

Получена: 15.09.2017 г.

Приета: 05.12.2017 г.

СЕЙЗМИЧНО ОСИГУРЯВАНЕ И АНАЛИЗ НА СТОМАНОБЕТОННА СТЕННА КОНСТРУКЦИЯ

Е. Абдулахад¹, Б. Александрова²

Ключови думи: сеизмичен анализ, сеизмично осигуряване, дуктилност, усилване

РЕЗЮМЕ

Стоманобетонните стенни конструкции са предпочитано решение при високи сгради, особено в земетръсни райони. Често в практиката различни причини довеждат до необходимост от тяхното усилване, повишаване на носещата им способност и коравина. Решаването, относно метода на усилване и подходяща технология зависи от: конкретните местни условия, типа на конструкцията, спецификата на строително-монтажните работи от гледна точка на технологията за изпълнение, архитектурните изисквания, необходимото ниво на сеизмична сигурност.

В настоящата статия е представено примерно решение за Сеизмично осигуряване и анализ на съществуваща сграда, изчислена по НПБСтБК (Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции РД-02-14-485, от 11.06.2008 г.). Изпълнено е надстрояване и реконструкция, съобразно действащите норми Eurocode – БДС EN 1990; БДС EN 1991; БДС EN 1992, БДС EN 1998.

1. Въведение

Усилването и повишаването на носещата способност на конструктивните елементи и конструкцията като цяло се налага при увеличаване на постоянни и експлоатационни товари, промяна на предназначението на сградата, преустройство, промяна на

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

² Борислава Александрова, инж., borislava.sashova@abv.bg

нормативни изисквания. Сеизмичното осигуряване на отделните конструктивни елементи и конструкцията на вече съществуващи сгради е отговорна и специфична задача. При подобни случаи в практиката е необходимо не само да осигурим необходимата носимоспособност на конструкцията и отделните елементи, но и да се избере подходяща методика от икономична и технологична гледна точка. Стоманобетонната стенна конструкция е предпочитано решение от много проектанти при изпълнение на високи сгради в земетръсни райони. Стенната конструктивна система се характеризира като конструкция, в която вертикалните и хоризонталните въздействия се поемат основно от вертикални стени, чиято носимоспособност на срязване в основата на сградата превишава 65% от общата носимоспособност на срязване на цялата конструктивна система. Изпълнението на реконструкция на съществуващи сгради, в резултат на допълнителни хоризонтални и вертикални въздействия, е обвързано с редица предварителни опити, за да се изясни най-благоприятното поведение на конструкцията, независимо дали са натурни или с помощта на софтуерен продукт. В практиката подобни изпитвания в полеви условия често са невъзможни или се предшества от сериозни икономически инвестиции. Това е причината основно да се разчита на софтуерни модели, представящи поведението на конструкцията и чрез теоретични предпоставки и програмни резултати проектантите да дават оценка за най-благоприятните конструктивни решения относно метода на усилване, технологията на изпълнение и разположението на допълнителни конструктивни елементи при необходимост от тях.

2. Изложение

Предмет на настоящата статия е Сеизмично осигуряване и анализ на съществуваща административна сграда, изчислена по НПБСтБК. Надстрояване и реконструкция, съобразно действащите норми Eurocode – БДС EN 1990; БДС EN 1991; БДС EN 1992, БДС EN 1998. Сградата е с местоположение гр. София, земната основа е тип С, както са категоризирани в БДС EN 1998-1, в съответствие с националното приложение към БДС EN 1998, сеизмичният hazard за изследване по крайни гранични състояния се дефинира като максимално референтно сеизмично ускорение на земната основа за района на гр. София $\rightarrow a_{gR} = 0,23g$.

Класът на сградата по значимост, съгласно БДС EN 1998 и националното приложение към него е II, като следователно коефициентът ѝ на значимост е $\rightarrow \gamma_I = 1,00$.

Докладът е разработен съгласно одобрен Конструктивен проект на съществуващата сграда от 2012 г., нов Архитектурен проект с увеличаване на сградата с един етаж и експертиза от 2015 г. В експертизата е изяснено състоянието на конструкцията към настоящия момент от гледна точка на експлоатационната ѝ годност, геометрични размери на носещите елементи, налична армировка и якостта на бетона, които отговарят по първоначалния проект. В първоначалния Архитектурен проект сградата се състои от 6 етажа и един подземен. Сградата е изпълнена в груб строеж до кота +12,35.

Съгласно първоначалния проект и направената експертиза хоризонталните въздействия в съществуващата конструкция се поемат от 21 стоманобетонни стени, раз-

положени в две взаимно перпендикулярни направления. Вследствие на хоризонтално сеизмично въздействие Първа форма е транслационна с период $T = 1,29$ s, Втора с период $T = 0,901$ s и Трета – $T = 0,7171$ s са ротационни.

При първоначално проведения анализ с включените допълнително надстрояване и хоризонтално сеизмично въздействие, съгласно Eurocode проверките за регулярност не са изпълнени и конструкцията е усукващо деформируема.

