

Получена: 15.09.2017 г.

Приета: 21.11.2017 г.

СЕИЗМИЧНА УЯЗВИМОСТ НА СТОМАНОБЕТОННА СМЕСЕНА КОНСТРУКЦИЯ

А. Илиев¹, Д. Стефанов²

Ключови думи: сеизмична уязвимост, стоманобетонни конструкции, нелинейни статични и динамични анализи

РЕЗЮМЕ

В тази статия авторите докладват резултатите от втората част от проект BENCHMARK CASH, който се състои в определяне на сеизмичното реагиране на многоетажна стоманобетонна смесена конструкция, подложена на въздействия чрез акселерограми. Проведени са редица нелинейни анализи във времето за по-точна оценка на капацитета и реагирането на конструкцията. Използвани са числени методи за вероятностна оценка на уязвимостта и изчисляване на криви на уязвимост. Тези криви намират приложение за определяне на сеизмичния риск и разработване на модели на загуба на застроена среда. Дискретните вероятности за повреди могат да се използват като входни данни за определяне и остойностяване на различни загуби и повреди в конструкциите.

1. Въведение

BENCHMARK CASH е международен проект, организиран по инициатива на OEDC-NEA (Агенция по Атомна Енергия) с тригодишна продължителност. Главната цел на проекта е да се оцени надеждността на средствата и методите за анализ, както и практическото инженерно „ноу хау“, за оценка на сеизмичния капацитет на стоманобетонни стени (шайби) при силни земетресения, като се разглеждат условия на надпроектна ситуация.

Основната цел на този проект за сравняване е оценката на сеизмичното нелинейно реагиране на многоетажна стоманобетонна стена, представителна за реална строителна

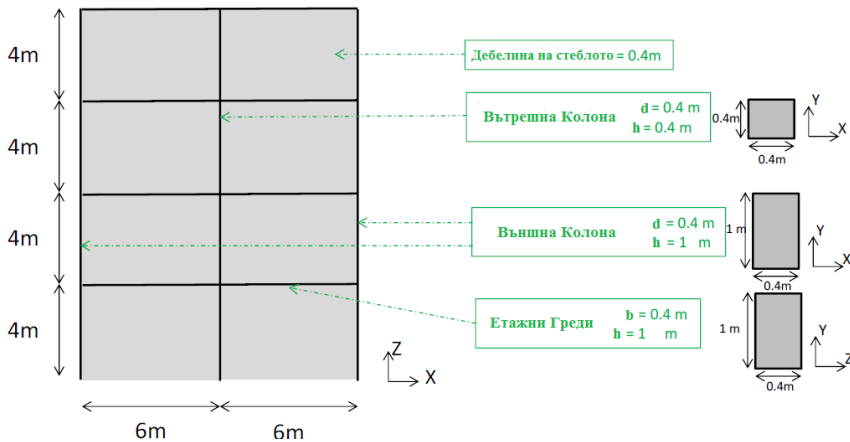
¹ Александър Илиев, инж. докторант, НИГГГ-БАН, e-mail: eng.alexander.iliev@gmail.com

² Димитър Стефанов, доц. д-р инж., НИГГГ-БАН, e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg

конструкция на ядрена централа. Първата фаза на проекта обхващаше числено изследване на реагирането на експериментално изследван образец. Втората фаза включва само числено моделиране и различни анализи за предсказване на динамичното реагиране на избрана (представителна за целите на проекта) многоетажна конструкция. В настоящия доклад са дадени резултати както от динамичните анализи, така и от изследване на уязвимостта и изчисляване на криви на уязвимост.

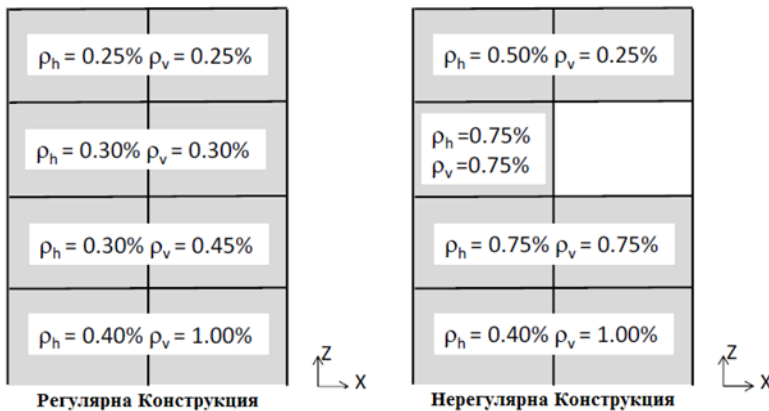
2. Описание на изследваната конструкция

Избраната конструкция е четириетажна двуетворна комбинирана система, състояща се от стоманобетонна стена (шайба) с дебелина 40 cm и рамкова конструкция – колони и ригели [1]. Общата височина е 16 m и ширина 12 m – фиг. 1.



Фиг. 1. Напречни сечение на изследваната конструкция

Разгледани са два основни варианта, наречени условно „регулярна“ и „нерегулярна“ конструкция. Нерегулярната конструкция се различава от регулярната по това, че на третия етаж е премахнато стейлото на шайбата. На фиг. 2 са илюстрирани двата варианта и процентът на армиране в съответните участъци.



Фиг. 2. Илюстрация на двата варианта. Разпределение на армировката в шайбите

Свойствата на материалите са както следва:

- **Бетон**

Якост на натиск: $f_c = 35 \text{ MPa}$

Модул на еластичност: $E_s = 30\,000 \text{ MPa}$

Опънна якост: $f_t = 2 \text{ MPa}$

- **Армировка**

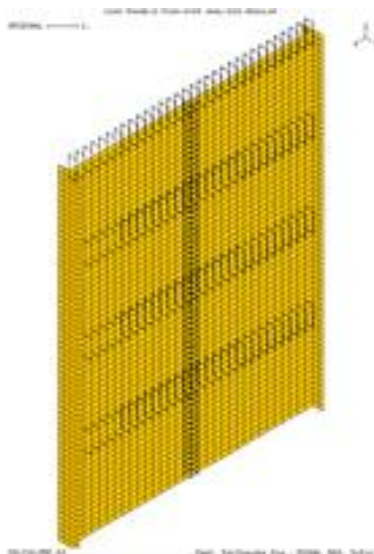
Модул на еластичност: $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

Граница на провлачане: $f_y = 500 \text{ MPa}$

Обемно тегло: $\gamma = 7\,500 \text{ kg/m}^3$

3. Описание на изчислителния модел

За провеждане на анализите е разработен изчислителен модел с крайни елементи, показан на фиг. 3.



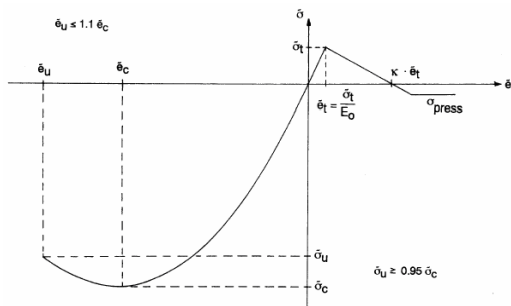
Фиг. 3. Изчислителен модел

Разгледани са няколко варианта, в които са варирани стойностите на опънната якост на бетона и разстоянието между стремената:

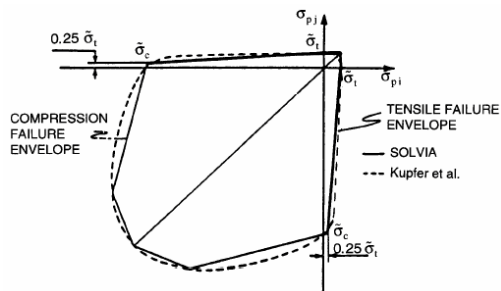
- M1 – Регулярен, стремена през 10 cm, Опънна якост на бетона: 2 MPa
- M2 – Нерегулярен, стремена през 10 cm, Опънна якост на бетона: 2 MPa
- M3 – Регулярен, стремена през 10 cm, Опънна якост на бетона: 1.2 MPa
- M4 – Регулярен, стремена през 20 cm, Опънна якост на бетона: 2 MPa
- M5 – Регулярен, стремена през 15 cm, Опънна якост на бетона: 2 MPa

Анализите са проведени със специализирания инженерен софтуер „SOLVIA” [2].

Използвани са нелинейни модели на материалите, посредством които коравината на елементите се актуализира постоянно в процеса на решение, в зависимост от натрупаните в конструкцията деформации и работните диаграми напрежение-деформация на използваните материали. На фиг. 4 е показана работната диаграма на бетона.



Фиг. 4. Работна диаграма напрежение-деформация за бетона



Фиг. 5. Капацитетна (гранична) обвивка на бетона. Равнинен изглед

Видът на напрегнатото състояние на елемента влияе съществено на якостно-деформационните показатели на бетона. Критериите за повреди се базират на сравняване на текущото равнинно напрегнато състояние с граничните (допустимите) напрежения в бетона посредством капацитетната обвивка, показана на фиг. 5.

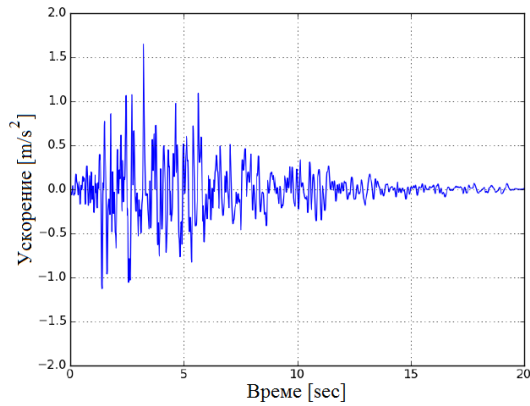
Наличната армировка е моделирана посредством опцията REBAR [2], като равнинни дискове с еквивалентно на армировката напречно сечение. Използван е еласто-пластичен материал.

4. Нелинейни динамични анализи във времето

Целта на тези анализи е по-точното динамично изследване на сеизмичния капацитет и реагиране на конструкцията, тъй като в предишни етапи на проекта авторите са провели статични нелинейни анализи. Натоварването е представено чрез запис на ускоренията във времето, акселерограмата е показана на фиг. 6. За разглеждане на различни по сила въздействия се използва скалиращ коефициент (w) за всяко съответно ниво. Затихването в конструкцията е представено чрез модела на Рейли, посредством съответните коефициенти, представени от организаторите на изследванията – табл. 1.

Таблица 1. Коефициенти на Рейли за представяне на затихването

Модел	Анализ	f1 [Hz]	f2 [Hz]	α	β
Нерегулярен	Нелинеен	5,20	35	1,58E-04	1,14
Нерегулярен	Линеен	3,68	35	5,76E-04	2,93
Регулярен	Нелинеен	6,20	35	1,54E-04	1,32
Регулярен	Линеен	4,38	35	5,65E-04	3,43



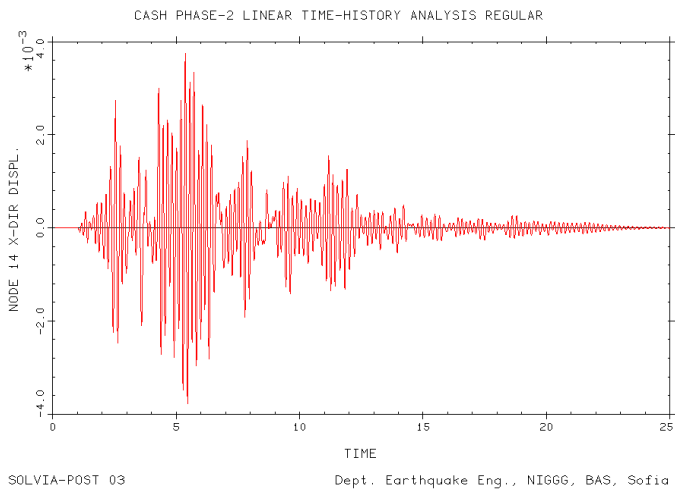
Фиг. 6. Акселерограма за представяне на сеизмичното въздействие



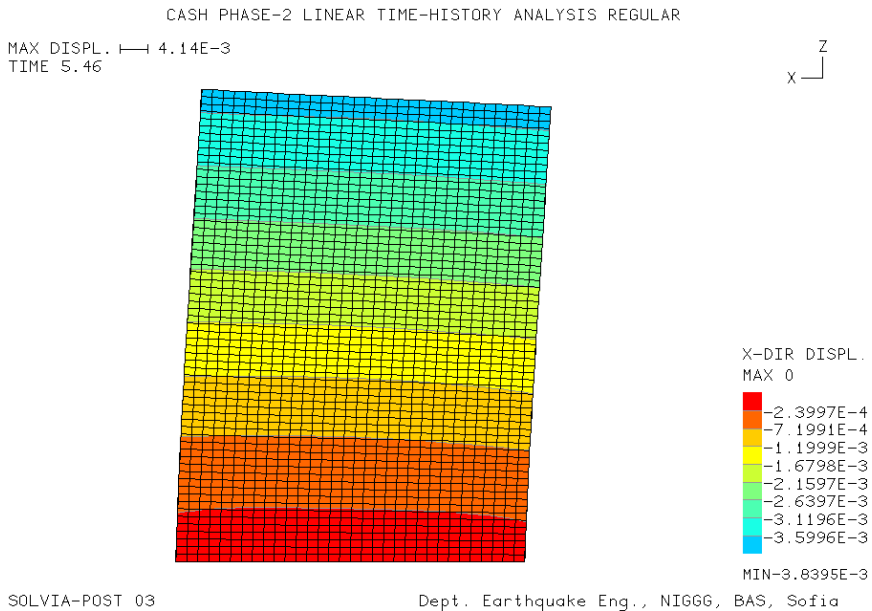
Фиг. 7. Гранични условия и допълнителни динамични маси в конструкцията (зададени от организаторите на проекта)

Граничните условия и допълнителните динамични маси в модела са показани на фиг. 7.

На фиг. 8 и фиг. 9 са показани резултати от динамичното реагиране на регулярната конструкция при използване на линейни характеристики на материалите.

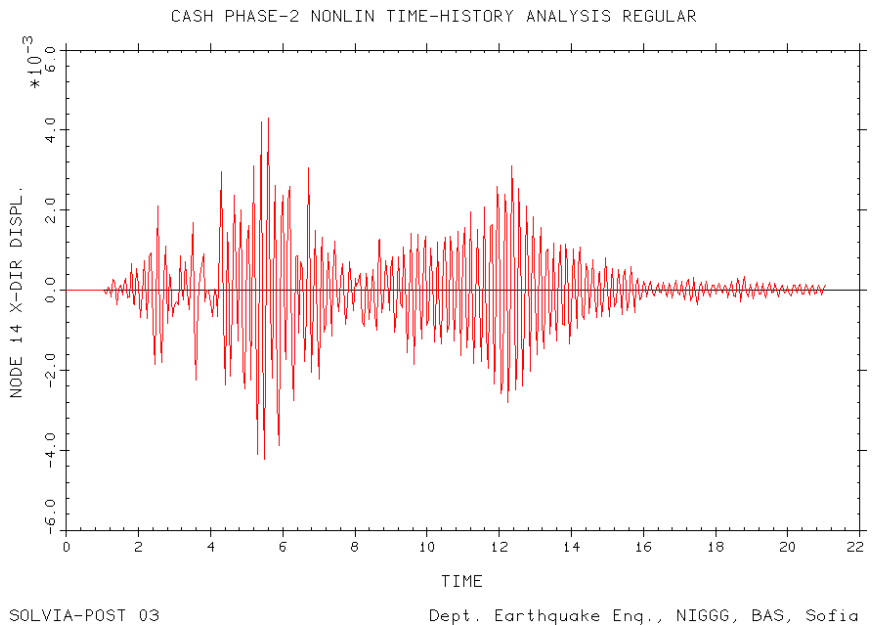


Фиг. 8. Преместване на върха на конструкцията

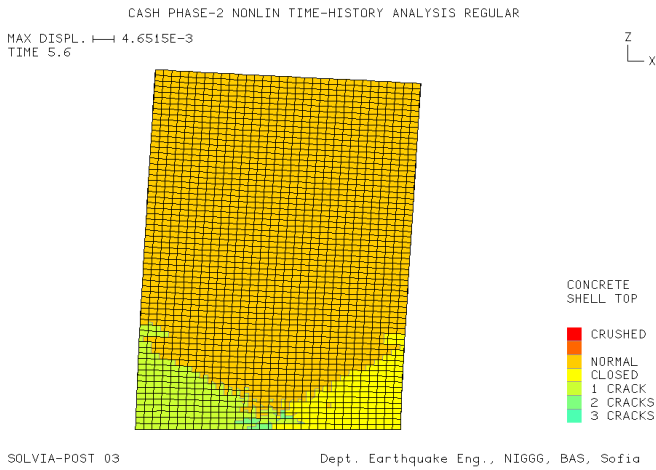


Фиг. 9. Деформирана схема в момент на максимално хоризонтално преместване

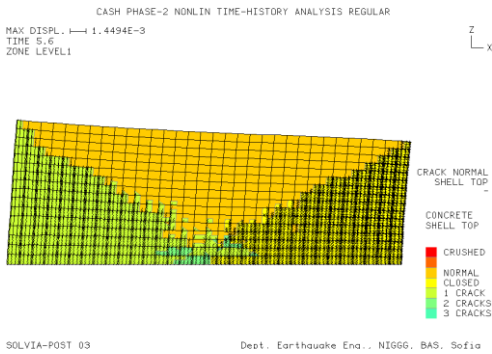
На фиг. 10 до фиг. 13 са показани резултати от динамичното реагиране на регулярната конструкция при използване на нелинейни характеристики на материалите. Сеизмичното въздействие е представено чрез акселерограмата от фиг. 6 без прилагане на скалиращ коефициент.



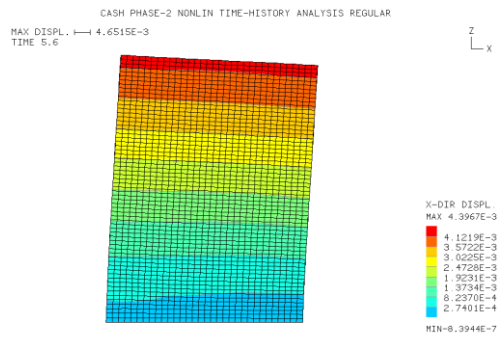
Фиг. 10. Преместване на върха на конструкцията



Фиг. 11. Деформирана схема с визуализация на зоните с пукнатини в конструкцията

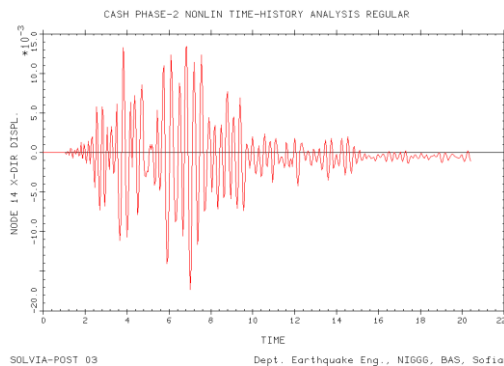


Фиг. 12. Детайлно представяне на пукнатините в основата на конструкцията

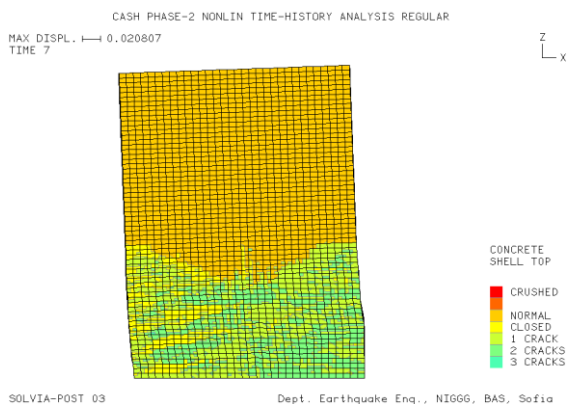


Фиг. 13. Деформирана схема в момент на максимално хоризонтално преместване

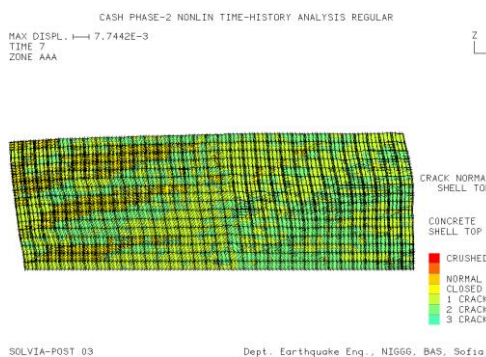
От фиг. 14 до фиг. 17 са показани резултати от динамичното реагиране на регулярната конструкция при използване на нелинейни характеристики на материалите. Сеизмичното въздействие е представено чрез акселерограмата от фиг. 6 с приложен скалиращ коефициент $w = 2$.



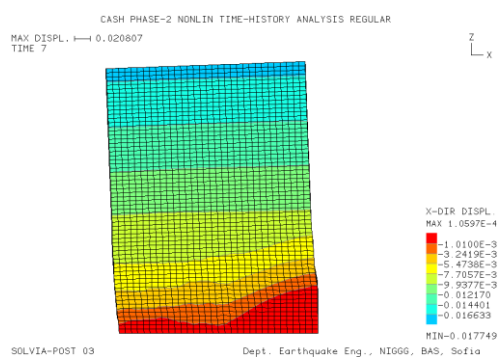
Фиг. 14. Преместване на върха на конструкцията



Фиг. 15. Деформирана схема с визуализация на зоните с пукнатини в конструкцията

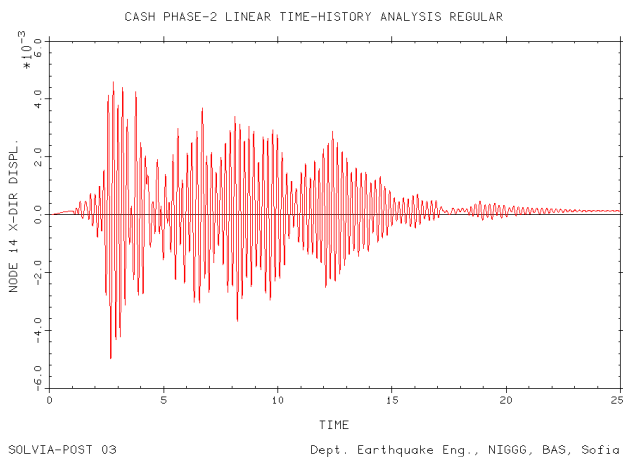


Фиг. 16. Детайлно представяне на пукнатините в основата на конструкцията

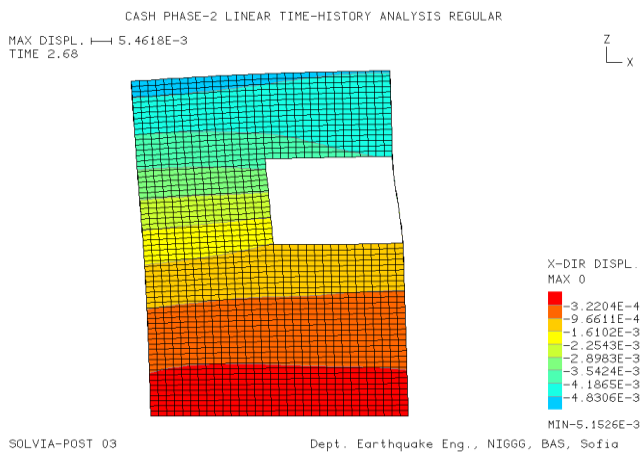


Фиг. 17. Деформирана схема в момент на максимално хоризонтално преместване

На фиг. 18 и фиг. 19 са показани резултати от динамичното реагиране на нерегулярната конструкция при използване на линейни характеристики в материалите.

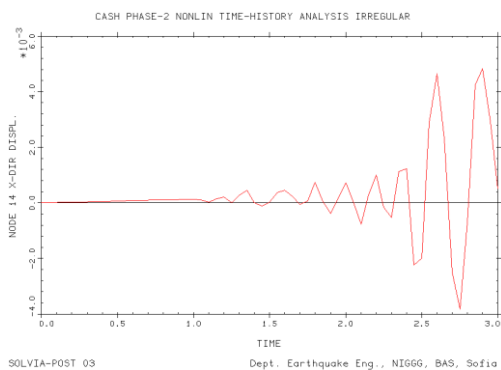


Фиг. 18. Преместване на върха на конструкцията

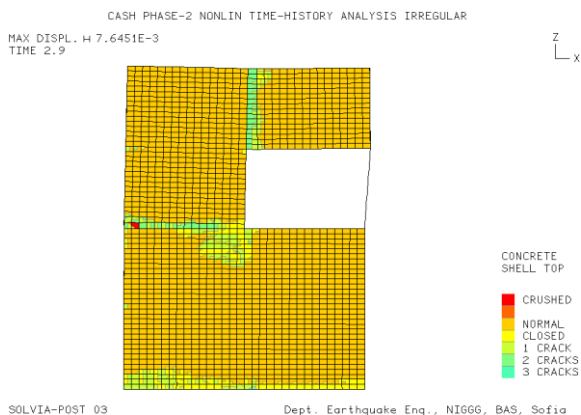


Фиг. 19. Деформирана схема в момент на максимално хоризонтално преместване

От фиг. 20 до фиг. 22 са показани резултати от динамичното реагиране на нерегулярната конструкция при използване на нелинейни характеристики на материалите. Сеизмичното въздействие е представено чрез акселерограмата от фиг. 6 без прилагането на скалиращ коефициент.



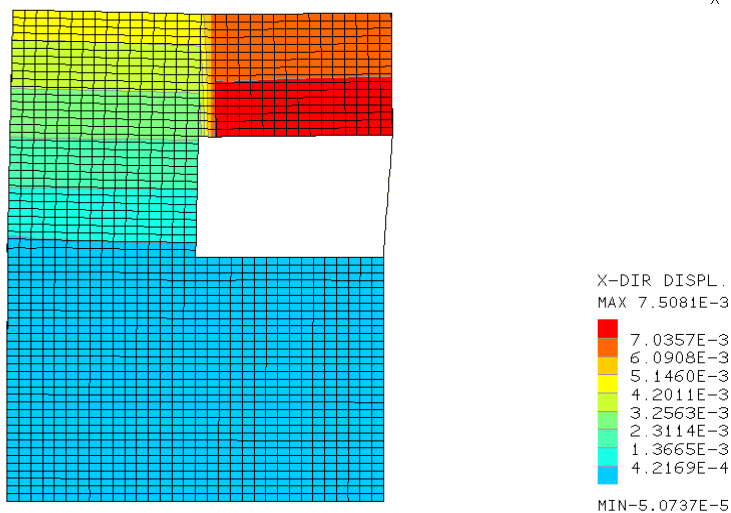
Фиг. 20. Преместване на върха на конструкцията



Фиг. 21. Деформирана схема с визуализация на зоните с пукнатини в конструкцията

MAX DISPL. H 7.6451E-3
TIME 2.9

Z
L
X



SOLVIA-POST 03

Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг. 22. Деформирана схема в момент на максимално хоризонтално преместване

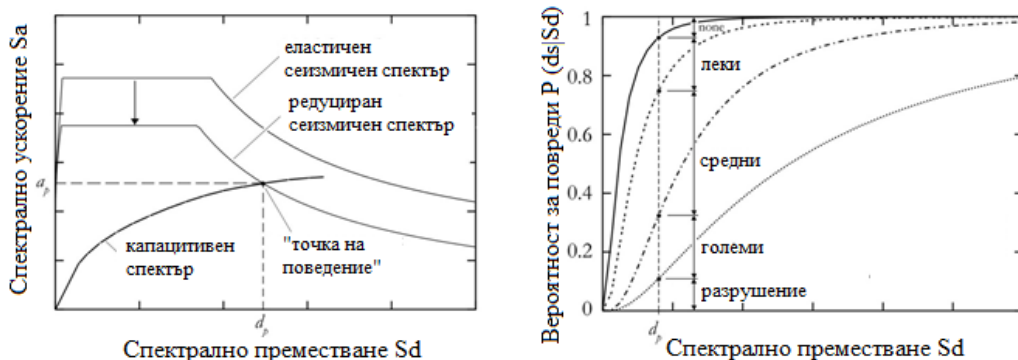
Получените резултати може да се обобщят както следва:

- Максималното преместване на регулярната конструкция е съответно 4,14 mm и 4,65 mm с линейни и нелинейни характеристики на материалите, т.е. разликата е незначителна, като се образуват две зони с пукнатини в долната част на конструкцията. При скалиращ коефициент $w = 2$ на сеизмичното въздействие, съответното максимално преместване достига 20,8 mm, като зоната на развитие на нелинейни деформации и пукнатини нараства значително.
- Максималното преместване на нерегулярната конструкция е съответно 5,46 mm и 7,65 mm с линейни и нелинейни характеристики на материалите, т.е. разликата е значително по-голяма, като се образуват две зони (хоризонтална и вертикална) с пукнатини и развитие на нелинейни деформации. Двете зони на практика напълно съвпадат с двете отслабени сечения на конструкцията (хоризонтално и вертикално). Този факт недвусмислено показва неблагоприятното сеизмично реагиране на нерегулярните конструкции при динамични въздействия.

5. Определяне на сеизмичната уязвимост

В настоящото изследване е приет не директния подход за изчислението на криви на уязвимост, чрез използването на Метода на Капацитивния Спектър. При него капацитетът на конструкцията се представя чрез т.нар. капацитетна крива, даваща зависимостта между спектрално ускорение и спектрално преместване, представяща по този начин очакваното реагиране за дадено хоризонтално въздействие.

Схематично цялата процедура е представена графично на фиг. 23.



Фиг. 23. Намиране на референтен параметър на сеизмичното реагиране на конструкцията (т.нар. „точка на поведение“) и изчислението на относителните вероятности за настъпване на повреди в конструкцията

Общият вид на методологията има следния вид:

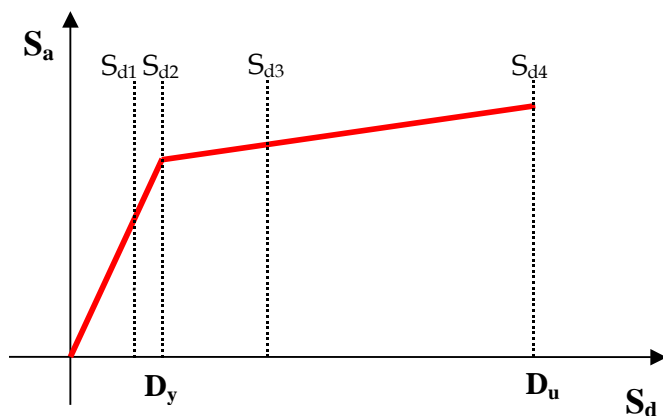
- типологична класификация на конструкциите и елементите им;
- дефиниране на „Ниво на повреди“ за класифициране на настъпилите повреди;
- разработване на капацитивни криви;
- намиране на точката на поведение за съответното сеизмично ниво;
- изчисление на вероятността за достигане или надвишението на определено „Ниво на повреди“.

При определянето на сеизмичния риск, основна стъпка от анализа е дефинирането на нива на повреди. Те представляват дискретно и качествено описание на общите повреди на конструктивните и неконструктивните елементи в сградите. Най-често се използват пет нива на повреди: DS0 – Без повреди, DS1 – Леки, DS2 – Средни, DS3 – Тежки и DS4 – Разрушение.

На фиг. 24 са показани стойностите за дефиниране на нивата на повреди като функция на границата на провлачане и крайния капацитет на конструкцията. Дефинирането на нивата на повреди (табл. 2) може да се извърши като се използват стойностите за междуетажните премествания, базирани на капацитетната крива на конструкцията (т.е. стойностите за междуетажните завъртания са различни за всяка отделна конструкция), RISK-UE [3].

Таблица 2. Дефиниране на Нива на Повреди [3]

	Ниво на Повреди	Граници на Спектралните Премествания
0	Без повреди	$D < 0,7 * D_y$
1	Леки повреди	$0,7 * D_y \leq D < 1,0 * D_y$
2	Средни повреди	$1,0 * D_y \leq D < D_y + D_{uy}$
3	Тежки повреди	$D_y + D_{uy} \leq D < D_u$
4	Разрушение	$D_u \leq D$
		$D_{uy} = 0,25 * (D_u - D_y)$



Фиг. 24. Графично представяне на дефиницията за „Нива на повреди“ [3]

Голямо значение за вероятностното дефиниране на сеизмичната уязвимост е определянето на несигурностите в конструкциите. Съществуват различни източници на несигурност, но най-голямо внимание следва да се обърне на несигурностите в дисипирането на входната енергия, несигурностите в якостите на материалите, както и моделните несигурности. Прието е несигурностите да се описват чрез нормално разпределени „Гаусови“ функции, тъй като често те дават много добро представяне на разпределението на изследваните величини.

Логнормалното стандартно отклонение (Бета) описва общата променливост (изменчивост) на кривите на уязвимост, дефинирани за съответните нива на повреди.

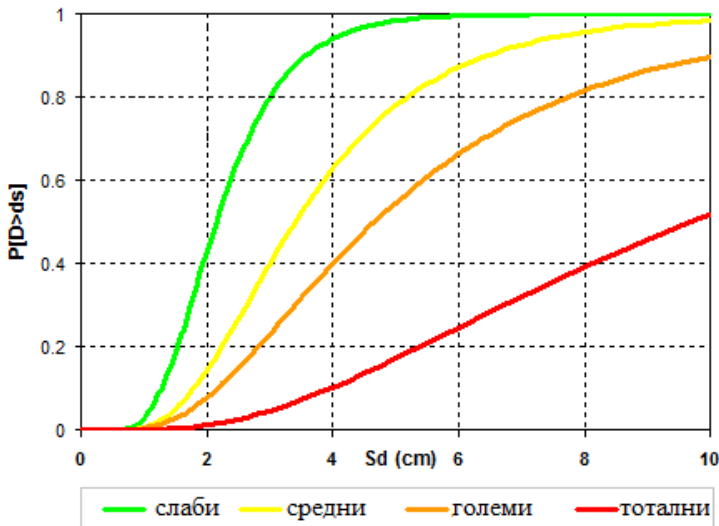
Съществуват различни подходи за третирането на несигурностите при определянето на сеизмичната уязвимост. Най-точни резултати следва да се получат при анализирането на несигурностите чрез статистически методи за генериране на случайни извадки от стойности на параметри от многоизмерно разпределение. Методът за вземане на проби често се използва за конструиране на компютърни експерименти. Този подход е доста трудоемък и изисква боравене с големи количества данни, за определяне на несигурностите в конструкциите. Поради тази причина в редица ръководства и документи са представени таблици с дефинирани стойности на съответните несигурности за различен тип конструктивни типологии.

В HAZUS [4] са дадени таблици с предварително определени стойности за коефициентите на неопределеност, подходящи за различни конструктивни системи, неконструктивни системи, чувствителни на завъртане, и неконструктивни системи чувствителни на ускорения.

Друг подход за определяне на изменчивостта (Бета) на кривите на уязвимост е, чрез прилагането на формула (1). При него, изменчивостта е зададена като функция на дуктилноста на изследваната конструкция. Този подход е приложен в проект RISK-UE [3] и представя бърз и лесен начин за изчисление на несигурностите в кривите на уязвимост чрез нелинейния статичен анализ.

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,25 + 0,07 \ln \mu(u) \\
 \beta_2 &= 0,20 + 0,18 \ln \mu(u) \\
 \beta_3 &= 0,10 + 0,40 \ln \mu(u) \\
 \beta_4 &= 0,15 + 0,50 \ln \mu(u)
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Моделът на уязвимост на дадена конструкция (фиг. 25) се състои от група криви на уязвимост, дефиниращи условната вероятност за достигане $P[D=ds]$ или надвишаване на определено ниво на повреди $P[D>ds]$.



Фиг. 25. Модел на уязвимост на дадена конструкция (криви на уязвимост)

Всяка крива на уязвимост се дефинира чрез медианна стойност на параметър на въздействието (спектрално преместване), което съответства на границата на дадено ниво на повреди и от изменчивостта на нивото на повреди. Например, спектралното преместване S_d , което дефинира границата на повреди за дадено ниво (ds), се намира чрез формула:

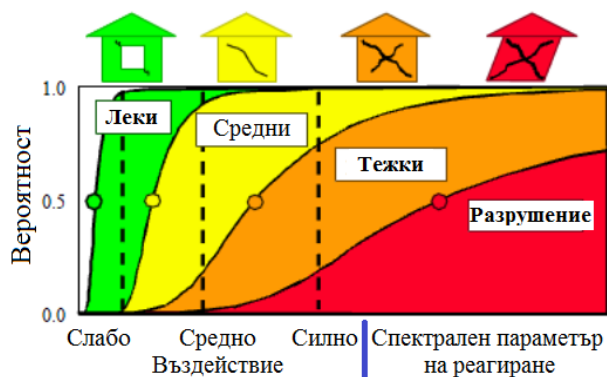
$$S_d = S_{d,ds} \cdot \epsilon_{ds} \quad (2)$$

където $S_{d,ds}$ е медианната стойност на спектралното преместване за ниво на повреди, ds ; ϵ_{ds} – логнормално разпределена случайна променлива с медианна стойност и логаритмично стандартно отклонение, β_{ds} .

От дефинираните по този начин криви на уязвимост и изчислените точки на реагиране, за съответните сеизмични въздействия (представени чрез параметър на реагиране спектрално преместване) може да се изчислят условните вероятности за достигане или превишаване на съответното ниво на повреди – фиг. 26.

За сграда с определена типология, относителната вероятност за достигане на дадено ниво на повреди „DS” се представя чрез кумулативна логнормална функция по отношение на спектралното преместване в съответната „точка на поведение“.

$$P(DS|S_d) = f \left[\frac{1}{\beta_{DS}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,DS}} \right) \right] \quad (3)$$



Фиг. 26. Модел за намиране на относителните вероятности за настъпване на повреди

Кривите на уязвимост представят разпределение на повредите на няколко нива на повреди: Леки, Средни, Тежки, Разрушение. За всяка дадена стойност на спектралното реагиране се изчисляват дискретни стойности на вероятността, като разликата на кумулативните вероятности за достигане, или надвишение на поредни/свързани нива на повреди. Вероятността сградата да достигне или да надхвърли различни нива на повреди за дадено сеизмично ниво възлиза на 100%. Дискретни вероятности за повреди могат да се използват като входни данни за определянето и остойностяването на различни загуби и повреди в конструкциите.

В табл. 3 са дадени числените стойности, необходими за дефиниране на нивата на повреди. Числените стойности на параметрите, описващи несигурностите, са систематизирани в табл. 4.

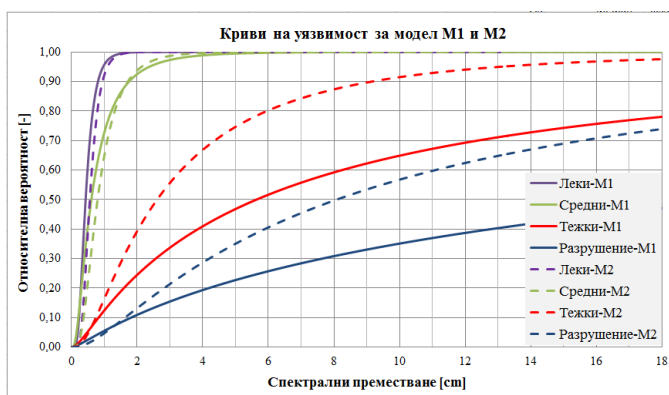
Таблица 3. Дефиниране на нива на повреди

Модел	Точки от Капацитивната крива	Дуктилност (μ)
M1	$Sy1=0,6\text{cm}$	33,6
	$Su1=20,8\text{cm}$	$\ln(\mu)=3,51$
M2	$Sy2=0,8\text{cm}$	9,1
	$Su2=8,1\text{cm}$	$\ln(\mu)=2,21$
M3	$Sy3=1,3\text{cm}$	15,7
	$Su3=21,7\text{cm}$	$\ln(\mu)=2,75$
M4	$Sy4=0,7\text{cm}$	4,1
	$Su4=3,6\text{cm}$	$\ln(\mu)=1,41$
M5	$Sy5=0,7\text{cm}$	16,8
	$Su5=12,5\text{cm}$	$\ln(\mu)=2,82$

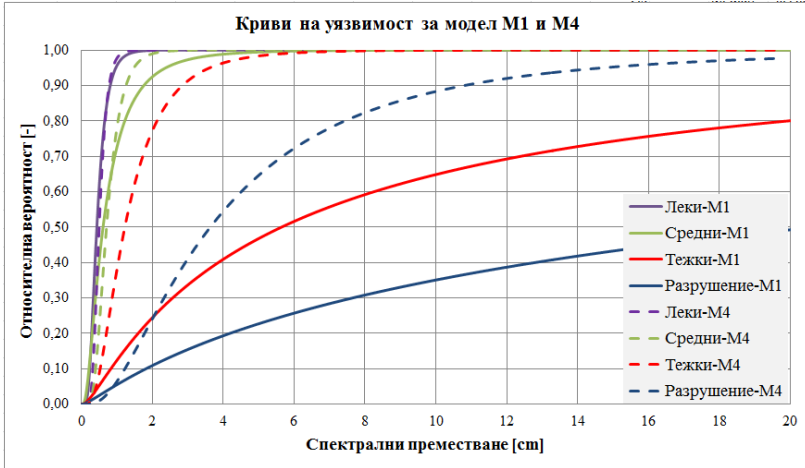
Таблица 4. Определяне на несигурностите чрез формула (1)

Гранична стойност	Бета (лог-нормално станд. отклонение)
Sm1,d1=0,43cm	$\beta_1=0,25+0,07\ln(\mu_u)$ $\beta_1=0,49$
Sm1,d2=0,60cm	$\beta_2=0,20+0,18\ln(\mu_u)$ $\beta_2=0,83$
Sm1,d3=5,65cm	$\beta_3=0,10+0,40\ln(\mu_u)$ $\beta_3=1,50$
Sm1,d4=20,8cm	$\beta_4=0,15+0,50\ln(\mu_u)$ $\beta_4=1,90$
Sm2,d1=0,56cm	$\beta_1=0,41$
Sm2,d2=0,80cm	$\beta_2=0,60$
Sm2,d3=2,62cm	$\beta_3=0,98$
Sm2,d4=8,10cm	$\beta_4=1,25$
Sm3,d1=0,91cm	$\beta_1=0,44$
Sm3,d2=1,30cm	$\beta_2=0,70$
Sm3,d3=6,40cm	$\beta_3=1,20$
Sm3,d4=21,7cm	$\beta_4=1,53$
Sm4,d1=0,49cm	$\beta_1=0,35$
Sm4,d2=0,70cm	$\beta_2=0,45$
Sm4,d3=1,22cm	$\beta_3=0,66$
Sm4,d4=3,60cm	$\beta_4=0,85$
Sm5,d1=0,49cm	$\beta_1=0,45$
Sm5,d2=0,70cm	$\beta_2=0,71$
Sm5,d3=3,65cm	$\beta_3=1,23$
Sm5,d4=12,5cm	$\beta_4=1,56$

Получените криви на уязвимост за модели M1, M2 и M4 чрез определяне на несигурностите по формула (1) са показани на фиг. 27 и фиг. 28.

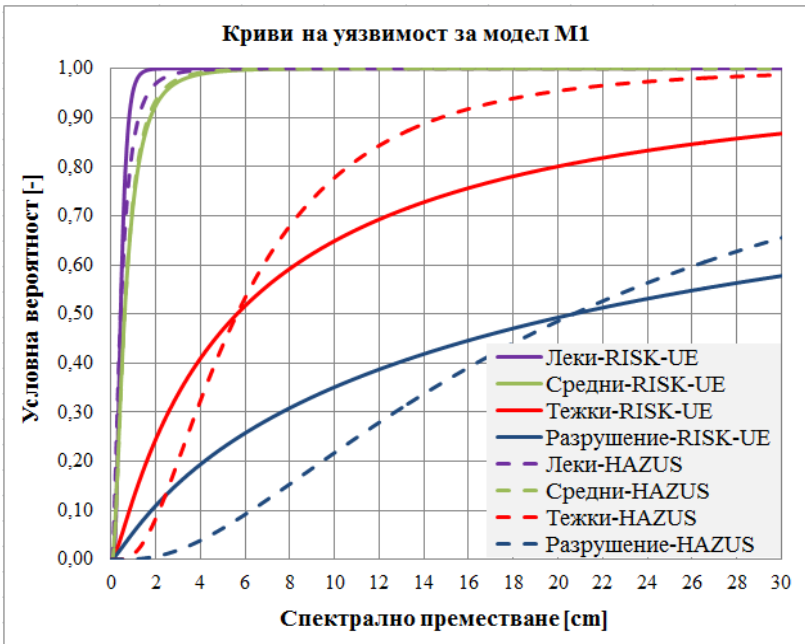


Фиг. 27. Криви на уязвимост за модел M1 и M2

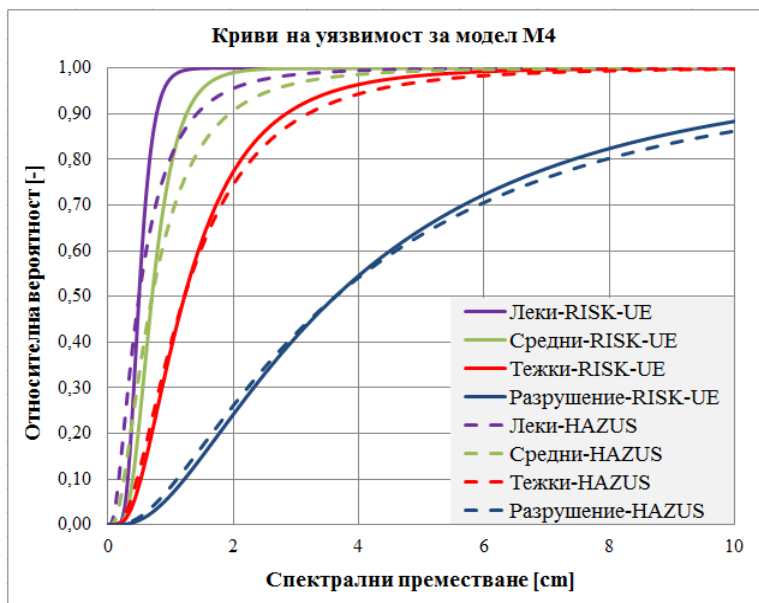


Фиг. 28. Криви на уязвимост за модел М1 и М4

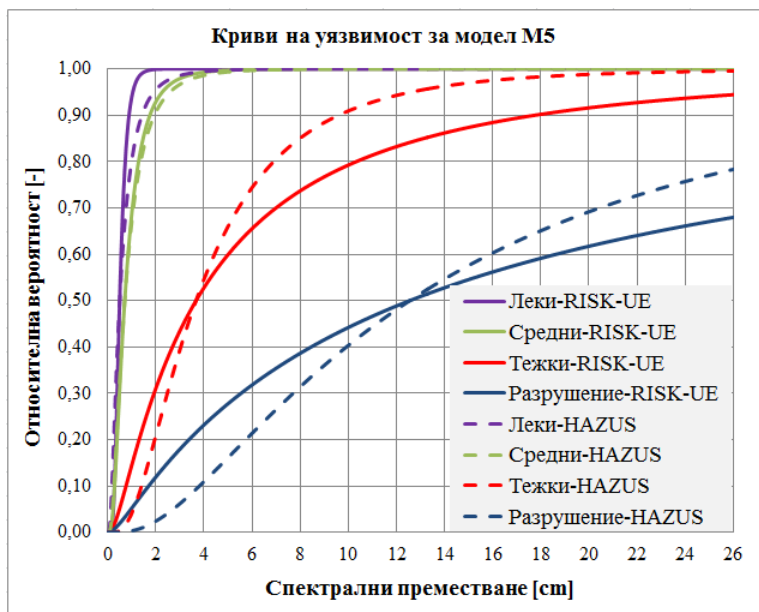
Получените криви на уязвимост за модели М1, М4 и М5 посредством таблично определяне на несигурностите чрез [4] са показани от фиг. 29 до фиг. 31. Стойностите за четирите нива на повреди за конструкция тип „PC2M“ са както следва: $\beta_1=0,82$; $\beta_2=0,90$; $\beta_3=0,82$; $\beta_4=0,93$.



Фиг. 29. Криви на уязвимост за модел М1 (два варианта)



Фиг. 30. Криви на уязвимост за модел М4 (два варианта)



Фиг. 31. Криви на уязвимост за модел М5 (два варианта)

Сравнението на таблично определените (по HAZUS) с изчислените (по RISK-UE) стойности, на несигурностите β_i , показва следното:

- Изчислените стойности нарастват при високите нива на повреди, което е логично както от гледна точка на физическата същност на проблема, така и от изчислителна гледна точка. Получаването на достоверни резултати при развитие на големи нелинейни деформации и достигане на състояние, близко до граничното, е сериозен проблем за голяма част от инженерния софтуер;
- Предимство на таблично определените (по HAZUS) стойности за β_i е известно улесняване на получаването на кривите на уязвимост. Като недостатък на този подход може да се посочи значителната разлика в конструктивните системи на HAZUS и българските конструкции и значителната „групираност“ на стойностите на несигурностите β_i (в конкретния случай $\beta_1=\beta_3$).
- Влиянието на нерегулярността на конструкцията върху сеизмичната ѝ уязвимост може да се види от сравнение на кривите на уязвимост за модели M1 и M2 на фиг. 27. При ниските нива на повреди (леки и средни) разликата е минимална. При високите нива на повреди (тежки и разрушение) разликата е значителна и достига до около 45%. Този резултат ясно показва неблагоприятното реагиране на нерегулярните конструкции при високи нива на сеизмично въздействие и значителното повишаване на сеизмичната им уязвимост;
- Влиянието на напречното армиране със стремена на конструкцията върху сеизмичната ѝ уязвимост може да се види от сравнение на кривите на уязвимост за модели M1 и M4 на фиг. 28. При ниските нива на повреди (леки и средни) разликата е минимална. При високите нива на повреди (тежки и разрушение) разликата е много голяма и достига до два пъти. Този резултат е показателен за изключителното значение на напречната армировка при високи нива на сеизмично въздействие и нейното положително влияние за значителното намаляване на сеизмичната уязвимост на конструкциите.

6. Заключение

В доклада са описани изследвания на нелинейното динамично реагиране на четириетажна двуотворна комбинирана система, като част от международен проект. Разглежданите две конфигурации дават възможност да се направят заключения за неблагоприятното сеизмично поведение на нерегулярните конструктивни системи. Проведени са допълнителни изследвания за определяне на сеизмичната уязвимост на разглежданите модели. Сравнени са два различни подхода (американски – „HAZUS“ и европейски – „RISK-EU“) при отчитане на несигурностите, като са дадени съответните заключения. Изследвано е влиянието на напречното армиране на носещите елементи и нерегулярностите върху сеизмичната уязвимост на разглежданите системи.

ЛИТЕРАТУРА

1. Presentation of the CASH benchmark phase 2. Technical report N005_A469_2014_EDF_B, 2016.

2. SOLVIA Finite Element System. Version 03, User Manual, SOLVIA Engineering AB, Vasteras, 2003.

3. RISK-EU 2004. The European Risk-Ue Project: An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios. (2001 – 2004) www.risk-ue.net.

4. HAZUS 1999. Earthquake Loss Estimation Methodology – Technical and User Manuals. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.

SEISMIC VULNERABILITY OF CONCRETE MIXED STRUCTURE

A. Iliev¹, D. Stefanov²

Keywords: *seismic vulnerability, reinforced concrete structures, nonlinear static and dynamic analyses*

ABSTRACT

In this paper, the authors present the results from the second part of the project BENCHMARK CASH, with main objective – determining the nonlinear seismic response of a concrete mixed structure subjected to seismic input – accelerograms. Series of simulations are conducted to determine the ultimate seismic resistance and the response of the structure. Numerical methods are used for probability assessment of the seismic vulnerability (fragility curves). These curves find an application for determining the seismic risk and the development of loss models of the built area. The discrete probability of failure can be used as input for the determination and evaluation of various losses and structural failures.

¹ Alexander Iliev, Eng. PhD student, NIGGG-BAS, e-mail: eng.alexander.iliev@gmail.com

² Dimitar Stefanov, Assoc. Prof. Dr. Eng., NIGGG-BAS, e-mail: dstefanov@geophys.bas.bg