

ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – СОФИЯ

Първа научно-приложна конференция с международно участие
„СТОМАНОБЕТОННИ И ЗИДАНИ КОНСТРУКЦИИ – ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА“

22 – 23 октомври 2015

22 – 23 October 2015

First Scientific-Applied Conference with International Participation

“REINFORCED CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES – THEORY AND PRACTICE”

ANNUAL OF THE UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING AND GEODESY – SOFIA

48 ^{ТОМ}
vol.

2015

св. 12 – II
fasc.

ОГРАНИЧАВАНЕ НА ПОВРЕДИТЕ ОТ ИЗЧИСЛИТЕЛНИ СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ ПРИ СГРАДИ СЪС СЛЕПЕНИ КЪМ СТЕНИТЕ КАМЕННИ ОБЛИЦОВКИ

Н. Янев¹

Ключови думи: фасадна облицовка, връзки, гранично междуетажно преместване

Научна област: сеизмично осигуряване

РЕЗЮМЕ

Осигуряване на експлоатационното гранично състояние при сгради с висока културна стойност и/или изискване за непрекъсване на функцията след изчислително сеизмично събитие често представлява мултидисциплинарен проблем. В случая се изследва ролята на масивните „твърдо свързани“ с фасадите на такива сгради каменни облицовки при сеизмичното им осигуряване. Подобна облицовка присъства в много представителни обществени сгради, повече от които строени около средата на миналия век. Изследването е актуално най-малкото, защото приближава срокът, в който, съгласно Наредба № 5 от 2006 г. за тези сгради ще трябва да се регистрира технически паспорт, изготвен след обследване.

Докладът съдържа резултати от статическото изследване на взаимодействието на характерни фрагменти от фасадна тухлена зидария с каменната ѝ облицовка при задаване на гранично междуетажно преместване съгласно т. 4.4.3.2 на БДС EN 1998-1. Той е продължение на докладването от автора на МНК „Проектиране и строителство на сгради и съоръжения и приложение на Еврокодовете“, 9 – 11.09.2010 г. Варна, ВСУ „Черноризец Храбър“. Разгледани са обрамчени фрагменти от фасадна зидария със и без прозорци. Прецизиран е моделът на връзката зид – каменна облицовка.

¹ Николай Янев, доц. д-р инж., кат. „Транспортно строителство и съоръжения“, Висше транспортно училище „Тодор Каблешков“, София, 1574, ул. „Гео Милев“ 158, e-mail: nyanev@vtu.bg

1. Въведение

Статията е продължение и развитие на [7] във връзка с настаналите междуременно промени в нормативната уредба [4] и [5] и извличане на опит от обследвания и регистриране на технически паспорти на сгради, представляващи недвижимо културно наследство. Честите проблеми при съвместяването на изискванията за сеизмична осигуреност с архитектурните „ограничители“ при такива сгради се нуждаят от навлизане в детайли, които нормите не уточняват, но от които процедурите по съгласуване на инвестиционни проекти за реконструкция, консервация и реставрация (чл. 83 и чл. 84 от Закон за културното наследство – 2009 г.) се нуждаят. Ограничителното условие в конкретния случай е, че фасадите на такива сгради, в т.ч. масивните „твърдо свързани“ с тях каменни облицовки са много стойностен архитектурен елемент и подлежат само на консервация и реставрация, т.е. не могат да променят оригиналния си вид при реконструкция с цел сеизмично осигуряване. По предварителна оценка може да се каже също, че в много случаи разходите за реставрация на тези облицовки ще бъдат значително по-големи от тези за предприемане на мерки за ограничаване на повредите след съответно изчислително сеизмично събитие. Необходимите „детайли“ за уточнение в случая са:

- Да се провери дали ако се ограничат съгласно 4.4.3.2 на [1] относителните междуетажни премествания (за краткост МЕП), при сеизмично събитие, което има по-голяма вероятност да се случи, отколкото изчислително сеизмично събитие, съответстващо на “изискването за неразрушение” съгласно 2.1(1)Р и 3.2.1(3), каменната облицовка ще запази експлоатационната си годност.
- Ако ограничението по 4.4.3.2 на [1] допуска падане и/или повреди на облицовката, водещи до щети/жертви и скъпа реставрация, да се направят допълнителни проверки за ограничаване на повредите, така както се предписва в 4.4.3.1(2) на [1] за важните за защита на населението сгради или такива, съдържащи чувствително оборудване.

