

Получена: 15.09.2017 г.

Приета: 04.12.2017 г.

ЧИСЛЕНО ИЗСЛЕДВАНЕ НА СЕИЗМИЧНОТО РЕАГИРАНЕ НА ЕДНОЕТАЖНИ ВЕРТИКАЛНИ ВРЪЗКИ С ЦЕНТРИЧНО ВКЛЮЧЕНИ ДИАГОНАЛИ ОТ ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗПИТАНИ СТОМАНЕНИ ТРЪБНИ ЕЛЕМЕНТИ

Ч. Пенелов¹

Ключови думи: вертикални връзки, сеизмично реагиране, нискоциклична умора

РЕЗИЮМЕ

Представен е преглед на нелинейното моделиране и оценката на сеизмичното реагиране на едноетажни нископериодни вертикални V-връзки с центрично включени диагонали. Диагоналите са от студеноформувани стоманени тръбни елементи, чиито напречни сечения удовлетворяват изискванията на AISC 341-16, отнасящи се за високодуктилни елементи. При изследваните вертикални връзки диагоналите са с еднакво напречно сечение, но дължината на диагоналите е различна. Връзките са от висок клас на дуктилност съгласно EN 1998-1. Числените модели на диагоналите са калибрирани по отношение на експерименталните резултати, получени от друг изследовател. Числените симулации на сеизмичното реагиране на връзките включват нелинеен статичен анализ и нелинеен динамичен анализ, извършени с програмата OpenSees.

1. Въведение

Вертикалните връзки с центрично включени диагонали (CBF) от тръбни профили се използват често за поемането на сеизмичните въздействия върху сгради със стоманена носеща конструкция. Съществуват обаче редица дискуссионни въпроси, имащи отношение към проектирането им. Част от тях са свързани с избора на подходящ коефициент на поведение, избора на класа на напречното сечение на диагоналите и качеството по

¹Чавдар Пенелов, д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски” №1, София 1046, e-mail: penelov_fce@uacg.bg

ударна жилавост на материала им, както и с по-коректното определяне на очакваните премествания при силно сеизмично въздействие.

През последните години се наблюдава увеличаване на експерименталните и теоретичните изследвания на сеизмичното реагиране на стоманените конструкции с вертикални връзки. За съжаление, експерименталните изследвания на конструкции в реални размери, подложени на сеизмично въздействие, не са много на брой. От друга страна, увеличаването на възможностите на компютърните програми за нелинеен анализ дава възможност за една по-коректна оценка на поведението на този тип конструкции, в сравнение с опростените методи, основани на еластичен анализ, масово използвани от практикуващите инженери.

В настоящата работа е представено числено изследване на сеизмичното реагиране на три нископериодни вертикални V-връзки с централно включени диагонали, проектирани съгласно изискванията на EN 1998-1 [1]. Диагоналите на връзките са от тръбни студеноформувани профили, експериментално изпитани при циклично натоварване от Sheehan [3]. За извършване на числените симулации на поведението на тръбните елементи и вертикалните връзки е използван методът на крайните елементи (МКЕ) и програмата OpenSees [2]. На база на получените резултати са коментирани нормативните изисквания на [1] и американските норми AISC 341-16 [4].

2. Изисквания на EN 1998-1 към класа на напречното сечение на дисипативни елементи, работещи на натиск или огъване

Тези изисквания са дадени в табл. 1. Необходимият клас на напречното сечение на дисипативните елементи, работещи на натиск или огъване, зависи от приетата стойност на коефициента на поведение q . Дисипативните елементи на CBF-системите са диагоналите им.

От табл. 1 не става ясно допустими ли са сечения от клас 2 за диагонали на вертикални Λ и V-връзки от висок клас на дуктилност (DCH), изчислявани с $q = 2,5$.

Указанията от табл. 1 важат и за проектираните като „работещи само на опън“ диагонали на вертикални X-връзки или връзки с единични диагонали. Нормативната постановка за изключване на стройните диагонали при натиск е коректна с оглед на изчисляването на конструкциите с еластичен анализ, но при изключването си реално диагоналите са подложени на натиск с огъване, а за разрушението на диагоналите допринася за местната загуба на устойчивост.

Таблица 1. Изисквания към класа на напречното сечение на дисипативните елементи в зависимост от класа на дуктилност и референтната стойност на коефициента на поведение q [1]

Клас на дуктилност	Референтна стойност на q	Необходим клас на напречното сечение
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Клас 1, 2 или 3
	$2 < q \leq 4$	Клас 1 или 2
DCH	$q > 4$	Клас 1

3. Гранични стройности D/t за тръбни напречни сечения съгласно EN 1993-1-1 и AISC 341-16

Граничните стройности D/t за напречни сечения клас 1 и 2 съгласно EN 1993-1-1 [5] са дадени в табл. 2, в която D и t са съответно диаметърът и дебелината на тръбата, а f_y е номиналната граница на провлачане.

Таблица 2. Гранични стройности D/t за тръбни сечения

EN 1993-1-1 [5]		AISC 341-16 [4]	
Клас 1	Клас 2	За елементи с висока дуктилност	За елементи с умерена дуктилност
50 ϵ^2 (33)	70 ϵ^2 (46)	47,4 $\epsilon^2 / \gamma_{ov, AISC}$ (31) * (22,3) **	55,4 $\epsilon^2 / \gamma_{ov, AISC}$ (36,6) * (26) **
$\epsilon = \{235 / f_y \text{ (MPa)}\}^{0,5}$ Стойностите в скоби са за стомана S355		Стойностите в скоби са за стомана S355 и * $\gamma_{ov, AISC} = 1,0$ ** $\gamma_{ov, AISC} = 1,4$	

Съгласно EN 1998-1 не се отчита възможно по-високата граница на провлачане в сравнение с номиналната. По-високата граница на провлачане в сравнение с номиналната води до удължаване на еластичната работа на елементите, но също така ускорява местната загуба на устойчивост и води до редуциране на дълготрайността им при циклично натоварване.

В същата таблица са дадени и изискванията на AISC 341-16 [4] за напречни сечения на елементи с висока и умерена дуктилност.

Елементи с висока дуктилност се използват за диагонали на вертикални връзки с висока дуктилност (Special CBF), при които диагоналите се оразмеряват на натиск, стройността им не надвишава 200, а коефициентът на поведение се приема равен на 6.

Елементи с умерена дуктилност се използват като диагонали на вертикални връзки с нормална дуктилност (Ordinary CBF), при които диагоналите се проверяват на натиск или на опън в зависимост от конфигурацията на диагоналите. Коефициентът на поведение се приема равен на 3,25. Стройността на работещите на опън/натиск диагонали от Λ и V-връзки не трябва да надвишава $4(E/f_y)^{0,5}$ (или приблизително 100 за стомана S355), което е аналогично на $\bar{\lambda} < 1,3$. Диагонали, „работещи само на опън”, със стройност по-голяма от 200, могат да не отговарят на изискванията от табл. 2.

