



Получена: 03.01.2023 г.

Приета: 21.01.2023 г.

СПЕЦИФИЧНИ ИЗИСКВАНИЯ ПРИ ИЗЧИСЛЯВАНЕ НА ГРЕДИ ОТ СТОМАНОБЕТОННИ РАМКОВИ КОНСТРУКЦИИ ЗА СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ ПРИ ВИСОКО НИВО НА ОБЩА ДУКТИЛНОСТ (DCH)

В. Кърджиев¹, Е. Георгиев²

Ключови думи: стоманобетон, оразмеряване, земетресение, греди от рамкови конструкции, Еврокод 8

РЕЗЮМЕ

Разгледани са специфичните изисквания при проектиране на греди от стоманобетонни рамкови конструкции за сеизмични въздействия при използване на високо ниво на обща дуктилност (DCH) съгласно изискванията на системата конструктивни нормативи Еврокод. Обърнато е специално внимание на проблемните пунктове при проектирането им. Приложени са примерни числени статически изчисления и оразмерителни проверки.

1. Въведение

Използването на стоманобетонни рамкови конструкции за поемане на сеизмични въздействия в българската конструктивна практика е много популярно, особено при по-малък брой етажи на сградите. Прилага се масово, както в жилищното, така и в общественото строителство, особено при проектиране на училища, детски градини и магазини. Причината за това от една страна е, че коравото свързване на елементите е характерно и свойствено на материала стоманобетон, а от друга, че не се влагат допълнителни конструктивни елементи, които да променят архитектурната концепция на сградата.

¹ Васил Кърджиев, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: kardjiev@mail.bg

² Евгени Георгиев, гл. ас. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: evgeni_georgiev_fce@abv.bg

С въвеждането на конструктивната система Еврокодове и в България при проектирането им започват да се появяват и някои проблемни пунктове.

Първата основна задача пред проектантите е избор на ниво на обща дуктилност за цялата конструкция на сградата. Съгласно Еврокод при стоманобетонните конструкции е възможно използването на средно и високо ниво на обща дуктилност, съответно DCM и DCH. Основната разлика при тях от една страна е големината на очакваната сръзваща сила в основата и нивото на очакваните повреди в конструкцията след земетресение, а от друга значително по-строгите изисквания по отношение на конструктивни проверки и правила за конструиране при използване на високото ниво на дуктилност. Това е и основната причина в конструктивната практика да се приема предимно проектиране за ниво на дуктилност средно (DCM), въпреки че при високото ниво (DCH) големината на изчислителните сеизмични сили е значително по-малка и евентуалната икономия в материал при неговото прилагане би била по-голяма, поне от теоретична гледна точка. Нивото на повредите в конструктивните елементи при DCH се очаква да бъде значително по-високо, което се отразява на препоръчаните стойности за приемане на коефициент на поведение.

В настоящата разработка са посочени проблемните места при използване на високо ниво на обща дуктилност и спазване на изискванията на нормативната база. Представени са и примерни резултати от оразмеряване на една многоотворна стоманобетонна рамкова конструкция на три етажа при използването на високо ниво на обща дуктилност. Получените резултати са систематизирани в табличен вид, за да е удобно използването им и от проектантите в конструктивната практика.

2. Специфични изисквания при оразмеряване на греди от рамкови конструкции за сеизмични въздействия при високо ниво на обща дуктилност (DCH)

При сеизмични въздействия трябва да се избягва формирането на пластични стави в колоните, особено в рамките на един етаж, за да се концентрира разсейването на сеизмичната енергия в гредите, които, когато са подходящо армирани, притежават значително по-висока дуктилност и дисипативна способност. Основната разлика е наличието на осов натиск в колоните, който е фактор, влияещ неблагоприятно върху дуктилността и хистерезисното им поведение. Това е една от причините капацитивното изчисляване на рамковите конструкции да се основава на пластичен механизъм на разрушение „слаби греди – силни колони“, чрез който най-добре се постига желаното поведение при земетресение. Съгласно [1] това се постига, ако за всеки възел „*i*“ на разглежданата рамкова конструкция независимо от посоката на сеизмичното въздействие е изпълнено условието:

$$\sum M_{Rc,i} \geq 1,30 \sum M_{Rb,i} , \quad (1)$$

където $\sum M_{Rc,i}$ е сумата от изчислителните носещи способности на нецентричен натиск (огъващ момент със съответна нормална сила при сеизмична изчислителна ситуация) в колоните;

$\sum M_{Rb,i}$ – сумата от изчислителните носещи способности на огъване на гредите.

Това условие е и първият проблемен пункт, тъй като проверката сравнително лесно може да бъде изпълнена при проектиране на нова конструкция на сграда, но при

възстановяване и усилване на съществуваща конструкция, претърпяла повреди при земетресение, не винаги може да бъде гарантирана. Още повече тази проверка директно насочва към използването на механизъм на разрушение „слаби греди – силни колони“, а по-нататък при изразите за капацитивното изчисляване се допуска използването и на механизъм на разрушение „слаби колони – силни греди“. Тази проверка е твърде ограничителна и отпадането ѝ в разработвания нов работен вариант на стандартите за проектиране на сгради и съоръжения за сеизмични въздействия е една положителна стъпка.