За постигането на тези цели беше изготвен подобрен спрямо докладвания в [7] изчислителен модел и проведени числени експерименти, които са предмет на следващото изложение.

2. Изчислителен модел

Моделирани са характерни „обрамчени“ фрагменти от фасадите на подобни сгради в два варианта, показани на фиг. 1:

V1. С прозорци на ос 3,10 m за тухлен зид с дебелина 29 cm и облицовка с дебелина 10 cm;

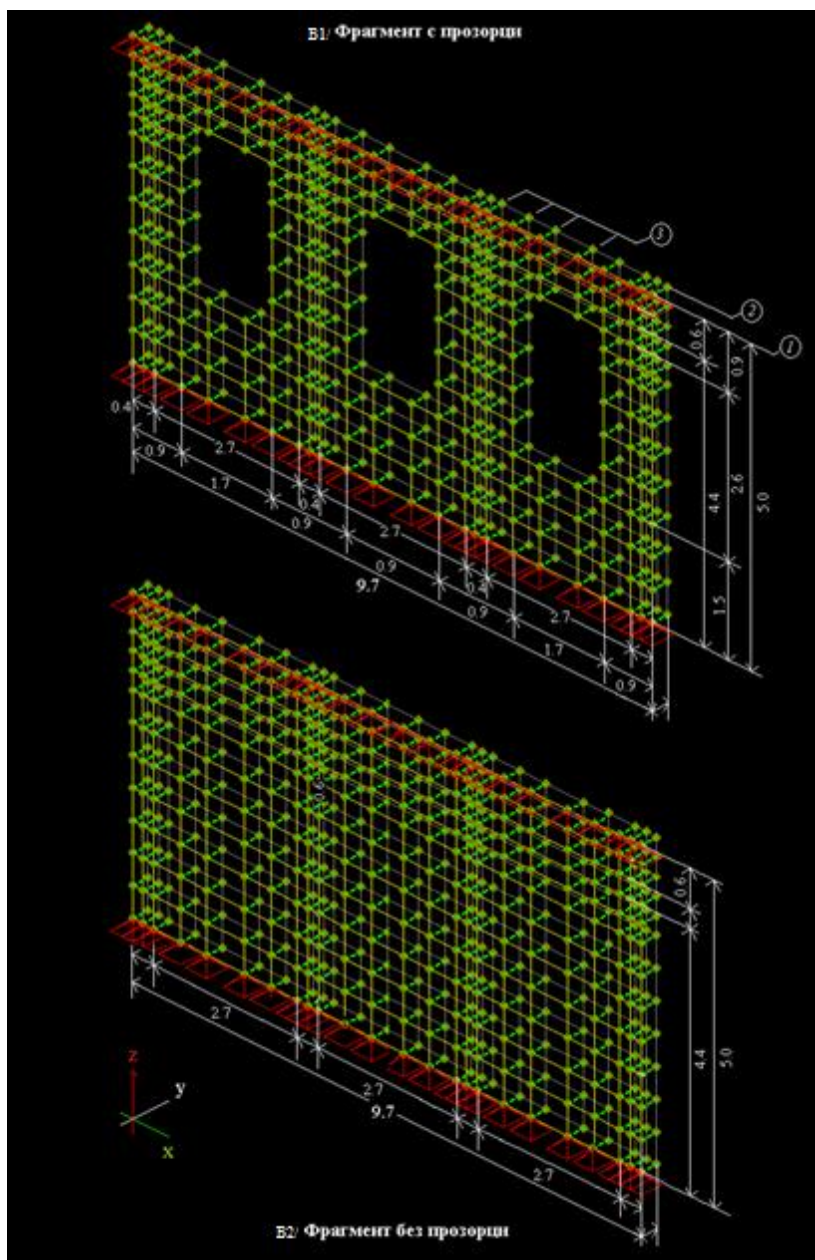
V2. Без прозорци за тухлен зид с дебелина 29 cm, облицовка с дебелина 10 cm.

