ГОДИШНИК НА УНИВЕРСИТЕТА ПО АРХИТЕКТУРА, СТРОИТЕЛСТВО И ГЕОДЕЗИЯ – СОФИЯ

Първа научно-приложна конференция с международно участие
„СТОМАНОБЕТОННИ И ЗИДАНИ КОНСТРУКЦИИ – ТЕОРИЯ И ПРАКТИКА“
22 – 23 октомври 2015
22 – 23 October 2015

First Scientific-Applied Conference with International Participation
“REINFORCED CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES – THEORY AND PRACTICE”

ANNUAL OF THE UNIVERSITY OF ARCHITECTURE, CIVIL ENGINEERING AND GEODESY – SOFIA

48 том vol. **2015** **св. fasc. 12 – II**

ОГНЕУСТОЙЧИВОСТ НА ПРАВОЪГЪЛНИ СТОМАНОБЕТОННИ КОЛОНИ СЪС СИМЕТРИЧНА АРМИРОВКА, ПОДЛОЖЕНИ НА ОГЪВАЩ МОМЕНТ И ОСОВА НАТИСКОВА СИЛА ПРИ ЕДНОСТРАННО ПОЖАРНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ В РАВНИНАТА НА ОГЪВАЩИЯ МОМЕНТ

Х. Нешев[1]

Ключови думи: *стоманобетонни колони, огнеустойчивост*

Научна област: *строителни конструкции*

РЕЗЮМЕ

При едностранно пожарно въздействие върху стоманобетонни колони, подложени на равнинен нецентричен натиск, в рамките на елемента се развиват процеси, свързани с несиметрично изменение на якостните и деформационните характеристики на материалите (бетон и армировъчна стомана).

Съставени са нормализирани номограми за определяне на границата на огнеустойчивост на едностранно нагрята стоманобетонна колона съгласно опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °C”. Направени са изводи и препоръки за практическо приложение на номограмите.

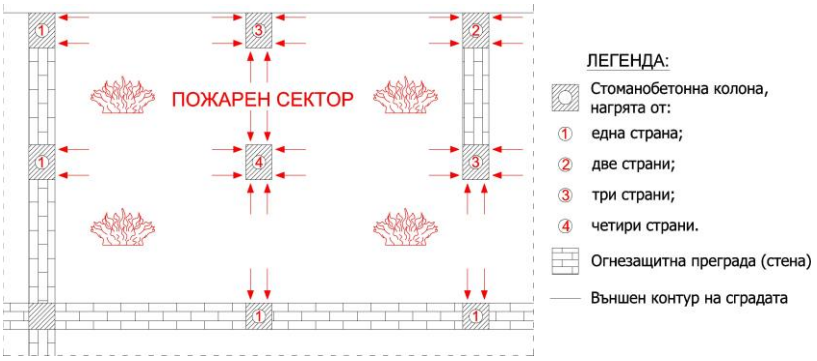
1. Въведение

Пожарното въздействие върху стоманобетонните колони може да бъде едно-, дву-, три- и четиристранно, в зависимост от местоположението на елемента в пожарния сектор (фиг. 1). При излагане на огън част от сечението с дебелина a_z откъм пряко нагряваната повърхност се повреждa. Според представения в [2] метод „Изотерма

[1] Христиан Нешев, инж. докторант, кат. „Масивни конструкции”, УАСГ, бул. “Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail:neshev_bg@abv.bg

500 °C" бетонът с температура, по-висока от 500 °C, се приема за повреден и се пренебрегва при изчисляване на носимоспособността на елемента. Дебелината на прогретия слой може да бъде определена с помощта на температурни профили, представени в приложение А на [2], [5], или в друга специализирана литература. В настоящата разработка е извършен теоретичен анализ за изчисляване на едностранно нагрети правоъгълни стоманобетонни сечения, подложени на равнинен нецентричен натиск в равнината на огъващия момент при пожарно въздействие. Разгледани са два случая на пожарно въздействие:

- едностранно пожарно въздействие откъм опънна надлъжна армировка;
- едностранно пожарно въздействие откъм натискова надлъжна армировка.