В табл. 2 $\gamma_{ov, AISC}$ е коефициентът (истинското означение в [4] е R_y), отчитащ по-високата граница на провлачане в сравнение с номиналната, който зависи от вида на напречното сечение и класа стомана. За затворени сечения стойността му варира в границите 1,25 – 1,6 (в табл. 2 са дадени примерни изчисления с $\gamma_{ov, AISC} = 1,4$).

Изискванията на EN 1993-1-1 за напречни сечения клас 1 и на AISC 341-16 за напречни сечения на елементи с висока дуктилност са твърде сходни, но само ако в американското изискване не се отчита запасът от якост на материала, т.е. ако $\gamma_{ov, AISC} = 1,0$.

Съгласно AISC 341-16 гредите и колоните с тръбно сечение трябва да удовлетворяват по-либералната гранична стройност $69\epsilon^2 / \gamma_{ov, AISC}$, която е аналогична на граничната стройност за сечения Клас 2 съгласно [5], но само ако не се отчита възможно по-високата граница на провлачане.

При дефиниране на граничните стройности D/t в нормите [4, 5] не се прави разлика между студеноформувани и горещообработени профили.

Според *Elchalakani* и *колектив* [6] необходимата стройност D/t зависи от условната стройност $\bar{\lambda}$ на елемента и от необходимата дуктилност по преместване. В [6] са изследвани експериментално голям брой тръбни елементи с ниска условна стройност, с потисната ротация в краищата им, предназначени за „натискови” диагонали на вертикални връзки. За елементи с $0,54 < \bar{\lambda} < 1,35$ (като разглежданите в тази работа) и за т.нар. напълно дуктилни конструкции, с коефициент на дуктилност по преместване, по-голям от 3, се предлага $D/t < 50\epsilon^2$, но изпитване на елементи с $\bar{\lambda} > 0,57$, както и числени изследвания на конструкции, не са проведени.

4. Описание на два от елементите, експериментално и теоретично изследвани от *Sheehan* [3]

В работата на *Sheehan* [3] са изпитани няколко стоманени тръбни елемента, подложени на знакопроменливо статично натоварване опън-натиск съгласно процедурата, предложена от ECCS [7]. Сред тях са и двата студеноформувани елемента CF-H-1500 и CF-H-3000, данни за които са дадени в табл. 3. Елементите са с потисната ротация в краищата им, което е постигнато с помощта на корави болтови съединения с фланцевидни плочи. Условните стройности $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_{act}$ съгласно [5] са определени при използването съответно на номиналната и действителната граница на провлачане, f_y и $f_{y,act}$. Действителната граница на провлачане е с около 40% по-висока от номиналната, което не е неочаквано, имайки предвид стойностите на коефициента $\gamma_{ov,AISC}$, дадени в AISC 341-16. Експериментално определеният модул на линейните деформации е $E=184$ GPa.

Съгласно класификацията по стройност, предложена в [8], елементът CF-H-1500 може да се класифицира като елемент с ниска стройност ($\bar{\lambda} < 0,8$), а елементът CF-H-3000 – като елемент с междинна стройност ($0,8 < \bar{\lambda} < 1,5$). Съгласно EN 1998-1 и двата тръбни елемента са подходящи за диагонали на Δ, V -връзки, и на връзки с единични диагонали, тъй като $\bar{\lambda} < 2$. Съгласно AISC 341-16 и двата елемента са подходящи за вертикални връзки с висока дуктилност.

Таблица 3. Данни за експериментално изпитаните в [3] стоманени тръбни елементи CF-H-1500 и CF-H-3000

Елемент	Напречно сечение	f_y , МПа	$f_{y,act}$, МПа	Дължина L , mm	$\bar{\lambda}$ *	$\bar{\lambda}_{act}$ *
CF-H-1500	Hybox® 355	355	499	1500	0,61	0,74
CF-H-3000	CHS 48,3×3 EN 10219-1: S355 J2H			3000	1,22	1,44
* Определена на база на изкълчвателна дължина $L_{cr} = 0,5L$						

Носещата способност на опън на напречното сечение, определена с действителната граница на провлачане, е $N_{pl,Rd,act} = 213\text{kN}$.

Напречното сечение на тръбните елементи (със стройност $D/t = 16,1$ или $24\epsilon^2$, ако ϵ се определя на база номиналната граница на провлачане) отговаря на изискването на [5] за напречни сечения клас 1, както и на по-строгото изискване на [4], отнасящо се за високодуктилни елементи (вж. табл. 2), при което е отчетена действителната граница на провлачане.

Коефициентът на налична дуктилност по преместване (отношението на максималното осово преместване преди разрушение и осовото преместване при провлачане) достига за елементите CF-H-1500 и CF-H-3000 стойности съответно 8 и 10.

5. Носеща способност на натиск на разглежданите експериментално изпитани тръбни елементи

В работата на *Sheehan* [3] е направен изненадващият извод, че методиката на EN 1993-1-1 подценява сериозно носещата способност на натиск на изследваните тръбни елементи. Този извод обаче е направен на базата на необосновано приета изкълчвателна дължина $L_{cr} = 0,7L$, подходяща за елементи със свободна ротация в единия край и потисната ротация в другия. В случая коректната изкълчвателна дължина е $L_{cr} = 0,5L$, тъй като ротацията е потисната и в двата края на елементите. Това обстоятелство наложи в настоящата работа носещата способност на натиск на елементите CF-H-1500 и CF-H-3000 да бъде определена наново.

Носещите способности на натиск $N_{b,Rd,act}$, определени от *Sheehan* и в настоящата работа съгласно [5] и дадени в табл. 4, са изчислени при коефициент на сигурност $\gamma_{M1} = 1$ и използването на крива на изкълчване „c”, като е използвана действителната граница на провлачане $f_{y,act}$.

Определените в настоящата работа (при $L_{cr} = 0,5L$) носещи способности на натиск $N_{b,Rd,act}$, дадени в табл. 4, са изключително близки до експериментално получените носещи способности на натиск $N_{b,exp}$.

Следователно изводът, че EN 1993-1-1 подценява значително носещата способност на натиск, направен от *Sheehan*, е спорен, тъй като е основан на преувеличена изкълчвателна дължина на елементите. EN 1993-1-1 предсказва много добре носещата способност на натиск на изследваните студеноформувани тръбни елементи.

Таблица 4. Носеща способност на натиск на елементите CF-H-1500 и CF-H-3000

Елемент	Носеща способност на натиск $N_{b,Rd,act}$, kN съгласно EN 1993-1-1		Експеримент [3] $N_{b,exp}$, kN	Модел по МКЕ $N_{b,FEM}$, kN
	<i>Sheehan</i> [3] $L_{cr} = 0,7L$	Настояща работа $L_{cr} = 0,5L$		
CF-H-1500	105	149	151	145
CF-H-3000	42	71	71	70

6. Числена симулация на поведението на експерименталните образци CF-H-1500 и CF-H-3000 при циклично натоварване

Разработени са равнинни изчислителни модели на двата образца, като са използвани гредови фиброви крайни елементи с разпределена пластичност от типа nonlinear-BeamColumn, за които е използвана коротационна геометрична трансформация и пет интеграционни точки по дължината на един краен елемент. Зададени са 18 крайни елемента по дължина на тръбните елементи. Работено е с материал с изотропно уякчаване Steel02 (материален модел на Giuffre–Menegotto–Pinto), като са използвани действителните механични характеристики на материала съгласно експерименталните данни. Дискретизацията на напречното сечение е извършена като са приети 5 елемента по дебелината на тръбното сечение и 24 елемента по обиколката му.

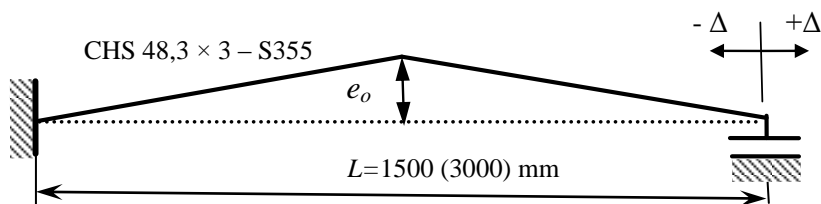
Статическият модел на образците съвпада с използвания при експеримента (потисната ротация в краищата на образците) – фиг. 1.

Натоварването е извършено при контрол на преместването Δ по направление на недеформираната ос, приложено в единия край на образците, като историята на изменение на преместването съвпада с използваната при експеримента. Дъгвите несъвършенства на образците са апроксимирани с несъвършенства с триъгълна форма (фиг. 1), като амплитудата на несъвършенството е приета $e_0 = (1/200)L$.

След калибрирането на моделите по отношение на експерименталните резултати бяха доказани следните стойности на коефициента ε_0 и експонентата m , отчитащи нискоцикличната умора на материала:

- за образец CF-H-3000: $\varepsilon_0 = 0,165$,
- за образец CF-H-1500: $\varepsilon_0 = 0,215$,

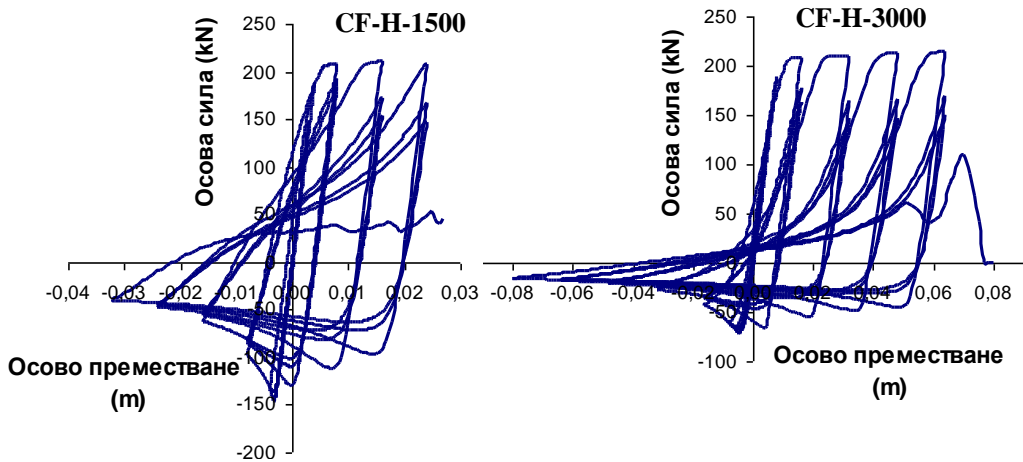
а стойността на m бе приета $-0,458$ съгласно предложението на *Lai* и *Mahin* ([9]).



Фиг. 1. Статически модел на тръбните елементи, използван за анализа по МКЕ

Получените с числено моделиране зависимости „осова сила – осово преместване” на двата образца са дадени на фиг. 2. Носещите способности на натиск $N_{b,FEM}$, получени с метод на крайните елементи и дадени в табл. 4, са много близки до експериментално получените и до определените съгласно нормативната методика на [5].

Експерименталните зависимости „осова сила – осово преместване” на образците не са дадени тук от съображения за зачитане на авторските права, но читателят може да се запознае с тях в [3]. Поради компактността на напречните сечения, местната загуба на устойчивост не влияе върху вида на споменатите зависимости. Численото моделиране предсказва изключително добре хистерезисното поведение на елементите по отношение на максималните носещи способности, деградацията на носеща способност и коравина и момента на разрушение. Това показва, че калибрираните на база, експериментални данни числени модели на диагоналите са подходящи за използване при моделирането на конструкции.



Фиг. 2. Зависимости „осова сила – осово преместване” на образците, получени от численото моделиране на експериментите, проведени в [3]

7. Числено изследване на вертикални връзки с диагонали от експериментално изпитаните тръбни елементи

7.1. Описание на изследваните конструкции. Еластичен анализ

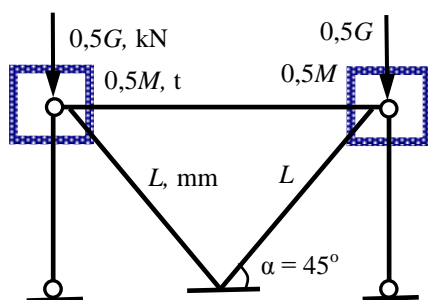
Изследвани са три едноетажни конструкции с центрично включени диагонали и V-конфигурация на диагоналите. Конструкциите са от висок клас на дуктилност (DCH) съгласно [1]. Схема на изследваните конструкции е дадена на фиг. 3, а данни за тях – в табл. 5.

Конструкциите са ситуирани в район със следната дефиниция на сеизмичното въздействие съгласно [1]: $a_{gR} = 0,3g$; почви тип „C”, спектър на реагиране вид 1, като коефициентът $S = 1,2$, а ъгловият период на спектъра $T_C = 0,5s$. Коефициентът на значимост $\gamma_I = 1$ (клас на значимост II). Коефициентът на затихване $\xi = 0,05$.

Напречното сечение на диагоналите е едно и също и при трите конструкции – CHS 48,3×3-S355. Диагоналите са студеноформувани. В съответствие с експерименталните данни [3], действителната граница на провлачане на диагоналите е приета 499 МПа.

Конструкциите са с нетипични за практиката размери, но това е продиктувано единствено от необходимостта при проектирането на диагоналите им да се използват характеристиките на експериментално изпитаните в [3] тръбни елементи CF-H-1500 и CF-H-3000. Покривната гредка и колоните са с много голяма коравина на опън/натиск, като гредката е с много голяма коравина на огъване, поради необходимостта за запъване на диагоналите към нея. Съединенията между гредката и колоните, както и съединенията на колоните към фундамента, са приети като ставни.

Диагоналите са запънати в долния си край към основата и в горния си край към коравата гредка. Това не е характерно за масовите конструкции от практиката, но по този начин се имитират граничните условия в краищата на тръбните елементи, използвани при експерименталното им изследване в [3].



Фиг. 3. Схема на изследваните конструкции

Таблица 5. Данни за изследваните конструкции

Вертикална връзка	Приет коефициент на поведение q	Дължина на диагонала L , mm	Проверка на диагонал съгласно EN 1998-1	Маса M , t	Период T , s
V1500	2,5	1500	натиск*	45,8	0,19
V3000-q2,5	2,5	3000	натиск*	24,5	0,20
V3000-q4	4	3000	опън**	47,0	0,40
* При еластичния анализ са активни и двата диагонала на връзката					
** При изключен натиснат диагонал в модела за еластичен анализ					

И за трите конструкции ъгълът на наклона на диагоналите е $\alpha = 45^\circ$.

Вертикалната връзка V1500 е с диагонали с дължина 1500 mm (като елемента CF-H-1500, експериментално изследван в [3]). Коефициентът на поведение е приет $q = 2,5$ (максималната стойност за вертикални връзки с V-конфигурация на диагоналите, дадена в [1]), като при еластичния анализ са активни и двата диагонала, които се проверяват на натиск.

Вертикалната връзка V3000-q2,5 е с диагонали с дължина 3000 mm (като елемента CF-H-3000, експериментално изследван в [3]). Коефициентът на поведение е приет също $q=2,5$, като и тук при еластичния анализ са активни и двата диагонала, които се проверяват на натиск.

Нелинейните динамични анализи показаха (вж. т. 7.3) сравнително високи коефициенти на запас до разрушение за V3000-q2,5, което даде основание да се проектира втори вариант на връзката V3000, при който се използва по-висока (но не необоснована в духа на нормите [1]) стойност на коефициента на поведение и променен подход на проектиране. Това е вертикалната връзка V3000-q4, с диагонали с дължина 3000 mm, при която коефициентът на поведение е приет $q = 4$ (максималната стойност за вертикални връзки с единични диагонали, дадена в [1]). Натиснатият диагонал се игнорира в модела за еластичен анализ, като се прави проверка на опън на активния диагонал. Основание за този вариант на проектиране дава неподатливостта във вертикално направление на пресечната точка на диагоналите (позволяваща пълноценното активиране на опънатия диагонал при действителната работа на връзката в пластичен стадий) в комбинация с по-високата стройност и по-високата експериментално установена налична дуктиленост по преместване на диагоналите CF-H-3000.

Стойностите на масите M (различни за трите конструкции) са подбрани така, че вертикалните връзки да работят с коефициентите на поведение от табл. 5, като при това проверката на носимоспособността на диагоналите съгласно [1] и [5] да се удовлетворява без излишен запас, т.е. да бъде удовлетворено уравнението

$$q = \frac{S_e(T) \cdot M}{F_{b,Rd}}, \quad (1)$$

където $S_e(T)$ и M са съответно еластичното спектрално ускорение и масата на конструкцията;

q – приетият работен коефициент на поведение;

$F_{b,Rd}$ е изчислителната носеща способност на вертикалната връзка за хоризонтална сила, определена съгласно опростените правила на EN 1998-1 [1], която може да се изчисли по следния начин:

– при диагонали, „работещи на опън/натиск“:

$$F_{b,Rd} = F_{b,Rd1} = 2N_{b,Rd} \cdot \cos \alpha, \quad (2)$$

– при диагонал, „работещ на опън“:

$$F_{b,Rd} = F_{b,Rd2} = N_{pl,Rd} \cdot \cos \alpha, \quad (3)$$

където $N_{b,Rd}$ и $N_{pl,Rd}$ са съответно изчислителните носещи способности на натиск и опън на диагонала на връзката, определени съгласно [5] с номиналната граница на провлачане и приет коефициент на сигурност $\gamma_{M1} = 1$.

Действителните работни коефициенти на поведение q_{act} (в смисъла на нормите [1]), дадени в табл. 6, се определят по (1), но $N_{b,Rd}$ и $N_{pl,Rd}$ следва да се заместят с $N_{b,Rd,act}$ и $N_{pl,Rd,act}$, носещите способности на натиск и опън на диагонала с отчитане на действителната граница на провлачане. По-ниските стойности на действителните работни коефициенти на поведение в сравнение с първоначално приетите се дължат на по-високата действителна граница на провлачане, като не означават влошени дисипативни свойства на конструкциите (които са от висок клас на дуктилност съгласно [1]), а по-ниски нива на очакваните пластични деформации при изчислително сеизмично въздействие, в сравнение с първоначално „планираните“.

Таблица 6. Действителни работни коефициенти на поведение

Вертикална връзка	q_{act}	Забележка за еластичен анализ
V1500	1,90	Диагонали, „работещи на опън/натиск“
V3000–q2,5	2,20	Диагонали, „работещи на опън/натиск“
V3000–q4	2,80	Диагонал, „работещ на опън“

Собствените периоди на трите конструкции (табл. 5) са по-малки от ъгловия период T_C , което определя конструкциите като нископериодни. На посочените в табл. 5 периоди отговаря максималната стойност от еластичния спектър на реагиране, а именно $S_e = 9 \text{ m/s}^2$.

7.2. Нелинеен статичен анализ

Тук нелинейният статичен анализ е използван основно за определяне на действителната носеща способност на вертикалните връзки и за оценка на влиянието на ефектите от втори ред при монотонно хоризонтално натоварване. Последните са отчетени, като за колоните е зададена геометрична трансформация от типа PDelta. Диагоналите са моделирани по начина, описан в т. 6.

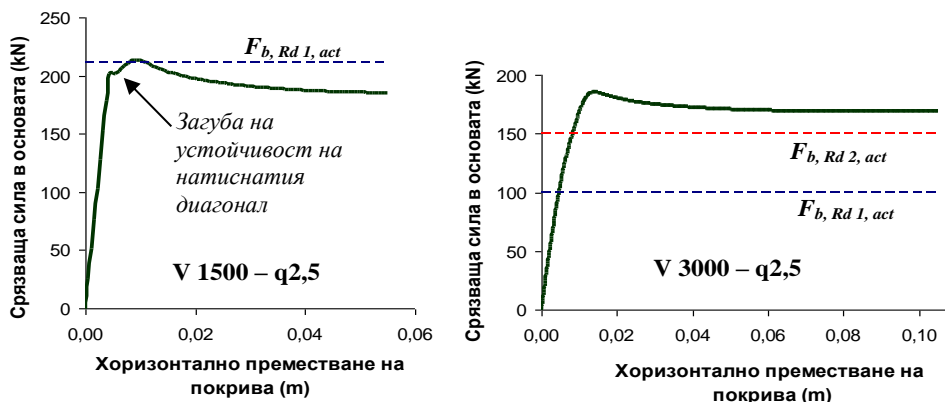
На фиг. 4 са дадени зависимостите „срязваща сила в основата – хоризонтално преместване на покрива” (капацитивните криви) на вертикалните връзки V1500 и V3000-q2,5. На същата фигура са маркирани и носещите способности $F_{b,Rd1,act}$ (при приемането за два диагонала, „работещи на опън/натиск”) и $F_{b,Rd2,act}$ (при приемането за един диагонал, „работещ само на опън”), определени по формули (2) и (3), в които е работено с действителната граница на провлачане. Максималната срязваща сила в основата съответства ориентировъчно на достигането на носимоспособността на опън на опънатия диагонал.

При вертикалната връзка с нестройни диагонали V1500 стойността $F_{b,Rd1,act}$ почти съвпада с максималната носеща способност на връзката, макар да не е в състояние да отрази умерената (в рамките на около 12%) деградация на носеща способност при по-големи премествания.

При вертикалната връзка с междинна стройност на диагоналите V3000 стойността $F_{b,Rd1,act}$ (при тази сила се изкълчва натиснатият диагонал) силно подценява действителната носеща способност на връзката, което се дължи на пренебрегването на носещата способност на опънатия диагонал, значително по-голяма от тази на натиснатия. Описаното явление е основанието, поради което в [1] коефициентът на запас от носеща способност Ω за диагонали на вертикални връзки винаги се определя на база носимоспособността на опън. От своя страна стойността $F_{b,Rd2,act}$ предсказва добре остатъчната носеща способност на връзката, макар и с леко изразен консерватизъм, дължащ се на пренебрегването на следкритичната носеща способност на натиснатия диагонал.

Падът на носещата способност на вертикалните връзки се дължи на деградацията на носещата способност на натиснатия диагонал. Влиянието на ефектите от втори ред при монотонно натоварване не е съществено, тъй като не се наблюдава непрекъснато намаляване на носещата способност с увеличаване на преместването; при по-големи премествания се наблюдава стабилизиране на носещата способност, което се дължи на увеличаването на приноса на опънатия диагонал и намаляването на темпа на деградация на натиснатия.

Условните премествания при провлачане на връзките V1500 и V3000 са приети съответно 0,009 и 0,015 m (0,85% и 0,71% от височината на връзките).



Фиг. 4. Капацитивни криви на две от изследваните вертикални връзки

7.3. Нелинеен динамичен анализ

За целите на анализа са използвани модифицирани акселерограми, чийто еластичен спектър на реагиране е съвместим с нормативно дефинирания еластичен спектър на реагиране за приетите условия на сеизмичност. Модифицираните акселерограми са получени с програмата SeismoMatch [10] чрез „настройка“ на акселерограми от случили се земетресения, като се използва т.нар. wavelet – алгоритъм. За целта са използвани седем акселерограми от библиотеката на програмата SeismoMatch, а именно: 1.Hollister, 2.Imperia Valley, 3.Kobe, 4.Kocaeli, 5.Loma Prieta, 6.Northridge, 7.Trinidad.

Коефициентът на затихване е приет $\xi = 0,05$ (както и при еластичния анализ), като матрицата на затихване е пропорционална на тангенциалната матрица на коравината.

Използван е методът на интегриране на Newmark (при $\beta = 0,25$ и $\gamma = 0,5$), като стъпката на интегриране е приета $0,001$ s.

За вертикалните връзки с центривно включени диагонали и идеално ставни съединения между елементите на обрамчващия контур са характерни прекомерни остатъчни хоризонтални премествания при високите нива на дуктилност [11, 12]. За да се редуцират тези донякъде нереалистични за действителните конструкции остатъчни премествания, бе прието на нивото на покривната греда да се зададе еластична транслационна пружина с коравина k , чиято стойност е 5% от началната коравина на вертикалната връзка. Тази пружина е прието да отчита влиянието на частичната коравина на приеманите за „ставни“ съединения между елементите на действителните конструкции, както и наличието на второстепенни конструктивни елементи (например еластично запънати към фундаментите фасадни колони), работещи еластично или с ограничени пластични деформации, и свързани посредством коравия покривен диск към вертикалната връзка. Така приетата стойност на k се оказва достатъчна за силното редуциране на остатъчните премествания на конструкциите (под 1% от етажната височина) при по-силни въздействия от изчислителното, без да повлиява сериозно на собствения им период.

Съгласно EN 1998-1 не се допуска разрушение на носещата конструкция при изчислително сеизмично въздействие, като след него трябва да е възможен нейният ремонт, въпреки че той може да е икономически неефективен. Според [13] граничното състояние „близо до разрушение“ се свързва със сеизмично въздействие с референтен период на повтаряемост $T_R = 2475$ год, чието референтно ускорение на земната основа е приблизително 1,72 пъти по-голямо от това на изчислителното сеизмично въздействие [1]. Постигането на коефициент на запас до разрушение 1,72 за сгради от клас на значимост II е възприето в европейските експериментални програми, провеждани през последните години [14].

За всяка акселерограма се провеждат нелинейни динамични анализи с увеличаваща се интензивност на сеизмичното въздействие. За настъпване на гранично състояние „близо до разрушение“ се приема началото на разрушение на диагонал в резултат на нискоциклична умора. Коефициентът на запас до разрушение се приема равен на мащабиращия коефициент на акселерограмата, при който настъпва споменатото гранично състояние.

Коефициентите на запас до разрушение, получени за всяка от седемте акселерограми, са дадени в табл. 7.

Таблица 7. Коефициенти на запас до разрушение

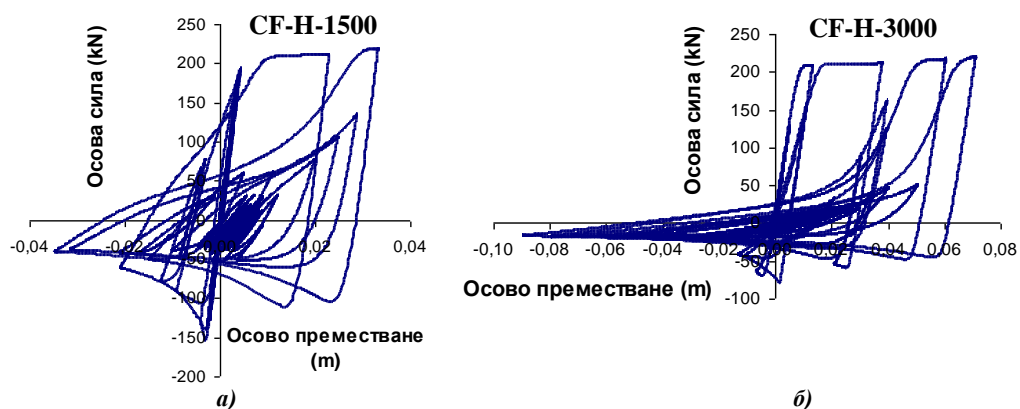
Модифицирана акселерограма	Вертикална връзка		
	V1500	V3000-q4	V3000-q2,5
1. Hollister	1,70	1,50	2,12
2. Imperia Valley	1,60	1,65	2,50
3. Kobe	1,73	1,50	2,33
4. Kocaeli	1,56	1,70	1,95
5. Loma Prieta	1,70	2,00	2,80
6. Northridge	1,55	1,70	2,50
7. Trinidad	1,87	1,73	2,55
Средно	1,67	1,68	2,39

Осреднените коефициенти на запас до разрушение на вертикалните връзки V1500 и V3000-q4 са много близки до целевата стойност “по подразбиране“ 1,72 съгласно [13]. При вертикалната връзка V3000-q2,5 осредненият коефициент на запас до разрушение е с около 40% по-голям от споменатата стойност, което се дължи на консервативния подход на проектиране, игнориращ опънатата носимоспособност на диагонала. При тази връзка за $SF = 1,72$ не се наблюдава разрушение (фиг. 9б).

Резултатите от табл. 7 могат да се интерпретират по следния начин.

Стойността $q = 2,5$ е подходяща горна граница на коефициента на поведение за нископериодни едноетажни вертикални V-връзки с нестройни диагонали ($\bar{\lambda}_{act} = 0,7$) от студеноформувани тръбни профили, „работещи на опън/натиск“. Същата стойност става консервативна с увеличаване стройността на диагоналите. Стойността $q = 4$ е подходяща горна граница на коефициента на поведение на нископериодни едноетажни V- връзки с диагонали с междинна стройност $\bar{\lambda}_{act} = 1,4$, изпълнени от студеноформувани тръбни профили, „работещи на опън“. Необходимо е обаче напречните сечения на диагоналите да отговарят на по-строги изисквания, отколкото заложените в EN 1993-1-1 и EN 1998-1.

Очевидно е, че използваната в САЩ стойност на коефициента на поведение β е твърде висока за нископериодни вертикални връзки с висока дуктилност и следва да бъде ревизирана в бъдеще.



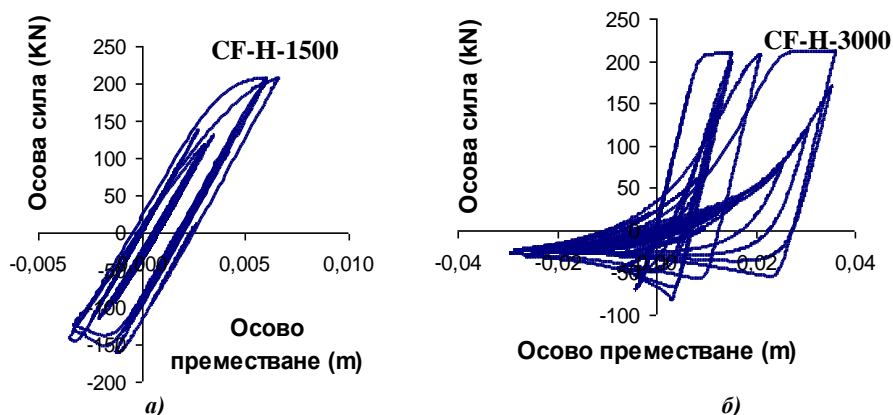
Фиг. 5. Хистерезисни зависимости на диагонали от двата типа при сеизмично въздействие, водещо до разрушение

а) CF-H-1500 при модифицирана акселерограма Imperial Valley, $SF = 1,6$

б) CF-H-3000 от връзка V3000-q4 при модифицирана акселерограма Kocaeli, $SF = 1,7$

На фиг. 5 като пример е показано поведението на диагонали от двата типа при интензивности на сеизмични въздействия (зададени със съответните мащабиращи коефициенти SF), водещи до разрушение. За посочените примери обхватът на осовите премествания, получен за конкретните акселерограми, е сходен с приложения при експериментите.

На фиг. 6 са показани хистерезисните зависимости на същите диагонали, при действието на същите акселерограми, но при $SF = 1$, отговарящ на изчислително сеизмично въздействие. От фиг. 6а се вижда, че при изчислително сеизмично въздействие осовите сили в диагоналите на връзка V1500 достигат носещата способност на опън, въпреки проведеното формално оразмеряване на натиск.



Фиг. 6. Хистерезисни зависимости на диагонали от двата типа при изчислително сеизмично въздействие

- а) CF-H-1500 при модифицирана акселерограма Imperial Valley, $SF = 1$
 б) CF-H-3000 от връзка V3000-q4 при модифицирана акселерограма Kocaeli, $SF = 1$

На фиг. 7 са показани зависимостите „срязваща сила в основата – относително преместване на покрива” на връзка V3000-q4, получени за модифицирана акселерограма Kocaeli, при изчислително сеизмично въздействие, както и при въздействие, водещо до разрушение. При разрушение преместванията на покрива надхвърлят 5% от височината на етаж. Това показва, че лимитът от 2% относително етажно преместване, отговарящ на разрушение, даден във FEMA 356 [15], може да е силно консервативен в случая на вертикални връзки с относително големи етажни премествания при провлачане, достатъчен ротационен капацитет на съединенията между елементите на обрамчващия контур, и с диагонали с нестройни стени на напречните сечения. Същевременно преместванията при изчислително сеизмично въздействие достигат до около 2,5% от етажната височина и са с около 25% по-големи от определените съгласно Приложение В на EN 1998-1 (подобен извод бе направен и за още три от акселерограмите).

На фиг. 8 и 9 са дадени примерни зависимости “срязваща сила в основата – относително преместване на покрива” на вертикални връзки V1500 и V3000-q2,5. Поведението на двете връзки при изчислително сеизмично въздействие ($SF = 1$) се характеризира със слабо изразена нелинейност, което се дължи на значителния запас от якост на материала и ниската нормативна стойност на коефициента на поведение. Поведението на V3000-q2,5 при $SF = 1$ е близко до еластичното, което се обяснява и с консервативното пренебрегване на опънната носимоспособност на диагоналите с междинна стройност. С увеличаване на интензивността на въздействието и при двата типа връзки се засилва

деградацията на коравината, а разрушението отново настъпва при премествания на покрива, значително по-големи от 2% от височината на конструкцията.

При разрушение коефициентът на необходима дуктилност по преместване (отношението на максималното очаквано преместване на покрива и преместването при провлачане) на връзка V3000-q4 (фиг. 7б) достига стойност $\mu = 8,5$, а при връзка V1500 (фиг. 8б) достига $\mu = 5,6$. Тези високи стойности на μ , които не бяха превишени при останалите акселерограми, се предсказват добре с т.нар. правило на еднаквите енергии, препоръчвано за нископериодни конструкции, и формулата

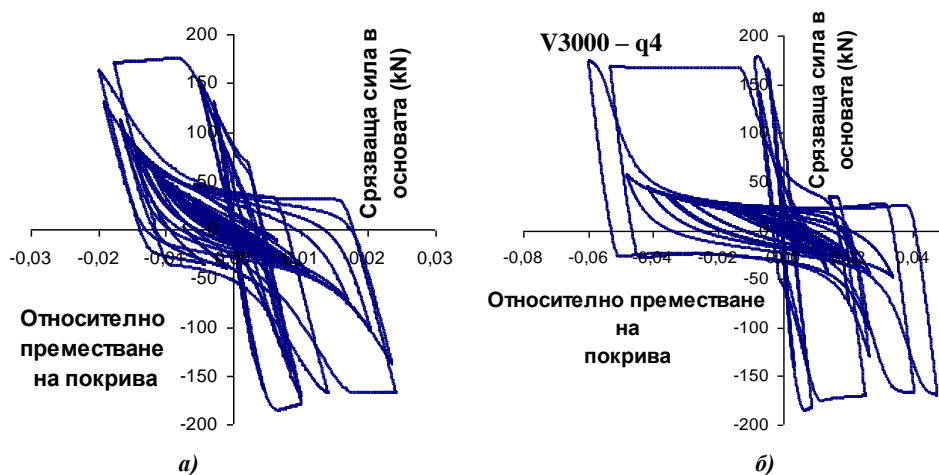
$$\mu = \frac{1}{2} \left[q_{ult}^2 + 1 \right], \quad (4)$$

където q_{ult} е съгласно формулата

$$q_{ult} = \frac{S_e(T) \cdot M \cdot SF_u}{F_{b,ult}}, \quad (5)$$

в която $F_{b,ult}$ е осреднена стойност от максималната и остатъчната сила от капацитивната зависимост на връзката, получена с нелинеен статичен анализ, а SF_u е полученият коефициент на запас до разрушение.

За сеизмично въздействие с $T_R = 2475$ г. процедурата на Приложение В на [1] дава за вертикална връзка V1500 стойност $\mu = 6$, което кореспондира добре с резултата от динамичния анализ. За V3000-q4 същата процедура дава $\mu = 5$, което води до сериозно подценяване на максималните очаквани премествания преди разрушение.



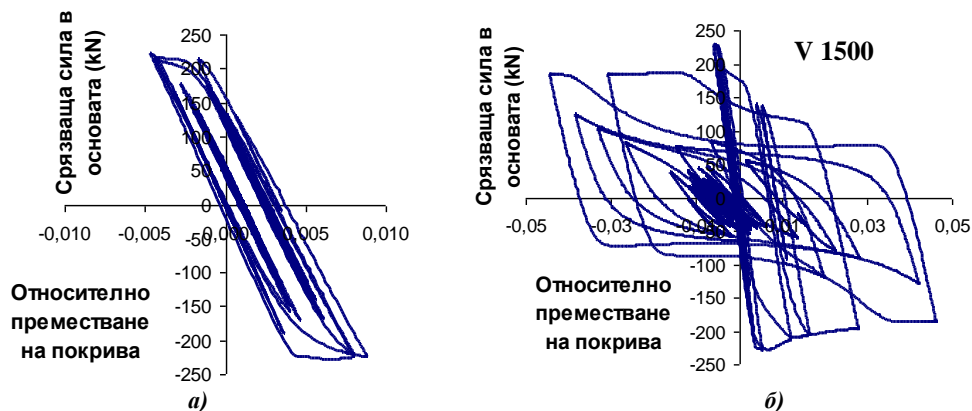
Фиг. 7. Зависимости „срязваща сила в основата – относително преместване на покрива” на връзка V3000-q4 при модифицирана акселерограма Косаели

а) $SF = 1,0$

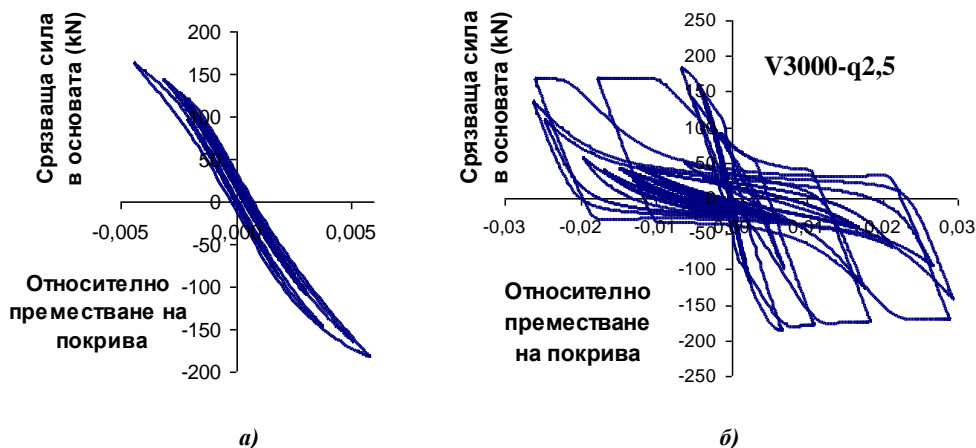
б) $SF = 1,7$ (разрушение)

От горното обаче не бива да се правят изводи за високата точност на формула (4), защото се оказва, че тя (както и методиката на EN 1998-1, Приложение В) подценява значително (в рамките на 40 до 60%) очакваните премествания на връзката V3000-q2,5 при действието на три от модифицираните мащабираны акселерограми – Imperial Valley

(фиг. 9б), Northridge и Kocaeli, имитиращи сеизмично въздействие с $T_R = 2475$ г. Това потвърждава направения в [12] извод за твърде приблизителния в определени случаи резултат от съществуващите методики за определяне на преместванията на нископериодни високодисипативни стоманени конструкции с вертикални връзки, подложени на сеизмични въздействия, като говори за сериозното влияние на вида на акселерограмата (а не само на еластичния спектър на реагиране, който в случая е на практика еднакъв за всички акселерограми). За трудната предсказуемост на хоризонталните премествания при високите нива на дуктилност принос има сериозната деградация на коравина, дължаща се на изкълчването на диагоналите.



Фиг. 8. Зависимости „срязваща сила в основата – относително преместване на покрива” на връзка V1500 при модифицирана акселерограма Imperial Valley
 а) $SF = 1,0$
 б) $SF = 1,6$ (разрушение)



Фиг. 9. Зависимости „срязваща сила в основата – относително преместване на покрива” на връзка V3000–2,5 при модифицирана акселерограма Imperial Valley
 а) $SF = 1,0$
 б) $SF = 1,72$ (без разрушение)

8. Основни изводи

Изводите са направени на база на изследване на поведението на нископериодни едноетажни вертикални V-връзки с диагонали от тръбни студеноформувани профили, но те важат и за Λ -връзки с греди с много голяма коравина и носеща способност на огъване, както и за връзки с единични диагонали.

Изследваните конструкции са с диагонали с потисната ротация в краищата им, което не е типичен случай за практиката. По мнение на автора това не ограничава валидността на направените изводи, тъй като поведението на диагоналите като дисипативни елементи зависи не толкова от действителните опорни условия в краищата им, а от условната им стройност $\bar{\lambda}$ и стройността на стените на напречните им сечения [6]. Разрушението на изследваните диагонали е в резултат на местната загуба на устойчивост в средите им, както е при ставно свързаните в краищата им диагонали [3].

Вертикалните връзки, проектирани с коефициент на поведение $q = 2,5$, проявяват слабо изразено пластично поведение при изчислително сеизмично въздействие, което се дължи на значителния запас от якост на материала на използваните тръбни елементи. Това води до безпроблемното самоцентриране на конструкциите (липса на остатъчни премествания) при споменатата интензивност на въздействието.

Свързването на вертикалната връзка с еластична система, чиято коравина за хоризонтални въздействия е само около 5% от началната коравина на връзката, води до редуциране на остатъчните премествания на конструкцията до стойности под 1% от етажната височина при сеизмични въздействия с по-висока интензивност от тази на изчислителното сеизмично въздействие.

Коефициентът на поведение зависи от условната стройност на диагоналите $\bar{\lambda}$. Едноетажните V-връзки с относително стройни диагонали могат да се разглеждат като вертикални връзки с единични диагонали.

Диагоналите с междинна стройност на нископериодни вертикални връзки с тръбни студеноформувани профили, проектирани с коефициент на поведение $q = 4$ при предпоставка за диагонал, „работещ на опън“, трябва да удовлетворяват като минимум изискването на AISC 341-16 [4] за напречни сечения на високодуктилни елементи, за да се постигне удовлетворителен коефициент на запас до разрушение. Изводът е направен за диагонали с $\bar{\lambda}_{act} = 1,4$ и може да се отнесе и към среднопериодните конструкции, тъй като е направен на база на изследването на конструкция, чийто собствен период $T = 0,4$ s (при предпоставка за изключен натисков диагонал) се намира близо до границата между нископериодната и среднопериодната област.

Споменатото изискване на AISC 341-16 трябва като минимум да бъде спазвано и за диагоналите с ниска стройност на нископериодни вертикални връзки със студеноформувани тръбни диагонали, изчислявани с $q = 2,5$ при предпоставката за диагонали, „работещи на опън/натиск“. Изводът е направен за диагонали с $\bar{\lambda}_{act} = 0,7$.

Изборът при проектирането на по-ниска стойност на q от споменатите горни граници следва да се отрази в по-либерални нормативни изисквания към стройността на напречното сечение, но за тяхното по-прецизно уточняване са необходими допълнителни изследвания.

В сегашния си вид изискванията на EN 1993-1-1 и EN 1998-1 [5,1] за гранична стройност D/t на напречни сечения клас 1 и 2 не са достатъчни, за да гарантират удовлетворително поведение при сеизмично въздействие с $T_R = 2475$ г. на горните два типа конструкции, в случай че проверките на диагоналите се удовлетворяват без излишен запас. При такива конструкции авторът препоръчва за диагоналите да се използват

сечения, отговарящи като минимум на клас 1, като коефициентът ϵ се определя на база на завишената поне с 40% номинална граница на провлачане.

Стройността D/t на напречното сечение на диагоналите, използвани в настоящата работа ($D/t = 16$ за S355), е с 40% по-ниска от граничната стройност, предписвана от AISC 341-16 за високодуктилни елементи (и от граничната стройност за клас 1, определена съгласно EN 1993-1-1 на база на действителната граница на провлачане), но коефициентите на запас до разрушение на конструкциите са твърде близки до целевия. Това повдига въпроса за евентуалното редуциране на споменатата нормативна гранична стройност (в случая на описаните два типа вертикални връзки със студеноформувани тръбни диагонали) при бъдещи редакции на нормите [1, 4].

Също така в бъдещи редакции на [1] е необходимо изискванията към класа на напречното сечение на дисипативните елементи на нископериодни конструкции да се предписват не в зависимост от коефициента на поведение q , а в зависимост от коефициента на необходима дуктилност по преместване μ при сеизмично въздействие с $T_R = 2475$ г., изчислен на база очакваната граница на провлачане. В тази статия е показано как на сравнително ниски стойности на действителния работен коефициент на поведение отговарят много по-високи стойности на μ . До въвеждането на по-точна нормативна методика е препоръчително μ да се определя с нелинеен динамичен анализ.

Високата необходима дуктилност по преместване на нископериодните вертикални връзки, изчислявани с горната граница на q за DCH, е предпоставка за използването на стомана с качество J2 за студеноформуваните диагонали с ниска и междинна стройност. Диагоналите на този тип връзки трябва да бъдат с коефициент на налична дуктилност по преместване от порядъка на 8 – 10, доказан съгласно процедурата за изпитване на ECCS [7].

Пренебрегването на носещата способност на опън на диагоналите с междинна към висока стройност води до силно подценяване на носещата способност на едноетажните V-връзки, което в комбинация със сравнително ниската стойност на $q = 2,5$ (и на евентуалния запас от якост на материала) води до сравнително големи коефициенти на запас до разрушение. Този консервативен подход на проектиране обаче има добрата страна, че води до намаляване на деформациите от изкълчване на диагоналите, т.е. до намаляване на разходите за ремонт след изчислително сеизмично въздействие, както и до по-добра предсказуемост на преместванията при силни земетресения.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1998-1:2004/AC:2009, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
2. *Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L. et al.* OpenSees command language manual, 2007.
3. *Sheehan, T.* Cyclic Behaviour of Hollow and Concrete-Filled Circular Hollow Section Braces, University of Warwick, 2013.
4. ANSI/AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC, 2016.
5. EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of Steel Structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings.
6. *Elchalakani, M., Zhao, L. X., Grzebieta, R.* Test of Cold-Formed Circular Tubular Braces under Cyclic Axial Loading. Journal of Structural Engineering, ASCE, April 2003.
7. ECCS. Recommended Testing Procedure for Assessing the Behaviour of Structural Steel Elements under Cyclic Loads, Brussels: European Convention for Constructional Steelwork, 1986.

8. *Formisano, A., Faggiaro, B., Mazzolani, F.* Seismic Behaviour of X Bracings: Analysis of Models and Design Criteria. 8th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, Shanghai, China, 2015.
9. *Lai, J. W., Mahin, S.* Experimental and Analytical Studies on the Seismic Behavior of Conventional and Hybrid Braced Frames, PEER 2013/20, University of California, Berkeley
10. SeismoMatch Version 2016, Seismosoft, www.seismosoft.com.
11. *Elghazouli, A. Y., Broderick, B. M., Goggins, J., Mouzakis, H., Carydis, P., Bouwkamp, J., Plumier, A.* Shake table testing of tubular steel bracing members, Proceedings of the institution of civil engineers – Structures and buildings 158 (4): 229-241, 2005.
12. *Penelov, C., Hadzhiyaneva, I., Belev. B.* A numerical study on the seismic performance of experimentally-tested steel single-storey concentrically braced steel frames, Eurosteel 2017.
13. EN 1998-3:2005. Design of structures for earthquake resistance – Part 1: Assessment and retrofitting of buildings.
14. *Sabau, G. A., Poljansek, M., Taucer, F., Pegon, P., Molina, F. G., Tirelli, D., Viaccoz, B., Stratan, A., Ioan-Chesoan, A., Dubina, D.* Full-scale experimental validation of dual eccentrically braced frame with removable links. JRC, 2014.
15. FEMA-356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington, 2000.

A NUMERICAL STUDY ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF SINGLE-STOREY CONCENTRICALLY BRACED FRAMES WITH EXPERIMENTALLY-TESTED STEEL TUBULAR BRACES

Ch. Penelov¹

***Keywords:** braced frames, seismic performance, low-cycle fatigue*

ABSTRACT

The paper presents an overview on nonlinear modeling and numerical evaluation of the seismic response of single-storey short-period concentrically braced frames (CBF) with V-brace configuration. The braces are of cold-formed steel tubular elements whose cross-sections meet the requirements of AISC 341-16 relating to highly ductile elements. The frames have the same brace cross-sections but they differ in the length of the braces. The frames are designed as DCH CBFs according to EN1998-1. The numerical models of the braces are calibrated through the experimental data previously obtained by another researcher. The numerical simulations of the seismic response of the frames include nonlinear static analysis and series of nonlinear time history analyses using OpenSees computational framework.

¹ Chavdar Penelov, Dr. Eng., Dept. “Steel, Timber and Plastic Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: penelov_fce@uacg.bg