



Получена: 07.05.2021 г.

Приета: 29.05.2021 г.

## ДВУЕТАЖНИ ВЕРТИКАЛНИ ВРЪЗКИ С КРЪСТОСАНИ ДИАГОНАЛИ, ПРЕСИЧАЩИ СЕ В ЕТАЖНА ГРЕДА. ОСОБЕНОСТИ ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ

Л. Райчева<sup>1</sup>, Цв. Георгиев<sup>2</sup>

*Ключови думи:* сеизмично поведение, вертикални връзки с центрично включени диагонали, подходи за проектиране, Split-X

### РЕЗЮМЕ

Вертикалните връзки с кръстосани диагонали са традиционна система, която се използва за поемане на хоризонтални въздействия, в това число и сеизмични. С развитието на инженерното знание за строителството в сеизмични райони теорията за проектиране на вертикалните връзки търпи развитие, целящо повишаване на сеизмичната осигуреност на строежите. Практиката нерядко изисква известна вариативност по отношение на конфигурацията на диагоналите, като това не бива да води до компромис със сигурността и дуктилността. Последното, от своя страна, създава затруднения относно приравняването на дадена система вертикални връзки към нормативно разпознаваемите конфигурации.

Едни от често прилаганите в практиката вариации на системата са вертикалните връзки с кръстосани диагонали, пресичащи се в етажна греда. На пръв поглед те биха могли да се отнесат към връзките с традиционна X-образна решетка, но наличието на конструктивна маса в нивото на пресичане на диагоналите предопределя редица специфики в реагирането на конструкцията при силни земетресения, както и нейната дуктилност.

Настоящият доклад разглежда двуетажна сграда с вертикални връзки с кръстосани диагонали, пресичащи се в етажна греда. Прави се сравнение на конструктивните ре-

---

<sup>1</sup> Лора Райчева, д-р инж., „Енпро Консулт“ ООД, бул. „Черни връх“ № 107, 1407 София, e-mail: lraycheva@enproso.com

<sup>2</sup> Цветан Георгиев, доц. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: cvgeorgiev\_fce@uacg.bg

шения, получени след проектиране по три подхода: чрез отнасяне към изискванията за конфигурациите, залегнали в нормативните документи БДС EN 1998-1 и ANSI/AISC 341-16 и чрез прилагане на допълнителни критерии, отчитащи спецификите на разглежданата конфигурация, предложени от единия от авторите. Направен е коментар върху икономическия показател разход на метал за вертикалните връзки, проектирани съгласно всеки от приложените подходи.

## 1. Въведение

Вертикалните връзки с централно включени диагонали са традиционна система, прилагана за поемане на хоризонтални въздействия. Класическата статическа схема е вертикална конзолна ферма, за която хоризонталната коравина се осигурява от опънатите диагонални елементи. Еволюцията на системата, съпътствана и от повишаване на изискванията за надеждност към строителните конструкции, води до включване на натисковите диагонали в приноса към хоризонталната коравина и дисипативността на връзката. Последното се отразява в диагонални елементи с по-ниска стройност и по-дебелостенни напречни сечения, отговарящи на изискванията за клас 1 съгласно БДС EN1998-1 [4]. Вертикалните връзки се прилагат в строителните конструкции още от ранните години на строителството чрез метал като популярността им се обуславя от конвенционалното конструиране и предвидимото поведение, съвместимо с общите принципи при проектиране, вж. *Elghazouli, A.* [1], *Bruneau, M.* [2], *Penelov, Ch. et al.* [3]. В периода на развитие на сеизмичното инженерство (XX век) вертикалните връзки успешно биват прилагани и като система за сеизмично осигуряване на сградите. Респективно, те са включени и в действащите нормативни документи за проектиране на сгради за сеизмични въздействия по света (БДС EN1998-1 [4], ANSI/AISC 341 [5] и др.).

Бурният технологичен прогрес в строителството чрез стоманени конструкции налага съответно развитие на знанията в областта на сеизмичното инженерство. Последното неизменно води до търсене на решения, които излизат извън традиционните конфигурации, разглеждани в действащите нормативни документи (*Georgiev, Tzv.* [6, 7]). Примери за такива решения са илюстрирани на фиг. 1. При осигуряване на изискуемата сигурност на сградите с конфигурации, които излизат извън нормативно установените, следва да се вземат предвид специфичните особености в еласто-пластичното им поведение.



Фиг. 1. Приложения на вертикалните връзки в съвременното строителство  
а) Cannon Place Building, London; б) Alcoa Building, San Francisco, California; в) Split-X

Дори и на пръв поглед, ясната схема на двуетажните вертикални връзки с кръстосани диагонали, пресичащи се в етажна греда (наричани в изложението и Split-X, фиг. 4в) се характеризира със специфики в сеизмичното си поведение, които не трябва да се пренебрегват при проектиране. Поради липса на конкретни указания за проектиране на разглежданата система в действащите нормативни документи (БДС EN 1998-1<sup>1</sup> [4], ANSI/AISC 341-16 [5]), тя би могла да се апроксимира както с X-връзка, така и с връзка с редуващи се V- и  $\Lambda$ -диагонали по височина, което неминуемо води до субективност в подбора на критерии при проектиране. Поражда се неяснота и относно дуктилността на конструкциите, в които е приложена (препоръчителната стойност на коефициента на поведение  $q$  за двата основни типа конфигурации на диагоналите в Еврокод 8 е съответно 4 и 2).

Проведени изследвания по темата сочат, че системата има склонност към концентрация на етажно преместване в един етаж и неравномерно разпределяне на деформациите в диагоналите по височина. Тези ефекти могат да се редуцират чрез удовлетворяване на специфични изисквания. Някои автори (*D'Aniello, M. et al.* [8], *Shen, J.* [9]) предлагат критерии за осигуряване на достатъчна огъвна коравина на гредата, в която се пресичат диагоналите и критерии за пропорционално разпределение на коравините на диагоналите по височина. В дисертационната разработка на единия от авторите (*Raycheva, L.* [10]) е установена зависимост между типа на реализирания пластичен механизъм и съвместната огъвна коравина на междинната греда и колоните, като са предложени и критерии за проектиране.

Настоящата статия има за цел да сравни решенията, получени чрез три подхода, като е приложен линеен спектрален анализ на двуетажна сграда със стоманен носещ скелет и вертикални връзки с кръстосани диагонали, пресичащи се в етажната греда. Разгледаните подходи отговарят на изискванията за конфигурациите, залегнали в нормативните документи БДС EN 1998-1 [4] и ANSI/AISC 341 [5] и чрез прилагане на допълнителни критерии, отчитащи спецификите на разглежданата конфигурация.

## 2. Основни концепции при проектиране на двуетажни Split-X вертикални връзки

При проектиране в сеизмични райони на сгради с вертикални връзки с кръстосани диагонали, пресичащи се в етажна греда, системата интуитивно би могла да се отнесе към традиционните вертикални връзки с кръстосани диагонали. Нормативните изисквания на действащите в страната стандарти за проектиране (БДС EN 1998-1 [5]) препоръчват този вид връзки да се проектират като се разчита на еласто-пластичната работа на диагоналните елементи при опън, а носимоспособността на натисковите диагонали да се пренебрегне. Във връзка с последното е дефинирана и долна граница на условната стройност на диагоналните елементи ( $\bar{\lambda} \geq 1,3$ ). Съответно, и дуктилността на този вид връзки е оценена в европейския стандарт чрез стойност на коефициента на поведение  $q = 4,0$  за среден и висок клас на дуктилност.