Приемания:

- Етажната височина на фрагментите е 5 m, а широчината на фрагментите включва три конструктивни оси през 3,1 m.
- Наличие на плътен контакт с обрामчващите колони 40/75 и греди 60/30.
- Фрагментите са на последния етаж на сградата и поемат като вертикални товари освен собственото си тегло, така и натоварването от прилежащата част на таванска плоча и наклонен стоманобетонен покрив.

- Поради плътния контакт между плочите каменната облицовка е заложена да работи като непрекъсната в модела, което не отговаря в известна степен на действителната ѝ работа. По тази причина при изчисленията е използван понижен модул на еластичността за облицовката в размер от $10\,000\,000\text{ kN/m}^2$.

Използвани са възможностите на програмния продукт Tower 7, предназначен за статически и динамичен анализ на конструкции на база метода на крайните елементи.



Фиг. 1. 3D изглед на моделите на двата основни варианта

Тухленият зид и обрамчващите го греди и колони са моделирани с правоъгълни крайни елементи в една равнина, означена с позиция 1 на фиг. 1. Каменната облицовка е моделирана също с правоъгълни крайни елементи, разположени във втора равнина, означена с позиция 2 на фиг. 1. Въведени са точкови опори с пълно ограничаване на трите трансляционни степени на свобода във възлите по долния и горния хоризонтален ръб на тухлената стена и обрамчването ѝ. По този начин е имитирана връзката на фасадните фрагменти от фиг. 1 с горната и долната етажна плоча на сградата. Не са въведени външни опори в равнината на каменната облицовка. Плътният циментов разтвор между обрамчения зид и облицовката е приет с дебелина 5 cm и е моделиран с елементи тип „връзки“, изобразявани от графичния изход на програмата Tower 7 във вида, означен като позиция 3 на фиг. 1. Съгласно [6] този тип елементи *... свързват два възела в модела, които може да не са свързани по друг начин. Така осъществената връзка може да бъде от корава до еластопластична.* В конкретния случай моделът на свързващия разтвор е изграден по следния начин:

1. Свързващият разтвор с дебелина 5 cm се описва от следните физически характеристики: еластичен модул $E = 15\,000\,000 \text{ kN/m}^2$; модул на хлъзгане $G = 0,4E = 6\,000\,000 \text{ kN/m}^2$; максимално хлъзгащо напрежение, което може да поеме разтвора е $\tau_m = 250 \text{ kN/m}^2$.

2. Концентрацията на „връзките“ кореспондира на предварителната опорна мрежа, която е изобразена, но не е котирана на фиг. 1 (разстоянията между възлите на тази опорна мрежа, а от там и между връзките, са от 20 cm до 70 cm. Мрежата от крайни елементи, която не се вижда на фигурата, е генерирана с минимални размери от 10 cm/10 cm и е много по-гъста от тази на „връзките“).

3. Прието е връзките да ограничават трите трансляционни степени на свобода $R1$, $R2$ и $R3$, като съответните коравини (силата, която връзката пренася при единично (1 m) взаимно преместване на свързаните възли), са изчислени както следва:

$$K1_i = 200E.f_i \text{ [kN/1m]}; \quad K2_i = K3_i = 200G.f_i \text{ [kN/1m]},$$

където i е номерът на възела, кореспондиращ на съответната връзка;

f_i – е площта от свързващ разтвор с дебелина 5 cm, която кореспондира на i -тата „връзка“;

200 – получава се от деленето на 1 m с 5 cm.