От друга страна приемането на формиране на пластични стави в двата края на всички греди води до съществени проблеми с осигуряването на условие (1) за възлите покривна греда – колони. Реализирането на пластични стави в покривните греди при земетресения с интензивност, по-малка от проектното, може да доведат до компрометиране на покривните изолации и увеличаване на разходите за поддръжка на сградата. Това е причината в някои други нормативни документи да се препоръчва в покривните греди да не се допуска образуването на пластични стави при сеизмични въздействия, а това да става в колоните при връзката им с тях. Това не противоречи и на изискванията на [1], където се допуска приемането на различен пластичен механизъм на разрушение за възлите покривна греда – колона.

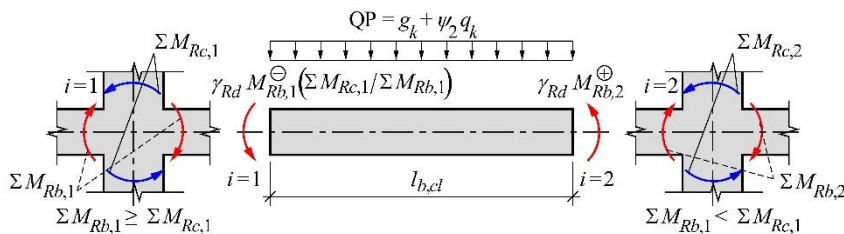
За широчината на гредите, проектирани за DCH, трябва да са изпълнени условията: $\min(b_c + h_w; 2b_c) \geq b_w \geq 200 \text{ mm}$, където b_c е широчината на колоната в направление, перпендикулярно на оста на гредата, а h_w е височината на гредата.

За височината на гредите е необходимо да бъде изпълнено изискването:

$$h_w \leq \min(b_w^4 70^3 / l_{b,cl}; 3,5b_w), \quad (2)$$

където $l_{b,cl}$ е светлият отвор на гредата (в mm).

В критичните зони на гредите трябва задължително да се използва стомана клас по дуктилност С, за която липсва родно производство и за използването ѝ се налага да се разчита на внос. Освен това има и допълнително изискване горната характеристична стойност (95 % фрактил) на действителната граница на провлачване, $f_{yk,0.95}$, да не надвишава номиналната стойност с повече от 25 %.



Фиг. 1. Модел за капацитивно изчисляване на греди съгласно [1]

Съгласно [1] максималните опорни моменти $M_{i,d}$ в крайните (до възела) напречни сечения на гредите ($i = 1$ и 2), съответстващи на образуването на пластични стави за положителни и отрицателни посоки на сеизмичното натоварване, се получават (фиг. 1):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \cdot \min\left(1; \frac{\Sigma M_{Rc,i}}{\Sigma M_{Rb,i}}\right), \quad (3)$$

където γ_{Rd} е коефициент, отчитащ възможната завишена носимоспособност от уякчаване на армировъчната стомана, който при греди с клас DCH се приема не по-малък от 1,20;

$M_{Rb,i}$ – изчислителната стойност на носимоспособността на огъване на гредата в края „i“ с посока на сеизмичния огъващ момент при разглежданата посока на сеизмичното натоварване;

$$\sum M_{Rc,i} \text{ и } \sum M_{Rb,i} \text{ са както в (1).}$$

От (3) се вижда, че нормите допускат използване на различен механизъм на разрушение от „слаби греди – силни колони“ при капацитивното изчисление, но не и при проверката за носещата способност (капацитетите) на възлите. Ако е спазено условие (1), то става излишна проверката $\sum M_{Rb,i} \geq \sum M_{Rc,i}$.

При оразмеряване на надлъжната армировка в гредите е необходимо да се обърне внимание на една особеност, която не се споменава в [1], както и в техническата литература, но съгласно теорията на фермовия модел при оразмеряването по наклонени сечения е необходимо да бъде отчетена. Съгласно този фермов модел вследствие действието на напречните сили се появява допълнителна опънна сила ΔF_{td} в надлъжната армировка. Тази опънна сила ще бъде само за долната армировка при липса на знакопроменливи напречни сили и съответно за долната и горната армировки при знакопроменливо сръзване. Ако тази опънна сила не се отчете при оразмеряването, то ще се получи занижено количество на необходимата надлъжна армировка в крайните сечения на гредите. Следователно е необходимо към получените огъващи моменти от изчислителна сеизмична ситуация добавянето на допълнителни моменти вследствие на действащата сръзваща сила V_{Ed} :

$$\Delta M_{td} = z \Delta F_{td} \approx 0,9d \Delta F_{td} = 0,45d V_{Ed} \text{ctg} \theta, \quad (4)$$

където z е височината на фермовия модел за сръзване, която обикновено се приема консервативно със стойност – $z \approx 0,9d$;

d – полезната височина на напречното сечение;

θ – ъгълът на наклона на натисковите диагонали в критичните зони, който при проектиране за високо ниво на дуктилност се приема със стойност $\theta = 45^\circ$.