С цел удовлетворяването на проверките за регулярност се предприема увеличаване на сеченията на периферните шайби, чрез стоманобетонен кожух 10 cm в напречно направление и допълнително увеличаване на дължината на Шайбите, съгласно новите Котражни планове. С това конструктивно решение се достига до Първа форма с период $T = 1,16$ s, Втора форма с период $T = 0,93$ s, които са транслационни, и Трета форма с период $T = 0,71$ s – ротационна, което позволява използването на по висока стойност на коефициента на поведение, което довежда и до по-малки усилия в дуктилните елементи. Това решение е взето и от гледна точка на технологичните предимства при изпълнението на избрания метод за усилване. При провеждането на сеизмичния анализ се очаква вътрешните за конструкцията стени да поемат възникващите въздействия, без да се налага тяхното усилване.

Сградата е моделирана пространствено, като конструктивните височини са:

$$H_{\text{суг}} = 4,00 \text{ m,}$$

$$H_{1\text{етаж}} = 3,40 \text{ m,}$$

$$H_{2,3,4\text{етаж}} = 3,00 \text{ m,}$$

$$H_{5\text{етаж}} = 2,85 \text{ m,}$$

$$H_{6,7\text{етаж}} = 2,60 \text{ m.}$$

Изчисляването на капацитетите на дуктилните и крехките елементи е съгласно нормативен документ БДС EN 1998-1. Направената експертиза потвърждава липса на скрити груби грешки по време на самото проектиране и изграждане, няма повреди от минали земетресения или други случайни въздействия с неизвестни ефекти.

Конструкцията не може да се категоризира в нито едно от трите гранични състояния, описани в БДС EN 1998-3, а именно близко до разрушаване (NC); значителни повреди (SD); ограничени повреди (DL).

Въз основа на данните от наличната експертиза и основните предпоставки, които следва да се прилагат при усилване на строителните конструкции, съгласно БДС EN 1998-3 за Критерия за оценка на сеизмичното поведение на съществуващата конструкция анализът на конструкцията е направен, съгласно БДС EN 1998-1.

Критерий за сеизмично проектиране, използван в първоначалния проект, в това число и стойността на коефициента на поведение q за редуциране на въздействието – Сеизмичният анализ е извършен за сеизмично въздействие от IX-та степен – за София

със Сеизмичен коефициент $K_s = 0,27$, съгласно Наредба № 2 „Проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони” 23.07.2007 г. Коефициентът на реагиране $R = 0,25$, отговарящо на $q = 4$, съгласно БДС EN 1998-1. При провеждането на сеизмичния анализ конструкцията се проектира за средно ниво на дуктилност DCM с базовата стойност на коефициента на поведение $q = 3$, съгласно БДС EN 1998-1. Решението се извършва чрез линеен анализ с проектен (изчислителен спектър) на реагиране тип I за хоризонталната компонента на сеизмичното въздействие.

Количеството и качеството на събраната информация е предпоставка за избрания модел за анализ, базата на която ще се извършат изчислителните проверки за носимоспособността, и дисапативните капацитети на конструктивните елементи, а именно БДС EN 1992 и БДС EN 1998-1.

Избран е доверителен коефициент в зависимост от наличната информация – Ниво на информация: KL3, $CF_{KL3} = 1,00$.

Конструкцията е моделирана с помощта на софтуерен продукт PSCAD – съставен е 3D модел с непрекъснати постоянни по височина стоманобетонни шайби, кораво свързани с фундаментната плоча. Колоните са моделирани със съответните си напречни сечения и ставна връзка между отделните етажи, с което се гарантира тяхното поемане единствено на вертикални товари от междуетажните плочи – без участие в поемането на хоризонтални въздействия.

Фундирането е решено с фундаментна плоча, върху която стъпват вертикалните носещи елементи.

Еластичната коравина на огъване и срязване на стоманобетонните стени е коригирана с коефициент 0,5 в критичния етаж. Това се прави с цел да се отчете пластифицирането на критичната зона в гранично състояние.

Всички етажни конструкции (включително и покривната) са моделирани като безкрайно корави в равнината си диафрагми.