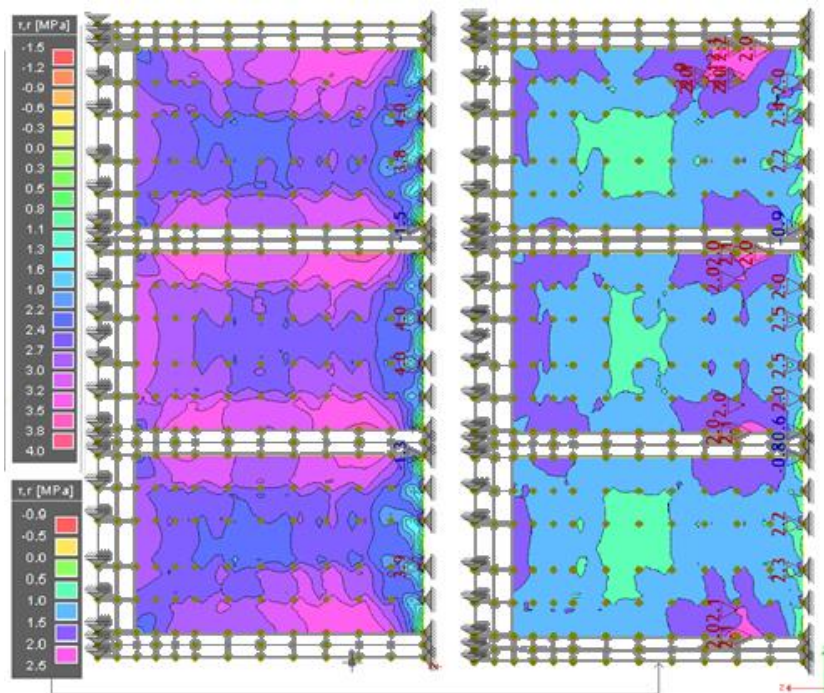
4. Прието е еластопластично поведение на „връзките“, при което в хода на нелинейното итерационно решение, след достигане на $250.f_i$ [kN] силите по направленията на срязване $R2$ и $R3$ в i -тата „връзка“ запазват тази стойност независимо от това, че взаимното преместване на двата възела продължава да расте (площадка в диаграмата сила/преместване).

При моделирането на сеизмичното въздействие е запазен подходът, възприет в [7], но се отчитат промените в нормативната уредба. За тази цел изчислителният модел, описан по-горе, се изследва статически, на МЕР, което нормите дефинират като условие за „ограничаване на повредите“. При определяне на последното следва да се имат предвид следните нормативни указания:

- *Съгласно чл. 1, ал.(3) на [4] Реконструкция, основно обновяване, основен ремонт или преустройство на съществуващи строежи, чиито конструкции са проектирани и изпълнени в съответствие с нормативните актове за проектиране на строителни конструкции преди влизането в сила на тази наредба, се проектират по действащите национални нормативни актове при спазване изискванията на чл. 1а, т.е. изискванията на [5];*

- Съгласно чл. 28, ал.(2) на [5] ...За сгради с класове на значимост IV, III и II, с изключение на сградите по ал. 3 и 5, максималните стойности на относителните междуетажни еластични премествания се нормират от изискването за ограничаване на повредите на неконструктивните елементи (архитектурни, машинни или електрически, приети като неносещи при сеизмичното проектиране). В зависимост от вида на вложените материали в неконструктивните елементи и начина на свързването им към основната носеща конструкция се допускат следните стойности:
 1. за сгради с неконструктивни елементи от крехки материали, свързани към конструкцията – $h.R/100$, но не по-голям от $h/200$ (което съвпада с условието на т. 4.4.3.2 на [1]).
- Коефициентът на реагиране R за сградите, които разглеждаме в обичайния случай, не може да бъде по-малък от 1/1.5, защото по времето, когато са проектирани и строени, изисквания за дуктилно поведение на конструкции при сеизмични въздействия не са съществували.
- На гореописаните основания размерът на максималното еластично МЕР, което осигурява „ограничаване на повредите“ съгласно действащите норми, за фасадните фрагменти от фиг. 1 $e = 500/200 = 2,5$ cm. То се задава като преместване по направление „x“ на всички точкови опори по горния ръб на хоризонталната греда на обрамчването на тухления зид.