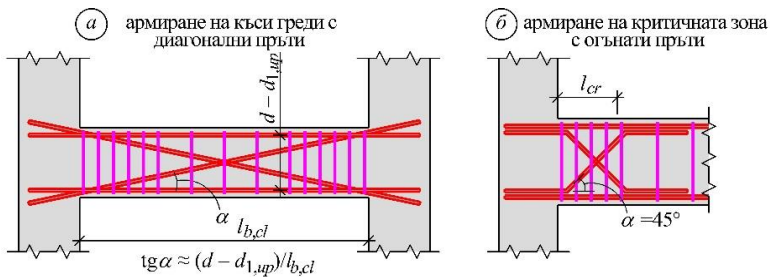
С така получените огъващи моменти може да се извърши и коректното покритие на диаграмата на опънната сила за надлъжната армировка и да се определят необходимите дължини на съответните усилители на основната армировка в напречното сечение, както и на необходимите дължини за тяхното закотвяне в крайните опори.

Друг проблем е свързан с определянето на носимоспособността на огъване на гредите в случай, че натисковата зона попада в ефективната широчина на плочата b_{eff} .

Съгласно чл. 5.4.3.1.1(1) на [1] определянето на тази носимоспособност е съгласно [2], което буквално означава, че трябва да бъде извършено с определената ефективна широчина на плочата съгласно [2]. Но при определянето на носещата способност (капацитета) на напречното сечение трябва да се използва модифицираната ѝ стойност съгласно [1]. Използването на ефективната широчина съгласно [2] би довело до занижено количество на долната армировка в крайните сечения на гредите, което няма да бъде в полза на сигурността.

Определените с (3) максимални положителни и отрицателни моменти в крайните сечения на гредите ($i = 1$ и 2) са необходими за определяне на капацитивно завишените напречни сили – максималната $V_{Ed,max i}$ и минималната $V_{Ed,min i}$, които могат да се

развият в двата края на гредата. Тук е възможно да се получи и следната ситуация: при сеизмичната изчислителна ситуация в края на гредата действащите срязващи сили да са с един и същи знак, но при капацитивната им корекция да се получат знакопроменливи срязващи сили. Това е особено важно при проектиране за ниво DCH, където се отчита възможността от формиране на критична вертикална пукнатина след обединяване на пукнатините от горната и долната страна на гредата във възела при провлачването на надлъжната армировка. Този механизъм на разрушение се нарича „срязване вследствие на хлъзгане“ (*sliding shear*). Той не може да бъде избегнат при наличието на традиционната напречна армировка от гъсто разположени вертикални стремена, тъй като те са успоредни на критичната пукнатина, в която настъпва разрушението и не я пресичат. Затова нормите изискват при знакопроменливи напречни сили и сравнително голяма стойност на отношението $\zeta = V_{Ed, \min} / V_{Ed, \max}$ да се влага и допълнителна диагонална армировка, като в случая напречните сили са получени чрез капацитивното изчисляване и се взимат със съответния си знак на разстояние равно на полезната височина d на гредата от ръба на подпората. Това изискване би довело до значително завишаване на необходимата армировка в гредите, особено в случаите, когато съгласно изчислителния модел не се получават знакопроменливи напречни сили и такъв механизъм на разрушение трудно би се реализирал.



Фиг. 2. Конструирание на греди при опасност от срязване от хлъзгане съгласно [1]

Изискването на [1] е:

а) при $\zeta \geq -0,5$ изчислението за напречни сили се извършва съгласно [2];

б) при $\zeta < -0,5$, т.е. когато се очаква почти пълна смяна на посоката на срязващата сила, изчислението за напречни сили да се извършва в зависимост от големината на по-голямата по абсолютна стойност напречна сила, съобразно със следните условия:

– ако $|V_{Ed}|_{\max} \leq (2 + \zeta) f_{ctd} b_w d$ – носимоспособността на срязване се изчислява съгласно [2], като f_{ctd} е изчислителната стойност на якостта на бетона на опън, а b_w е най-малката ширина на гредата в напречното ѝ сечение;

– ако $|V_{Ed}|_{\max} > (2 + \zeta) f_{ctd} b_w d$ е необходимо освен стремена, изчислени за $0,5|V_{Ed}|_{\max}$, да се включат и наклонени пръти в две направления или под ъгъл $\pm 45^\circ$ спрямо надлъжната ос на гредата – фиг. 2б, или по двата ѝ диагонала във вертикалната равнина – фиг. 2а, които да поемат останалата половина от силата. В такъв случай площта на наклонените пръти в едното направление $A_{s,inc}$, пресичащи потенциалната равнина на хлъзгане (крайното сечение на гредата до колоната), се определя с помощта на условието:

$$0,5|V_{Ed}|_{\max} \leq 2A_{s,inc}f_{yd} \sin \alpha, \quad (5)$$

където $A_{s,inc}$ е площта на наклонената армировка в едно направление, пресичаща възможната хлъзгаща равнина (т.е. края на сечението на гредата);

α – ъгълът между наклонената армировка и надлъжната ос на гредата – фиг. 2.

Обикновено $\alpha = 45^\circ$ или $\operatorname{tg} \alpha \approx (d - d_{1,up})/l_{b,cl}$, като $d_{1,up}$ е разстояние от центъра на тежестта на горната армировка до горния ръб на сечението – фиг. 2а.

Друга особеност е свързана с осигуряването на локална дуктилност на крайните напречни сечения, както и за предпазване от изтръгване на надлъжната армировка в гредите. В тази връзка нормите [1] изискват ограничаване на диаметъра на надлъжните пръти d_{bL} , преминаващи през възлите греда-колона до следните стойности:

а) за вътрешни възли греда-колона:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \frac{1+0,8v_d}{1+0,75k_D \cdot \rho' / \rho_{\max}}; \quad (6a)$$

б) за крайни възли греда-колона:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5}{\gamma_{Rd}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} (1+0,8v_d), \quad (6b)$$

където h_c е широчината на колоната, успоредна на прътите;

f_{ctm} – средната стойност на якостта на опън на бетона;

f_{yd} – изчислителната стойност на границата на провлачване на стоманата;

v_d – нормализираната изчислителна осова сила в колоната, взета с нейната минимална стойност за сеизмична изчислителна ситуация $[v_d = N_{Ed} / (f_{cd} A_c)]$;

k_D – коефициентът, отразяващ класа на дуктилност, равен на 1,0 за DCH;

ρ' – коефициентът на армиране на гредата за натисковите пръти, преминаващи през възела;

ρ_{\max} – допустимият максимален коефициент на армиране за опънната армировка на гредата за натисковите пръти, преминаващи през възела;

γ_{Rd} – коефициент на неточностите на модела за изчислителната стойност на носещите способности, приет равен на 1,2 за DCH.

Следователно в зависимост от големината на минималната надлъжна сила в колоната и широчината на напречното ѝ сечение се ограничава максималния диаметър на възможните надлъжни пръти в гредата.

Основният проблем за крайни колони е при сравнително малък размер на напречното им сечение, като за случая в [1] са дадени варианти за конструиране на крайния възел за осигуряване на закотвянето на надлъжните пръти при неспазване на условие (6b).

При средните колони дори и при големи напречни сечения на колоните при малки стойности на нормалните сили, което е характерно за по-горните етажни нива, е възможно получаването на много малки възможни максимални диаметри на надлъжните пръти, което води до необходимост от поставяне на по-голям брой надлъжни пръти с по-малък

диаметър, евентуалното разполагане на част от тях в ефективната широчина на плочата и разполагането им в два или повече броя надлъжни реда. Това от своя страна затруднява бетонирането и доброто уплътняване на бетонната смес. Разбира се при разполагане на част от надлъжната армировка в рамките на ефективната широчина на плочата трябва да се спазва изискването на [1] тяхната площ да не надвишава 25 % от общата площ на надлъжните пръти в гредата, като би следвало да се включи и наличната надлъжна армировка в плочата, успоредна на оста на гредата и попадаща в съответната ефективна широчина. При спазване на ограничаването за максималния диаметър на прътите е възможно достигане и на максимални диаметри 12 mm, което ще противоречи на изискването за минималния им диаметър и оттам необходимост от промяна на напречното сечение на гредите и/или колоните или промяна на използвания клас на бетона или на армировъчната стомана.

Също така при проверката (6а) е необходимо използването на отношението ρ'/ρ_{\max} , което в повечето случаи ще има най-неблагоприятна стойност при сеизмична ситуация, когато натискова е горната армировка в критичната зона, а опънна е долната армировка. В този случай би следвало да не се отчита армировката от плочата, която попада в ефективната широчина, тъй като плочата е в натисковата зона, а само армировката, попадаща в широчината на реброто на гредата. Но от друга страна отчитането на тази армировка е в полза на сигурността, тъй като се увеличава коефициентът на армиране и оттам проверката по-трудно би се осигурила.

Минималната надлъжна армировка в гредите се приема $2\phi 14$, а минималната натискова армировка по цялата дължина на гредата допълнително се приема не по-малка от 1/4 от площта на опънната армировка в критичната зона.

Необходимо е спазване и на по-строги изисквания за допустимите разстояния между стремената в критичните зони на гредите за DCH:

$$s \leq \min(h_w/4; 24d_{bw}; 175; 6d_{bL}), \quad (7)$$

където h_w е височината на напречното сечение на гредата (в mm);

d_{bL} – минималният диаметър на надлъжен прът в гредата (в mm);

d_{bw} – диаметърът на напречната армировка в гредата (в mm).

Изискването (7) води до необходимост от поставяне на стремена през много малки разстояния в критичната зона, особено в случая, когато в критичната зона са вложени усилители с малък диаметър, например при 10 mm, разстоянието между стремената трябва да бъде 60 mm. Това ще затрудни в голяма степен доброто уплътняване на бетонната смес при самото бетониране.

Дължината на критичните зони на гредите се приема не по-малка от $1,5h_w$.

3. Числен пример

За изясняване на процедурата за оразмеряване, капацитивна корекция на сръзващите сили и проверки на локална дуктилност е показано подробно изчисление на крайното поле на греда от рамкова конструкция, проектирана за ниво DCH. Оразмерителните проверки са представени в табличен вид за по-лесното им прилагане в среда на MS Excell.

Разгледаната рамкова конструкция е за търговска сграда с три надземни етажа, без сутерен. Носещата конструкция е формирана от рамки в двете взаимно перпендикулярни направления – в едното главно направление X са предвидени 6 рамки с по 3 отвора с

дължина $L_x = 6,00$ m, а в другото $Y - 4$ рамки с по 5 отвора с дължина $L_y = 6,50$ m – фиг. 3. Прието е да няма отвори в подовите плочи за стълбищни рамена и асансьорна клетка. Размерите на напречното сечение на гредите са приети 600/400 mm и са еднакви в двете направления. Всички колони са с квадратно напречно сечение с размери 500/500 mm. Етажната височина за трите нива е 3500 mm. Прието е сградата да се проектира за района на гр. София чрез пространствен 3D модел, изработен с помощта на програмния продукт ETABS v.20.3. Прието е запъване на всички колони на ниво горен ръб фундаментна конструкция. Земната основа е приета тип С и е използван спектър на реагиране само вид 1. Конструкцията спада към клас на значимост III, с коефициент на значимост $\gamma_1 = 1,20$.

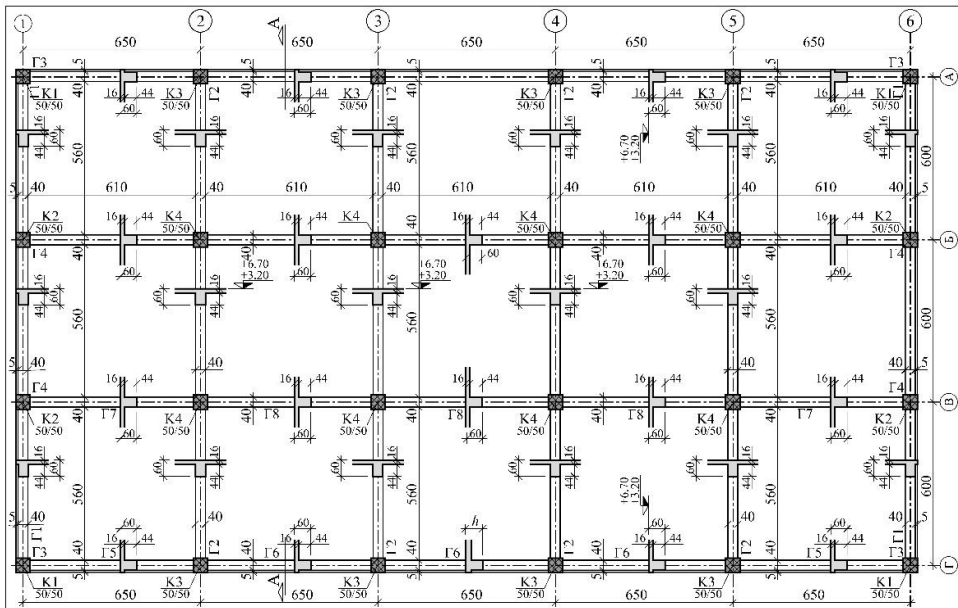
Архитектурните разпределения на отделните етажни нива са еднакви. Вътрешните стени са леки, преградни от газобетон. По периферията на сградата е предвидена стъклена окачена фасада. Приложените характеристични натоварвания за етажните плочи са: за постоянни товари е 6,0 kN/m², а за променливи: 5,0 kN/m². Постоянното характеристично натоварване на покривната плоча е 9,0 kN/m², а кратковременното натоварване от сняг е 1,25 kN/m². Теглото на окачената фасада е 5,25 kN/m', а на покривния борд – 2,55 kN/m'.

Прието е формиране на пластични стави само в двата края при всеки отвор на гредите, както и в мястото на запъване на колоните и при връзката им с покривните греди. Пластични стави във фундаментните и в покривните греди не се допускат. Коравините на огъване на гредите, в които се формират пластични стави, са коригирани с коефициент 0,5 за огъващите моменти и 0,3 за срязващите сили. Коравините на колоните за огъване в първо и трето ниво са коригирани с коефициент 0,7, а на средното ниво са без корекция.

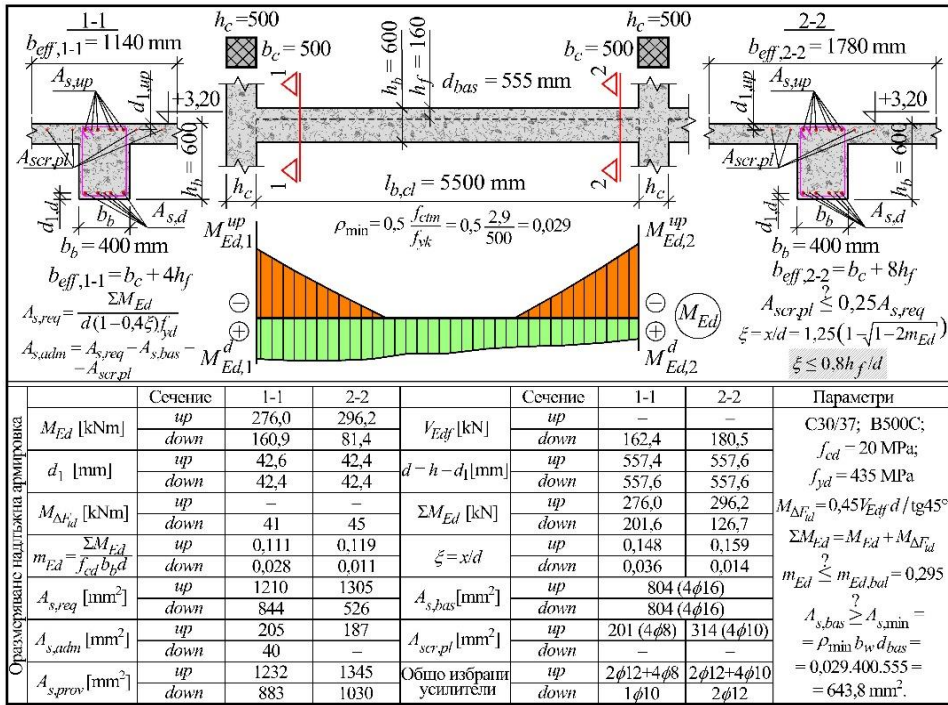
Използваните материали са бетон клас С30/37 и стомана клас В500С. Приетият коефициент на поведение е 5,85.

Получените първи три форми на собствени трептения са $T_1 = 0,555$ s (предимно трансляционна по ос X), $T_2 = 0,549$ s (предимно трансляционна по ос Y) и $T_3 = 0,493$ s (предимно ротационна).

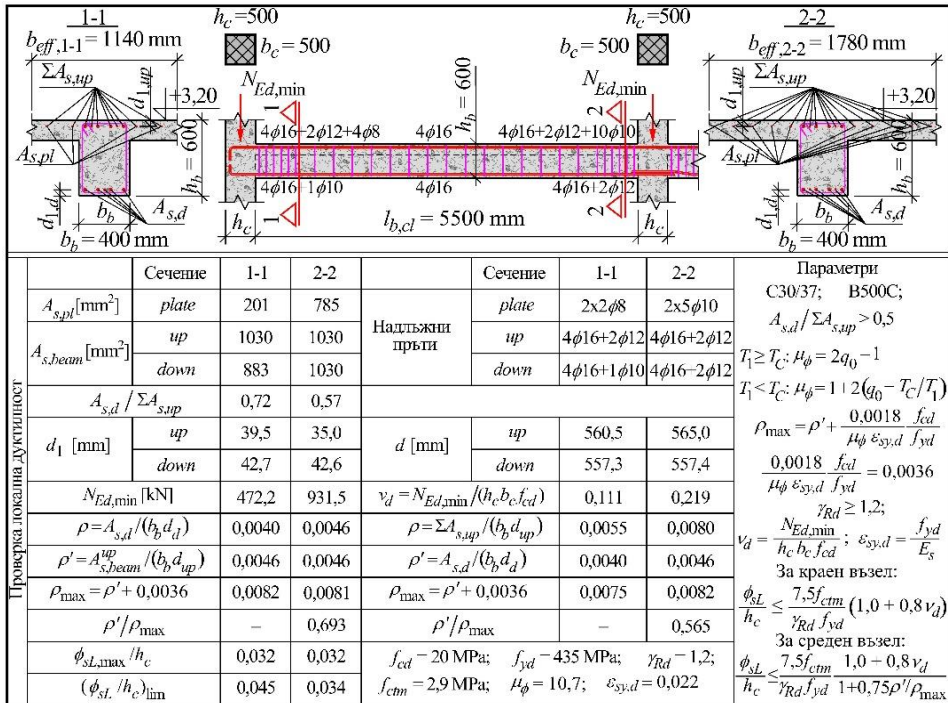
Оразмерителните проверки за крайното поле на вътрешната рамка на три отвора (в направление по ос X) за първото ниво са дадени на фиг. 4 до фиг. 9.



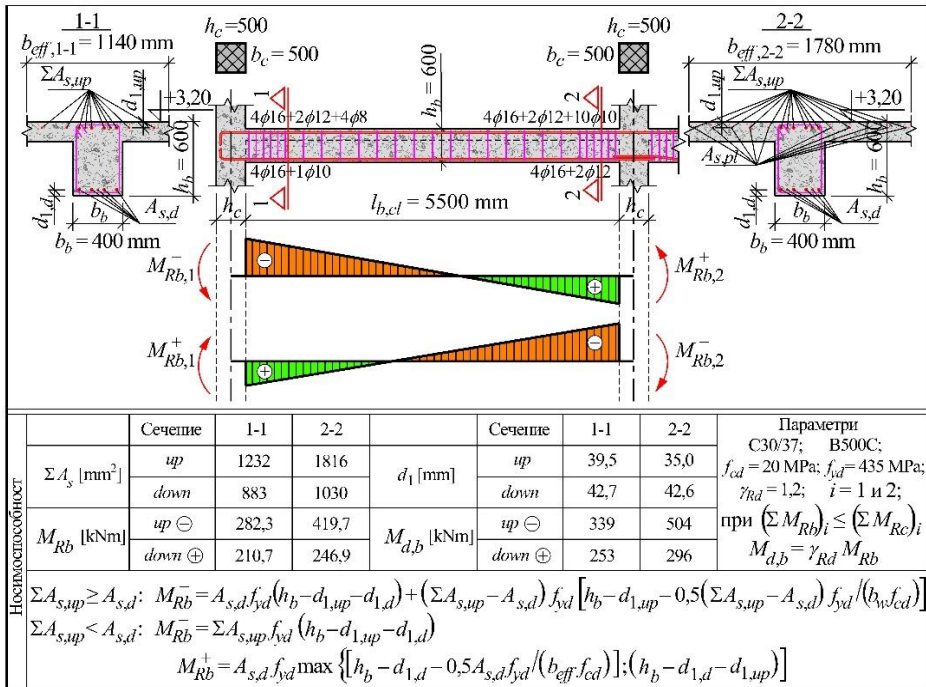
Фиг. 3. Котражен план на типова плоча от разглежданата рамкова конструкция



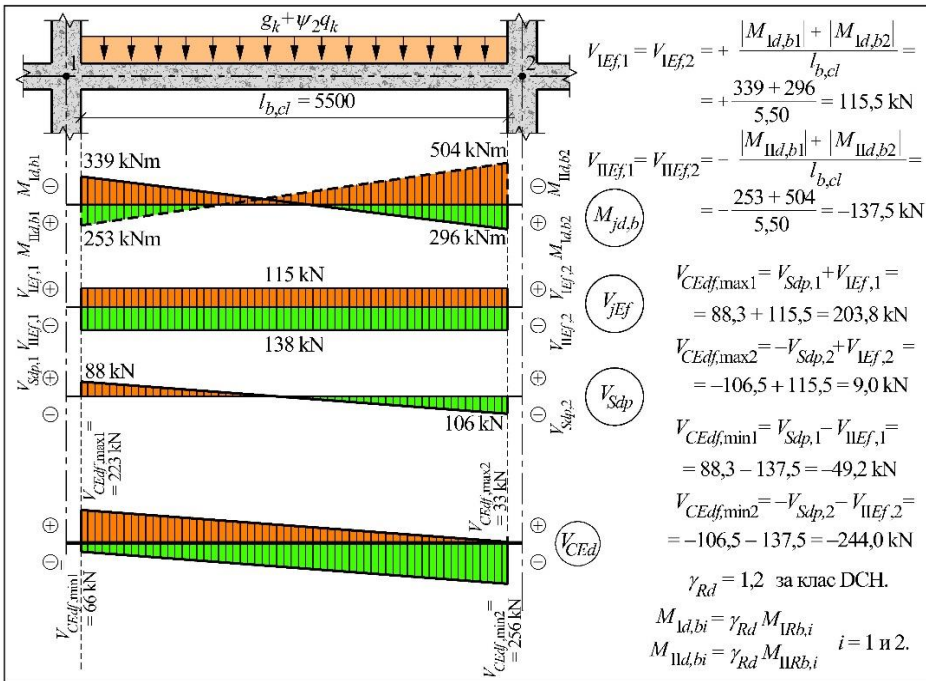
Фиг. 4. Оразмеряване на надлъжна армировка в критични зони крайно поле греда по ос 2



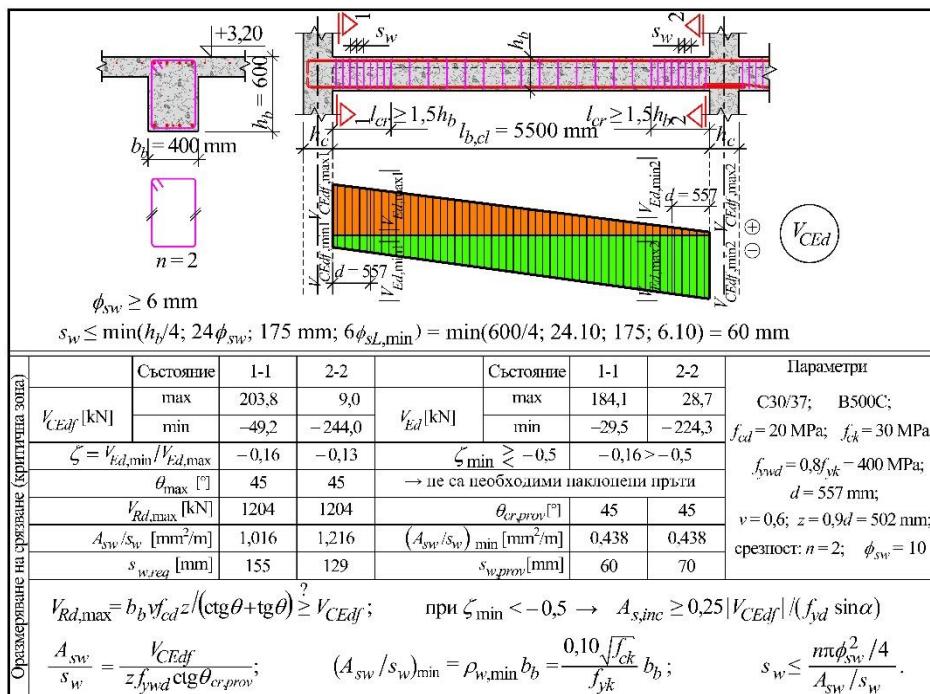
Фиг. 5. Проверка на локална дуктилност в критични зони на крайно поле греда по ос 2



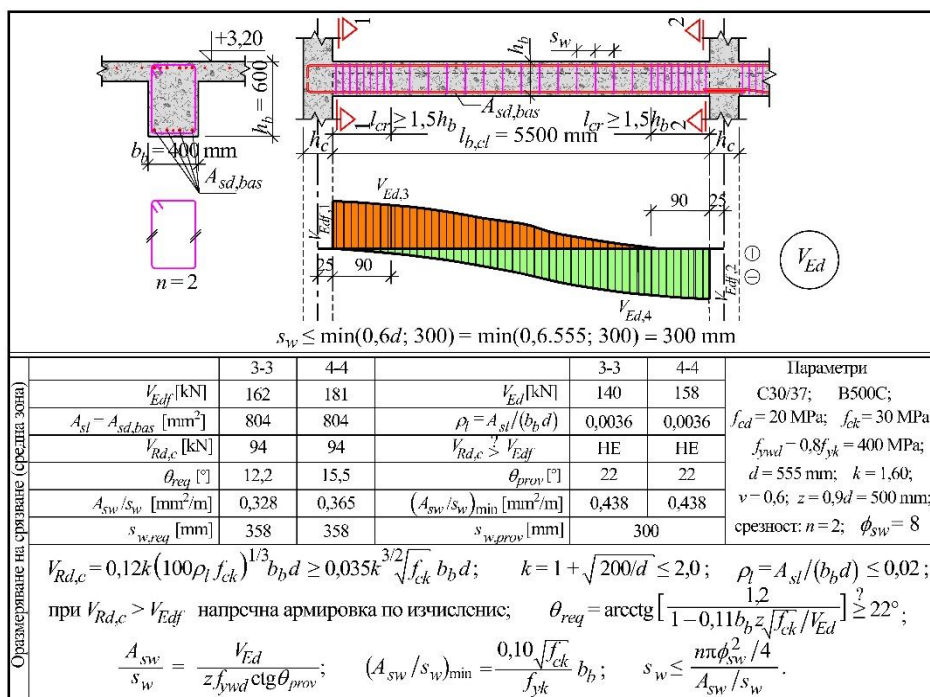
Фиг. 6. Определяне на носимоспособните на огъване в критичните зони на крайното поле на греда по ос 2



Фиг. 7. Капацитивна корекция на срязващите сили за крайно поле на греда по ос 2



Фиг. 8. Оразмеряване на срязване в критичните зони на крайното поле на греда по ос 2



Фиг. 9. Оразмеряване на срязване извън критичните зони за крайното поле на греда по ос 2

4. Изводи

От изложеното по-горе и проведените числени изследвания е видно, че използването на ниво DCH за проектиране на греди от рамкови конструкции води до значително завишаване на носещите способности, особено при средните им опори, което е трудно обяснимо. Изискването за ограничаване на диаметъра на прътите за средните опори води до необходимостта от използване на гъсто разположена напречна армировка, което затруднява уплътняването на бетона. Всичко това ограничава използването на ниво DCH при проектиране на рамкови конструкции, особено при ниска етажност. Още повече, че при това ниво на обща дуктилност се налагат допълнителни проверки и оразмерителни процедури, както и по-строги конструктивни изисквания.

ЛИТЕРАТУРА

1. BDS EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Bulgarian Institute for Standardization, 2006, and National Annex (NA) 2012.

2. BDS EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Bulgarian Institute for Standardization, 2007 and National Annex (NA) 2015.

SPECIFIC REQUIREMENTS IN THE DESIGN OF BEAMS OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES FOR SEISMIC ACTION AT HIGH LEVEL OF TOTAL DUCTILITY (DCH)

V. Kardjiev¹, E. Georgiev²

Keywords: reinforced concrete, design, earthquake, beams from reinforced concrete frame structures, Eurocode 8

ABSTRACT

The specific requirements in the design of beams of reinforced concrete frame structures for seismic action using a high level of total ductility (DCH) according to the requirements of the Eurocode system of structural standards have been considered. Special attention to some problems in their design is paid. Examples of static calculations and design checks are attached.

¹ Vasil Kardjiev, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: kardjiev@mail.bg

² Evgeni Georgiev, Chief Assist. Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: evgeni_georgiev_fce@abv.bg