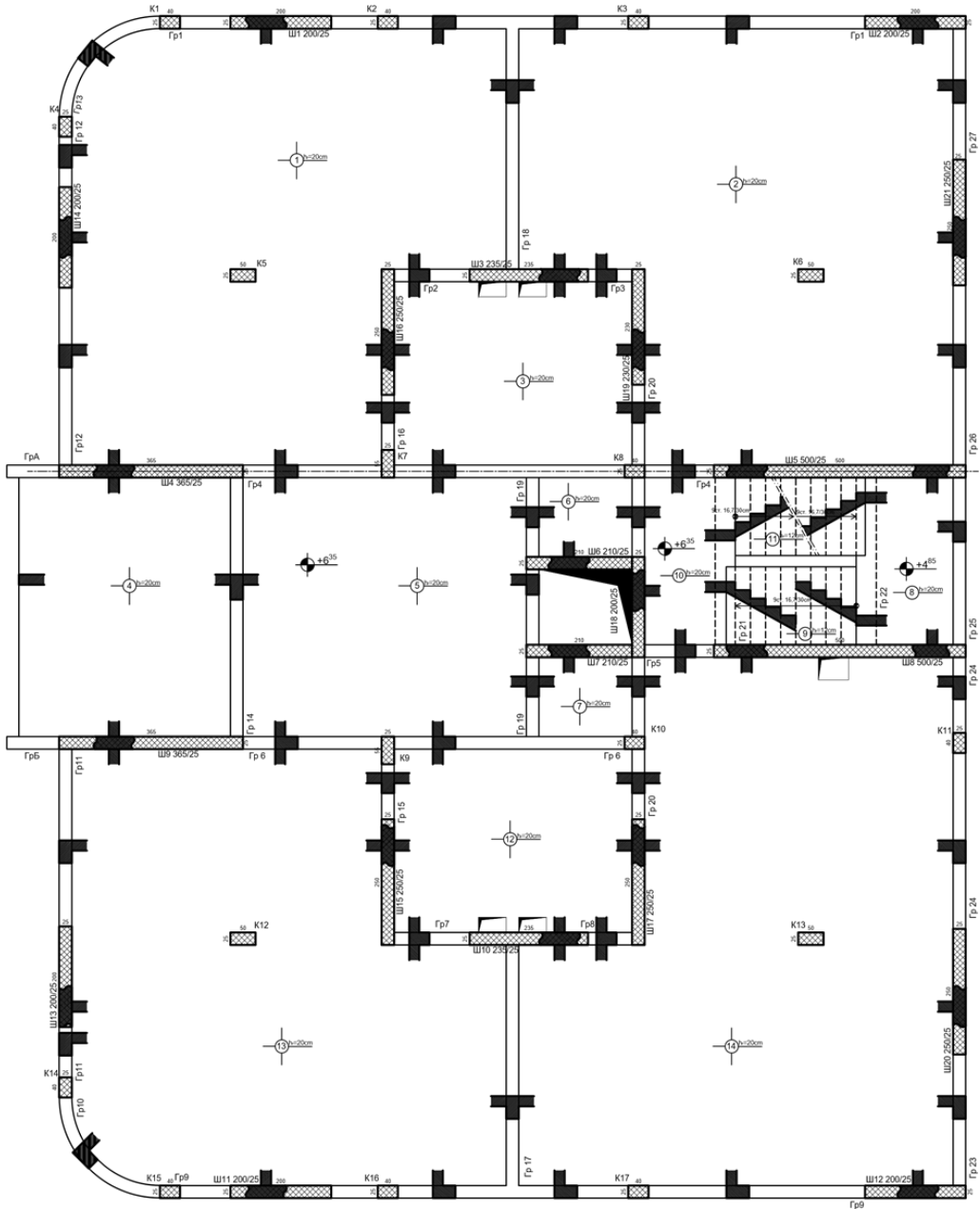
Хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие са разгледани като действия едновременно в двете основни направления X и Y. Комбинирането им е извършено в съответствие с изискванията на EN 1998-1, а именно:

- За всяка хоризонтална компонента поотделно, като се прилага правило CQC за комбиниране на ефектите от сеизмичното въздействие по форми.
- Максималната стойност на всеки ефект от въздействието върху конструкцията, вследствие на двете хоризонтални компоненти на сеизмичното въздействие, се определя чрез SRSS на ефектите от всяка хоризонтална компонента.

В изчисленията са включени всички форми на трептене, които допринасят значително за общото реагиране, сумата от включените в анализа ефективни модални маси е повече от 90% от общата маса на конструкцията и в двете главни направления X и Y.

3. Резултати

3.1. Конструктивна схема кота +6.35 (типов етаж) – Съществуваща конструкция



Фиг. 1. Конструктивна схема кота +6.35 (типов етаж) – Съществуваща конструкция

Периоди:

Първа форма: $T_1 = 1,29$ s

Втора форма: $T_2 = 0,901$ s

Трета форма: $T_3 = 0,7171$ s

Премествания:

$\max \Delta = 41,48 \cdot 10^{-3}$ m < $1/250$ h = $71,2 \cdot 10^{-3}$ m

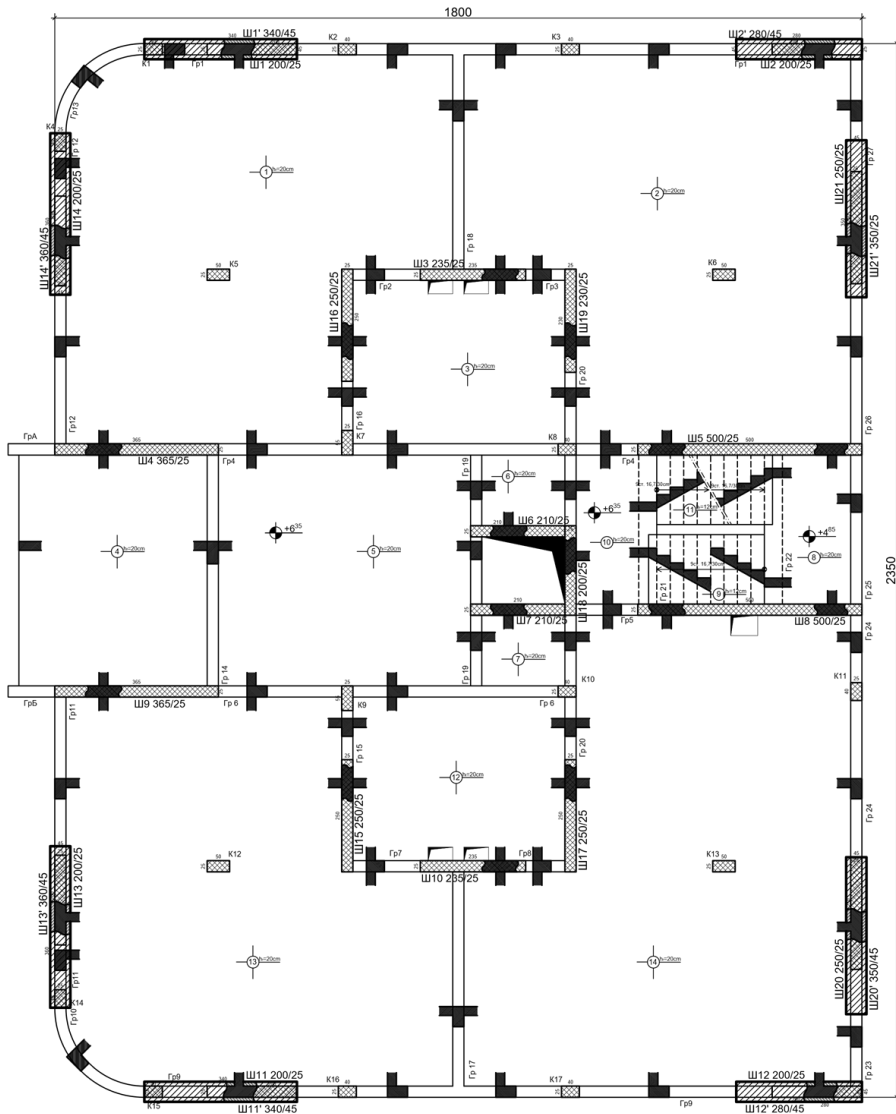
**Таблица 1. Усилия в стоманобетонните стени
/Съществуваща конструкция/**

Шайба №	Геометрични размери	Разрезни усилия		
		N, kN	V, kN	M, kN.m
Шайба 1	200/25	378	122	1437
Шайба 2	200/25	855	112	1518
Шайба 3	235/25	1951	139	1909
Шайба 4	365/25	3237	396	5657
Шайба 5	500/25	1374	747	13563
Шайба 6	210/25	1065	142	1030
Шайба 7	210/25	1061	153	1053
Шайба 8	500/25	1645	693	13432
Шайба 9	365/25	3228	387	5705
Шайба 10	235/25	1920	118	1709
Шайба 11	200/25	394	90	1355
Шайба 12	200/25	849	89	1354
Шайба 13	200/25	759	154	2006
Шайба 14	200/25	748	182	2029
Шайба 15	250/25	1744	292	2983
Шайба 16	250/25	1787	292	2937
Шайба 17	250/25	2298	197	2540
Шайба 18	200/25	1137	243	1492
Шайба 19	230/25	2080	169	2021
Шайба 20	250/25	1088	185	2525
Шайба 21	250/25	1154	175	2519

Проведения сеизмичен анализ, съгласно БДС EN 1998, с включени допълнителни вертикални товари от надстрояването и с коефициенти за натоварване и комбинации, съгласно Eurocode – БДС EN 1990; БДС EN 1991; БДС EN 1992 – конструкцията има неблагоприятно поведение, което Eurocode категоризира като Усукващо деформируемо.

В резултат на проведеното решение и получените резултати е необходимо Коефициентът на поведение да бъде намален, което ще доведе до увеличаване на усилията във всички стоманобетонни стени и съответно тяхното усиление. Избран е друг подход за решаване на проблема, а именно увеличаване на геометричните размери на стоманобетонните стени само по периферията на конструкцията. Този подход повишава коравината на конструкцията и довежда по Първа и Втора трансляционни форми и Трета ротационна форма. Конструктивното решение позволява използването на Коефициент на поведение $q = 3$ и намалява усилията във вътрешните за сградата стоманобетонни стени.