Фиг. 1. Стоманобетонни колони, подложени на пожарно въздействие

2. Предпоставки и валидност на предложените номограми

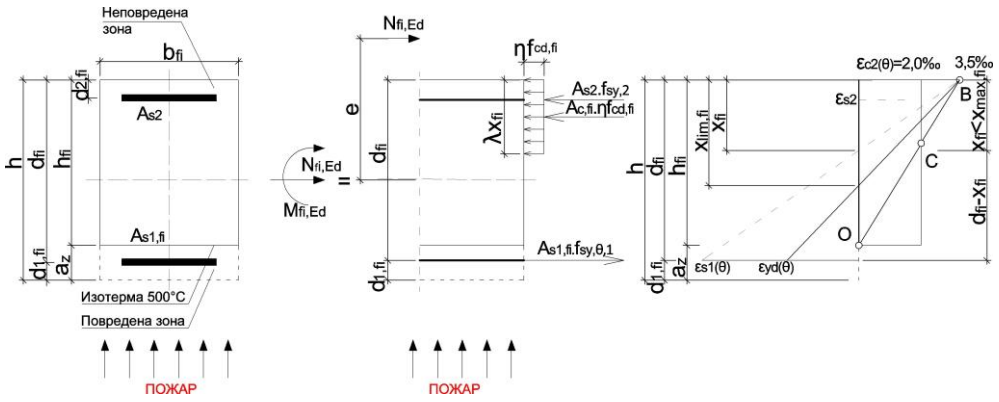
- в сила е хипотезата на Бернули – напречните сечения, равнинни и перпендикулярни на надлъжната ос на пръта остават такива и след деформацията;
- в крайно гранично състояние линията на деформациите минава през една от трите точки A, B, C („правило на трите точки");
- деформациите от срязване са много малки и се пренебрегват;
- разглеждат се колони с правоъгълни напречни сечения;
- цилиндричната якост на натиск на бетона е $f_c \le 50$ MPa (разглежда се обикновен бетон);
- якостта на опън на бетона се пренебрегва;
- колоната е подложена на стандартно пожарно въздействие според ISO834 от четирите си страни или на други режими на нагряване във времето, които пораждат подобни температурни полета;
- количеството на вложената надлъжна армировка извън зоната на снаждане е $A_s \le 0,04.A_c$, където A_c е площта на напречното сечение на бетона;
- методът е приложим за колони, изпълнени по монолитен или сглобяем способ;
- методът е валиден за стоманобетонни колони с минимална широчина на напречното сечение b_{min} съгласно [2], при четиристранно стандартно пожарно въздействие.

3. Изчисляване на правоъгълни стоманобетонни сечения при едностранно пожарно въздействие откъм опънната надлъжна армировка

С развитие на пожарното въздействие температурата в колоната се увеличава, което води до намаляване на характеристичната граница на провлачване $f_{sy,\theta,1}$ на армировъчната стомана откъм пожарното въздействие. Редуцирането ѝ се извършва съгласно редукционния коефициент $k_s(\theta)$ и частния коефициент на сигурност за механичните характеристики на материалите $\gamma_{M,fi}=1$, представени в [2]. Модулът на еластичност намалява при повишаване на температурата на надлъжната армировка, съгласно приетите стойности в табл. 3.2а на БДС EN 1992-1-2.

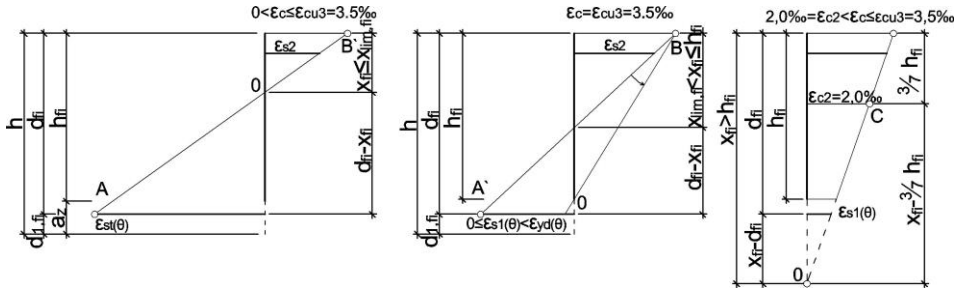
Очакваната температура в колоната откъм непряко нагряваната страна е относително ниска. Якостните и деформационни характеристики на натисковата армировка остават непроменени и равни на тези при нормална температура. Съгласно метода „Изотерма 500 °C“ бетонът с температура, по-ниска от 500 °C, работи с напрежения и деформации, равни на тези при температура 20 °C. Изчислителната якост на натиск на бетона при повишена температура е $f_{cd,fi}=\alpha_{cc}.f_{ck}/\gamma_{M,fi}$. Дадената в [1] стойност на коефициента $\alpha_{cc}=0{,}85$ е необходимо да се отчете в проверката за носимоспособност на нормални сечения на вертикални или наклонени елементи, изпълнени по монолитен способ [3], [4].

Редуцираното напречно сечение е с размери: широчина b_{fi}, съвпадаща с широчината на сечението преди пожарното въздействие и височина h_{fi}, равна на началната височина h, намалена с дебелината на повредената зона a_z. Полезната височина на сечението е $d_{fi}=h_{fi}+a_z-d_{1,fi}$, а разстоянията от нагрятата и ненагрятата надлъжна армировка до повърхността на нередуцираното напречно сечение са съответно $d_{1,fi}$ и $d_{2,fi}$ (фиг. 2).



Фиг. 2. Основни параметри и означения на колона, натоварена на равнинен нецентричен натиск и пожарно въздействие откъм опънната надлъжна армировка

На фиг. 3 са показани възможните диаграми на деформациите в напречното сечение при достигане на крайно гранично състояние:



Фиг. 3. Деформации при достигане на крайно гранично състояние (КГС)

а) достигане на КГС в т. А *б) достигане на КГС в т. В* *в) достигане на КГС в т. С*

Крайно гранично състояние (КГС) на напречното сечение се достига в т. А при гранична деформация в нагрятата надлъжна армировка $\varepsilon_{st,\theta} = 150$ ‰ и нулева линия в сечението, силно изтеглена към ненагретите натискови влакна (фиг. 3*а*). При съвпадение на т. В` и т. В, КГС настъпва едновременно откъм опънната нагрята армировка и натиснатия бетон. Когато деформациите $\varepsilon_{s,1,\theta}$ в опънната армировка достигнат стойност $\varepsilon_{yd,\theta}$, а деформациите на бетона в натисковата зона са равни на $\varepsilon_{cu,3}$, височината на натисковата зона се означава с $x_{\lim,fi}$. Крайно гранично състояние се достига в т. В при гранична деформация на бетона в крайния ръб на редуцираното напречно сечение на колоната $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = 3{,}5$ ‰ и нулева линия в сечението, разположена на разстояние $h_{fi} \geq x_{fi} > x_{\lim,fi}$ от горния му край (фиг. 3*б*). Линията на деформациите минава през т. С при изцяло натиснато сечение (фиг. 3*в*). В този случай нулевата линия се намира извън сечението, към по-слабо натиснатите влакна и от страната на пожарното въздействие. Бетонът в по-силно натиснатата зона е достигнал деформации $\varepsilon_c > \varepsilon_{c2} = 2{,}0$ ‰, но по-малки от $\varepsilon_{cu,3} = 3{,}5$ ‰, а в по-слабо натиснатата, нагрятата зона, деформациите не надвишават $\varepsilon_{c2} = 2{,}0$ ‰. Уравненията на статиката (1) и (2), изведени за ос, минаваща през средата на непрогрятото сечение, имат следния вид:

$$\sum M = 0 \rightarrow M_{fi,Ed} = \lambda.x_{fi}.b_{fi}.\eta f_{cd,fi}\left(0{,}5.h - 0{,}5.\lambda.x_{fi}\right) \pm \\ \pm A_{s1,fi}.\sigma_{s(\theta),1}.\left(0{,}5.h - d_{1,fi}\right) + A_{s2}.\sigma_{s,2}.\left(0{,}5.h - d_{2,fi}\right), \tag{1}$$

$$\sum H = 0 \rightarrow N_{fi,Ed} = \lambda.x_{fi}.b_{fi}.\eta f_{cd,fi} \mp A_{s1,fi}.\sigma_{s(\theta),1} + A_{s2}.\sigma_{s,2}, \tag{2}$$

където $\sigma_{s(\theta),1}$ и $\sigma_{s,2}$ са съответно напреженията в нагрятата армировка с площ $A_{s1,fi}$ и натисковата ненагрята армировка с площ A_{s2}. В горните уравнения пред усилието,

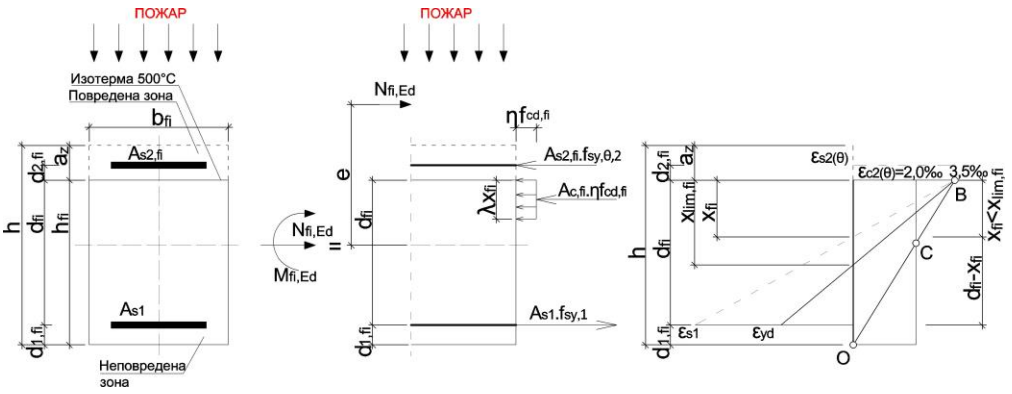
възникващо в армировката с площ A_{s1}, се приема първият знак, когато тази армировка е опънна, а вторият знак, когато армировката A_{s1} е натискова.

При изготвяне на кривите на взаимодействие (номограмите) са взети под внимание: изменението на якостните и деформационните характеристики на нагрятата армировъчна стомана, размерът на повредената зона a_z на колоната, редуцираното напречно сечение (b_{fi} и h_{fi}) за различни граници на огнеустойчивост. Предложените диаграми са нормализирани с цел разширяване на обхвата, удобно използване за приблизително решаване на права (определяне на носимоспособност) и обратна (изчисляване на армировка) задача.

4. Изчисляване на правоъгълни стоманобетонни сечения при едностранно пожарно въздействие откъм натисковата надлъжна армировка

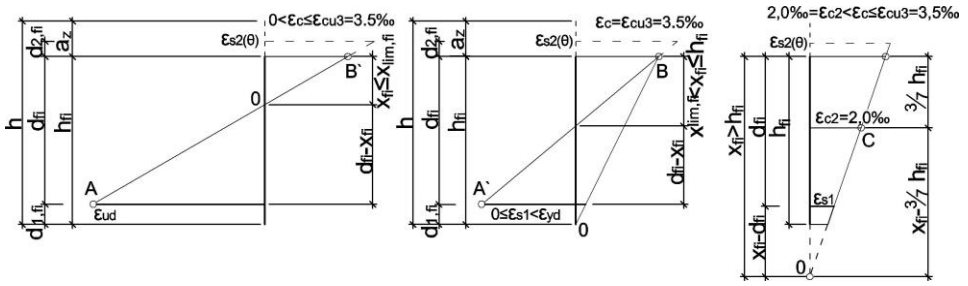
Процесите, съпътстващи едностранно нагретите колони откъм натисковата надлъжна армировка, са аналогични на представените в предишната точка при едностранно нагряване откъм опънната армировка: редуциране на характеристичната граница на провлачване $f_{sy,\theta,2}$ на нагрятата армировъчна стомана, увеличаване на граничната изчислителна деформация на армировката, редуциране на напречното сечение на колоната вследствие на повреждане на част от него и запазване на якостните и деформационните характеристики на бетона с температура, по-ниска от 500°C, съгласно метода „Изотерма 500 °C“.

