

Получена: 15.09.2017 г.

Приета: 05.12.2017 г.

СЕИЗМИЧНА ОЦЕНКА НА СЪЩЕСТВУВАЩИ ЗИДАНИ КОНСТРУКЦИИ, СЪГЛАСНО ЕВРОКОД 8

Е. Абдулахад¹, Е. Махмуд²

Ключови думи: сеизмично осигуряване, зидани конструкции, усилване, Еврокод 8

РЕЗЮМЕ

Слабите зидарии с незначително сцепление между блоковете и разтвора, наличието на гредоред, липсата или частичното поставяне на стоманобетонни пояси, колони, обрамчени тухлени шайби и понижените якостни характеристики на блокове и разтвори за зидария, всички тези фактори правят дадената сграда неустойчива и неподходяща за поемане на сеизмичните въздействия. За целта е необходима оценка на сеизмичната сигурност на съществуващите зидани конструкции и тяхното поведение след усилване.

1. Въведение

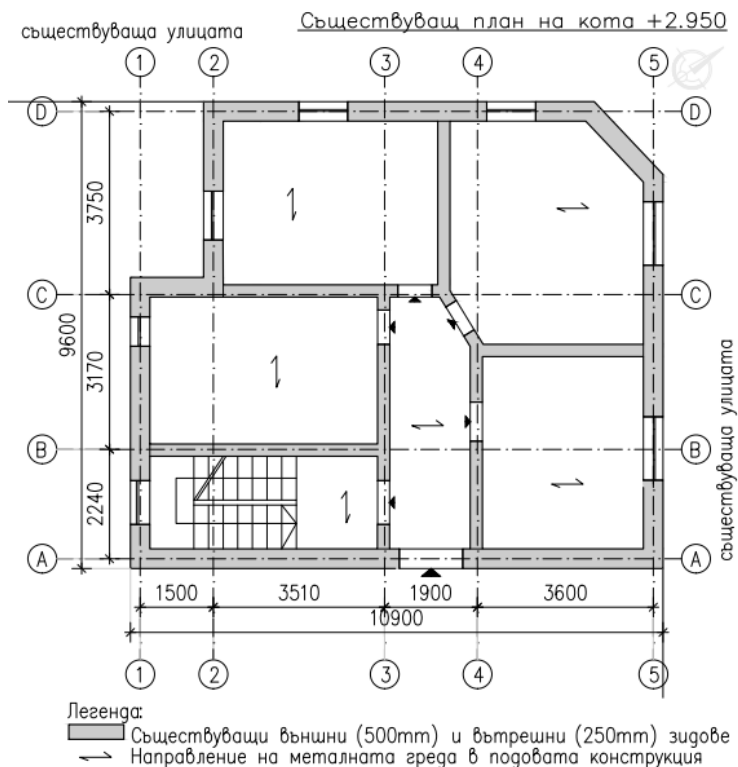
Разгледана е жилищна сграда, намираща се в град София. Ниските якости на блокове за зидария и разтвор и влошеното сцепление между тях води до необходимостта от изготвяне на сеизмична оценка на съществуващата сграда. Това би дало възможност да се прецени нуждата от усилване на съществуващата конструкция.

Сградата се състои от един сутеренен етаж, два жилищни етажа и едно достъпно подпокривно пространство, при следните дебелини на зидовете – сутерен и първи етаж с дебелина 500 mm и втори етаж – 250 mm. Всички вътрешни зидове са с дебелина 250 mm. Етажните височини са 2,20 m за сутерен и по 3,00 m за жилищните етажи. Покривът е от дървена конструкция. Фундаментите са реализирани от каменна зидария с дебелина около 600 mm. Сградата има размери в план 10,90×9,60 m.

