анализа да се прецени необходимостта от усилване по начина, даден в т. 6.

6. Оценка на директните загуби на гредовите мостове

Даденото тук изследване се основава на [1]. Тук обаче се определят преките загуби като повреди и разрушения (без човешките жертви) **само вследствие на движението на земната основа** без повредите от разрушението на самата земна основа.

Определя се отношението „разходи за възстановяване/разходи за подмяна на моста с нов”, наречено **комплексен „индекс на повреди”** за целия мост DR_c , чрез индексите на повреди за съответните нива DR_j .

Необходими са следните **изходни данни** за моста: годината на изграждането, видът на конструкцията, броят на отворите, косотата (ако има такава), типът на земната основа и местоположението. Определя се към коя от 28-те групи мостове съгласно [1] спада моста – вж. т. 1. Използват се дадените в [1] за всяко ниво на повреди „каталожни” медианни стойности на S_a ($T = 1$ sec) за този клас мостове. Тези стойности се коригират с отчитане на специфичните особености на моста – косота и земна основа. Прилагат се дадените в табл. 4.9 от [1] коригиращи коефициенти за типа на почвата F_A и F_V съответно за периодите $T = 0,3$ sec и $T = 1$ sec. Стандартното отклонение според [1] се приема $\beta = 0,60$.

С коригираните медианни стойности и $\beta = 0,60$ се получават „кривите на уязвимост” – фиг. 1.

Определя се „еквивалентното” максимално почвено ускорение PGA_{eq} по формула (5)

$$PGA_{eq} = PGA.F_v. \quad (5)$$

В (5) се използва коефициента F_v , тъй като медианните стойности са за спектралното ускорение S_a ($T = 1$ sec).

За това „еквивалентно” ускорение PGA_{eq} се определят от „кривите на уязвимост” вероятностите $P_j \left[ds = \frac{ds_j}{PGA_{eq}} \right]$ мостът да бъде в ниво на повреди „ ds_j ”.

За съответния тип пътен мост от [1] се приемат средните стойности на „индекса на повреди” DR_j за всяко ниво на повреди. За целия мост комплексният индекс на повреди DR_c се определя по формула (6)

$$DR_c = \sum_{j=2}^5 P_j . DR_j. \quad (6)$$

Сумирането е от 2 до 5, тъй като при ниво „ ds_1 ” няма повреди.

Приема се, че цената на изграждане на новия мост е известна, а оттам се определя и цената за възстановяване.

Подходът е илюстриран с числен пример.

Числен пример 2:

Таблица 4. Изходни данни

Година на изграждане	2009
Тип връхна конструкция/материал	Плочогреда/ненапрегнат стоманобетон
Връзка „връхна конструкция/долно строене”	Еластомерни лагери
Стълбове/устои	Устои тип „подпорна стена”
Брой отвори/дължини	$1/L = 16 \text{ m}$
Косота	20°
Тип почва	Мощен пласт от мергел и мергелна глина, плътна
Референтно ускорение a_{gR} [11]	0,23g
Коефициент на значимост γ_I [6]	1,40 за клас III

1. Вид на **почвата** – тип С според [11].

2. Клас на **моста** според [1] – HWB3 (мост с един отвор, проектиран преди 2012 год.).

3. **Спектрални ускорения** при почвен клас С съгласно Националното приложение към [11]:

3.1. **Sa (T = 0,3 sec)**

$$a_g = a_{gR} \gamma_I = 0,23 \cdot g \cdot 1,4 = 0,322 \text{ g} ,$$
$$S(T = 0,3 \text{ sec}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,322 \cdot g \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 2,5 = 0,805 \text{ g} .$$

Прието е $\eta = 1$ за стоманобетонна конструкция и 5% затихване. Коефициентът за типа почва е $S = 1$, тъй като се използват коефициентите за типа почва според [1]. За почвен клас С (клас В в САЩ) от табл. 4.9 в [1] се определя с линейна интерполация корекционен коефициент $F_A = 1,178$ за $0,75 \text{ g} \leq S_a(T = 0,3 \text{ sec}) = 0,805 \text{ g} \leq 1 \text{ g}$.