3. Резултати при относително МЕР, предписано в нормите



Фиг. 2. Хлъзгачи напрежения в тухления зид, вариант без прозорци:
 ляво – при МЕР = 2,5 cm ($h/200$) дясно – при МЕР = 1,25 cm ($h/400$)

Резултатите на лявата част на фиг. 2 показват едно много високо ниво на хлъзгащите напрежения (2,2 – 4 МРа) в около 70% от площта на зидарията на фасадния фрагмент без прозорци. Твърде високи са и хлъзгащите напрежения в каменната облицовка (11,5 – 22 МРа, не са показани), което показва, че нормативното ограничение $MEP < h/200$ е неприемливо от гледна точка на съхранение на архитектурните и/или художествените характеристики на облицовката след изчислително сеизмично събитие, съответстващо на “изискването за ограничаване на повредите”. Прави впечатление, че в [5] няма конкретни указания как да се процедира в този случай, а от друга страна, в чл. 6, ал. (4) се казва: *Допускат се отклонения от нормативните изисквания по отношение на сеизмичната осигуреност на съществуващи строежи, които представляват недвижими културни ценности*, което показва голямото значение на подобни строежи за обществото. В тази връзка е логично да се потърси място за тях в ал. (5) на чл. 28 на [5] наред със строежите, свързани със защитата на населението или съдържащи чувствително или потенциално опасно технологично оборудване, за които ограничаването на MEP се нормира от специални нормативни актове, като максималните им стойности не трябва да надвишават $h/400$.

Тази проверка е направена и на дясната част от фиг. 2, където са показани хлъзгащите напрежения в тухления зид при $MEP = 1,25$ cm (наклон на скосяване $\theta = 0,25\% - h/400$).

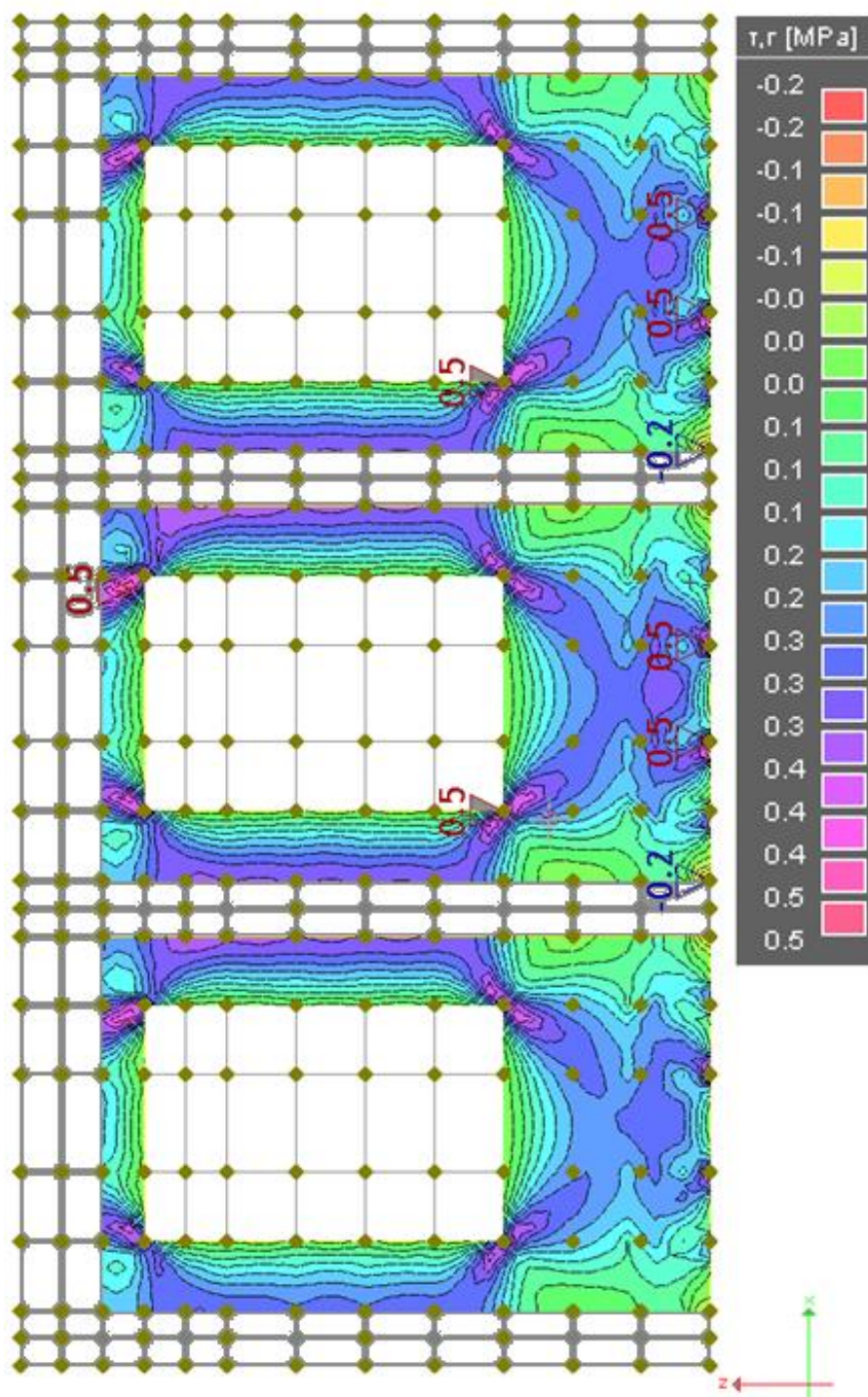
Налице е все още високо ниво на хлъзгащите напрежения (1,0 – 2,6 МРа) в около 70% от площта на зидарията на фасадния фрагмент без прозорци. Относително високи остават и хлъзгащите напрежения в каменната облицовка (4,1 – 5,9 МРа, не са показани), което показва, че и ограничението $MEP < h/400$ не може да гарантира съхранението на архитектурните и/или художествените характеристики на облицовката след изчислително сеизмично събитие, съответстващо на “изискването за ограничаване на повредите”. Известно потвърждение на тези резултати откриваме в някои данни, свързани с наклона на скосяване на оброчени зидарии, приведени в [3], където се казва: *Въз основа на експериментални резултати е установено, че диагонални пукнатини в зидарията се образуват при наклон на скосяване $\theta = 0,25\%$ и преминават през целия диагонал на зидарията при междуетажно преместване, съответстващо на θ около $0,5\%$. ($h/200$).*