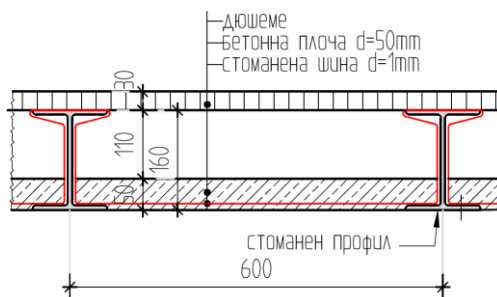
¹ Емад Абдулахад, доц. д-р инж., кат. „Масивни конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: georgosing@gmail.com

² Емин Махмуд, инж., докторант, кат. „Масивни конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: ez.mahmud@gmail.com

Конструкцията е с вертикална носеща конструкция от тухлена зидария и подови конструкции от стоманени греди. На фиг. 1 е показан разрез на подовата конструкция на съществуващата сграда, направлението на стоманените греди и местоположението на съществуващите зидове. Стоманените профили са с 2Т сечение, разположени през 600 mm с височина 160 mm и широчина на пояса 120 mm. Стоманените греди са ориентирани различно в зависимост от размерите на помещението. Плочата е с дебелина 50 mm, която е армирана със стоманени шини с дебелина 1 mm и широчина 15 mm. Шините са разположени през 250 mm и обрамчат стоманените греди (фиг. 1). Върху стоманените греди е изпълнено дървено дюшеме.



Детайл на съществуваща плоча



Фиг. 1. План на съществуващата конструкция

При зиданите конструкции за поемане на хоризонтални и/или вертикални въздействия са много важни якостните характеристики на блоковете и разтворите за зидария, наличието или липсата на обрамчване (ограничаване) и армирането на зидарията.

След направеното конструктивно обследване на съществуващата конструкция е установено, че якостните характеристики на блоковете и разтворите за зидария са доста понижени, имащи следните стойности: якост на натиск на блокове за зидария – $f_b = 4,93$ МПа и якост на натиск на разтвора – $f_m = 2,50$ МПа (предимно на външните зидове). Съществуващата конструкция е необрамчена и неармирана. Около отворите са се появили пукнатини с недопустими стойности.

Вложеният бетон в подовата конструкция е с якост на натиск 7,50 МПа.

Целта на настоящата разработка е да се извърши сеизмично изследване и усиляване на съществуващата носеща зидана конструкция, без да се променят външни стените по фасадите – ос 5 и ос D (фиг. 1).

2. Сеизмична оценка на съществуващата сграда

Сградата е проектирана и изпълнена преди да влязат в сила българските норми от 1964 год. Конструкцията не отговаря на изискванията, залегнали в Еврокод 8 за поемане на сеизмични въздействия в резултат на понижени якостни характеристики на разтвора и блоковете за зидария, недопустими пукнатини около отворите, липса на достатъчна коравина на подовата конструкция, осигуряваща диафрагмено действие и фундаменти, изпълнени от каменна зидария. Въпреки това е направено сеизмично изследване на съществуващата конструкция (информативно). Поради ниските якостни характеристики, липсата на обрамчващи елементи и наличието на недопустими пукнатини не е възможно да се моделира зидарията като диагонали. За целта е направен пространствен модел с програмен продукт Robot Structural Analysis Professional, като са моделирани съществуващите външни и вътрешни зидове със съответните им дебелини, якостни и деформационни характеристики. Подовата конструкция е моделирана с 2Г стоманени профили, ориентирани в зависимост от размерите на полетата. Всички въздействия са взети, съгласно Еврокод.

Параметрите за изследване на конструкцията са дадени в табл. 1.

Таблица 1. Параметри за изследване

Параметър	Стойност
Град	София
Брой етажи	3
Тип земна основа	Тип С
Референтно сеизмично ускорение, a_{gR}	0,23.g
Клас и коефициент на значимост	II, $\gamma_I = 1,00$
Коефициент на поведение, q	1,50
Използвана нормативна база	БДС EN 1998

Характеристичната якост на натиск на зидарията, съгласно Еврокод 6, е

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_b^\beta = (0,80 \cdot 0,55) \cdot 4,93^{0,70} \cdot 2,50^{0,30} = 1,77 \text{ МПа} . \quad (1)$$

Крайният секущ модул на еластичност на зидарията е:

$$E_{long,term} = \frac{E}{1 + \varphi_\infty} = \frac{1000 \cdot f_k}{1 + \varphi_\infty} = \frac{1000 \cdot 1,77}{1,00 + 1,10} = 804 \text{ МПа} . \quad (2)$$

Резултати от направения анализ на съществуващата конструкция на сградата:

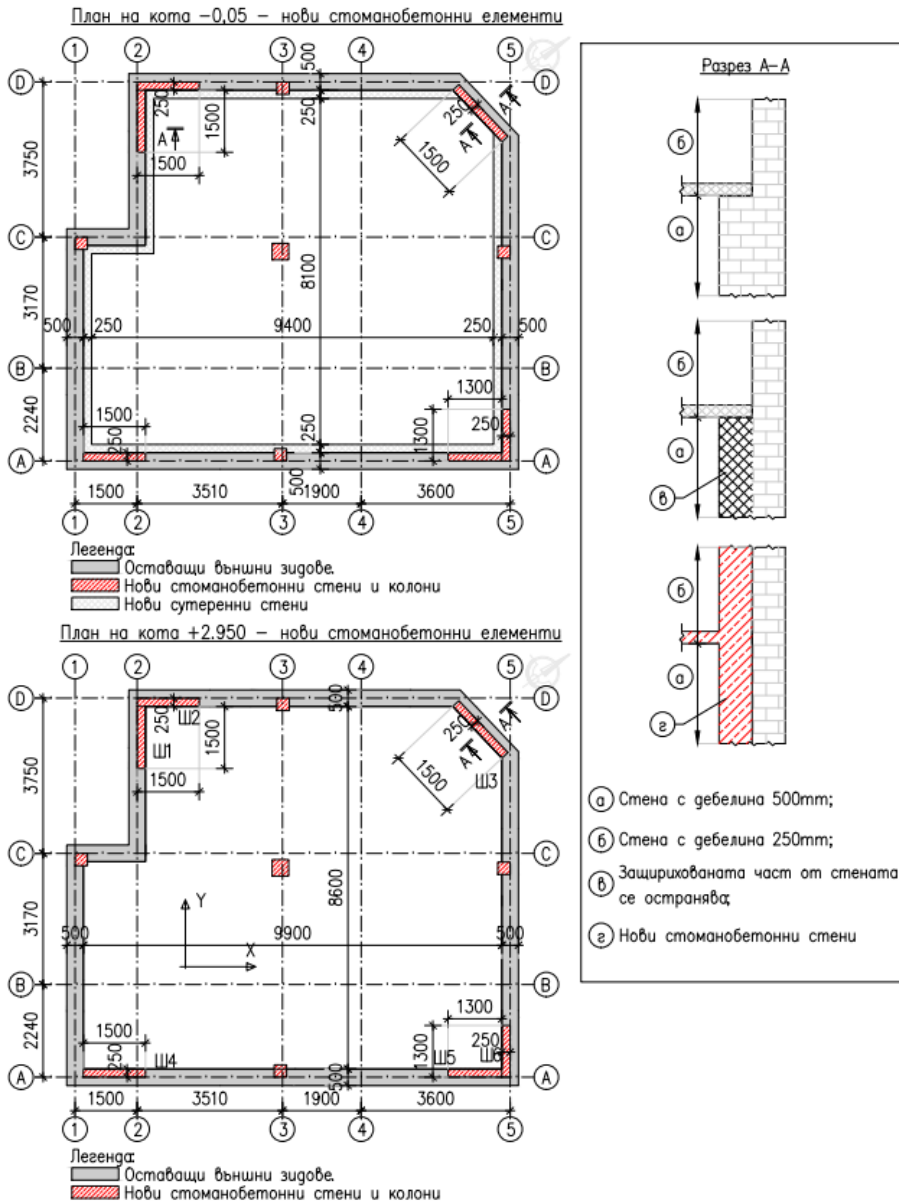
- Първа и втора форма са транслационни, а трета е усуквателната. Първият период е 0,28 sec, стойността се дължи на наличието на вътрешни зидове. Съществуващите стени не са в състояние да поемат усилията, които възникват от сеизмичното въздействие (не отговарят на изискванията на Еврокод 8). Получените усилия не са равномерно разпределени по отделните стени, поради това, че няма корава подова диафрагма.
- Ефектите от втори ред не отговарят на изискванията на Еврокод 8.
- Относителните междуетажни премествания на сградата, при проверката за ограничаване на повредите, не са удовлетворени. Отношението на междуетажните премествания на сградата по направление на X и Y към етажната височина може да се види от фиг. 3 и фиг. 4.
- Съществуващите вертикални носещи елементи не удовлетворяват проверките за носимоспособността за сеизмична изчислителна ситуация, а някои и за дълготрайни и краткотрайни изчислителни ситуации, поради понижените якостни характеристики и новото натоварване, съгласно Еврокод.
- Необходимо е цялостно усилване на конструкцията на сградата.

