

**СРЯЗВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ СТЕНИ НА СГРАДИ – МОДЕЛ
И НОСИМОСПОСОБНОСТ ПРИ СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ****Атанас А. Георгиев *****Резюме**

При високите стенни конструкции обикновено широчината на стените е по-голяма от етажните височини. Тази геометрична особеност модифицира обичайните регулярни полета (фермови модели), с които се описва крайното гранично състояние при срязване. В доклада се представя един модел, който отчита ограниченията на подовите конструкции. Дефинирани са полета на директно и индиректно предаване на срязващите сили. Изведени са условия за проверки на диагоналния натиск и на напречната армировка в стени с ниво на дуктилност средно (DCM). Моделът е хармонизиран с изискванията на Еврокод 2 и Еврокод 8 и е актуален особено при силното срязване на стените в сутерени.

Ключови думи: стоманобетон; крайно гранично състояние; дуктилни стени; срязване.

SHEAR OF RC WALLS – MODEL AND CAPACITY AT SEISMIC ACTION**Atanas A. Georgiev*****Abstract**

Tall wall system structures usually have shear walls width bigger than the story heights. This geometrical characteristic modifies the ordinary regular fields (truss models), which define the shear failure state. The paper presents a model, which takes into account the restraints of the floor diaphragms. Fields of direct and indirect shear force paths are defined. Design procedures for diagonal compression and shearreinforcement in walls with medium ductility level (DCM) are being suggested. The model is coordinated with the Eurocode 2 and Eurocode 8 requirements and it is especially suitable for defining high shear levels in shear walls at the basement.

Keywords: reinforced concrete; ultimate limit state; ductile walls; shear.

* Проф. д-р инженер, УАСГ-София, Катедра „Масивни конструкции”, atanasg@vip.bg
Prof. Dr. Eng., UACEG-Sofia, Department “Reinforced Concrete Structures”, atanasg@vip.bg

Дуктилните стенни системи с отделни стоманобетонни стени са най-разпространените конструктивни решения за поемане на хоризонталните компоненти на сеизмичните въздействия в ниски и средно високи сгради. Всяка стена се проектира като запъната в фундамента, а над него се планира образуването на пластична става, която дисипира енергия чрез огъване.

В областта на пластичната става се реализират максималните стойности на разрезните усилия (ефектите) от явленията огъване (M), натиск-опън (N) и срязване (V). В такава *критична зона*, а и по цялата височина на стената, овладяването на срязването е съществено за гарантиране на дуктилното поведение, т.е. механизъм на евентуално разрушаване от огъване.

В доклада е разгледана носимоспособността на срязване на стени, проектирани за средно ниво на дуктилност (DCM) съгласно [1], което най-често се прилага в практиката. За пълнота е разгледан обичайният случай с корав сутерен, в който стените продължават със същото напречно сечение.

1. Меродавни изчислителни стойности на срязващите усилия

На фиг.1 са показани типичните диаграми на усилията в стена, получени от модалния анализ на конструкцията, както и техните коригирани изчислителни стойности в съответствие с [1].

(1) За огъващите моменти над фундамента (или сутерена) обвивната диаграма на огъващите моменти се формира от изместването на нормалния опън и от особеностите на реагирането на стените във височина. Корекцията на напречните сили от анализа V_{Ed} при DCM е консервативна и с постоянна коефициент:

$$V_{Ed} = 1,5V_{Ed} \quad (1)$$

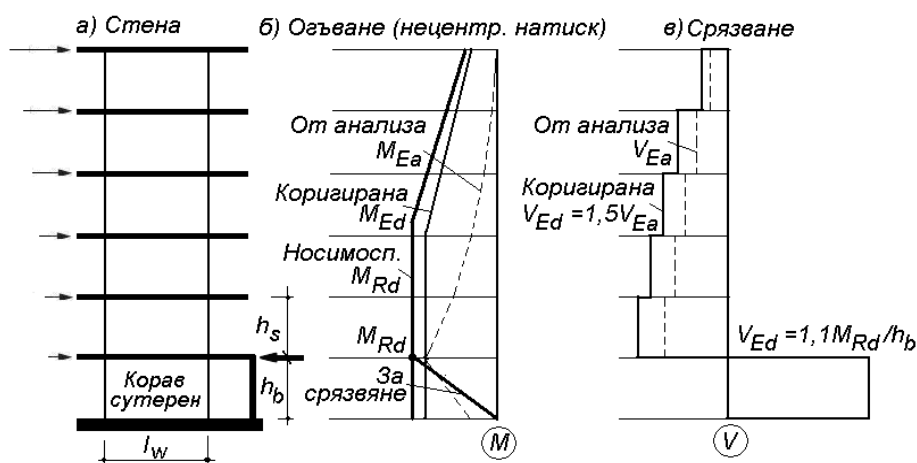
(2) За да се гарантира дуктилност на критичната зона, в участъка на коравия фундамент се приемат следните капацитивни предпоставки:

- реализира се фактичската носимоспособност на нормалното сечение M_{Rd} (при съответна N_{Ed} от анализа), като се приема и уякчаване на надлъжната армировка - $\gamma_{Rd} = 1,10$;

- приема се нулева стойност на огъващия момент при взаимодействието между стената и фундамента.

Така напречната сила в стената в сутерена се определя елементарно, но с твърде висока консервативна стойност:

$$V_{Ed} = 1,1M_{Rd} / h_b \quad (2)$$



Фиг.1. Изчислителни усилия в стоманобетонна стена

2. Форми на разрушаване от срязване

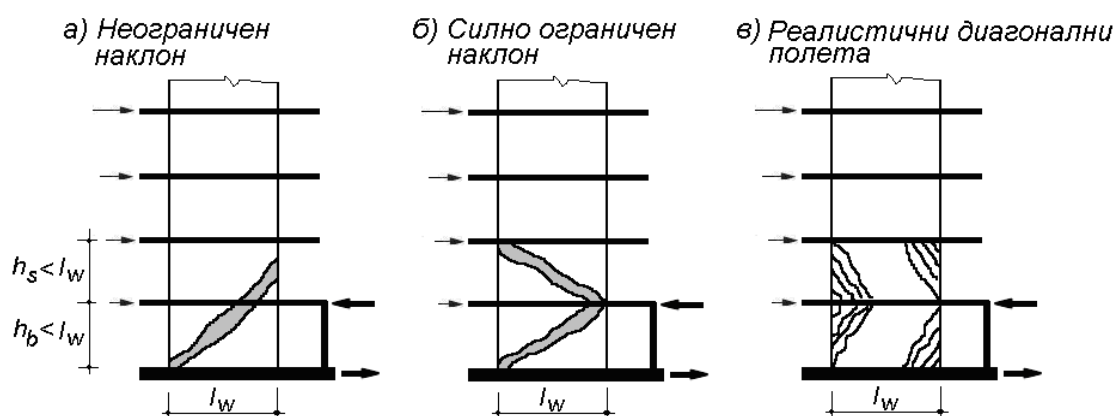
(1) Особеност на стоманобетонните стени е взаимодействието им с подовите и с покривните конструкции (диафрагмите), от които те всъщност поемат сеизмичните сили:

- Етажните конструкции са достатъчно корави и практически неразтежими в равнината си.

- Коси пукнатини в един етаж от стената вследствие диагонален опън/натиск трудно могат да пресекат неразтежимата диафрагма. Затова моделът на разрушаване от фиг.2.а е нереалистичен. Освен това над сутерена посоката на срязване се променя (фиг.1.в).

(2) Формата на крайно гранично състояние на фиг.2.б съответства на познат фермов макромодел, който обаче е с много голям наклон на натисковите диагонали и с голяма степен на „концентрация на идеализацията”. Такъв модел може да се реализира частично, ако се допусне действие на подовите конструкции върху стената само по широчината ѝ b_w (т.е. челно). Такава крехка локална връзка трябва да се избягва.