4. Резултати от допълнителни проверки за ограничаване на повредите, така както се предписва в 4.4.3.1(2) на [1]

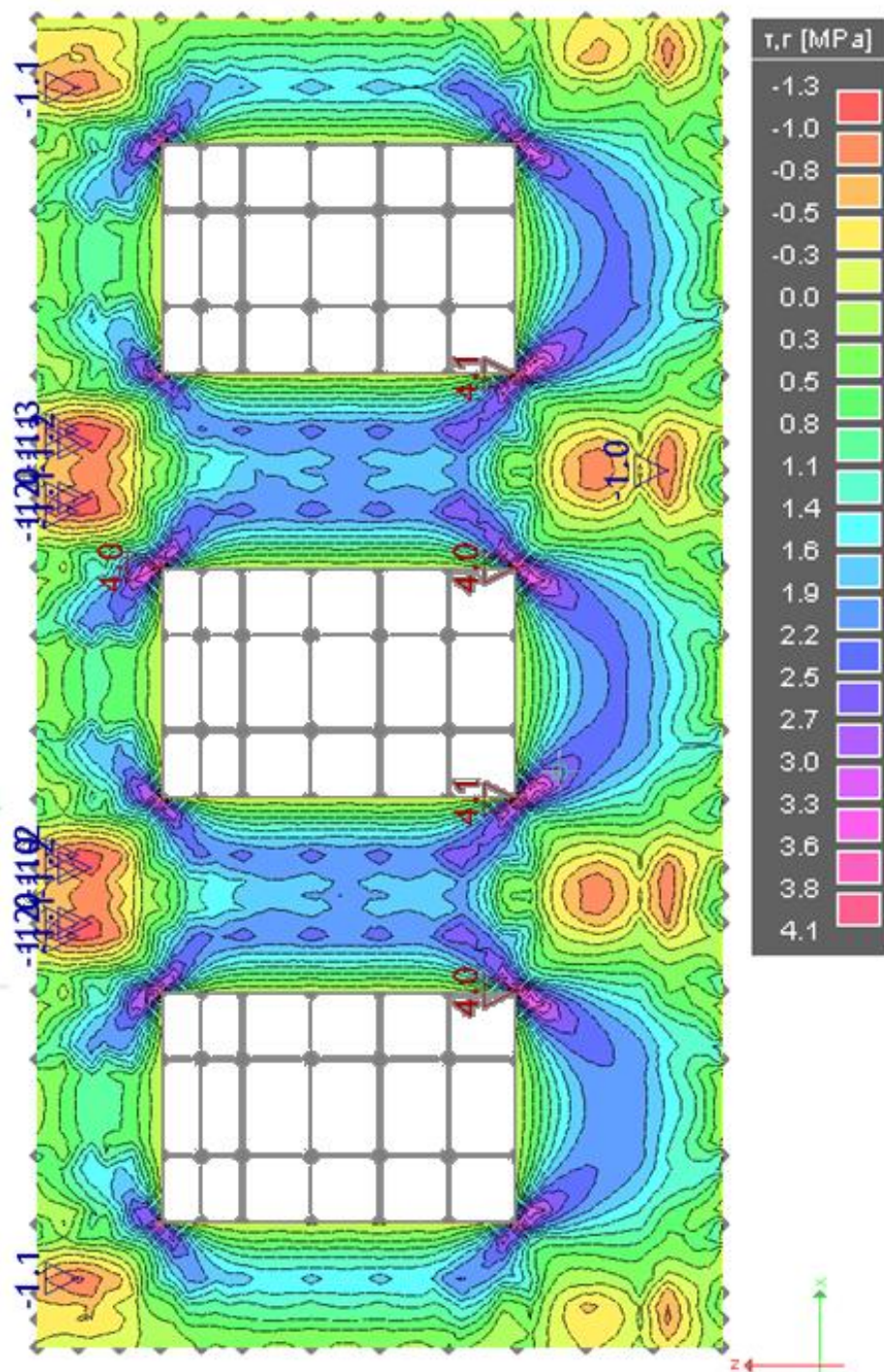
Могат да бъдат посочени следните две по-важни направления за проверка:

1. Да бъде установен специфичният за архитектурната ценност максимално допустим размер на MEP след изчислително сеизмично събитие с период на повторемост (**DL**): 95 години, съответстващ на вероятност за надвишаване 10% за 10 години (съгласно [2] то се предписва за гранично състояние „Ограничени повреди“). В този случай елементът с висока архитектурна стойност е каменната облицовка на сградата и тя трябва да запази оригиналния си вид, без падане на отломки и само с лека реставрация на малка част от площите.

2. Да бъде установено за конкретната сграда дали е конструктивно възможно и ако е възможно на каква цена, ограничаването на MEP в границите, определени в т. 1. При неприемливи резултати по т. 2, следва итеративно да се повторят тези проверки с по-големи стойности на MEP до постигане на балансиращи се резултати и по двете точки.



Фиг. 3. Хлъзгачи напрежения в тухлената стена при вариант с прозорци
 $MEП = 0,625 \text{ cm } (h/800)$



Фиг. 4. Хлъзгаци напрежения в каменната облицовка, вариант с прозорци
 $MEП = 0,625 \text{ cm } (h/800)$

На фиг. 3 и фиг. 4 са показани част от резултатите от проверка само по първото направление. Предлага се в конкретния случай МЕР да се ограничи до $h/800 = 0,625$ cm, при което:

- хлъзгащите напрежения в тухления зид при вариант В2 остават в границите 0,2 – 0,8 МРа за около 75% от площта на зида и между 0,8 – 2,4 МРа за останалите 25%;
- хлъзгащите напрежения в каменната облицовка при вариант В2 остават в границите 0 – 3,1 МРа за около 75 % от площта на зида и между 3,1 – 4,4 МРа за останалите 25%;
- хлъзгащите напрежения в тухления зид при вариант В1 са показани на фиг. 3. Те остават в границите 0 – 0,3 МРа за около 90% от площта на зида и между 0,3 – 0,5 МРа за останалите 10% (концентрация на напреженията около прозорците);
- хлъзгащите напрежения в каменната облицовка при вариант В1 са показани на фиг. 4. Те остават в границите 0 – 2,5 МРа за около 90% от площта на зида и между 2,5 – 4,1 МРа за останалите 10% (концентрация на напреженията около прозорците).