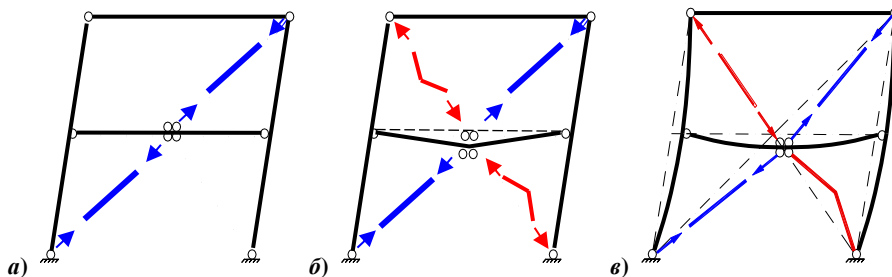
Наличието на сеизмична маса в междинното ниво повлиява на това идеализирано поведение чрез индуциране на етажна сеизмична сила в мястото на пресичане на диагоналите. Тази специфика е установена в изследванията на редица автори (*Chen, C. et al.* [11], *Yoo, J.-H. et al.* [12], *Lacerte, M.* [13]) и рефлектира в концентриране на междуетажно преместване в един етаж и деформации в междинната греда, често надвишаващи гра-

---

<sup>1</sup> Очаква се следващото издание на EN 1998-1 да включва и системата Split-X (вертикални връзки с пресичащи се в етажната греда диагонали).

ницата на провлачане на стоманата. Тези ефекти са породени от наличието на неуравновесени сили във възела на пресичане на диагоналите. Следователно, логична алтернатива е системата Split-X да бъде апроксимирана с редуващи се  $\Lambda$ - и V-връзки и при проектиране да се изходи от нормативните критерии на БДС EN 1998-1 [4] за  $\Lambda$ -образни вертикални връзки. При тях се разчита на носимоспособността и на двата диагонала, т.е. диагоналите следва да имат достатъчна носимоспособност на изкълчване, за да поемат изчислителните ефекти от сеизмичното въздействие. Тази концепция има израз в помасивни диагонални елементи. Що се отнася до общата дуктилност на системи с  $\Lambda$ -връзки, тя в европейския стандарт е оценена чрез стойност на коефициента на поведение  $q = 2,0$ .

Изследванията (Raycheva, L., [10], Shen, J. [14] и др.) на двуетажни Split-X вертикални връзки сочат, че освен допълнителни деформации в междинната греда от огъване, породено от неуравновесена вертикална сила, допълнителни деформации от огъване се реализират и в колоните, вследствие на инерционната сила в междинно ниво и на хоризонталната компонента на неуравновесена сила във възела. Същите следва да бъдат отчетени при проектиране, за да се постигне хомогенно разпределяне на премествания и деформации по височина на връзката. Основните концепции, разгледани в настоящата статия, са илюстрирани на фиг. 2.



**Фиг. 2. Основни концепции при проектиране на Split-X вертикални връзки.**

*а) X-образна връзка с работещи само опънни диагонали; б) L&V; в) Split-X*

Добрата дуктилност на системата вертикални връзки от типа Split-X е доказвана чрез редица изследвания, поради което в настоящата разработка е възприета първоначално постоянна стойност на  $q = 4,0$ , независимо от концепцията на проектиране.

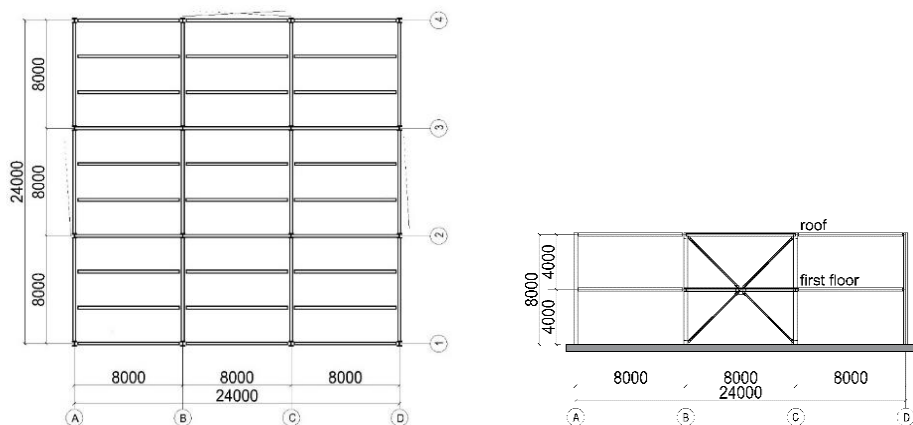
Допълнителен аспект при проектирането на вертикални връзки с центрично включени диагонали разглеждат американските стандарти (ANSI/AISC 341 [5]), като са дефинирани две специфични състояния в еласто-пластичен и следкритичен стадий:

- Ситуация, в която всички диагонали са развили очакваната си носимоспособност на опън ( $N_{pl,Rd}$ ) и натиск ( $N_{b,Rd}$ );
- Ситуация, в която всички опънни диагонали са развили очакваната си носимоспособност ( $N_{pl,Rd}$ ), а натисковите са загубили съществен дял от носимоспособността си на натиск ( $0,3N_{b,Rd}$ ), т.е. изкълчили са се.

От тези две състояния се отчитат допълнителни ефекти от възникване на неуравновесени сили върху рамковия контур – колони и междинната етажна греда на вертикалната връзка. При удовлетворяване на критериите за проектиране, стандартът дефинира коефициент за редукция на силите  $R = 6$  за всички дуктилни рамки с центрично включени диагонали.

### 3. Числен пример

Настоящата статия разглежда числен пример на двуетажна скелетна сграда със стоманен носещ скелет и композиционни междуосия от 8,0 m в двете главни направления. Рамките за гравитачен товар са композирани от греди и колони, разположени по всяка от главните конструктивни оси. Възлите между греди и колони, както и възлите при базите на колоните, са приети за номинално ставни. Основните системи за поемане на сеизмични въздействия са рамки с кръстосани диагонали, пресичащи се в етажна греда (Split-X), развити в средното междуосие на всяка от четирите фасади на сградата (фиг. 3). Всяка вертикална връзка Split-X се състои от две колони, две етажни греди (междинна и покривна) и диагонали. Разположени са в средното междуосие на всяка от четирите периферни главни оси на сградата.



Фиг. 3. План и разрез на сградата

#### 2.1. Напречни сечения на елементите и използвани материали

За диагоналните елементи са възприети съставени Н-образни напречни сечения, с цел да се избегне преоразмеряване на дисипативните елементи и да се използват предимствата на стомана клас S235. Останалите носещи елементи (колони, подови и покривни греди) са проектирани от стандартни горещовалцувани профили (EN 10025-2:2001 [15]) HEA, IPE, HEB. Колоните, етажните греди от връзките и елементите от гравитачните рамки са проектирани от стомана клас S355. Това е възприето в изпълнение на изискванията на БДС EN 1998-1 [4] и за по-нагледно сравнение на различните проектни решения.

#### 2.2. Натоварвания и въздействия

Табл. 1 обобщава приетите товари и параметрите на сеизмичното въздействие. Стойностите на въздействията върху покрива са приети като за необитаем покрив (категория Н). Прието е, че интензивността на въздействието от сняг е по-малка от полезния товар върху покрива и надморската височина на площадката е под 1000 метра. В този смисъл натоварването от сняг не се отчита в сеизмична изчислителна комбинация. Изчислителният спектър на реагиране е приет съгласно БДС EN 1998-1 [4] т. 3.2.2.5.

**Таблица 1. Товари и въздействия**

Описание	Стойност
<i>Вертикални товари</i>	
Собствено тегло подова плоча (бетон и ламарина)	2,75 kN/m <sup>2</sup>
Инсталации, тавани, покривни и/или подови покрития:	
– Първи етаж	0,70 kN/m <sup>2</sup>
– Покрив	1,00 kN/m <sup>2</sup>
Фасади	0,60 kN/m <sup>2</sup>
Полезни товари 1-ви етаж (категория В)	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Полезни товари по покрива (категория Н)	0,75 kN/m <sup>2</sup>
<i>Променливи товари и въздействия</i>	
Ветрово въздействие	$q_{b,o} = 0,43 \text{ kN/m}^2$
Сняг	$s_k = 1,28 \text{ kN/m}^2$
Коефициенти на съчетание за основна комбинация:	
Вятър	$\Psi_{0,2} = 0,6$
Сняг	$\Psi_{0,2} = 0,5$
<i>Сеизмично въздействие</i>	
Проектен спектър на реагиране за еластичен анализ	Type 1
Референтно максимално ускорение на земна основа тип А	$a_{g,R} = 0,30g$
Клас на значимост I (Обикновени сгради)	$\gamma_I = 1,0$
Тип земна основа	B ( $T_B = 0,15 \text{ s}$ , $T_C = 0,50 \text{ s}$ )
Възприет коефициент на поведение, q	4,0
Затихване	5%
Коефициент за едновременна използваемост на етажите	$\varphi = 0,80$
Коефициенти на съчетание за сеизмична комбинация:	
Първи етаж	$\psi_2 = 0,30$ , $\psi_E = 0,24$
Покрив	$\psi_2 = 0,00$ , $\psi_E = 0,00$

### 2.3. Комбиниране на въздействията

Изчислителните стойности на ефектите от дефинираните въздействия са получени чрез комбиниране в съответствие с БДС EN 1990: 2003 [16], като са разгледани основна и сеизмична изчислителна ситуация, дефинирани по изрази (6.10) и (6.12) от цитирания нормативен документ.

### 2.4. Сеизмични маси

Сеизмичните маси са определени за сеизмична изчислителна комбинация съгласно БДС EN 1998-1:2004 (3.17), като са определени на базата на собствените тегла на елементите. Систематизирани са в табл. 2.

**Таблица 2. Сеизмични маси за разглежданата сграда**

Сеизмична маса за етаж 1	315,4 t
Сеизмична маса на покрива	243,7 t
Маса на стоманения скелет	62,82 t
Обща сеизмична маса на сградата	622,05 t

## 2.5. Изчислителен модел на сградата

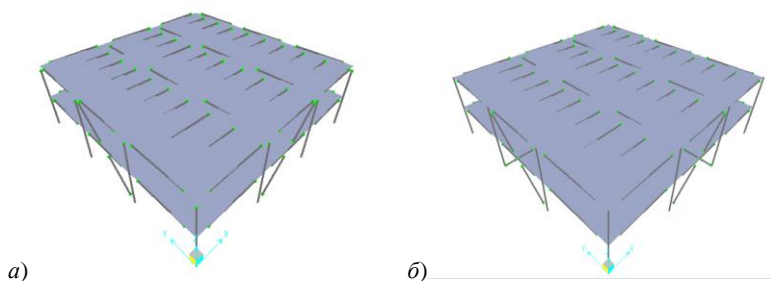
За определяне на ефектите от дефинираните въздействия и техните комбинации е генериран модел с крайни елементи чрез софтуерния продукт SAP2000. Всички възли между греди и колони, бази на колони от гравитачния скелет и вертикалните връзки са моделирани като номинално ставни.

Диагоналите от вертикалните връзки са моделирани чрез непрекъснат гредови елемент с постоянно H-образно напречно сечение. Колоните и гредите са моделирани като непрекъснати с гредови краен елемент с постоянно напречно сечение. Подовите плочи са моделирани чрез тънки черупкови елементи (“thin shell”).

Разгледани са два изчислителни модела, съответстващи на приложения подход при оразмеряване за сеизмични въздействия:

- модел T-Only (само с опънни диагонали), когато е възприета концепцията, че хоризонталната коравина на вертикалната връзка с кръстосани диагонали се осигурява предимно чрез опънния диагонал;
- модел C+T (с натискови и опънни диагонали), когато във формирането на хоризонталната коравина на вертикалната връзка с кръстосани диагонали се отчита и натисковият диагонал.

Изчислителните модели на разглежданата конструкция са илюстрирани на фиг. 4.



Фиг. 4. Изчислителен модел на сградата  
а) T-Only; б) C+T

## 4. Оразмеряване за основни комбинации от въздействия

При основни товарни комбинации хоризонталното въздействие върху конструкцията е вятър. Ефектите от него върху диагоналните елементи от връзката са незначителни. Поради тази причина първоначалният избор на напречно сечение се диктува от ограничението на стройността и класа на напречно сечение. Сеченията са проектирани като клас 1, което кореспондира на изискването за среден и висок клас на дуктилност (DCM и DCH) (съгласно Еврокод 8 [4]) и moderately или highly ductile members (съгласно AISC-10 [5]). Условната стройност на диагоналите следва да бъде в диапазона  $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$ , когато се разчита на пластичната носимоспособност ( $N_{pl,Rd}$ ) на диагоналите и  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ , когато изчислителна е носимоспособността на изкълчване на диагоналния елемент ( $N_{b,Rd}$ ). В табл. 3 са представени характеристиките на диагоналите при първоначалния им подбор. Изкълчвателната им дължина е приета по-малка от системната, за да се отчете реалното местоположение на отворите за болтове. Размерите на напречното

сечение на диагоналите са описани чрез абривиатурата F150.9W160.8, която следва да се разчита като: F (пояс) 150.9 (ширина 150 mm, дебелина 9 mm); W (стебло) 160.8 (височина 160 mm, дебелина 8 mm).

**Таблица 3. Първоначални геометрични характеристики на диагоналите**

Етаж	Сечение диагонал	$f_y$ , kN/cm <sup>2</sup>	$L_d$ , m	$L_{cr}$ , m	$\bar{\lambda}$	$A$ , cm <sup>2</sup>
1	F130.9W120.6	23,5	5,66	5,00	1,62	30,6
2	F130.9W120.6	23,5	5,66	5,00	1,62	30,6

Останалите елементи от носещия скелет на сградата са оразмерени за меродавните ефекти от основна комбинация на въздействията, като са приложени критериите за оразмеряване в БДС EN 1993-1-1 [17]. Табл. 4 обобщава окончателния вариант на напречни сечения. Чрез тях са удовлетворени и критериите за експлоатационни гранични състояния съгл. БДС EN 1993-1-1 [17].

**Таблица 4. Оразмеряване на елементите за основна комбинация**

Елемент	Напречно сечение	$f_y$ , kN/cm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$ , kN	$M_{y,Ed}$ , kNm	$M_{z,Ed}$ , kNm	Коефициент на използваемост
Второстепенни покривни греди	IPE300	35,5	-	90	-	0,65
Главни покривни греди	HEA340	35,5	-	260	-	0,47
Второстепенни подови греди	IPE360	35,5	-	150	-	0,62
Главни подови греди	HEA400	35,5	-	400	-	0,53
Вътрешни колони	HEA240	35,5	-1310	-	-	0,82
Външни колони	HEA240	35,5	-520	9	16	0,59

## 5. Оразмеряване за сеизмична изчислителна ситуация

Ефектите от сеизмично въздействие за разглежданите модели са определени чрез спектрален анализ с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене (Мода-лен спектрален анализ) в двете главни хоризонтални направления. Разглежданата сграда е определена като регулярна в план и по височина. Теоретично центровете на маса и коравина съвпадат. Реално съществуват случайни ексцентритетите и ефекти от усукване, които се отразяват в завишение на усилията в елементите. Приносът на тези ефекти е оценен като минимален за разглежданата конструкция (в рамките на 4 – 5%) и няма да бъде отчитан. Крайните ефекти от сеизмичното въздействие са определени чрез комбиниране по правилото „корен квадратен от сумата на квадратите“ (SRSS) на усилията, получени от всяко от главните хоризонтални компоненти на сеизмичното въздействие.

Дисипативните елементи – диагоналите, са оразмерени в зависимост от подхода, който е възприет, съответно чрез носимоспособност на елемента при изкълчване ( $N_{b,Rd}$ ) или чрез пластичната носимоспособност на сечението ( $N_{pl,Rd}$ ), определени съгласно БДС EN 1993-1 [17].

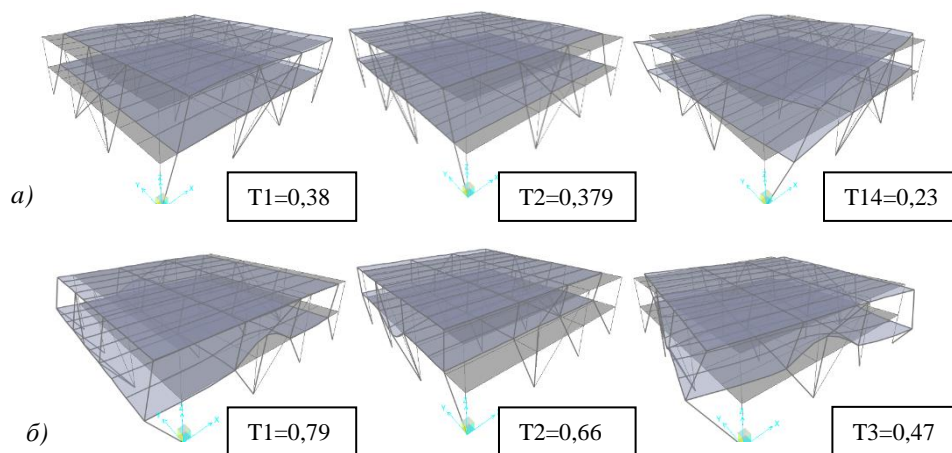


В състава на връзката междинната греда и колоните могат да се отнесат към недисипативните елементи. Като такива, те следва да бъдат оразмерени и да се следват принципите за капацитивно проектиране, като се отразяват възможните форми на завишен капацитет на дисипативните елементи, както и допълнителните ефекти, възникващи вследствие на преразпределяне на усилията в еласто-пластичен стадий на поведение на връзката. Второто условие се свързва пряко с особеностите на конфигурацията на разглеждания тип връзка. В разглеждания пример при оразмеряване на недисипативните елементи на вертикалната връзка са следвани дефинираните изисквания на нормативните документи Еврокод 8 [4] и AISC 341-10 [5] за проектиране на вертикални връзки с кръстосани и  $\Lambda$ -диагонали и дуктилни рамки с центрично включени диагонали (SCBFs), както и предложените в разработката *Raycheva, L.* [10] критерии за проектиране на двуетажни Split-X вертикални връзки.

## 5.2. Модален анализ

Собственото динамично реагиране на двата изчислителни модела (T-Only и C+T) е показателно за характерните специфики в сеизмичното поведение на системата вертикални връзки от типа Split-X. Водещите форми и периоди на свободни трептения за двата модела са илюстрирани на фиг. 5.

Съпоставката им е показателна за разликата в собствените динамични характеристики на конструкциите. Характерно за водещите собствени форми за модел T-Only е концентрацията на междуетажни премествания в първия етаж, съпътствана от огъване в колоните, т.е. наблюдава се отклонение от фермовото действие. При модел C+T този ефект не се наблюдава, като собствената форма се доближава до тази на конзолна ферма.



Фиг. 5. Водещи форми на свободни трептения за изчислителен модел  
а) C+T; б) T-Only

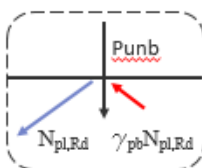
Може да се направи изводът, че изключването на натисковия диагонал от модела променя съществено динамичните характеристики на конструкцията, като води до съществен спад в коравината ѝ и преимуществено огъване на колоните под действие на междинната инерционна сила. Последното може да се отнесе към спецификите на разглеждания тип вертикални връзка и насочва към подходяща концепция при проектиране с включени натискови диагонали. Като продължение на това съждение и за съпоставка

следва да изтъкнем, че американските стандарти AISC ASCE-341 [5] не допускат използването на концепцията с изключване на натисковите диагонали за дуктилни рамки с централно включени диагонали (Special Concentrically Braced Frames).

В настоящата статия са разгледани три подхода за проектиране, описани по-долу.

### 5.3. Подход само с опънни диагонали (T-Only)

При този подход се изхожда от схемата за вертикални връзки с кръстосани диагонали, като са съблюдавани критериите на Еврокод 8 [4]. Изчислителният модел включва само опънните диагонали. За да се отчете разпределяне на усилията в еласто-пластичен стадий на поведение на връзката, са удовлетворени и допълнителните изисквания на Еврокод 8 [4], отнасящи се до носещата способност на гредата, в която се пресичат диагоналите (междинната греда) във вертикални връзки с  $\Lambda$ -конфигурация. Изискванията касаят носещата способност на междинна греда, която следва да понесе всички несеизмични въздействия, без да се взема под внимание междинната опора от диагоналите, както и неуравновесената вертикална сила от сеизмичното въздействие, приложена към гредата чрез връзките след изкълчване на натиснатия диагонал. Тази сила се определя като се използва  $N_{pl,Rd}$  за опънния диагонал и  $\gamma_{pb}N_{pl,Rd}$  за натисковия ( $\gamma_{pb} = 0,3$  – коефициент за следкритична носимоспособност на диагонал).



Фиг. 6. Изчислителна схема за разпределение на усилията в еласто-пластичен и следкритичен стадий за вертикални връзки с  $\Lambda$ -конфигурация съгласно Еврокод 8 [4]

Неуравновесената сила е определена от условието за равновесие на възела на пресичане на диагоналите от двете етажни нива (табл. 5).

Таблица 5. Неуравновесени сили във възела при пресичане на диагоналите при подход T-Only

Критерии	Хоризонтална неуравновесена сила ( $H_{UNB}$ )	Вертикална неуравновесена сила ( $V_{UNB}$ )
ЕС 8	–	$P_{UNB} = 0,7(N_{pl,Rd,1} - N_{pl,Rd,2})\sin\alpha$

Ефектите (огъващи моменти и сръзващи сили) в междинната греда от неуравновесените сили са определени при статическа схема проста греда, натоварена с концентрирана вертикална и хоризонтална сила в средата. Съгласно този подход ефекти от неуравновесените сили върху колоните не са отчитани.

Изчислителните усилия за недисипативните елементи са определени съгласно изразите в табл. 6.

**Таблица 6. Изчислителни усилия в недисипативни елементи при подход T-Only**

Критерии	Колони	Междинна греда
EC8	$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_{min}N_{Ed,E}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_{min}M_{Ed,E}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_{min}V_{Ed,E}$	$N_{Ed} = N_{Ed,G}$ $M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_{min}M_{UNB}$ $V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega_{min}V_{UNB}$

Посочените в таблицата  $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  са съответно нормално усилие, огъващ момент и срязваща сила в колоните и междинната греда от гравитачни товари;

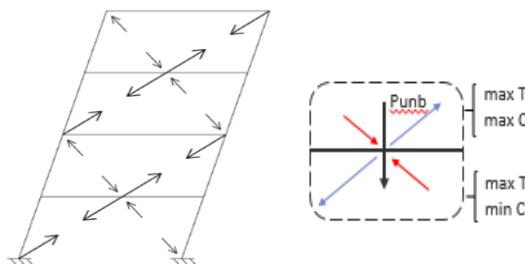
$N_E$ ,  $M_E$ ,  $V_E$  – съответно нормално усилие, огъващ момент и срязваща сила в колоните и междинната греда от сеизмично въздействие;

$N_{UNB}$ ,  $M_{UNB}$ ,  $V_{UNB}$  – съответно нормално усилие, огъващ момент и срязваща сила в колоните и междинната греда от неуравновесените сили.

#### 5.4. Подход с отчитане на натиснати и опънати диагонали (C+T)

При този подход изчислителният модел за спектрален анализ с разделяне на реагирането по собствени форми на свободни трептения (модален спектрален анализ) включва натисковите и опънните диагонали.

При проектиране на недисипативните елементи (колони и междинна греда) са включени неуравновесени сили, резултат от състоянията в еласто-пластичен и следкритичен стадий (фиг. 7). Тези състояния са дефинирани в ANSI/AISC 341 [5] и са споменати в т. 2 на настоящата статия. Допълнително изискване към гредите е да са непрекъснати между колоните и да са укрепени извън равнината.



**Фиг. 7. Изчислителни схеми за дуктилни рамки с центрально включени диагонали (SCBFs) в следкритичен и еласто-пластичен стадий [5]**

При дефинираните в ANSI/AISC 341 [5] ситуации в следкритичен стадий на поведение се пораждат огъващи моменти и нормални сили в колоните и междинната греда на вертикалната връзка. За определяне на огъващия момент в колоните ( $M_{c,UNB}$ ) е препоръчително да се отчете и влиянието на съседните колонии от гравитачния скелет на сградата, т.е. да се състави пространствен изчислителен модел с крайни елементи за разглежданата ситуация, която да включва неуравновесените сили като товарно състояние. В настоящия пример за изчисляване на ефектите от неуравновесени сили върху колонии и междинна греда е подхождено консервативно, като недисипативните елементи (колони и междинна греда) са разгледани като двуставно подпрени елементи, натоварени с концентрираните неуравновесени сили.

Неуравновесените сили във възела при пресичане на диагоналите с междинната греда, отговарящи на разгледаните състояния на разпределение на усилията, са обобщени в табл. 7.

**Таблица 7. Неуравновесени сили във възела при пресичане на диагоналите при подход С+Т**

Критерии	Хоризонтална неуравновесена сила ( $H_{UNB}$ )	Вертикална неуравновесена сила ( $V_{UNB}$ )
<b>AISC – Ситуация 1</b>	$H_{UNB}=(N_{pl,Rd,1}+N_{b,Rd,1}-N_{pl,Rd,2}-N_{b,Rd,2})\cos\alpha$	$V_{UNB}=(N_{pl,Rd,1}-N_{b,Rd,1}-N_{pl,Rd,2}+N_{b,Rd,2})\sin\alpha$
<b>AISC – Ситуация 2</b>	$H_{UNB}=(N_{pl,Rd,1}+0,3N_{b,Rd,1}-N_{pl,Rd,2}-0,3N_{b,Rd,2})\cos\alpha$	$V_{UNB}=(N_{pl,Rd,1}-0,3N_{b,Rd,1}-N_{pl,Rd,2}+0,3N_{b,Rd,2})\sin\alpha$
<b>EC 8</b>	–	$P_{UNB}=0,7(N_{pl,Rd,1}-N_{pl,Rd,2})\sin\alpha$

Оразмерителните усилия за недисипативните елементи са определени съгласно изразите в табл. 8, като е отчетена капацитивната корекция в стойностите.

**Таблица 8. Оразмерителни усилия в недисипативни елементи при подход С+Т**

Критерии	Колони	Междинна греда
<b>AISC</b>	$N_{Ed}=N_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}\sin\alpha N_{pl,Rd,2}$ $M_{Ed}=M_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}M_{UNB}$ $V_{Ed}=V_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}V_{UNB}$	$N_{Ed}=N_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}0,5H_{UNB}$ $M_{Ed}=M_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}M_{UNB}$ $V_{Ed}=V_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}V_{UNB}$
<b>EC8</b>	$N_{Ed}=N_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}N_{Ed,E}$ $M_{Ed}=M_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}M_{Ed,E}$ $V_{Ed}=V_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}V_{Ed,E}$	$N_{Ed}=N_{Ed,G}$ $M_{Ed}=M_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}M_{UNB}$ $V_{Ed}=V_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega_{\min}V_{UNB}$

Тук  $N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  са съответно нормално усилие, огъващ момент и срязваща сила в колоните и междинната греда от гравитачни товари;

$N_E$ ,  $M_E$ ,  $V_E$  – съответно нормално усилие, огъващ момент и срязваща сила в колоните и междинната греда от сеизмично въздействие;

$N_{UNB}$ ,  $M_{UNB}$ ,  $V_{UNB}$  – съответно нормално усилие, огъващ момент и срязваща сила в колоните и междинната греда от неуравновесените сили.

### 5.5. Подход с двойка диагонали и пропорционални коравини на междинна греда и колони (С+Т)∞

В резултат на числени и натурни изследвания в рамките на разработване на дисертационен труд на тема „Изследване на сеизмичното поведение на двуетажни вертикални връзки с кръстосани диагонали, пресичащи се в етажна греда“ [10] е установена водещата роля на съвместното действие на тандема „междинна греда-колони“ в реали-

зирането на еласто-пластично поведение, доближаващо се до това на конзолна ферма. В разработката са предложени критерии за проектиране на двуетажни вертикални връзки с ъгли от  $45^\circ$  между диагоналите и хоризонтала, в резултат на които концентрацията на междуетажно преместване в едно ниво се редуцира, като се реализира изкълчване и на двата натиснати диагонала и равномерно пластифициране на двойката опънни диагонали в рамките на двата етажа, формиращи „окупнено X-поле“.

В цитираното изследване поведението на вертикалната връзка е разделено на етапи, като предложените критерии за проектиране касаят всеки конкретен етап на поведение. Най-общо дефинираните етапи са:

- Докритичен – натисковите диагонали са в момент преди изкълчване.
- Преходен – опънните диагонали са пластифицирали, натисковият диагонал в първия етаж е изкълчен като неговата носимоспособност и коравина са пренебрежими, а натисковият диагонал от втория етаж е в преход от неизкълчено в изкълчено състояние.
- Пластичен.

Преходният етап определя вида на крайния пластичен механизъм. За да се реализира механизъм с равномерно разпределени пластични деформации и премествания, е необходимо осигуряване на достатъчна огъвна коравина на композицията от междинна греда и колони.

За целите на проектирането е предложен заместващ модел, включващ натисковия диагонал от двойката, който все още не се е изкълчил (този на горно етажно ниво). Огъвните коравини на междинна греда ( $K_{SB}$ ) и колони ( $K_c$ ), които са наблюдавани в разглежданото състояние на системата, са симулирани чрез еластични опори съответно с вертикална и хоризонтална степен на свобода. Коравините на изкълчили се натисков диагонал и пластифициралите опънни диагонали се изключват от заместващия модел, тъй като може да се приеме, че те са пренебрежимо малки.

Външното натоварване, действащо върху заместващия модел, включва:

- неуравновесената сила, резултат от разликата в пластичните носимоспособности на опънния тандем диагонали, определена от израз (1):

$$\Delta V = (N_{pl,Rd1} - N_{pl,Rd2}) \sin \alpha ; \quad (1)$$

- инерционната сила в междинно етажно ниво ( $\Delta H = F_{1,tr}$ ), определена с похватите на Метода на хоризонталните сили (2):

$$F_{Ei,tr} = F_b \frac{s_i M_i}{\sum s_i M_i} , \quad (2)$$

където  $F_{Ei,tr}$  са етажните инерционни сили, възникващи в преходен етап от поведението на системата при условно приета модална форма с концентрация на преместване в първия етаж при отношение на междуетажните премествания ( $D_i$ )  $D_i = 0,7D_2$ ;

$M_i$  – етажни маси;

$s_i$  – премествания на масите  $m_i$  по предопределената деформирана схема с доминиране на преместването на първото етажно ниво;

$F_b$  – обща сръзваща сила в основата за преходен етап от поведението.

Общата срязваща сила в основата се определя от израз (3):

$$F_b = S_d(T_{1,av})M\lambda\Omega, \quad (3)$$

където  $T_{1,av}$  е средноаритметична стойност на първите периоди на свободни трептения за конструкциите, оразмерени по подходи T-Only и C+T;

$S_d(T_{1,av})$  – изчислително спектрално ускорение за осреднения период на трептене  $T_{1,av}$ ;

$M = M1 + M2$  – сумарна сеизмична маса за една Split-X връзка от сградата;

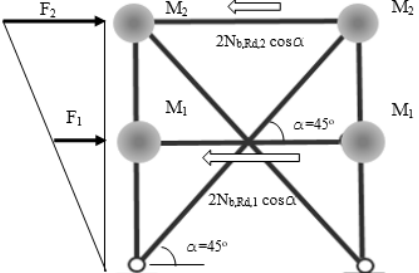
$\lambda = 0,90$  – коефициент на участие на сеизмичните маси за първа форма на свободни трептения;

$\Omega = 2,0$  – коефициент за капацитивна корекция за конструкция, проектирана по подход C+T. Този коефициент отчита завишената носимоспособност на системата, дължаща се на запас на якост в материала, запас на носимоспособност на дисипативните елементи, опростявания от изчислителните модели, уякчаване, опростявания на модели на възли и т.н. Тук този коефициент е въведен и защото се търси необходима коравина и носеща способност на два недисипативни елемента, а именно колоните и междинната греда.

Предложените критерии за проектиране и заместващ модел целят да се определи необходимата коравина на междинната греда,  $K_{SB}$  и колоните,  $K_C$ , която да позволи изкълчване на натиснатия диагонал от второ ниво, с което да се постигне изравняване на коравините и преместванията в двете съседни етажни нива при действие на приложените товари. При разгледаното товарно състояние и статическа схема, преместванията на възела, подпрян на еластичните опори, биха се реализирали по две взаимноперпендикулярни направления – по направление на оста на диагонала ( $\delta_{bkl}$ ) и перпендикулярно на него ( $\delta_{\perp}$ ). Необходимото условие да се гарантира изкълчване на натиснатия диагонал е осигуряването на достатъчна коравина по направление, успоредно на оста на диагонала, която да развие реактивно усилие, по-голямо от носимоспособността на изкълчване на натисковия диагонал и добавката от компонентата от инерционната сеизмична сила. Следва да се вметне, че наличието на сеизмична сила от междинното ниво води до завишени изисквания за еластична коравина на междинната греда и колоните.

Накратко, приложените критерии при този подход са обобщени в табл. 9, а с по-задълбоченото развитие на тази методика читателят може да се запознае в [10].

**Таблица 9. Етапи на поведение и съответстващи критерии**

Етап на поведение	Критерии
<p style="text-align: center;"><b>Докритичен етап</b></p> 	<p>Критерий за пропорционалност на еластичните осови коравини на диагоналите</p> $\frac{A_1}{A_2} \leq \frac{z_1 M_1 + z_2 M_2}{z_2 M_2} \leq \frac{\chi_1 A_1}{\chi_2 A_2},$ <p>Отклонение до (10 – 15)%</p>

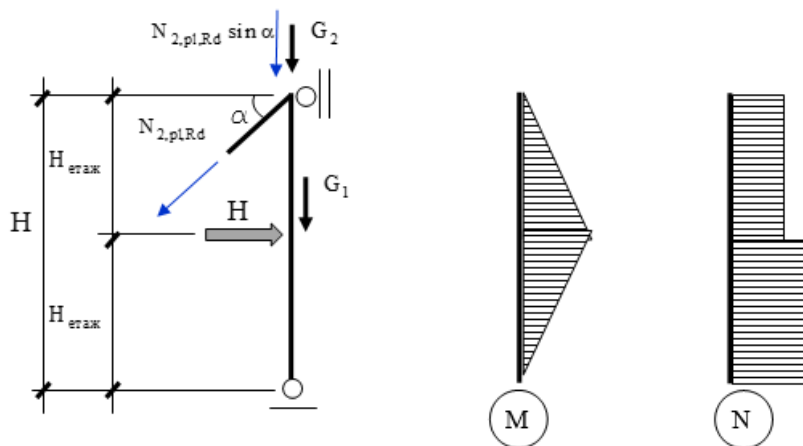
<p style="text-align: center;"><b>Преходен етап</b></p>	<ol style="list-style-type: none"> <li>Критерий за минимална коравина и носимоспособност на междинната греда <math>\sigma_{SB} = \frac{M(\Delta V)}{W_{el,y}} \leq \frac{\chi_{LT} f_y}{\gamma_{Mo}}</math></li> <li>Допустимо преместване по оста на диагонала при изкълчване: <math>\delta_{bkl} = (1,3 \div 1,4) \delta_{\perp} \leq 0,0075 H \cos \alpha</math>, където <math>\delta_{\perp} = -(0,7 \div 0,6) f(\Delta V) \cos \alpha</math> (преместванията на възела в направление, перпендикулярно на оста на диагонала);  <math display="block">f(\Delta V) = \frac{\Delta V L_{SB}^3}{48 E I_{SB}}</math> (вертикалното преместване на възела от действие на неуравновесената вертикална сила DV, определено от (1));</li> <li>Критерий за допустимо относително междуетажно преместване (<math>\theta_{\Delta H}</math>), породено от неуравновесената хоризонтална сила и огъването в колоната:  <math display="block">\theta_{\Delta H} = \frac{(0,3 \div 0,4) f(\Delta V)}{H_{\text{етаж}}} \leq (0,3 \div 0,4) \%</math></li> <li>Определяне на необходимата огъвна коравина на колоните:  <math display="block">K_C = \frac{R - K_{SB} (\sin^2 \alpha \delta_{BKL} - \sin \alpha \cos \alpha \delta_{\perp})}{(\cos^2 \alpha \delta_{BKL} + \sin \alpha \cos \alpha \delta_{\perp})}</math> където <math>R = N_{b,Rd,2} + F_{1,тр} \cos \alpha</math> (необходимото реактивно усилие по направление на диагонала).  При подбора на инерционни характеристики на сечението на колоните е в сила изразът:  <math display="block">K_C = \frac{2,48 E I_C}{H^3}</math></li> <li>Проверка за еластична носимоспособност на колоната  <math display="block">\frac{H, F_{c,i}}{\sigma_c \chi_{y,c}} &lt; 1,0</math></li> </ol>
---	---

Носимоспособността на една колона от вертикалната връзка следва да е осигурена при еластични съпротивителни характеристики на напречните сечения и действие на следните изчислителни товари в преходен етап на поведение (фиг. 8 и изрази (4) – (6)):

$$H = 0,5 \left( N_{b,Rd} \cos \alpha + R_{1,тр} \right), \tag{4}$$

$$F_{c2} = G_2 + N_{pl,Rd} \sin \alpha, \quad (5)$$

$$F_{c1} = G_1. \quad (6)$$



Фиг. 8. Изчислително товарно състояние за колона в преходен етап

## 5.6. Сравнение на конструкциите, проектирани по разгледаните подходи

След проектиране на конструкциите по трите подхода е направено сравнение на получените вертикални връзки и е коментиран разходът на стомана за всяко решение, като критерий за икономически ефект от прилагането на дадения подход.

### 5.6.1. Напречни сечения на елементите от двуетажната Split-X връзка

Табл. 10 обобщава сеченията, получени за основните елементи на връзката след проектиране за основна комбинация на натоварване и трите подхода за проектиране при сеизмична изчислителна комбинация. Носимоспособността на сеченията и елементите е определена в съответствие с БДС EN 1993-1 за изчислителните ефекти от дефинираните комбинации.

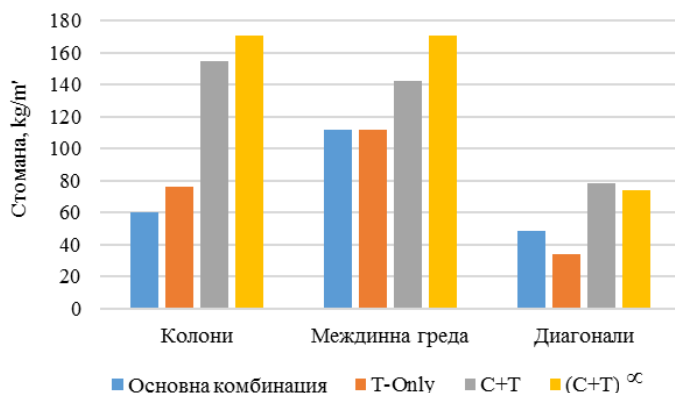
Таблица 10. Напречни сечения на елементите от вертикалната Split-X връзка

Подход	Диагонали		Колони	Междинна греда
	Етаж 1	Етаж 2		
Основна комбинация	F130.9W120.6	F130.9W120.6	HEA240	HEA360
T-Only	F110.10W80.5	F110.6W80.5	HEA280	HEA360
C+T	F170.14W140.8	F150.10W140.8	HEB400	HEB360
(C+T) <sup>∞</sup>	F170.14W140.6	F150.10W140.6	HEB450	HEB450



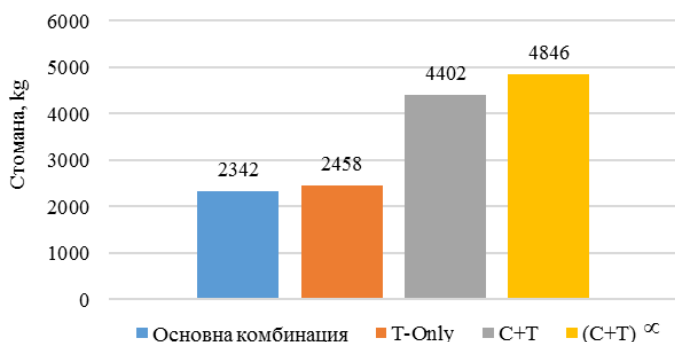
### 5.6.2. Сравнение на разхода на стомана при разглежданите подходи

Доказано правило е, че икономичността на едно решение не трябва да е за сметка на сигурността. Въпреки това, икономическата стойност на едно решение е един от ключовите фактори за неговата приложимост. С оглед на това, вертикалните връзки, проектирани по трите подхода, са сравнени по показателя „разход на стомана”. Като отправен репер е взета конструкцията, оразмерена за основна изчислителна комбинация. На фиг. 9 е съпоставен разходът на стомана ( $\text{kg/m}^3$ ) за всеки от елементите на връзката.



Фиг. 9. Разход на стомана за елементите от една двуетажна Split-X вертикална връзка

От изобразената графика е видно, че най-големи разлики в разхода на стомана за елементите от връзката се наблюдава за колоните. Допълнителните ефекти от отчитане на неуравновесена хоризонтална сила и междинна инерционна сила рефлектират в покачване на теглото на стоманата за колоните с два и повече пъти спрямо подхода T-Only, за който не са въведени допълнителни изисквания при проектиране за тези елементи. Въпреки това, поради коментираните характеристики на изчислителния модел само с опънни диагонали, в колоните се индуцират огъващи моменти от хоризонтално въздействие. Това се отразява в рамките на 30% по-висок разход на стомана за колоните спрямо решението за основни товарни комбинации. Що се отнася до междинната греди, разходът на стомана от основни комбинации не се повлиява от критериите на подход T-Only. Максимален е разходът на стомана при подход (C+T)<sup>∞</sup>, който е с 50% по-висок от този за основни комбинации. Междинен е разходът на стомана за подход C+T.



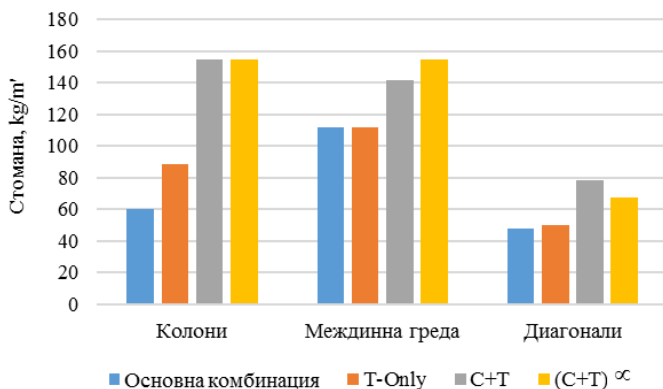
Фиг. 10. Разход на стомана общо за вертикална връзка, kg

Сумарният разход на стомана за трите решения в kg е обобщен на фиг. 10. От графиката може да се заключи, че най-голям разход за стомана има връзката, оразмерена по подход  $(C+T)^\infty$ , но той е съпоставим с този за модел C+T (разликата е до 10%). Що се касае до конструкцията, оразмерена по подход T-Only, се забелязва, че разходът на стомана при него е идентичен (до 5% по-висок) с този при основна комбинация.

### 5.7. Сравнение на конструкциите, проектирани по разгледаните подходи при коригирани коефициенти на поведение

До тук разгледаните конструкции са проектирани при възприета една и съща стойност на коефициента на поведение  $q = 4,0$ , т.е. при предпоставката за еднаква дуктиленост. Тази предпоставка може да се окаже не особено коректна, особено при сеизмични райони с висока сеизмичност. При модел T-Only анализът на динамичните характеристики показва склонност към концентриране на етажно преместване в долното ниво и отклоняване от фермовия модел на поведение. Очаквано е това да се отрази в редуция на дуктилеността, респективно в стойността на коефициента на поведение. Критериите за пропорционални коравини на междинна греда и колони следва да осигурят поведение, максимално доближаващо се до идеализираната схема, т.е. и максимална дуктиленост, което да даде израз в завишена стойност на коефициента на поведение за конструкцията. Този аспект на проблема е разгледан по-подробно в *Raycheva, L.* [10].

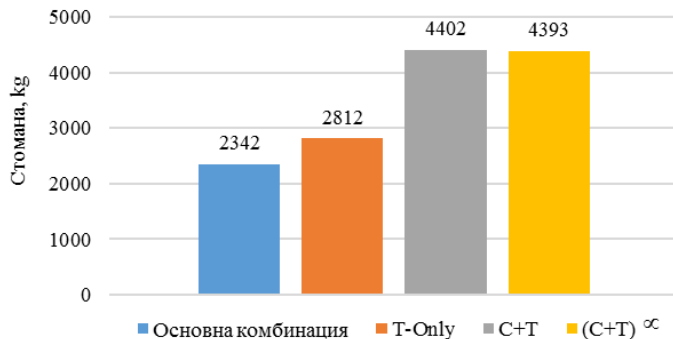
Предвид горното е направена втора итерация на решенията като са коригирани стойностите на коефициентите на поведение, както следва: за подход T-Only:  $q = 3,0$ , за подход C+T:  $q = 4,0$  и за подход  $(C+T)^\infty$ :  $q = 5,0$ . Тези стойности са приети ориентировъчно, като са в границите на стойностите, препоръчани в БДС EN 1998-1 за стоманени конструкции от среден ( $q \leq 4$ ) и висок клас дуктиленост ( $q > 5$ ). Те следва да се прецизират и обосноват чрез прилагане на утвърдени числени процедури (например FEMA P695 [18]).



Фиг. 11. Разход на стомана за елементите от една двуетажна Split-X вертикална връзка с коригирани стойности на  $q$

Разходът на стомана в  $kg/m^3$  за отделните елементи от връзката при направената итерация е представен на фиг. 11. От изобразената графика е видно, че разходът на стомана за елементите на връзката, проектирана по трите подхода, е с по-малка вариация в сравнение с първоначалния вариант (фиг. 9). Отново разходът на стомана за колоните от вертикалната връзка е най-голям, като в случая разликата между двата основни подхода за проектиране (със или без изключване на натисковите диагонали) е намалена до 75%.

За междинната греда разликата е в рамките на 35%, а 50% разлика се наблюдава за диагоналните елементи. И при коригираните стойности на коефициента на поведение се наблюдава ефектът, произтичащ от допълнителните изисквания към недисипативните елементи (колони и междинна греда) върху разхода на стомана. Сумарният разход на стомана (фиг. 12) за една вертикална връзка за разглежданата втора итерация показва по-малки разлики между трите решения. Най-голямата разлика е в рамките на 50%.



Фиг. 12. Разход на стомана общо за вертикална връзка с коригирани стойности на  $q$ , kg

Интерес представлява и разходът на стомана за цялата конструкция на сградата. За разглеждания пример теглото стомана за елементите, които не влизат в състава на връзките, е 40312 kg. Теглото на четирите вертикални връзки представлява 23% от това тегло за основни комбинации на натоварване, 24 – 28% за модела само с опънни диагонали и за останалите два модела с включени натискови диагонали – (44 – 48)%.

Следва да се направи анализ доколко завишената цена от повече вложен материал, оправдава по-предвидимото сеизмично поведение и по-високата дуктилност на системата като се вземе предвид конкретната сеизмична опасност, на която е изложена конструкцията и съответната необходима дуктилност. Тази задача е оставена за бъдещи изследвания.

## 6. Заключение

Вертикалните връзки с центрично включени диагонали са система, която често е прилагана за сеизмичното осигуряване на стоманените конструкции. Въпреки наглед ясната ѝ схема на поведение при хоризонтални въздействия – фермов модел с пластифициращи опънни диагонали наличието на сеизмична маса в междинно ниво нарушава тази схема. Наблюдава се склонност на системата да концентрира междуетажни премествания в едно ниво и съответно, проявата на механизъм със „слаб етаж“. В действащите нормативни документи в Европа тази конфигурация вертикални връзки все още не е ясно разграничена, въпреки че се очаква следващото издание на [4] да очертае тази разлика. В настоящата статия са разглеждани три подхода за проектиране на системата – два, следващи препоръки на европейските и американските нормативни документи и един с допълнителни критерии, целящи осигуряване на равномерно разпределени деформации и премествания по височина. Очаквано, допълнителните критерии на проектиране се отразяват в завишен (до два и повече пъти) разход на стомана за вертикалните връзки. Дали завишената цена компенсира търсената сеизмична осигуреност, е предмет на допълнителен анализ.

## ЛИТЕРАТУРА

1. *Elghazouli, A.* Seismic design procedures for concentrically braced frames. Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures&Buildings 156 Issue SB4, Paper 13066, 2002.
2. *Bruneau, M., Uang, C., Sabelli, R.* Ductile Design of Steel Structures. McGraw-Hill book, Second Edition, DOI 10.1061/(ASCE)1098-9101(2000), 2011.
3. *Penelov, Ch., Hadjiyaneva, I., Belev, B.* A numerical study on the seismic performance of experimentally-tested steel single-storey concentrically braced frames. Eurosteel, 2017, September 13 – 15, 2017.
4. EN 1998-1. 2006, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
5. ANSI/AISC 341. 2016, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
6. *Georgiev, Tzv.* Study on Seismic Behavior of “X” CBFs with Reduced Diagonal Sections. Dissertation Thesis, UACEG, Sofia, 2013 (in Bulgarian).
7. *Georgiev, Tzv., Raycheva, L.* Influence of splitting beam and column stiffness on CBFs ductile behaviour. EUROSTEEL 2017, September 13 – 15, Copenhagen, Denmark, 2017.
8. *D'Aniello, M., Costanzo, S., Landolfo, R.* The influence of beam stiffness on seismic response of chevron concentric bracings. Journal of Constructional Steel Research 112 (2015) 305 – 324, 2015.
9. *Shen, J., Wen, R., Akbas, B., Doran, B., Uckan, E.* Seismic demand on brace – intersected beams in two – story X – braced frames. Engineering Structures 76 (2014) 295 – 312, Istanbul, Turkey, 2014.
10. *Raycheva, L.* Investigation on the Seismic Behaviour of Split-X Concentrically Braced Frames. Dissertation Thesis, UACEG, Sofia, 2018 (in Bulgarian).
11. *Chen, C., Mahin, A.* Performance-Based Seismic Demand Assessment of Concentrically Braced Steel Frame Buildings. PEER Report 2012/103, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Headquarters at the University of California, Berkeley, 2012.
12. *Yoo, J.-H., Roeder, C., Lehman, D.* Simulated Behavior of Multi – Story X-braced Frames. Contents lists available at ScienceDirect, Engineering Structures 31 (2009) 182-197, 2008.
13. *Lacerte, M., Tremblay, R.* Making use of brace overstrength to improve the seismic response of multistorey split – X concentrically braced steel frames. Canadian Journal Civil Engineering 33: 1005-1021 (2006), NRC Canada, 2006.
14. *Shen, J., Wen, R., Akbas, B.* Mechanisms in two-story X – braced frames. // Journal of Constructional Steel Research 106 (2015) 258-277, Turkey, 2014.
15. EN 10025-2. 2001. Hot rolled products of structural steels – Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steel.
16. EN 1990. 2003, Eurocode. Basis of structural design.
17. EN 1993-1-1. 2007, Eurocode 3. Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.
18. FEMA P695. 2009. Quantification of building seismic performance factors, Washington.

# TWO-STOREY CONCENTRICALLY BRACED FRAMES WITH BRACES INTERSECTING A FLOOR BEAM. SPECIFICITIES CONCERNING SEISMIC DESIGN

L. Raycheva<sup>1</sup>, Tzv. Georgiev<sup>2</sup>

*Keywords: seismic behaviour, concentrically braced frames, design issues, Split-X*

## ABSTRACT

Concentrically braced frames (CBFs) are one traditional structural system for bearing horizontal loads, including seismic loads. The development of engineering knowledge for building in areas of high seismicity leads to modifications in the theory of design aiming at increase of seismic safety of structures. Practice often requires some variability with respect to the configuration of braces, which should not be at the expense of building safety or ductility. In turn, the latter leads to difficulties in classifying the system as one of the regulated configurations of braces in current seismic codes.

Concentrically braced frames with braces intersecting a floor beam (Split-X CBFs) are one of the variations of the traditional system, which is often applied in practice. Intuitively, the system could be likened to the frames with crossed X-braces but the presence of structural mass in the level where braces cross leads to some specificities in the structure ductility and response to strong earthquakes.

The present paper considers a case study of a two-storey building with concentrically braced frames, intersecting at a floor beam. A comparison is made between the structures, designed according to three different approaches: by meeting the regulations of current seismic codes BDS EN 1998-1 and ANSI/AISC 341-16 for design of ductile concentrically braced frames and by considering additional design criteria regarding the specificities of the configuration of interest and proposed by one of the authors of the paper. The economic feature “steel consumption” for the braced frames designed following the mentioned approaches is also commented upon.

---

<sup>1</sup> Lora Raycheva, Dr. Eng., Enpro Consult LTD, 107 Cherni Vrah Blvd., Sofia 1407, e-mail: lraycheva@enproco.com

<sup>2</sup> Tzvetan Georgiev, Prof. Dr. Eng., Dept. “Steel, Timber and Plastic Structures”, UACEG, 1 H. Smirnovski Blvd., Sofia 1046, e-mail: cvgeorgiev\_fce@uacg.bg