3.2. Конструктивна схема кота +6.35 (типов етаж) – Усилена конструкция



Фиг. 2. Конструктивна схема кота +6.35 (типов етаж) – Усилена конструкция

Периоди:

Първа форма: $T_1 = 1,16$ s

Втора форма: $T_2 = 0,93$ s

Трета форма: $T_3 = 0,71$ s

Премествания:

$\max \Delta = 55,9 \cdot 10^{-3}$ m < $1/250$ h = $97,6 \cdot 10^{-3}$ m

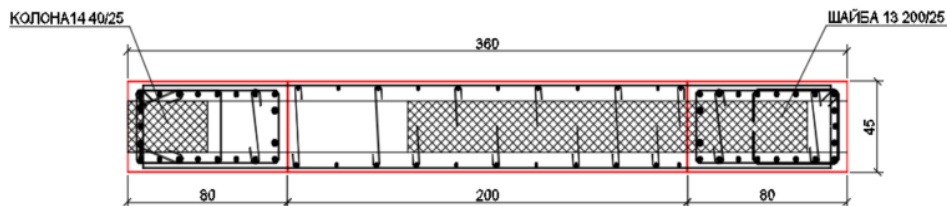
**Таблица 2. Усилия в стоманобетонните стени
/Усилена конструкция/**

Шайба №	Геометрични размери	Разрезни усилия		
		N, kN	V, kN	M, kN.m
Шайба 1	340/45	2552,40	737,50	9281,40
Шайба 2	280/45	1109,70	490,90	5243,20
Шайба 3	235/25	1384,90	144,10	1595,30
Шайба 4	365/25	2790,80	399,80	4971,40
Шайба 5	500/25	2479,20	802,70	11761,20
Шайба 6	210/25	1087,20	87,50	951,60
Шайба 7	210/25	980,50	87,40	944,00
Шайба 8	500/25	2251,20	745,10	11093,30
Шайба 9	365/25	2788,90	399,50	4839,00
Шайба 10	235/25	1353,70	143,70	1500,00
Шайба 11	340/45	2264,30	742,30	8276,00
Шайба 12	280/45	1221,60	489,10	4647,10
Шайба 13	360/45	2393,10	926,80	11688,40
Шайба 14	360/45	1404,20	912,80	11585,90
Шайба 15	250/25	1606,10	164,30	2018,70
Шайба 16	250/25	1732,50	204,50	2042,20
Шайба 17	250/25	2354,20	204,60	2886,70
Шайба 18	200/25	699,10	138,10	1122,30
Шайба 19	230/25	1843,40	205,00	1660,90
Шайба 20	350/45	1650,40	831,60	11223,30
Шайба 21	350/45	1772,60	830,50	11270,30

4. Конструирание и детайли за изпълнение на усилването със стоманобетонен кожух

4.1. Вложена армировка и конструирание на стоманобетонния кожух на стена № 13

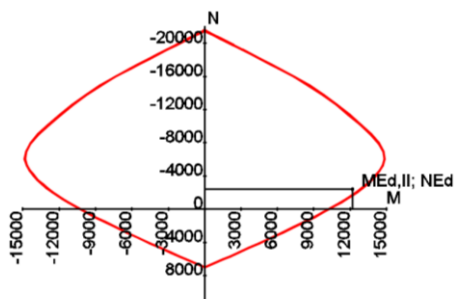
Направено е изчисление и конструирание на Ш13 – най-натоварена.



Фиг. 3. Етаж 1 – Шайба 13, напречно сечение 3600/450 mm, дължина $L = 4,00$ m

Вложена армировка в усилващите зони – Армировка $2 \times 19\phi 22$ и $2 \times 2\phi 28$.

Вложени пълнежни пръти – Армировка $2 \times 11\phi 14/20$ – вертикална армировка и $2 \times 21\phi 12/20$ – хоризонтална армировка.



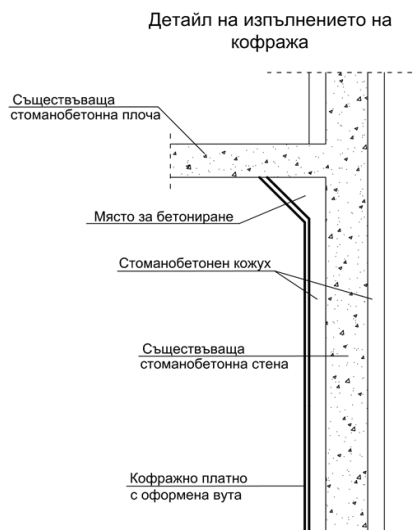
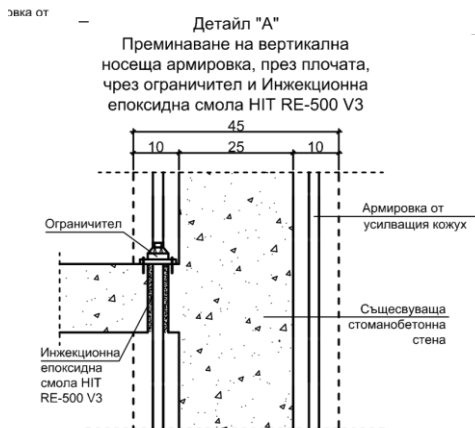
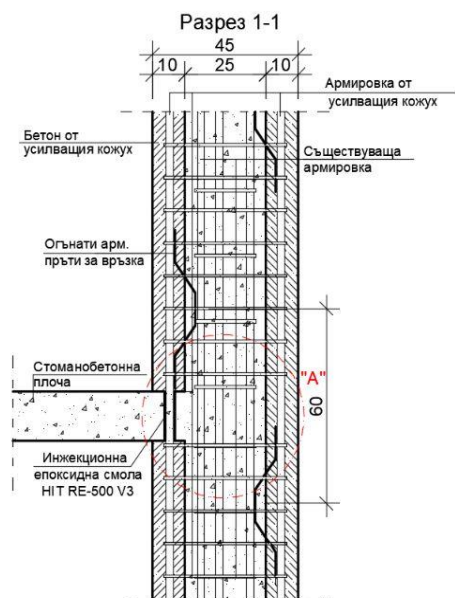
NEd = -2393.1 kN = NRd = -2393.0 kN
MxEd,II = -12191.1 kNm < MxRd = -12741.4 kNm
Проверките са удовлетворени!