Предложението се базира на предпоставката, че в относително малките зони с концентрация на по-високи напрежения е възможно да бъдат проведени подходящи консервационни мероприятия, водещи до редуциране на негативните последствия и приемлива цена на бъдеща реставрация. Например такива зони са ъглите на отворите при В1, които са леснодостъпни и в контакт с облицовката в нишата, образувана от прозорците. Последната при определени условия може да бъде естествено усилване на фасадната облицовка в зоните на концентрация на напреженията.

Заклучение

В заключение се надявам така представените резултати и коментар към тях да бъдат полезни в следните направления:

1. Постигане на по-конкретни указания към проектантите – конструктори при съблюдаване на чл. 6, ал.(4) на [5].
2. Развитие на консервационните и реставрационните методи и технологии, свързани с превенция срещу и възстановяване на нарушения, причинени от земетресения в каменни облицовки на общественозначими сгради със статут на недвижимо културно наследство.
3. Прецизиране на сеизмичното изследване, свързано с осигуряване на гранично състояние „ограничаване на повредите“ чрез отчитане на еквивалентната коравина на обособени като вертикални носещи елементи, обрамчени тухлени зидове, взаимодействащи със слепенна към тях каменна облицовка.

ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 1998-1/2006. Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия, Част I: Общи правила, сеизмични въздействия и правила за сгради.
2. БДС EN 1998-3/2005. Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.

3. Михалева, Д. Изследвания върху сеизмичното поведение на обрамчени зидарии. Автореферат, ВСУ "Черноризец Храбър", гр. Варна, 2011.

4. Наредба № РД-02-20-19 от 29 декември 2011 г. За проектиране на строителните конструкции на строежите чрез прилагане на Европейската система за проектиране на строителните конструкции Обн. ДВ, бр. 2 от 6 януари 2012 г., изм. и доп. ДВ, бр. 111 от 27 декември 2013 г., изм. и доп. ДВ, бр. 104 от 16 декември 2014 г., попр. ДВ, бр. 3 от 13 януари 2015.

5. Наредба № РД-02-20-2 от 2012 г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони (ДВ, бр. 13 от 2012 г.).

6. Radimpex LTD. Програма за статичен и динамичен анализ на конструкции. Ръководство с инструкции за работа с програмата (обновен за Build 7041). 2012.

7. Янев, Н. Обследване и паспортизиране на сгради и съоръжения чиито повреди в условията на земетръс подлежат на ограничаване. Международна научна конференция "Проектиране и строителство на сгради и съоръжения и приложение на ЕВРОКОДОВЕТЕ", ВСУ "Черноризец Храбър", гр. Варна, 9 – 11 септември 2010.

DAMAGE LIMITATION DUE TO THE DESIGN SEISMIC ACTION IN THE CASE OF GLUED TO THE BUILDING WALLS ASHLAR CLADDING

N. Ianev¹

Keywords: front building walls cladding, links, ultimate interstorey drift

Research area: earthquake resistance

ABSTRACT

To provide the application of "Limit state of damage limitation" for historical buildings or buildings with spatial business continuity requirements after the earthquake events, an expertise of different areas is needed. This paper investigates and makes seismic assessment of the glued to the walls ashlar cladding in such buildings. Such claddings are an architectural element for many representative public buildings built in the middle of the XX century. The study is up-to-date, in line with the ordinance № 5/28.12.2006. The deadline for the observation and technical passport registration of such buildings is coming.

The report includes numerical examples clarifying the problem. The interaction between a part of the external building brick wall and the adjacent ashlar cladding due to the limited interstorey drift (see 4.4.3.2 of *BDS EN 1998-1/2006*) has been investigated. It develops the previous author's report made on *Civil Engineering Design and Construction (Science and Practice)* International Conference, held in Varna, 9–11.09.2010. The examples include fragments of masonry into reinforced concrete frame, with and without windows. The model of links between the wall and the ashlar cladding has been improved.

¹ Nikolay Ianev, Assoc. Prof. Dr. Eng., Dept. "Building Structures", Todor Kableshkov University of Transport, 158 Geo Milev St., Sofia 1574, e-mail: nyanev@vtu.bg