Основният извод от направения анализ на съществуващата конструкция на сградата е, че тя не е в състояние за поемане на сеизмичните въздействия и не отговаря на изискванията, съгласно Еврокод 8.

3. Избор на система за сеизмично усилване на сградата

Състои се от:

- торкретирането на зидовете на първия и втория етаж по фасадните стени от вътрешната страна по ос 5 и D и от вътрешната и външната страна по оси 1 и 2 и ос A (вж. т. 5 и фиг. 5).
- вграждането на нови стоманобетонни стени (шайби), колони и сутеренни стени, така че да отговарят на новото архитектурно разпределение на сградата. Под стените се изпълняват ивични фундаменти (вж. т. 5). Местоположението на новите стоманобетонни елементи е показано на фиг. 2.
- изграждане на нови стоманобетонни плочи, осигуряващи разпределянето на сеизмичните въздействия между стоманобетонните стени.



Фиг. 2. Местоположение на новите стоманобетонни елементи

4. Анализ на избраната система за сеизмично усилване на сградата

За избраната система за сеизмично усилване на сградата е направен пространствен модел съгласно фиг. 2 с програмен продукт Robot Structural Analysis Professional. Съществуващите фасадни зидове не са включени за поемане на сеизмични въздействия в модела, но са взети предвид масите им. Стоманобетонните стени са с дебелина 250 mm и

дължина 1300 mm и 1500 mm. Плочите са с дебелина 180 mm. Те са изпълнени от бетон клас C25/30 и от арматуръчна стомана B420B.

От сеизмичния анализ са получени следните резултати:

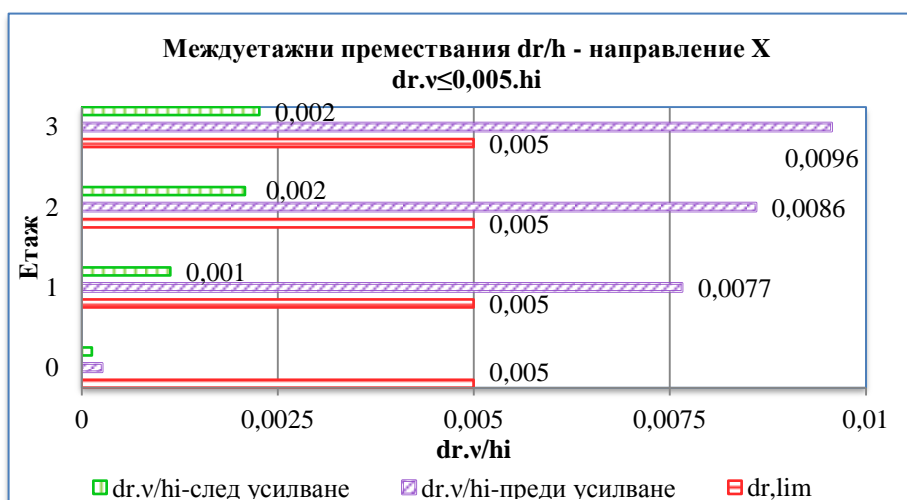
- Първа и втора форма са трансляционни, а трета е усуквателната с периоди $T_1 = 0,18$ sec, $T_2 = 0,15$ sec и $T_3 = 0,10$ sec.
- Относителните междуетажни премествания са в съответствие с изискванията на Еврокод 8. На фиг. 3 и фиг. 4 са представени относителните междуетажни премествания по X и по Y преди и след усилване на конструкцията.
- Оценката на P-Δ-ефектите показва, че те са в съответствие с изискванията на Еврокод 8.
- Стоманобетонните стени са в състояние да поемат възниквалите в тях усилия от сеизмична изчислителна комбинация. Усилията са дадени в табл. 2.