(3) Взаимодействието между стената и диафрагмите на всяко ниво трябва да е по цялата контактна дължина l_w на напречното сечение на стената. То се осигурява на базата на хоризонтални фермови модели в диафрагмите (плочите), от които се в тях се изчислява допълнителна опънна армировка, перпендикулярна и (ако е необходимо) успоредно на стената. Този феномен е предмет на друга публикация на автора. Ако в контакта между стената и диафрагмите на всяко ниво се приеме равномерно разпределение на напречната сила, на всеки етаж може да се разглеждат самостоятелни диагонално натиснати полета, които на отделните нива могат да променят параметрите си и дори направлението на главния натиск и опън (напр. при корав фундамент) - фиг.2.в.



Фиг.2. Нереалистично (а и б) и възможно (в) разрушаване от диагонален натиск-опън

3. Етажно поле при срязване на стена

(1) Основна е предпоставката за равномерно разпределение V_{Ed}/z на срязването при диафрагмите в рамките на рамото на вертикалните сили в усилените зони на стените, което съгласно [1] може да се приеме $z \approx 0,8l_w$ (фиг.3.а). Така при отказ от обрамчващото действие на диафрагмите, което е в посока на сигурността, на всеки етаж от стената се развиват равномерни полета с натискови бетонни диагонали под ъгъл θ (фиг.3.б).

(2) При $h_s(h_b) \leq z$ и тъй като $\theta \leq 45^\circ$ [2], между две подови конструкции се формира зона от стената, която е в състояние на пренася директен натиск – „директно поле” на фиг.3.б. Тук аналогията е с късите конзоли, а ролята на необходимите опънни вертикали се поема от мощните армировки в усилените зони и от междинните вертикални пръти.

(3) Извън директните зони пълно равномерно поле може да се развие само с участието на напречна (хоризонтална) армировка A_{sh} . Тя може да се изчисли от равновесието на фиг.3.в с частта от напречната сила само в рамките на индиректното поле:

$$\left(\frac{A_{sh}}{s_h} f_{ywd}\right) h_s \geq \frac{V_{Ed}}{z} \frac{h_s}{\cot \theta}. \quad (3)$$

Условие (3) всъщност води до познатия от [2] израз (6.8) за интензивност на напречната армировка (за единица дължина):

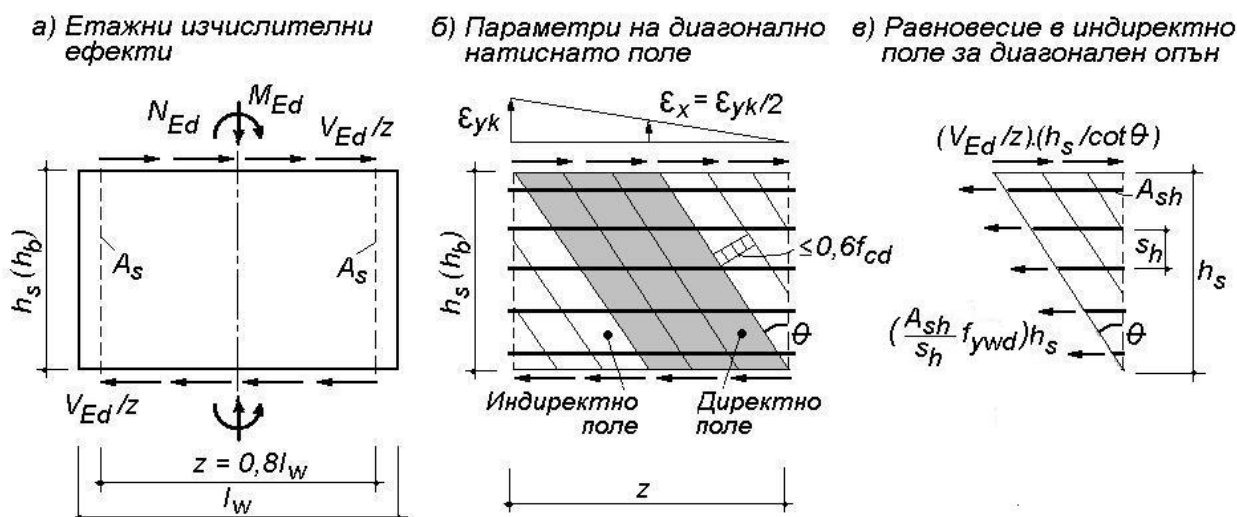
$$\frac{A_{sh}}{s_h} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta}. \quad (4)$$

Тази интензивност (в случая на хоризонталната армировка за диагонален опън) обаче е необходима само в рамките на етажната височина h_s (h_b), а не по цялата дължина на имагинерна проекция $z \cdot \cot \theta$.

(4) Проверката на диагоналния натиск в равномерно поле също е по известно от [2] условие:

$$V_{Ed} \leq 0,6 f_{cd} \cdot z \cdot b_w / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (5)$$

където коефициентът 0,6 е приемлив, ако за изчислителното съпротивление на армировката в условие (4) е приета стойността $f_{ywd} = 0,8 f_{ywk}$ (напр. 400MPa за ст. клас B500).



Фиг.3. Етажен модел на поле за срязване на дуктилна стена

(5) През последните 10 години се прилагат различни теории на 2D-полета, насочени към моделиране на равнинните областите от стоманобетонни елементи, подложени на срязване [3]. Физиката (работните диаграми) на материалите, уравненията за равновесие, както и условията за непрекъснатост на деформациите са трите групи изисквания, които могат да дефинират еднозначно напрегнато и деформирано състояние на тези съвременни модели. Основните съвременни проучвания са насочени към отчитане на кинематичните условия, които са основа за еднозначно определяне на ъгъла на наклона на натисковите диагонали θ . Някои от резултатите се прилагат и във водещи национални норми.

4. Определяне/избор на ъгъл θ

(1) В най-новия Model Code 2010 [5], който трасира бъдещото развитие на стандарта [2], се предлага достъпна връзка между ъгъла θ и средната стойност на надлъжната деформация ϵ_x в опънната зона на нормалните сечения от разглежданата област (фиг.3.б):

$$\theta = 20^0 + 10000\varepsilon_x. \quad (6)$$

(2) За да се гарантира дуктилност на стените, необходимо е носимоспособността на срязване да съответства на достигната деформация на провлачане ε_{yk} в надлъжната опънна армировка, а за средна деформация в сечението може да се приеме стойността (фиг.3.б)

$$\varepsilon_x = \varepsilon_{yk} / 2. \quad (7)$$

(3) Това означава, че в зависимост от класа на надлъжната армировка в усилените зони на стената, могат да се приемат следните минимални стойности за θ :

- за стомана клас B500: $\theta \approx 32^0$;

- за стомана клас B420: $\theta \approx 30^0$.

Тези стойности са минимални и са близки до препоръчаните в [4].

5. Изчислителна процедура за срязване на стени при DCM

Препоръчва се проверките за започват с гарантиране на диагоналния натиск в стените, като от условие (5) се определи ъгъл θ . За обичайно използваната стомана клас B500 са възможни следните случаи:

(1) и за ъгъл $\theta = 45^0$ условие (5) е неизпълнено: напречното сечение е недостатъчно, необходимо е (например) увеличаване на дебелината на стената;

(2) определеният ъгъл е в границите $32^0 \leq \theta \leq 45^0$: изчисленият (или по-голям от него) ъгъл се използва за проверката (4) на хоризонталната армировка;

(3) определеният ъгъл е $\theta < 32^0$: меродавен е диагоналният опън, хоризонталната армировка се изчислява от условие (4) с $\theta \geq 32^0$.

ИЗПОЛЗВАНА ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 1998-1: 2005, Еврокод 8: Проектиране на конструкциите за сеизмични въздействия, Част 1: Общи хправила и правила за сгради.
2. БДС EN 1992-1-1:2005, Еврокод 2: Проектиране на стоманобетонни конструкции,
3. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
4. Георгиев, Ат. Регулярните полета в моделите за носимоспособност в Еврокод 2, Международна конференция, Варна, 2011.
5. Elghazouli, A., at al. Seismic design of buildings to Eurocode 8, Spoon Press, 2009.
6. Model Code 2010 – First complete draft, Volume 1 (April 2010), Volume 2 (May 2010).