Коригирана стойност на $S_a(T = 0,3 \text{ sec})$:

$$S_a(T = 0,3 \text{ sec}) = 0,805 \text{ g} \cdot F_A = 0,805 \text{ g} \cdot 1,178 = 0,948 \text{ g} .$$

3.2. **Sa (T = 1 sec)**

$$S_a(T = 1 \text{ sec}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_c}{T} = 0,322 \cdot g \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 2,5 \cdot \frac{0,6}{1} = 0,483 \text{ g} .$$

От табл. 4.9 в [1] се определя с линейна интерполация корекционен коефициент $F_V = 1,517$ за $0,4 \text{ g} \leq S_a(T = 1 \text{ sec}) = 0,483 \text{ g} \leq 0,5 \text{ g}$.

Коригирана стойност на $S_a(T = 1 \text{ sec})$:

$$S_a(T = 1 \text{ sec}) = 0,483g \cdot F_V = 0,484g \cdot 1,517 = 0,733g$$

4. Определят се коефициентите, отчитащи:

- косотата

$$K_{skew} = \sqrt{\sin(90^\circ - \alpha)} = \sqrt{\sin(90^\circ - 20^\circ)} = 0,969 ;$$

- привеждането на случаите на гредови мостове с „къси“ периоди към такива с еквивалентна амплитуда за период $T = 1 \text{ sec}$

$$K_{shape} = 2,5 \frac{S_a(T = 1 \text{ sec})}{S_a(T = 0,3 \text{ sec})} = 2,5 \frac{0,733g}{0,948g} = 1,933 ;$$

- пространствения характер на конструкцията. Този коефициент зависи от броя на отворите. За едноотворен мост $K_{3D} = 1$.

5. За клас на моста HWB3 се приемат „стандартните медианни стойности“ (SMV) на $S_a(T = 1 \text{ sec}) [ds_j]$ от табл. 7.7 в [1]. Коригират се в зависимост от нивото на повреди както следва:

А. За ниво „**леки повреди**“ (ds_2) – SMV е $S_a(T = 1 \text{ sec})[ds_2] = 0,80g$.

Въвежда се само за това корекционен коефициент C , равен на

$$C = \min(1; K_{shape}) = \min(1; 1,933) = 1.$$

Новата медианна стойност (NMV) е

$$NMV(ds_2) = SMV(ds_2) \cdot C = 0,80g \cdot 1 = 0,80g .$$

Б. За всички останали нива на повреди новата медианна стойност се определя по формулата (7)

$$NMV(ds_j) = SMV(ds_j) \cdot K_{skew} \cdot K_{3D} . \quad (7)$$

Б1. За ниво „**средни повреди**“ (ds_3) – SMV е $S_a(T = 1 \text{ sec})[ds_3] = 1,0g$.

$$NMV(ds_3) = SMV(ds_3) \cdot K_{skew} \cdot K_{3D} = 1,0g \cdot 0,969 \cdot 1 = 0,969g .$$

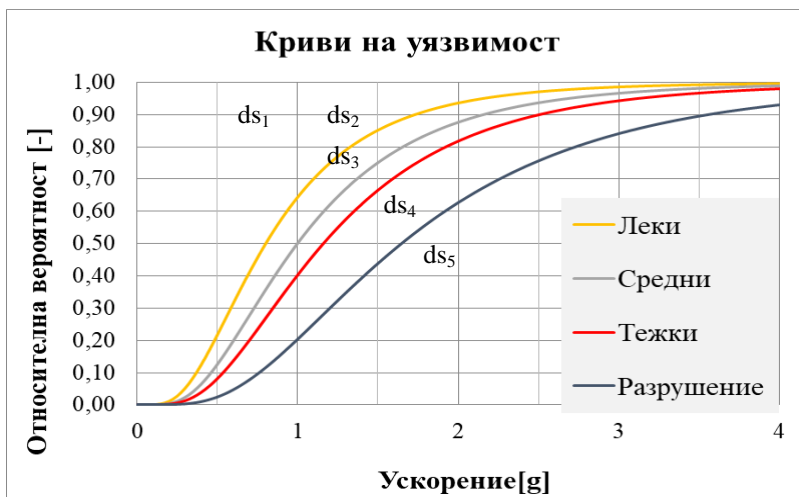
Б2. За ниво „**значителни повреди**“ (ds_4) – SMV е $S_a(T = 1 \text{ sec})[ds_4] = 1,2g$.

$$NMV(ds_4) = SMV(ds_4) \cdot K_{skew} \cdot K_{3D} = 1,2g \cdot 0,969 \cdot 1 = 1,163g .$$