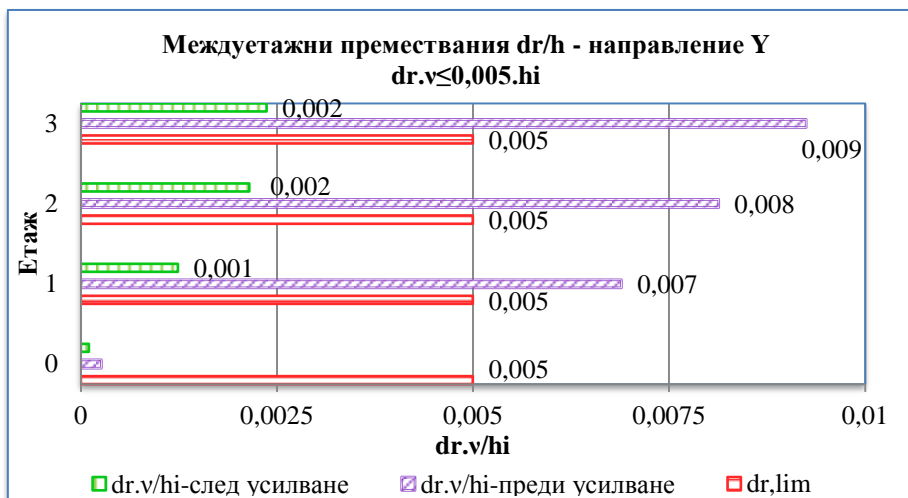
Таблица 2. Усилия в стоманобетонните стени

Стоманобетонна стена*	N_{Ed} , kN	$M_{Ed,x}$, kN.m	$M_{Ed,y}$, kN.m
Ш 1	115	12	1055
Ш 2	308	607	15
Ш 3	208	637	843
Ш 4	233	930	7
Ш 5	288	837	4
Ш 6	101	4	422

* Усилията са дадени спрямо глобалната координатна система.

След направения анализ на усилената конструкция е установено, че тя отговаря на изискванията, съгласно Еврокод 8.





Фиг. 4. Относителни междуетажни премествания в направление Y

5. Изпълнение на приетата система за усилване на конструкцията

Последователност и особености при изпълнението на избраната система за усилването:

- Усилване на фасадни стени:
 - сваляне на мазилките по стените;
 - почистване на стените с водоструйка;
 - монтаж на армировъчни мрежи ($\phi 8/150$ mm), дюбелирани или анкерирани към стените (фиг. 6а и фиг. 6б);
 - полагане на торкрет бетон на зидовете на първия и втория етаж по фасадните стени от вътрешната страна по ос 5 и D и от вътрешната и външната страна по оси 1 и 2 и ос А;
- етапно изпълнение на ивични фундаменти, сутеренни стени и шайби до първото ниво. На фиг. 8 е показано последователното им изпълнение. Връзката между отделните етапи ще се осъществи посредством анкериране на армировката с инжекционна епоксидна смола НІТ фиг. 9;
- демонтира се съществуващата покривна конструкция;
- изпълнява се обрамчващ стоманобетонен пояс над външните фасадни зидове със сечение 250×400 mm;
- сваляне на гредоред на етажните плочи отгоре надолу;
- поетапно събаряне на вътрешните зидове, започващо отгоре надолу;
- изпълнение на рандбалки и единичния фундамент;

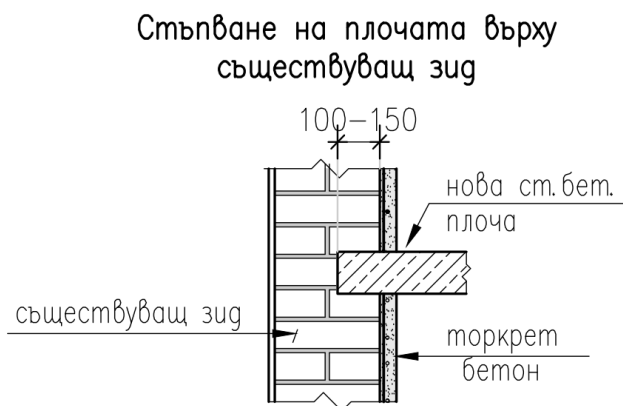
- изпълнение на първата стоманобетонна плоча;
- изпълнение на останалите етажи и покривната конструкция.