Фиг. 4. Етаж 1 – Шайба 13, Интеракционна диаграма

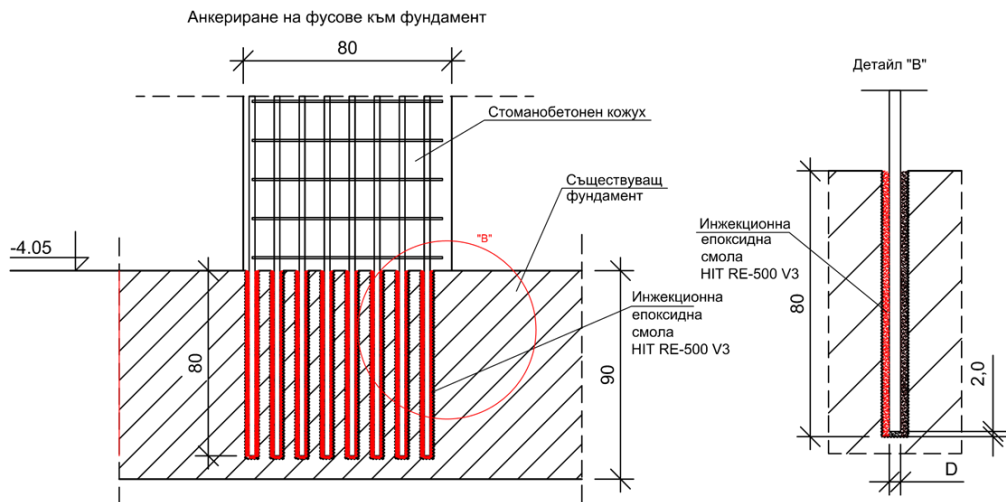
В останалите етажи вложената армировка и разрезните усилия са представени в табличен вид.

Таблица 3. Разрезни усилия и вложена армировка в стоманобетонния кожух на Шайба № 13

Шайба № 13						
Етаж	Разрезни усилия			Вложена армировка		
	N, kN	V, kN	M, kN.m	В усилваща зона	Пълнежни пръти, верт.	Пълнежни пръти, хор.
Етаж 1	2393,10	926,80	12191,10	19φ22,2φ28	φ14/20	φ12/20
Етаж 2	2113,70	737,10	11950,10	19φ22,2φ28	φ14/20	φ12/20
Етаж 3	1692,20	815,70	9922,50	19φ20,2φ25	φ14/20	φ12/20
Етаж 4	1282,90	885,40	8104,90	19φ20,2φ25	φ14/20	φ12/20
Етаж 5	855,30	865,50	6308,10	19φ18,2φ22	φ14/20	φ12/20
Етаж 6	421,70	917,00	4511,00	19φ16,2φ20	φ14/20	φ12/20



Фиг. 6. Детайли за изпълнение на стоманобетонен кожух



Фиг. 7. Детайли за осъществяване на връзката между стоманобетонния кожух и съществуващата фундаментна плоча

4.3. Основни изисквания към изпълнението стоманобетонния кожух

1. Преди започване на работа по изпълнение на шайбата, плочите и гредите в зоната на стената да се подпират с метално скеле на съответното етажно ниво за поемане на вертикалния товар. Подпирането със скеле на етажното ниво на изпълнението на кожата да е поэтапно.

2. При направата на отворите за преминаване на армировката от усилващия кожух в плочите, гредите и шайбата предварително да се определи местоположението на съществуващите армировъчни пръти с Профометър. Не трябва да се нарушава целостта на армировката.

3. Повърхността на шайбата да се почисти.

4. При изпълнението на отворите за армировъчните пръти, пробиването да е поэтапно с ударно-пробивно свердело с по-малък диаметър към свердело с по-голям диаметър.

5. Отворите да бъдат 2 диаметъра по-големи от диаметъра на преминаващия прът.