Б3. За ниво „**разрушение**“ (ds_5) – SMV е $S_a(T = 1 \text{ sec})[ds_5] = 1,7g$.

$$NMV(ds_5) = SMV(ds_5) \cdot K_{skew} \cdot K_{3D} = 1,7g \cdot 0,969 \cdot 1 = 1,647g .$$

6. С новата медианна стойност за всяко ниво на повреди и с прието съгласно [1] стандартно отклонение $\beta = 0,60$ се построяват „кривите на уязвимост” $P[DS > ds_j]$, показващи вероятността за преминаване в „ниво на повреди” ds_j – фиг. 1.



Фиг. 1. Криви на уязвимост

За съответното на региона на моста максимално земно ускорение PGA се определя еквивалентното ускорение PGA_{eq} по форм. (8) и от „кривите на уязвимост” се определят вероятностите $P_j \left[ds = \frac{ds_j}{PGA_{eq}} \right]$.

$$PGA_{eq} = PGA \cdot F_V = 0,322g \cdot 1,517 = 0,49g . \quad (8)$$

Тъй като стойностите на коефициента F_V за някои типове почва могат да бъдат високи, напр. $F_V = 3,5$, могат да се получат и големи стойности на еквивалентното ускорение, виж фиг. 1.

Процедурата е дадена в табл. 5.

Таблица 5. Индекси на повреди при референтно ускорение $a_{gR} = 0,23g$

Ниво на повреди	Леки – ds_2	Средни – ds_3	Значителни – ds_4	Разрушение – ds_5
$P_j \left[DS = ds_j / PGA_{eq} = 0,49g \right]$	0,215-0,124=0,091	0,124-0,080=0,044	0,080-0,023=0,057	0,023
DR_j съгласно [1] за пътен мост	0,03	0,08	0,25	1
$P_j \cdot DR_j$	0,00273	0,00352	0,01425	0,023

За целия мост комплексният индекс на повреди е $DR_c = \sum P_j \cdot DR_j = 0,0435 = 4,35\% .$

Може да се направи сравнение с колко ще се увеличи индексът на повредите, ако референтното ускорение е $a_{gR} = 0,32g$. Резултатите са дадени в табл. 6.

$$PGA = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,32g \cdot 1,4 = 0,448g ,$$

$$PGA_{eq} = PGA \cdot F_{Vi} = 0,448g \cdot 1,517 = 0,68g .$$

Таблица 6. Индекси на повреди при референтно ускорение $a_{gR} = 0,32g$

Ниво на повреди	Леки – ds_2	Средни – ds_3	Значителни – ds_4	Разрушение – ds_5
$P_j \left[DS = ds_j / PGA_{eq} = 0,68g \right]$	0,387-0,256=0,131	0,256-0,183=0,073	0,183-0,068=0,115	0,068
DR_j съгласно [1] за пътен мост	0,03	0,08	0,25	1
$P_j \cdot DR_j$	0,00393	0,00584	0,02875	0,068

$$DR_c = \sum P_j DR_j = 0,1065 = 10,65\% .$$

Изводи от числения пример:

1. От фиг. 1 е видно, че както при референтно ускорение $a_{gR} = 0,23g$, така и при $a_{gR} = 0,32g$, най-голяма е вероятността да няма разрушения на моста при земетръс, т.е. нивото на повреди да е ds_1 .

2. При нарастване на референтното ускорение от $a_{gR} = 0,23g$ до $a_{gR} = 0,32g$ „индексът на повреди”, респ. разходите за възстановяване, нарастват 2,5 пъти.

Дадената в числения пример процедура се прилага и за останалите селектирани мостове на първия етап, вж. т. 4. По този начин става възможно да се определят общо необходимите разходи за възстановяване на мостовете и да се сравнят с наличния финансов ресурс. Става възможно да се вземе решение кои мостове може да се наложи да се усилят. За критерий се приема „индексът на повреди” DR_c , т.е. следва да се усилят онези мостове, които са с **най-висок индекс**. Това не се отнася за мостовете с DR_c , чийто индекс е близък до 1. Целесъобразно е тези мостове да се подменят с нови.

Този подход не се прилага и за онези мостове, за които има направено обследване, което е показало необходимостта от усиляване.