Предвидено е изпълнение на торкрет бетон на съществуващите тухлени външни зидове, за да се гарантира устойчивостта им по време на изпълнение на усилващата система и тяхното съхранение. Торкретирането е с дебелина 40 mm, положено върху армировъчна мрежа $\phi 8$ със стъпка 150 mm. Предвидена е армировка, съгласно фиг. 6в, за осъществяване на връзката на армировъчните мрежи в ъглите.

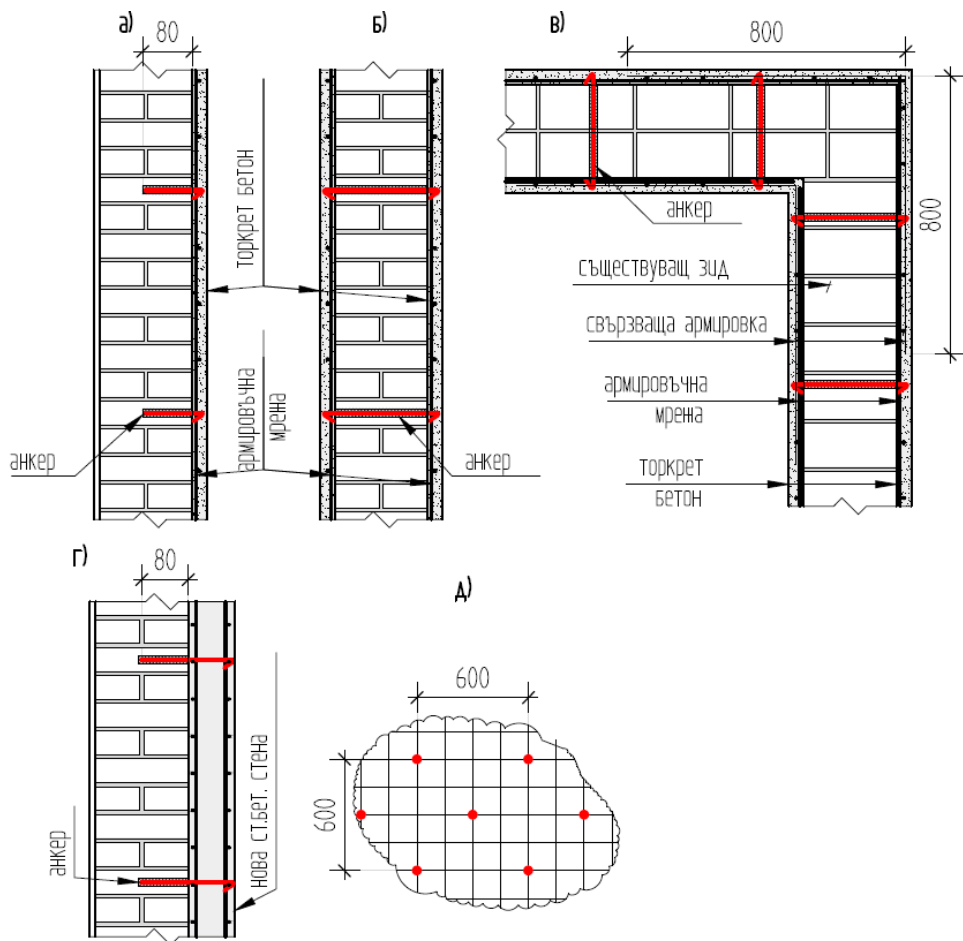
При едностранно торкретиране, дюбелирането се извършва чрез инжекционна епоксидна смола НІТ и армировъчен прът, навлизащи в стената на дълбочина 80 mm (фиг. 6.а), а при двустранно торкретиране – чрез армировъчни Z връзки и Инжекционна епоксидна смола НІТ (фиг. 6.б). Осъществяването на връзката между съществуващите зидове и новите стоманобетонни стени се извършва съгласно фиг. 6г. Дюбелите се разполагат шахматно в двете направления през max 600 mm (фиг. 6.д). На фиг. 7 са показани снимки от изпълнението на торкрета.

На фиг. 2 е представен разрез А-А, при който се осъществява връзка между допрените до външните стени нови стоманобетонни елементи, в зоната на получаващия се отстъп.

Новата стоманобетонна плоча стъпва и върху съществуващите зидове, навлизайки в тях около 100 mm (при зидове с дебелина 250 mm) и около 200 mm (при зидове с дебелина 500 mm) фиг. 5.



Фиг. 5. Стъпване на стоманобетонната плоча върху съществуващите зидове



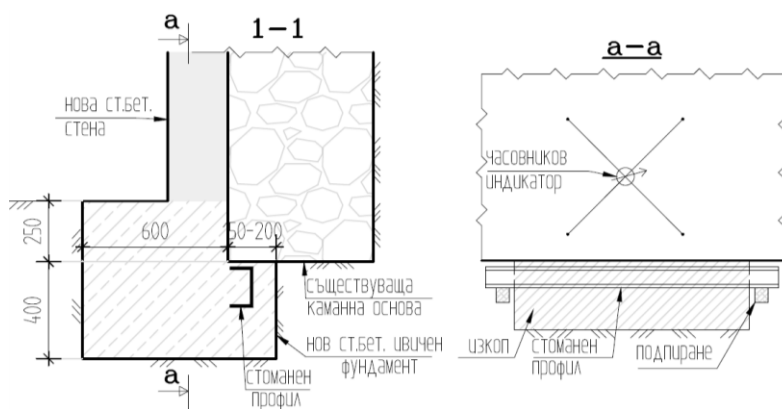
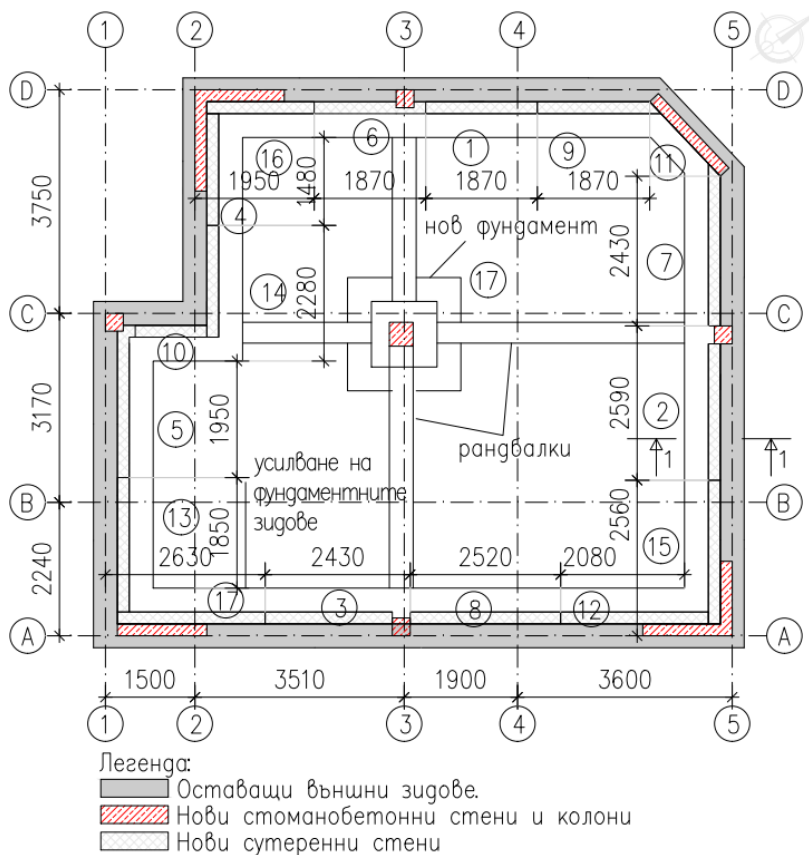
Фиг. 6. Торкретиране на съществуващите външни стени – детайли



Фиг. 7. Изпълнение на торкретиране на стена

Изпълнението на фундаментите и стените се извършва шахматно на участъци. Едновременно се изпълняват фундаментите и стените. На фиг. 8 с номера от 1 до 17 е показано последователното изпълнение на фундаментите и стените.

Последователност на изпълнение на ив. фундаменти и стени



Фиг. 8. Ивични фундаменти и рандбалки

Изпълнението на един етап включва различни технологично свързани операции. Преди извършване на изкопните работи, които са изпълнени ръчно, в зоната на фундаментите на стената се монтира часовников индикатор, фиг. 8, за да се контролират евентуално появилите се деформации по време на изпълнението на изкопа за фундаментите. Индикаторите се свалят преди бетониране на стената. Копането се извършва до долния ръб на каменните основи. Под каменната основа се прави ивица, навлизаща под каменните основи с ширина около 150 – 200 mm и дължина, по-голяма от размера на участъка с 200 mm двустранно. В ивицата се вкарва стоманен профил (фиг. 9). Извършва се уплътняване между профила и каменната зидария, така че да бъдат надеждно подпирани. След необходимото подпиране на профила с минимум две опори (фиг. 8), се извършва изкопаването до необходимата кота. В зоната на изкопа преди монтажа на армировката, се пръска с рядък цименто-пясъчен разтвор с бързосвързващ се цимент (същото се прави и за стените), за да бъде предотвратено просмукването на циментовото мляко на бетоновата смес. За да бъде осигурена необходимата етажна височина, съгласно новия Архитектурен проект, в зоната на изпълнения етап бетонът от съществуващата плоча се отстранява, с цел непрекъснатото преминаване на армировката на стената и улесняване на процеса на бетониране на стената. Връзката между отделните етапи се осъществява чрез анкериране на армировъчни пръти с инжекционна епоксидна смола НІТ в предходно изпълнения участък. Между отделните участъци се монтира и “waterstop” лента. На фиг. 9 и фиг. 10 са показани снимки от изпълнението на фундаментите.



Фиг. 9. Изпълнение на фундаменти и стени



Фиг. 10. Изпълнение на фундаменти и стени

6. Изводи

Представените в настоящата разработка изследвания дават възможност да бъдат направени следните изводи:

- преместванията на усилената със стоманобетонни стени конструкция са в допустимите граници и са около 4,8 пъти по-малки по направление на X и около 4,4 пъти по-малки по направление на Y, в сравнение с първоначалната конструкция (фиг. 3 и фиг. 4);
- коефициентът на деформативност θ при избраната усилваща система е по-малък от 0,10 и съгласно Еврокод 8, P- Δ -ефектите могат да не се вземат под внимание;
- носимоспособността на съществуващата конструкция след усилването ѝ се подобрява и отговаря на изискванията на Еврокод 8;
- избраната усилваща система е подходяща за усилване на паметници на културата;
- избраната система за усилване на конструкцията позволява зидовете с понижените якостни характеристики, неотговарящи на изискванията на Еврокод 8, да не се включват в поемането на сеизмични въздействия;
- при сходни обекти и избор на подобна усилваща система е от изключително значение постоянното следене на деформациите по време на изпълнение;
- възможно е при така избраната система да се увеличи етажността на сградата при запазване на фасадните стени.

ЛИТЕРАТУРА

1. Баракова, Н., Барakov, Т. Зидани конструкции Еврокод 6. УАСГ, София, 2014.
2. БДС EN 1996 Еврокод 6. Проектиране на зидани конструкции + Национални приложения.

3. БДС EN 1998 Еврокод 8. Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия + Национални приложения.

4. Димов, Д. Обследване и изпитване на строителни конструкции и мостове. DL&M, София, 2016.

5. Паничков, Д. Ръководство по изпитване на строителни конструкции и съоръжения. Техника, София, 1988.

SEISMIC EVALUATION OF EXISTING MASONRY STRUCTURES IN ACCORDANCE WITH EUROCODE 8

E. Abdulahad¹, E. Mahmud²

Keywords: seismic behavior, masonry structures, strengthening, Eurocode 8

ABSTRACT

All factors taken into consideration – weak masonry with insignificant adhesion between the blocks and mortar, the presence of trimmer joists, the lack of or partially placed reinforced concrete girdles, columns, confined brick walls and lowered strength characteristics of the masonry and mortar, make the building unstable and unfit to withstand seismic effects. Therefore, it is necessary to evaluate the seismic safety of built masonry structures and their behavior after strengthening.

¹ Emad Abdulahad, Assoc. Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: georgosing@gmail.com

² Emin Mahmud, Eng. PhD Student, Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: ez.mahmud@gmail.com