Полезната височина на напречното сечение на колоната е $d_{fi} = h - a_z - d_{1,fi} = h_{fi} - d_{1,fi}$, а разстоянията от ненагрятата и нагрятата надлъжна армировка до повърхността на редуцираното сечение са съответно $d_{1,fi}$ и $d_{2,fi}$ (фиг. 4).



Фиг. 4. Основни параметри и означения на колона, натоварена на равнинен нецентричен натиск и пожарно въздействие откъм натисковата надлъжна армировка

Зависимостта между местоположението на нулевата линия и деформациите по височина на сечението са показани на фиг. 5.



Фиг. 5. Деформации при достигане на крайно гранично състояние (КГС)

КГС се достигат при реализиране на гранични деформации в ненагрятата опънна или по-слабо натисната армировка или на гранични деформации в натиснатия бетон (фиг. 5). Уравненията на статиката, изведени за ос, минаваща през средата на непрогрятото сечение, са:

$$\sum M = 0 \rightarrow M_{fi,Ed} = \lambda.x_{fi}.b_{fi}.\eta f_{cd,fi}\left(0,5.h - a_z - 0,5.\lambda.x_{fi}\right) \pm \\ \pm A_{s1}.\sigma_{s,2}.\left(0,5.h - d_{1,fi}\right) + A_{s2,fi}.\sigma_{s(\theta),2}.\left(0,5.h_{fi} - a_z \mp d_{2,fi}\right), \tag{3}$$

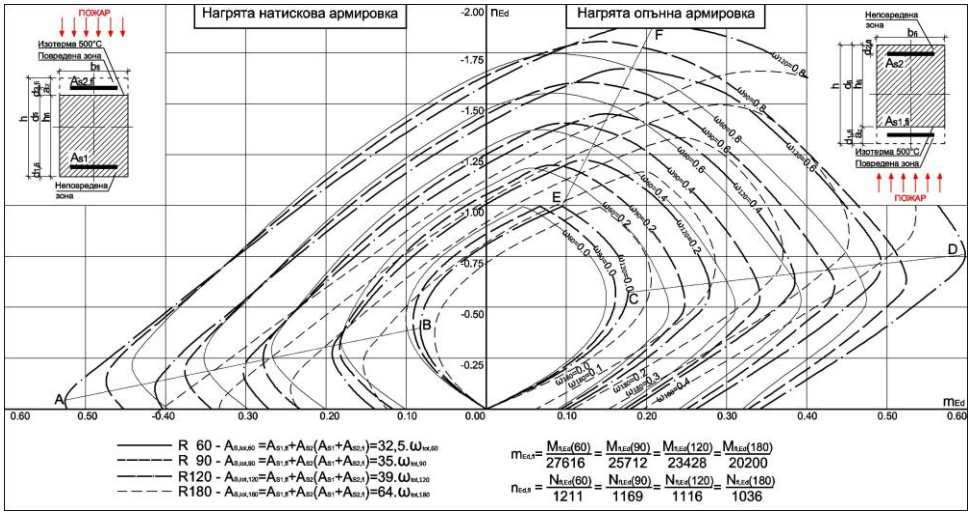
$$\sum H = 0 \rightarrow N_{fi,Ed} = \lambda.x_{fi}.b_{fi}.\eta f_{cd,fi} \mp A_{s1}.\sigma_{s,1} + A_{s2,fi}.\sigma_{s(\theta),2}, \tag{4}$$

където $\sigma_{s,1}$ и $\sigma_{s(\theta),2}$ са съответно напреженията в ненагрятата армировка и в натисковата нагрята армировка. В уравнения 3 и 4 пред усилието, възникващо в армировката с площ A_{s1}, се приема първият знак, когато тази армировка е опънна, а вторият знак, когато армировката A_{s1} е натискова. При $a_z < d_{1,fi}$ знакът пред $d_{2,fi}$ е минус, а при $a_z > d_{1,fi}$ – плюс.