6. След изпълнението на отворите за армировката от кожата отворите да бъдат добре почистени от прах и остатъчен материал.

7. Ограничителите да бъдат поставени плътно към съществуващите елементи (плочи, греди), съгласно детайл „А“.

8. Отворите се запълват с Инжекционна епоксидна смола HIT RE-500 V3, като задължително се спазват всички изисквания на производителя за работа с материала.

9. Всички пръти, преминаващи през съществуващите елементи, да се изпълняват, съгласно дадените детайли.

10. Връзката между два съседни пръта от стоманобетонния кожух и съществуващата колона K14 се осъществява преди бетониране. Предварително се оголва наличната армировка, осъществява се връзка между стара и нова армировка със заваряване на предварително огънат армировъчен прът. Връзката да се изпълни съгласно дадените детайли.

11. При затруднение на преминаването на прът от усилващия кожух през плочата да се използва допълнителен прът, който се заварява към основните пръти от кожата. Допълнителният прът преминава през плочата съгласно Детайл „А“.

12. Бетон за шайбите клас С16/20, бетонът да е с клас по Консистенция S4, слягането, определено по метод Конус на Абраамс да не бъде по-малко от 180 mm.
13. Бетонът да бъде с дребна фракция – $d/D = 4/8$ mm.
14. Армировъчна стомана В420В, БДС EN 10080

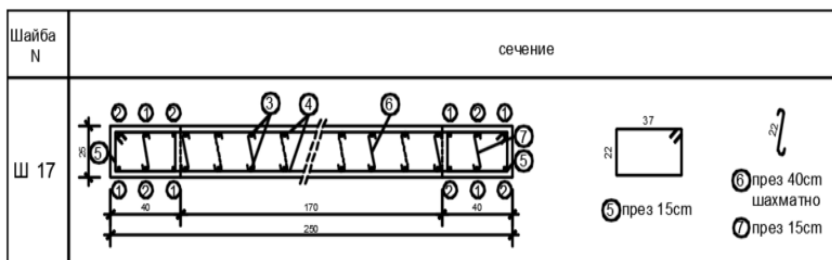
$$f_{yd} = 365,22 \text{ kN/mm}^2.$$

Останалите Стоманобетонни стени Ш1, Ш2, Ш11, Ш12, Ш13, Ш14, Ш20, Ш21 са усилены по аналогична методика, в зависимост от местоположението им.

4.4. Изчисление и проверка на вътрешните за конструкцията стоманобетонни стени

Направено е изчисление за достатъчна носимоспособност на Шайба 17.

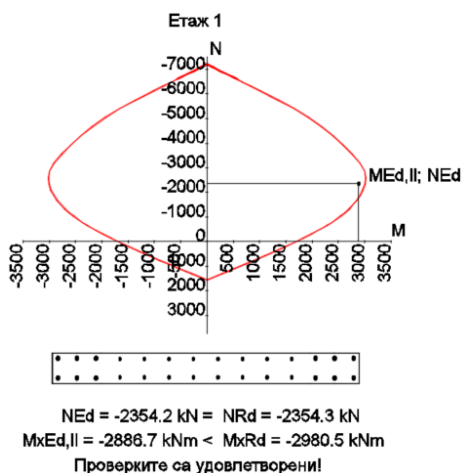
Стоманобетонна стена Ш17 е вътрешна за конструкцията. Ще бъде направено изчисление, отговаря ли на изискванията на Eurocode. Шайбата е с по-малки разрезни усилия от първоначалния Конструктивен проект, геометричните ѝ размери се запазват.



Фиг. 8. Детайл на вложената армировка в Стоманобетонна стена № 17 по първоначалния Конструктивен проект

Вложена армировка в усиляващите зони – Армировка $2 \times 6\phi 18$.

Вложени пълнежни пръти – Армировка $2 \times 9\phi 10/20$ cm – вертикална армировка и $2 \times 21\phi 10/20$ – хоризонтална армировка.



Фиг. 9. Стоманобетонна стена № 17, Интеракционна диаграма. Армировка, съгласно първоначалния Конструктивен проект и разрезни усилия след надстройкаването

В останалите етажи вложената армировка и разрезните усилия са представени в табличен вид.

Таблица 4. Разрезни усилия и вложена армировка в Стоманобетонна стена № 17

Шайба № 17						
Етаж	Разрезни усилия			Вложена армировка		
	N, kN	V, kN	M, kN.m	В усилваща зона	Пълнежни пръти, верт.	Пълнежни пръти, хор.
Етаж 1	2354,20	204,60	2886,70	6ф18	ф10/20	ф10/20
Етаж 2	1945,70	215,40	2618,80	6ф18	ф10/20	ф10/20
Етаж 3	1470,60	198,50	2279,80	6ф16	ф10/20	ф10/20
Етаж 4	1198,30	88,50	2036,40	6ф14	ф10/20	ф10/20
Етаж 5	887,60	61,70	1688,10	6ф14	ф10/20	ф10/20
Етаж 6	613,30	129,40	1378,90	6ф14	ф10/20	ф10/20
Етаж 7	358,10	257,00	1118,20	6ф14	ф10/20	ф10/20
Етаж 8	103,70	62,90	874,80	6ф14	ф10/20	ф10/20

Заклучение за проведеното изчисление за Стена 17:

Изчислителни проверки за удовлетворяване на проверките и конструктивните изисквания на БДС EN 1998 за проектиране на плътни дуктилни стени DCM са изпълнени с допустими отклонения, а именно разстояния между стремената в критичната зона, но локална дуктилност е осигурена в резултат на което несъвпадението се пренебрегва. Носимоспособността на стената е достатъчна за поемането на усилията в елемента.

Вътрешната за конструкцията стоманобетонна стена № 17 – напречно сечение 200/25 не е необходимо да бъде усилвана.

Останалите стоманобетонни стени, вътрешни за конструкцията Ш3, Ш4, Ш5, Ш6, Ш7, Ш8, Ш9, Ш10, Ш15, Ш16, Ш18, Ш19, са изчислени и проверени и нямат нужда от усилване.

Направени са проверки за продъвяване на всички вертикални елементи при етажните плочи и фундаментната плоча, които са удовлетворени.

От получените усилия във фундаментната плоча е направена проверка за наличната армировка и дебелина, от което се оказва, че фундаментната плоча е необходимо да бъде усилена. Прието е усилване на зони с допълнителна стоманобетонна плоча 15 cm и необходима армировка. С това решение проверките за носимоспособност на фундаментната плоча са удовлетворени. Направени са проверки за напреженията в основната плоскост и те са удовлетворени.

5. Изводи

1. Избраната методика за усилване, а именно увеличаване на напречните сечения на периферните стоманобетонни стени със стоманобетонен кожух, е удачна от гледна точка на получените ексцентрицитети. Намалява с раз-

- стоянието между ЦМ (център на масите) и ЦК (център на коравините), в резултат на което се достига до Първа и Втора форма на трансляция.
2. Конструктивното решение за увеличаване на геометричните размери само на периферните стоманобетонни стени действа благоприятно на деформациите при сеизмично въздействие – проверките за регулярност в план са изпълнени.
 3. Увеличаването на коравината на външните за конструкцията стени (увеличаването на геометричните размери), повлиява благоприятно и намалява усилията във вътрешните шайби.
 4. От технологична гледна точка е удачно увеличаването на напречните сечения на елементите да се изпълнява в периферията на сградата. Също така е за предпочитане и от архитектурни съображения.
 5. Независимо от увеличаването на етажността на сградата, избора на усилваща система осигурява достатъчна коравина, за да се получат периоди, които да са достатъчно близки с тези в първоначалния проект.

ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 1990 Еврокод 0. Основи на проектирането на строителните конструкции.
2. БДС EN 1991 Еврокод 1. Въздействия върху строителните конструкции.
3. БДС EN 1992 Еврокод 2. Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции.
4. БДС EN 1998 Еврокод 8. Проектиране на конструкциите на сеизмични въздействия.
5. *Бонев, З., Таушанов, А.* Изчисляване на конструкции на сеизмични въздействия. Линеен спектрален анализ. Интегра инженеринг, София, 2006.
6. *Димов, Д.* Обследване и изпитване на конструкции и мостове. „ДЛ & М“, София, 2016.
7. *Захариева-Георгиева, Б.* Лекционен курс по Стоманобетонни конструкции. Университет по архитектура, строителство и геодезия, София.
8. *Кърджиев, В.* Лекционен курс по Проектиране на стоманобетонни конструкции за сеизмични въздействия. Университет по архитектура, строителство и геодезия, София.
9. *Милев, Й., Кърджиев, В.* Еврокодове. Ръководство за проектиране на стоманобетонни конструкции. Част първа. Многоетажна офис сграда. КИИП, София, 2012.
10. „Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции“. ИТУС 98, София, 2008.
11. Наредба № 2 „Проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони“, 23.07.2007 г.

SEISMIC PROVISIONS AND ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE WALL STRUCTURE

E. Abdulahad¹, B. Aleksandrova²

Keywords: seismic provisions, seismic analysis, ductility, strengthening

ABSTRACT

Reinforced concrete wall structures are preferred solutions for tall buildings, especially in seismic zones. In practice, different causes lead to the need to strengthen them, to increase their bearing capacity and their stiffness. The solution concerning the strengthening method and the appropriate technology depends on specific local conditions, structure type, and the technical potential of the completed construction works, architectural requirements and the required level of seismic safety.

The present paper presents a solution for Seismic safety and analysis of an existing building by "NPBStBK" (Standards for design of concrete and reinforced concrete structures RD-02-14-485, dated 11.06.2008). The superstructure and reconstruction are according to current standards Eurocode BDS EN 1990, BDS EN 1991, BDS EN 1992, and BDS EN 1998.

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

² Borislava Aleksandrova, Eng., e-mail: borislava.sashova@abv.bg