Чрез този подход може да се направи т.нар. „картографиране на сеизмичния риск” като се приеме за всеки мост **меродавно ниво на повреди**, т.е. нивото ds_j с максимална вероятност $P_j \left[ds = \frac{ds_j}{PGA_{eq}} \right]$. Така може локално, напр. за една община, да се обобщат мостовете с еднакво меродавно ниво.

7. Заключение

В изследването е показана възможността за приложението на световния опит за оценка на сеизмичния риск на гредовите мостове в българската мостова практика. Систематизира се последователността за тази оценка – категоризацията на мостовете в групи, приоритизацията на мостовете с най-голям сеизмичен риск, селектирането на мостовете, процедурата за необходимостта от усилване и приблизителната оценка на директните загуби.

Представеният подход за оценка на директните загуби е удобен за експертна оценка освен на необходимите средства за възстановяване, така и за избор на мостовете, които може да се усилят. Подходящ е и за „анализ, оценка и картографиране на сеизмичния риск”.

Анализирана е възможността за прилагане на [12], който се отнася за сгради, в процедурата за сеизмична оценка и възстановяване на гредовите мостове.

Анализите са допълнени с числени примери.

При липсата на нормативен документ за сеизмична оценка на мостове у нас това изследване може да послужи за основа за детайлни изследвания в това направление, включително на неразгледани тук видове мостове.

ЛИТЕРАТУРА

1. HAZUS-MH MR4. Technical Manual, FEMA, 2003, www.fema.gov/plan/prevent/hazus.
2. SYNER-G: Systematic Seismic Vulnerability and Risk Analysis of Buildings, Lifeline Networks and Infrastructure Gain, Project Final Report, June 2013, www.syner-g.eu.
3. *Иванчев, И., Топуров, К., Стайков, П., Димитров, Д., Янчев, В.* Противоземетръсно осигуряване на мостовете в България. // сп. „Строителство”, бр. 2/1999.
4. *Топуров, К.* Сеизмично проектиране на мостове (с числени примери). КИИП, 2015, С.
5. Норми за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони. 1987. Наредба № 2 от 27.01.2012 г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони.
6. БДС EN 1998-2 : Еврокод 8 Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия + Национално приложение. Част 2 : Мостове.
7. *Топуров, К., Николов, П.* Състояние на сеизмичното осигуряване на мостовете в България. Международна научно-приложна конференция УАСГ 2012.
8. Caltrans, Bridge Design Specification, California Department of Transportation, Sacramento, California, 1993.
9. *Chen, Way-Fah, Kim, S. H.* Bridge Engineering Handbook, CRC Press, 2009, Boca Raton, London, New York, Washington D.C.
10. *Priestley, M. J. N, Seible, F., Calvi, G. M.* Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, INC, New York, 1996.
11. БДС EN 1998-1 : Еврокод 8 Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия + Национално приложение, Част 1 : Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради.

12. БДС EN 1998-3 : Еврокод 8 Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия + Национално приложение, Част 3 : Оценка и възстановяване / усилване на сгради.

13. Yi, J. H., Kim, S. H., Kushiyama, S. PDF interpolation technique for seismic fragility analysis of bridges, Eng. Struct, 29(7), 2007.

VULNERABILITY AND DIRECT DAMAGE ANALYSIS OF THE ROAD BEAM TYPE BRIDGES IN BULGARIA UNDER SEISMIC IMPACT

D. Dimitrov¹, D. Stefanov²

Keywords: bridges, seismic risk, damage states, limit states, fragility curves

ABSTRACT

The application of the world experience for assessment of the seismic risk of the beam type bridges in the Bulgarian practice is analyzed in the paper. The sequence of the assessment is presented – bridge categorization into groups, prioritization of the bridges with the highest seismic risk, bridge selection, procedure of the necessity of strengthening and approximation of the direct losses. The proposed approach for assessment of direct losses is convenient for evaluation of the required resources for retrofit as well as for selection of the bridges that could be retrofitted. The possibility of the application of Eurocode 8, Part 3, which is referred for buildings, in the procedure for the seismic assessment and retrofit of the beam type bridges, is analyzed.

¹ Dimitar Dimitrov, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: simeonovd@uacg.bg

² Dimitar Stefanov, Assoc. Prof. Dr. Eng., BNS, NIGGG, Acad. G. Bonchev St., Bl. 3, Sofia 1113, e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg