

ИЗСЛЕДВАНЕ НА ДЮБЕЛНИ СЪЕДИНЕНИЯ ЗА КОМБИНИРАНИ СТОМАНО-СТОМАНОБЕТОННИ СТЕННИ КОНСТРУКЦИИ

П. Георгиев¹, И. Хаджиянева², Б. Белев³

Ключови думи: дюбелни съединения, комбинирани конструкции, проектиране за сеизмични въздействия

Научна област: строителни конструкции, земетръсно инженерство

РЕЗЮМЕ

Разгледани са особеностите на комбинираната конструктивна система СРПСС (Стоманени рамки с пълнежни стоманобетонни стени), която може да се използва за поемане на сеизмични въздействия. Изследвано е поведението на дюбелни съединения с болтови дюбели чрез изпитване на три серии опитни образци, проведено в съответствие с Еврокод 4. В една от сериите е използвано иновативно решение с мека вложка, което е разработено с цел повишаване на капацитета на приплъзване на дюбелното съединение. Проведено е числено нелинейно изследване на репрезентативни двуетажни рамки от типа СРПСС, с което е проучено влиянието на коравината на дюбелните съединения върху поведението на конструкцията при хоризонтални въздействия. Формулирани са препоръки за проектирането на комбинирани стенни конструкции от разглеждания тип за сеизмични въздействия.

1. Въведение

Комбинираните конструктивни елементи и конструктивни системи намират все по-голямо приложение в съвременното строителство. При тях се използва ефективно съвместната работа на части от конструкционна стомана и стоманобетон, свързани

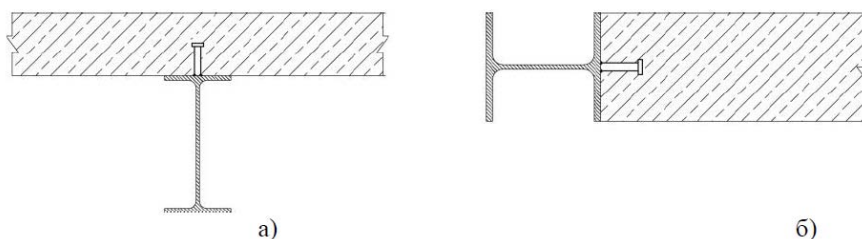
¹ Петър Георгиев, инж. докторант, кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ 1, 1046 София, e-mail: peter_85@abv.bg

² Ирена Хаджиянева, гл. ас. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ 1, 1046 София, e-mail: irena.hadzhiyaneva@abv.bg

³ Борислав Белев, проф. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Христо Смирненски“ 1, 1046 София, e-mail: belev_fce@uacg.bg

чрез различни видове дюбелни съединения. Раздел 7 от Еврокод 8 (БДС EN 1998-1) дава правила за проектиране на няколко типа комбинирани конструктивни системи за поемане на сеизмични въздействия, но предписанията са твърде общи и трудни за практическо прилагане. Изследването, проведено в рамките на изследователския проект [БН-161/2014], е посветено на една от тези комбинирани системи, наречена “Стоманени рамки с пълнежни стоманобетонни стени” (СРПСС), като основно внимание е отделено на дюбелните съединения между елементите на стоманената рамка и пълнежните стоманобетонни стени и тяхното влияние върху сеизмичното реагиране на конструкцията. Изследвания на други автори показват, че след достигане на граничната носимоспособност на конструкция от типа СРПСС се получава бърза деградация на носимоспособността. Основните форми на разрушение, които са наблюдавани, са разрушаването на бетона в ъглите на стоманобетонната пълнежна стена и скъсването на болтовите дюбели. Друга възможна форма на разрушение е вследствие на нискоциклична умора на дюбелите. Разрушаването на болтовите дюбели редуцира носимоспособността на конструкцията като цяло и намалява количеството на дисипираната чрез провлачване на армировъчната стомана в стоманобетонната стена енергия.

В БДС EN 1994-1-1 [2] са дадени процедури за оразмеряване и конструиране на болтовите дюбели само за случая, когато дюбелите са използвани в комбинирана греда. В комбинираните шайби от типа СРПСС обаче дюбелите са разположени в равнината на стената, докато при комбинирана греда оста на всеки от дюбелите лежи в равнина, перпендикулярна на равнината на плочата (фиг. 1).



Фиг. 1. Конфигурация на дюбелните съединения
а) при комбинирани греди; б) при комбинирани шайби от типа СРПСС

Нужни са повече изследвания за подобряване на поведението на дюбелната връзка между стоманените ригели и колони и стоманобетонните пълнежни стени. Основните подходи, които могат да дадат положителен ефект, са увеличаване на деформационния капацитет на дюбелните връзки и предотвратяване на разрушението на бетона в ъглите на пълнежните стени.

2. Цели и задачи на изследването

Основната цел на проекта [1] беше чрез експериментално изследване да бъде изучено поведението на дюбелните съединения с конфигурация, характерна за системата СРПСС, и да се провери ефективността на алтернативно решение за повишаване на деформационния капацитет (капацитета на приплъзване) на тези съединения. За целта са проектирани три серии от опитни образци, които са изпитани по методика, аналогична на тази в Еврокод 4 [2].

Предложена е методика за изпитването на проектираните три серии образци, която отчита наличното оборудване в УНИЛ към катедра МДПК на УАСГ. Паралелно

с експерименталното изследване е планирано числено изследване на репрезентативни рамки с пълнежни стоманобетонни стени, с което да се проследи влиянието на деформативността на дюбелните съединения върху цялостното поведение на конструкцията при хоризонтални (сеизмични) въздействия.

Експерименталните и числени резултати могат да послужат за формулиране на препоръки за подобряване на дуктилността и сеизмичното реагиране на комбинирани стенни системи от разглеждания тип при тяхното проектиране.

Получените резултати ще бъдат използвани при разработването на дисертационния труд на първия автор и за визуализация на дюбелни съединения от този тип в учебния процес.

3. Експериментално изследване на дюбелни съединения

3.1. Цели на експерименталното изследване

Чрез експерименталното изследване ще бъдат проверени поведението, характеристиката якост и приплъзване на дюбелно съединение при постановка, отразяваща реалните геометрични размери на стоманобетонното сечение при комбинирани стенни диафрагми със стоманена рамка и пълнежна стоманобетонна стена. Друг аспект от изследването е изучаване на поведението, носимоспособността и деформационния капацитет на иновативно дюбелно съединение, при което стоманобетонният пълнеж е изолиран от стоманената рамка чрез мека вложка.

3.2. Описание на експеримента и опитната постановка

• Описание на експерименталните образци

Изпитани са девет образца (фиг. 2), изготвени на два етапа. Първият етап включва изработването на една серия (I серия) от три еднакви образца. Във втория етап са изготвени две серии (II и III серия), всяка с по три образца, след приключването на изпитването на I серия. Заваряването на болтовите дюбели към стоманения елемент е реализирано чрез специализирано оборудване и заваръчен пистолет. Отделно са определени реалните физико-механични характеристики на бетона и дюбелите съответно чрез изпитване на кубчета и пробни тела (спруветки).

Характеристиките на вложените материали са както следва:

СЕРИЯ I, II, III

- Стомана – профил НЕВ 260, клас S275;
- Болтови дюбели (KÖCO SD) – Ø19 mm, $h_{sc} = 125$ mm, $f_u = 460$ N/mm², $f_y = 350$ N/mm²;
- Армировка – N10, клас B 420, $f_{yk} = 420$ N/mm², $f_{tk} = 590$ N/mm².

СЕРИЯ I

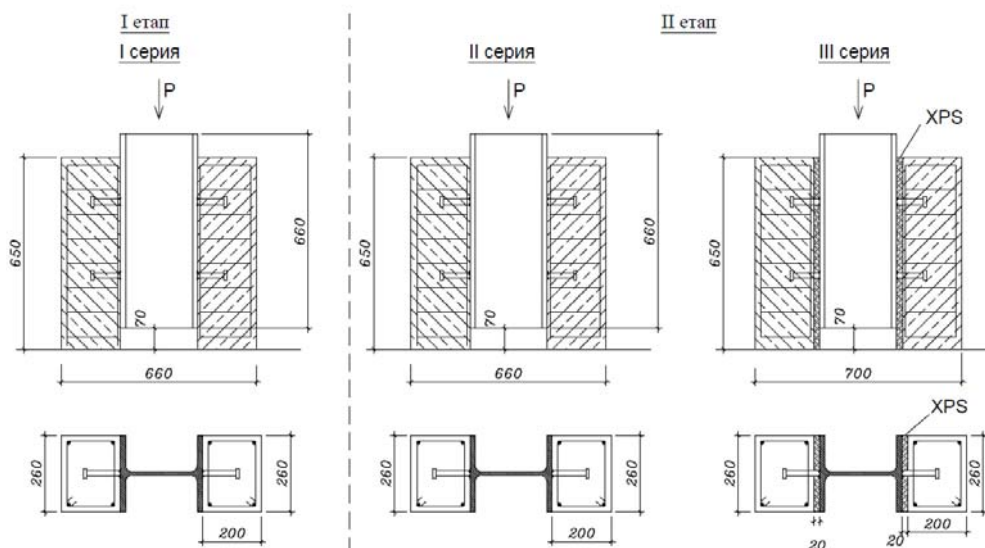
- Бетон – $f_{ck,cube} = 17,02$ N/mm², $f_{ck} = 13,61$ N/mm².

СЕРИЯ II и III

- Бетон – $f_{ck,cube} = 29,24$ N/mm², $f_{ck} = 23,39$ N/mm².

Дължината на дюбелите 125 mm е съобразена с оглед спазване на условието $h_{sc}/d > 6$. Колонките са армирани с надлъжна и напречна армировка, за ограничаване на напукването на бетона при натоварване. Използвана е армировка N10 от клас B420. Стремената са разположени през 83 mm. Бетонното покритие на армировката е 2 cm. Бетонирането на колонките е извършено във вертикално положение, за да може да се имитира конфигурацията в системата СРПСС.

В резултат на приложената технология на изпълнение, якостта на бетона от първата серия е по-ниска от предвидена, което е коригирано при следващите образци.



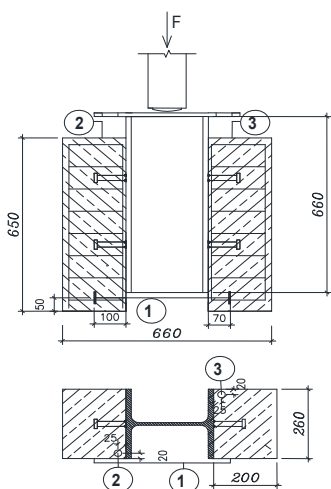
Фиг 2. Схеми на опитните образци

- **Описание на опитната постановка**

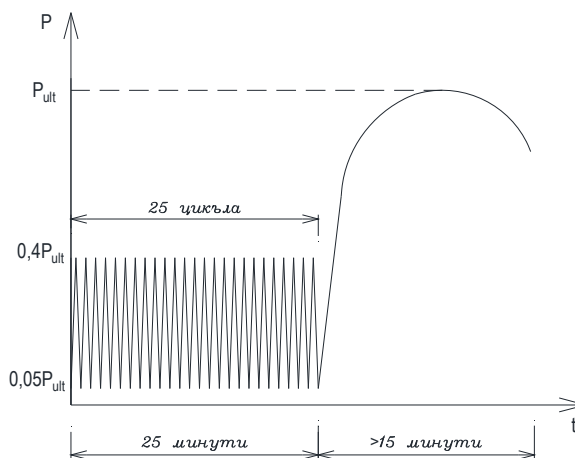
На фиг. 3. е показано разположението на използваните датчици в опитните образци. Датчици 2 и 3 са позиционирани в горната част на образеца и отчитат вертикалното приплъзване между бетонните колонки и стоманения профил. Използва се средноаритметичната стойност от двата отчета при изчертаване на диаграмите сила-приплъзване за всеки образец. Датчик 1 проследява взаимното хоризонтално преместване между двете бетонни тела.

Подходът на научния експеримент е аналогичен на описаното в Приложение В на БДС EN 1994-1-1 стандартно изпитване на опитен образец (push-out test). С това изпитване се определят носимоспособността на срязване и капацитетът на приплъзване на дюбелна връзка, подложена на хлъзгаща сила.

Характеристичната носимоспособност P_{rk} се приема равна на разрушаващия товар, намален с 10%. Капацитетът на приплъзване за болтовия дюбел δ_u се приема за равен на приплъзването, измерено за характеристичния товар. Характеристичният капацитет на приплъзване δ_{uk} се приема за равен на δ_u , намален с 10%. Според Еврокод 4 един дюбел може да се приеме за дуктилен, ако характеристичният капацитет на приплъзване δ_{uk} е поне 6 mm. Проследява се и хоризонталното „разтваряне“ между двете бетонни тела Δ_u , което съответства на сила P_{rk} . По време на цикличното натоварване (5 – 40% P_{ult}) приплъзването варира между 0,5 – 2 mm.



Фиг. 3. Разположение на датчиците



Фиг. 4. История на натоварване

• Резултати

Таблица 1. Определяне на характеристикната носимоспособност и приплъзване на дюбелното съединение – I етап, I серия

Болтов дюбел	P_{max} (kN)	P_{rk} (kN)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)
Образец I-1	126,48	113,83	14,95	13,46
Образец I-2	108,92	98,03	16,70	15,03
Образец I-3	132,67	119,41	16,61	14,95

Характеристичната носимоспособност P_{rk} се приема за минималната от всички опитни образци от съответната серия. За серия I – $P_{rk} = 98,03$ kN, $\delta_{uk} = 13,46$ mm.

Таблица 2. Определяне на характеристикната носимоспособност и приплъзване на дюбелното съединение – II етап, II серия

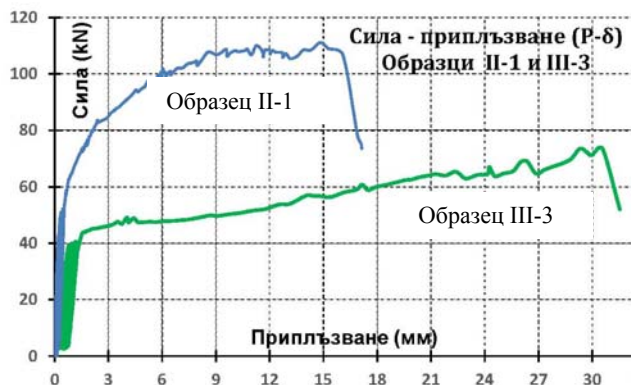
Болтов дюбел	P_{max} (kN)	P_{rk} (kN)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)
Образец II-1	106,76	96,08	15,24	13,72
Образец II-2	111,08	99,97	16,47	14,82
Образец II-3	105,19	94,67	18,88	16,99

За серия II – $P_{rk} = 94,67$ kN, $\delta_{uk} = 13,72$ mm.

Таблица 3. Определяне на характеристикната носимоспособност и приплъзване на дюбелното съединение – II етап, III серия

Болтов дюбел	P_{max} (kN)	P_{rk} (kN)	δ_u (mm)	δ_{uk} (mm)
Образец III-1	85,47	76,92	29,90	26,91
Образец III-2	68,30	61,47	25,60	23,04
Образец III-3	73,50	66,15	30,95	27,86

За серия III – $P_{rk} = 66,15 \text{ kN}$, $\delta_{uk} = 26,91 \text{ mm}$. Изключени са резултатите от Образец III-2, тъй като болтовият дюбел се е скъсал в мястото на заваръчния шев, най-вероятно поради некачествено изпълнено заваряване със заваръчния пистолет.



Фиг. 5. Зависимост “сила-приплъзване”. Сравнение между II и III серия образци



Фиг. 6. Срязане на дюбела – меродавна форма на разрушение във всички образци

3.3. Изводи от експерименталното изследване

- При всички опитни образци формата на разрушение е срязването на болтовия дюбел в основата на стеблото над заваръчния пръстен (фиг. 6). Другата възможна форма на разрушение – смачкване на бетона в областта на дюбелите не се проявява, защото използваната напречна армировка повишава значително якостта на натиск на бетона (получава се ограничен бетон). Чрез използването на армировъчен скелет около дюбелите формата на разрушение винаги е срязване на болтовия дюбел в основата (която е функция на диаметъра на дюбела и якостта на опън).

- В сравнение с други подобни експерименти се намалява значително пукатинообразуването на бетона. Това е следствие от използването на армировъчния скелет в бетонните тела. Въпреки използвания бетон с по-ниска якост в серия I поведението на дюбелната връзка (носимоспособност и приплъзване) не се повлиява негативно в сравнение с образците от серия II (с по-висока якост на бетона). Това се дължи на получения с армировъчния скелет ограничен бетон около дюбелите, който е с по-висока якост на натиск.

- Използването на по-тъсна ивица бетон (26 cm) около дюбелите в настоящия проект спрямо стандартния push-out тест (60 cm) не оказва неблагоприятно влияние на дюбелната връзка по отношение на носимоспособността и капацитета на приплъзване (след сравнение с други резултати, включително и (1)).

- При образците от серия III (с 20 mm вложка от мек материал в основата на дюбелите) се постига значително увеличаване на приплъзването (спрямо серия II) – с 96%, но носимоспособността на дюбелното съединение намалява с 43% (фиг. 5).

4. Числено изследване на репрезентативни рамки от типа СРПСС

За целите на настоящото изследване са създадени няколко изчислителни модела по МКЕ на репрезентативни рамки от типа СРПСС, които са изследвани с програмата SAP2000.

4.1. Описание на численото изследване

Изследвано е поведението на репрезентативна двуетажна рамка, оразмерена за дълготрайна и сеизмична изчислителна ситуации по първа и втора група гранични състояния за усилията, получени чрез линеен анализ. Така оразмерените конструктивни елементи са моделирани с отчитане на поддаваемостта на съединенията и физическата нелинейност на материала. Диафрагмата е подложена на монотонно нарастващ хоризонтален товар до достигане на зададено гранично преместване (или загуба на сходимост на решението). На базата на получените резултати са формулирани изводи и препоръки.

4.2. Оразмеряване

4.2.1. Конструктивна и изчислителна схема

Направено е параметрично изследване на двуетажна едноотворна стоманена рамка с пълнежни стоманобетонни стени. Отворът на рамката и конструктивните етажни височини са по 3,60 m. Общата височина на получената комбинирана диафрагма е 7,20 m. Стенната диафрагма е натоварена с вертикален товар съобразно прието подходящо етажно разпределение. Прието е, че вторият етаж на сградата е предназначен за универсален магазин или изложбена сграда, а покривът е използваем. Дебелината на ламаринобетонната плоча е 12 cm, а на еквивалентната гладка стоманобетонна плоча – 8 cm. Според приетата статическа схема ригелите от рамката с пълнежни стени са ставно свързани с колоните. Колоните и пълнежната стена на първо ниво са ставно свързани с фундаменти. Връзката между стоманобетонната стена и обрамчващата рамка се осъществява чрез дюбели тип Nelson с характеристики, съответстващи на получените от експерименталното изследване. Гредите и ригелите по направление на цифровите оси са с комбинирано стомано-стоманобетонно напречно сечение. Колоните и ригелите от стенната диафрагма са със стоманено напречно сечение.

4.2.3. Оразмерителна методика и изчислителни усилия

Конструкцията е оразмерена крайно и експлоатационно гранично състояние за основна и сеизмична комбинация. За целите на оразмеряването е проведено решение по метода на еквивалентните хоризонтални сили, както и по спектрален метод. Получените етажни хоризонтални сили по двата метода са съответно:

- а) метод на хоризонталните сили:
срязваща сила в основата: $F = 932 \text{ kN}$; $1,2F = 1118 \text{ kN}$;
- б) спектрален метод
срязваща сила в основата: $F = 946 \text{ kN}$; $1,2F = 1135 \text{ kN}$

Периодите на първа и втора форма на собствени трептения са съответно:

$$T_1 = 0,18 \text{ s} \text{ и } T_2 = 0,05 \text{ s}.$$

Предвидената капацитивна процедура за оразмеряване на СРПСС в БДС EN 1998-1 (при която стоманените колони са дуктилните елементи), е предназначена за вбетонирани колони, които работят като корава армировка в главите на стоманобетонна шайба. Тъй като поведението на стоманената рамка, комбинирана с пълнежна стена е различно от това на чисто стоманените системи, както и на описаната комбинирана стенна система, е решено оразмеряването на колоните, стеблото и дюбелите да се направи за усилията от сеизмична комбинация без капацитивна корекция. Разграничаването на дуктилни от недуктилни елементи ще бъде направено въз основа на последващ нелинеен анализ.

Според указанията на БДС EN 1998-1 колоните са оразмерени за получените усилия от сеизмична комбинация така, че да поемат целия огъващ момент, а хоризонталните дюбелни съединения и стоманобетонното стебло – за цялата срязваща сила. Приет е клас на стоманата S275. В зависимост от големината на хлъзгащото усилие между стоманена рамка и стоманобетонно стебло е определен броят и разпределението на дюбелите – $\varnothing 19 \times 125$ mm с якост на опън $f_u = 450$ МПа в съответствие с резултатите от изпитването, получени при експерименталното изследване.

Дюбелните съединения са оразмерени срещу срязване на дюбелите, смачкване на бетона и надлъжно срязване на стоманобетонния елемент съгласно нормативните изисквания в БДС EN 1994-1-1 и БДС EN 1994-2 за оразмеряване на комбинирани греди:

$$P_{Rd,1} = 0,8\pi \frac{d^2}{4} \frac{f_u}{\gamma_V} = 0,8\pi \frac{1,9^2}{4} \frac{45}{1} = 102 \text{ kN}; \quad (1)$$

$$P_{Rd,2} = 0,29\alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} = 0,29 \cdot 1 \cdot d^2 \frac{\sqrt{2,5 \cdot 3100}}{1} = 92 \text{ kN}, \quad (2)$$

където са използвани следните допълнителни означения:

α – коефициент, зависещ от отношението между отстоянието до ръба на стената и диаметъра на дюбела;

d – диаметър на дюбелите.

$$P_{Rd,3} = \frac{1,4k_v (df_{ck} a'_r)^{0,4}}{\gamma_V} \left(\frac{a}{s}\right)^{0,3} = \frac{1,4 \cdot 1,14 (1,9 \cdot 2,5 \cdot 7,8)^{0,4}}{1} \left(\frac{15}{15}\right)^{0,3} = 105,6 \text{ kN}, \quad (3)$$

където s е разстояние между стремената;

$$a'_r = a_r - c_v - \phi_s = 10 - 1,5 - 0,7 = 7,8 \text{ cm};$$

$$k_v = 1,14 \text{ – за средно дюбелно съединение};$$

a_r – отстоянието до ръба на стената;

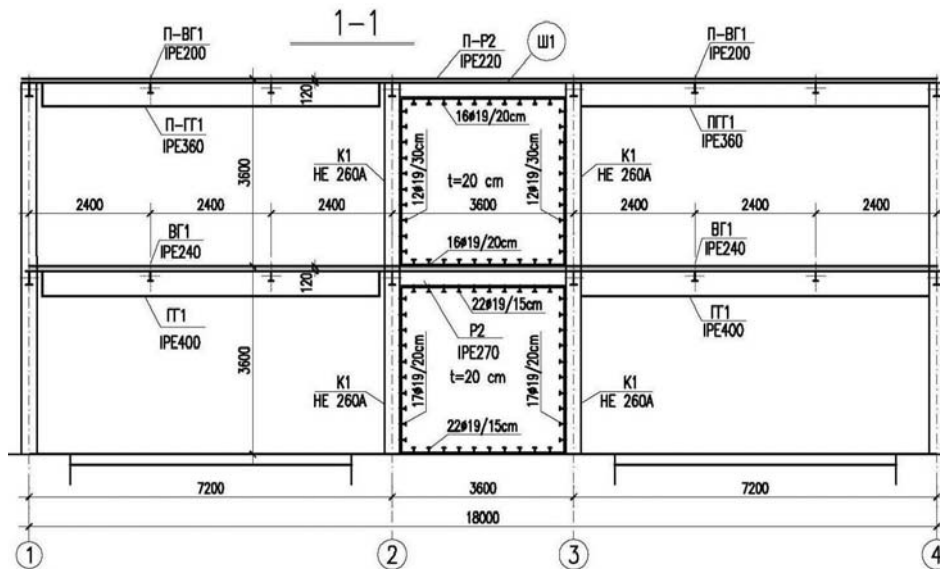
c_v – бетонно покритие;

ϕ_s – диаметър на външната (хоризонтална) армировка;

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2}; P_{Rd,3}) = 92 \text{ kN}.$$

Получената носимоспособност е редуцирана с коефициентите k и θ , които отчитат съответно цикличния характер на сеизмичното въздействие и отстоянията на дюбелите до външния ръб на стоманобетонната стена. Според БДС EN 1998-1 може да се

приеме $k = 0,75$, а въз основа на изследванията на Makino $\theta = \sqrt{a/15} = \sqrt{10/15} = 0,82$. Тук $a = 10$ cm е половината от дебелината на стоманобетонната стена. Крайната изчислителна носимоспособност на дюбела е $P_{Rd} = 0,75 \cdot 0,82 \cdot 92 = 56,5$ kN.



Фиг. 7. Разрез 1-1 от конструкцията с напречни сечения на елементите и приетото разпределение на дюбелите

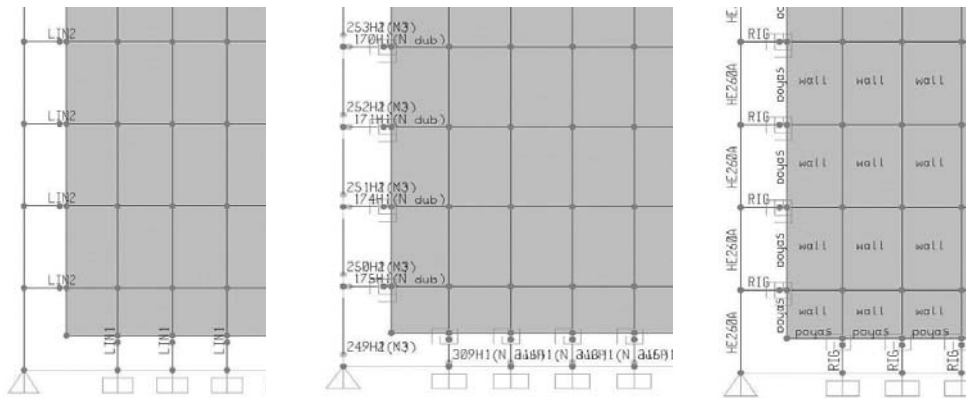
4.3. Нелинеен анализ

4.3.1. Описание на моделите

Стоманената рамка с комбинирана стенна диафрагма е моделирана по МКЕ с програмна система SAP2000. Моделът е равнинен. Проведен е нелинеен анализ, при който се проследява поведението на конструкцията при натоварване с монотонно нарастващ хоризонтален товар, с отчитане на физическата нелинейност на материала. Контролът се осъществява по премествания при зададено целево преместване на ниво "покрив" – 10 cm. Гредите и колоните са представени чрез прътови крайни елементи (с два възела с шест степени на свобода във възел), а пълнежните стоманобетонни стени – чрез равнинни крайни елементи (с четири възела с шест степени на свобода във възел). В единия край на рамковите елементи са въведени пластични стави с концентрирана пластичност по отношение на осова сила и огъващ момент. Колоните и гредите са дискретизирани в зависимост от стъпката на дюбелите (на разстояние от 15 до 30 cm), което дава достатъчна точност за определяне на провлачването в контурните елементи. Отчетен е ексцентрицитетът на стъпването на дюбелите спрямо оста на рамковите елементи чрез конзоли с голяма коравина спрямо коравината на останалите елементи. В тези конзоли са въведени пластични стави за осови усилия. Материалът на стоманобетонното стебло е с 50% редуцирана коравина за отчитане на пукнатините съгласно препоръките на БДС EN 1998:2005. Дюбелната връзка е моделирана чрез нелинейни пружини, отчитащи реалното ѝ поведение чрез билинейна зависимост „сила–приплъзване“. Формата на кривата е определена на базата на експериментално

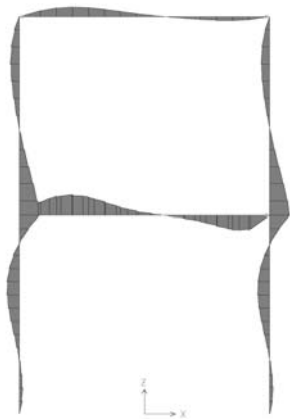
получените резултати от втората и третата серия изпитвания на дюбелните съединения, съответно без и със мека вложка между стоманобетонните елементи.

Направени са серия от решения на два основни модела на стенните диафрагми. Моделите се различават само по характеристиките на пружините, отразяващи еласто-пластичното поведение на дюбелните съединения. В модел **CSW_ser2** характеристиките отговарят на зависимостта „сила–приплъзване”, получена при изпитването на втората серия образци, т.е. с директен контакт между стоманобетонния пълнеж и стоманената рамка. В модел **CSW_ser3** тези характеристики са приложени в основата на стоманобетонните стени, а по трите останали страни отговарят на дюбелна връзка с фуга между стоманобетона и обрамчващия стоманен елемент. Във втория случай очакваният капацитет на приплъзване е по-висок, но за сметка на по-ниска носимоспособност на срязване на дюбелната връзка. Съединението става по-дуктилно, без рязка деградация на носимоспособност вследствие на обрушване на стоманобетона или загуба на устойчивост на обрамчващите елементи.

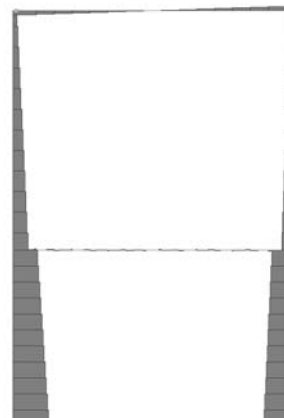


Фиг. 8. Фрагменти от SPCC с означения на пружинните елементи, пластичните стави и напречните сечения

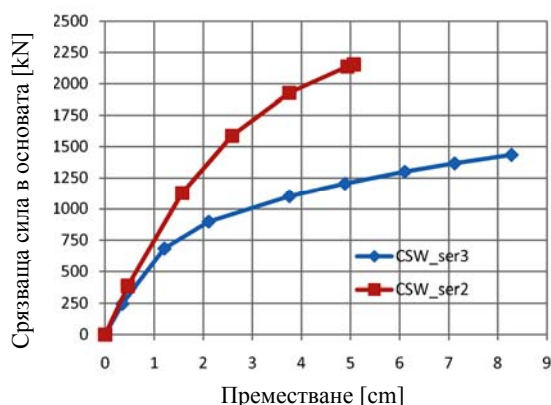
4.3.2. Резултати от нелинейния статичен анализ



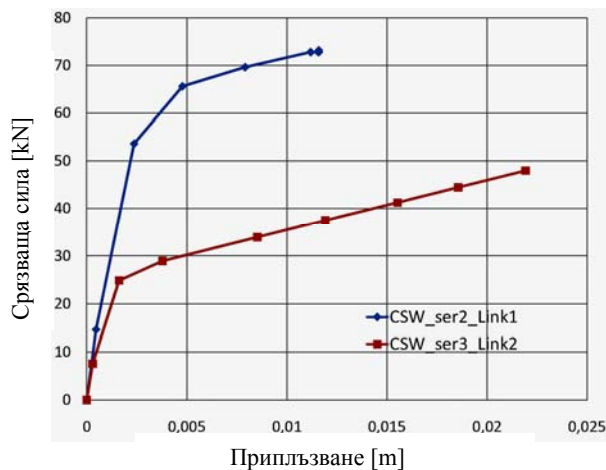
Фиг. 9. Диаграма на огъващите моменти в рамката – модел CSW_ser3



Фиг. 10. Диаграма на осовите усилия в рамката – модел CSW_ser3



Фиг. 11. Сравнение между капацитивните криви – диаграми „срязваща сила в основата– преместване във върха” – CSW_ser2 и CSW_ser3



Фиг. 12. Диаграма „хлъзгащо усилие–приплъзване“ в хоризонтален дюбел (елем. №109) в долен ляв ъгъл – NLink 1 в модел CSW_ser2 и NLink 2 в модел CSW_ser3

4.4. Изводи от направеното числено изследване

- Отчитането на поддаваемостта на съединенията води до повишаване на периода на основната (първа) форма на собствени трептения на конструкцията. Докато в оразмерителния модел $T_1=0,18$ s, то в CSW_ser2 периодът става $T_1=0,41$ s, а в CSW_ser3 – $T_1=0,43$ s.
- Като цяло диафрагмата с тристранно изолиран стоманобетонен пълнеж е с по-голям деформационен капацитет, но с по-ниска носимоспособност и коравина.
- Отчитането на поддаваемостта на дюбелните съединения води до по-ясна картина по отношение на ефектите от взаимните премествания между стоманобетонното стъбло и стоманена рамка. От една страна, се наблюдава активиране на пълнежните стоманобетонни стени посредством дюбелната връзка и в резултат – равнинно напрегнато състояние. От друга страна, взаимните премествания и по-високата коравина на стоманобетонната стена спрямо обрамчващата рамка водят до поява на локални огъващи моменти в нея.

- Въпреки че прилагането на изолация (мека вложка) между стоманобетонното стебло и обрамчващата рамка води до по-дуктилно и предвидимо поведение, остават неизяснени следните проблеми:
 - вследствие на отстоянието между стоманобетонния пълнеж и рамката, дюбелите в натисковите зони биха натоварили стоманобетонната пълнежна стена точково, докато при традиционното изпълнение натоварването би се предавало площно, чрез плътен контакт;
 - големите напречни деформации на дюбелите допълнително редуцират носимоспособността на натиск на дюбелните съединения в натисковите зони.
- Предложената капацитивна процедура в БДС EN 1998-1, при която за дуктилни елементи са приети стоманените колони и вертикалната армировка, е по-подходяща за случая на цялостно обетониране на стоманената рамка. За случая на чисто стоманена обрамваща рамка, нейното взаимодействие със стоманобетонните пълнежни стени води до концентрация на локални огъващи моменти, проблеми по осигуряване на общата и местната устойчивост на колоните и ригелите и тяхното капацитивно оразмеряване със заложен допълнителен резерв на носимоспособност би довел до значително по-голям разход на стомана.
 - Поради факта че голяма част от натисковата сила се предава чрез директен контакт между стоманобетонна стена и стоманена рамка, а носимоспособността на дюбелите на опън е ограничена, при нелинеен анализ се наблюдава преразпределение на осовите усилия в колоните, като то е по-силно при модела CSW_ser2 (традиционна дюбелна връзка). Това потвърждава приетата в БДС EN 1998-1 схема за оразмеряване на колоните за пълния огъващ момент за конкретното етажно ниво, като граничен случай.
 - При сравнение на реагирането на пружинните елементи се вижда, че и в двата модела зависимостта „сила–приплъзване“ на елементи Nlink-1 е сходна, като в модел CSW_ser2 се наблюдават по-големи деформации. В CSW_ser3 деформациите се развиват предимно в пружинни елементи Nlink-2, които са с по-ниска коравина. При тях се достига до приплъзване 25 mm спрямо 14 mm в съответните им Nlink-1. И двете премествания са в рамките на експериментално доказанния капацитет на приплъзване на дюбелните съединения.

4.5. Обобщение на резултатите от численото изследване

- Според направеното изследване репрезентативната комбинирана стенна диафрагма от типа СРПСС показва стабилно поведение, като пластични деформации се получават основно в дюбелните съединения. Увеличаването на капацитета на приплъзване на дюбелните връзки води до намаляване на коравината и носимоспособността на диафрагмата като цяло, но и до по-равномерно разпределение на осовите усилия в колоните, както и до намаляване на влиянието на допълнителните огъващи моменти в контурната рамка. При прилагането на този подход за увеличаване на дуктилността на системата чрез поставяне на мека вложка по трите страни на всяка етажна пълнежна стена трябва да се отчита и влиянието на фактори като: точково натоварване на бетона на натиск (от дюбелите) и възможността за проява на Р–Δ ефекти при работа на натиск на неукрепените и силно деформирани дюбели.
 - Формирането на натисков диагонал в стоманобетонното стебло създава условия за локално претоварване на колоната и ригела в тази зона и в частност на поясите им, които са в контакт с бетона. За да се предотврати произтичащата от това крехка форма на разрушение на системата, се препоръчва елементите на рамките да се вбетонират частично или да се оребрят двустранно в тези зони.

5. Основни изводи и препоръки

Въз основа на резултатите, получени в настоящото изследване, могат да бъдат формулирани следните по-важни изводи и препоръки:

- Анализът на чуждестранния опит и описаните в литературата експериментални изследвания върху сеизмичното поведение на комбинирани конструкции от типа СРПСС показват, че тази конструктивна система се отличава с висока коравина и надеждност при сеизмични въздействия и може да се препоръча за приложение в нашата проектантска и строителна практика;
- Поставянето на армировъчни скелети по периметъра на стоманобетонните пълнежни стени (в зоната на дюбелните съединения) подобрява значително работата на тези съединения и увеличава деформационния им капацитет;
- Поставянето на мека вложка между стоманобетонната стена и стоманените обрамчващи елементи увеличава значително деформационния капацитет на дюбелното съединение, но намалява съществено носимоспособността му;
- Численото изследване на модели на репрезентативни рамки, в което поведението на дюбелните съединения е моделирано с получените по експериментален път зависимости “сила–приплъзване”, показва, че при хоризонтални въздействия се реализира сложно взаимодействие между трите компонента на комбинираната конструкция (стоманена обрамчваща рамка, пълнежни стоманобетонни стени и дюбелни съединения между тях), като начинът на поемане на етажните срязващи сили и преобръщащи моменти зависи от относителната коравина на тези три компонента и не може да се предскаже с традиционното изчисляване в еластичен стадий.
- Необходими са допълнителни изследвания за оценка на поведението на предложеното иновативно решение с мека вложка по фугите между стоманената рамка и пълнежните стоманобетонни стени при циклично знакопроменливо натоварване и при едновременно действие на срязващи и опънни/натискови усилия в дюбелите.

6. Заключение

Проведеното експериментално изследване на опитни образци с дюбелни съединения показва, че при правилно конструктивно оформяне може да се постигне значителен деформационен капацитет (капацитет на приплъзване) на тези съединения.

Численото нелинейно изследване на репрезентативни комбинирани шайби даде възможност да бъде проследено влиянието на подаваемостта на дюбелните съединения върху общото поведение на конструкцията при хоризонтални въздействия и да бъдат идентифицирани важни конструктивни проблеми, които ще възникват при практическо проектиране на комбинирани шайби от този тип по европейските стандарти и норми.

ЛИТЕРАТУРА

1. *Белев, Б., и кол.* Изследване на дюбелната връзка при комбинирани стоманостоманобетонни конструкции. Научен отчет по дог. БН-161/2014 към ЦНИП при УАСГ, София, 2014.
2. *БДС EN 1994-1-1*: Проектиране на комбинирани стоманостоманобетонни конструкции – Част 1-1: Общи правила и правила за сгради, 2004.
3. *БДС EN 1994-2*: Проектиране на комбинирани стоманостоманобетонни конструкции – Част 2: Общи правила и правила за мостове, 2004.

4. БДС EN 1993-1-1: Проектиране на стоманени конструкции – Част1-1: Общи правила и правила за сгради, 2004.

5. БДС EN 1992-1-1: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции – Част1-1: Общи правила и правила за сгради, 2004.

6. Li, An, Cederwall, K. Push-out test on studs in high strength and normal strength concrete. Journal of Constructional Steel Research. 1996, Vol. 36, 1, pp. 15-29.

7. Tong, X., Hajjar, J. F., Schultz A. E., Shield, C. Cyclic behavior of steel frame structures with composite reinforced concrete infill walls and partially-restrained connections. Minneapolis, MN : Report No. ST-01-2 Department of Civil Engineering, University of Minnesota, 2001.

8. Saari, W. K., Hajjar J. F., Schlutz A. E., Shield C. K. Behaviour of shear connector in reinforced concrete infill walls. Structural engineering report No. ST-99-1. Department of civil engineering, University of Minnesota, Minneapolis, February 1999.

Постъпила: април 2015 г.

A STUDY ON SHEAR CONNECTIONS FOR COMPOSITE STEEL- CONCRETE SHEAR WALL STRUCTURES

P. Georgiev¹, I. Hadzhiyaneva², B. Belev³

Keywords: *shear stud connections, composite structures, earthquake-resistant design*

Research area: *building structures, seismic engineering*

ABSTRACT

The paper summarizes the features of the structural system composed of steel frames with reinforced concrete infill wall panels which can be used in earthquake-resistant design. Three series of specimens have been subjected to push-out tests for evaluating the shear-slip behaviour of the connections with stud shear connectors. One of the series includes specimens with innovative solution for enhancing the slip capacity of the shear connection. FE-models for a representative steel frame with reinforced concrete infill wall panels are created and static nonlinear analyses are performed for estimating the influence of the stiffness of the boundary shear connections on the overall response of the structure to lateral loading. Based on the research results, recommendations for the seismic design of this structural system in the framework of Eurocode 4 and Eurocode 8 are given.

¹ Peter Georgiev, Eng. PhD student, Dept. "Steel, Timber and Plastic Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: peter_85@abv.bg

² Irena Hadzhiyaneva, Chief Assist. Dr. Eng., Dept. "Steel, Timber and Plastic Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: irena.hadzhiyaneva@abv.bg

³ Borislav Belev, Prof. Dr. Eng., Dept. "Steel, Timber and Plastic Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: belev_fce@uacg.bg