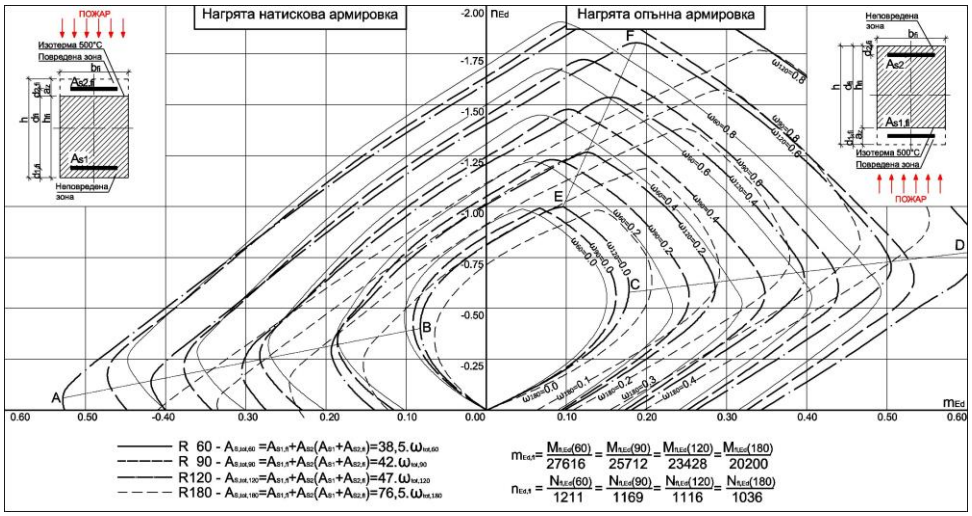
5. Числен пример

Изследвана е симетрично армирана стоманобетонна колона с размери 250/250 mm, изпълнена от бетон клас С25/30, армировъчна стомана клас В500 или В420, с $d_{1,fi} = 40$ mm за граници на огнеустойчивост R60, R90, R120 и R180. Дебелината на повредената зона a_z, отчетена от температурните профили в приложение А на [2] за граница на огнеустойчивост R60 е 22 mm, за R90 – 30 mm, R120 – 40 mm и R180 – 55 mm. Съответните размери на редуцираните напречни сечения са: за R60 – 228/250 mm; за R90 – 220/250 mm; за R120 – 210/250 mm и за R180 – 195/250 mm.

При пожарно въздействие откъм опънната надлъжна армировка се разглежда дясната част на номограмите, дадени на фиг. 6 и фиг. 7, а откъм натисковата – лявата част. Стойностите на относителния огъващ момент $m_{Ed,fi}$ и относителната нормална сила $n_{Ed,fi}$ са представени на номограмите (фиг. 6, фиг. 7). Определянето на физико-механичния коефициент на армиране ω_{tot} се извършва чрез отчитане от съответната крива (номограма).



Фиг. 6. Криви на взаимодействие (носимоспособност при пожарно въздействие) на едностранно нагрята, симетрично армирана стоманобетонна колона, изпълнена с армировъчна стомана клас B500 за R60, R90, R120 и R180



Фиг. 7. Криви на взаимодействие (носимоспособност при пожарно въздействие) на едностранно нагрята, симетрично армирана стоманобетонна колона, изпълнена с армировъчна стомана клас B420 за R60, R90, R120 и R180

Изводи

При анализиране на изготвените номограми могат да бъдат направени следните изводи и сравнения между едностранно нагрети откъм натисковата или опънната надлъжна армировка колони, при еднакви други условия – размери на сечението, бетонно покритие, дебелина на повредената зона a_z, клас на бетона и на армировъчната

стомана, разрезни усилия, вложена надлъжна армировка, стандартно пожарно въздействие и граница на огнеустойчивост:

а) носещата способност на колона, натоварена на нецентричен натиск с много голям ексцентрицитет (голям огъващ момент и относително малка осова сила), при едностранно пожарно въздействие, е по-голяма при нагряване на надлъжната натискова армировка. Този ефект се дължи на факта, че при пожарно въздействие откъм натисковата армировка опънната надлъжна армировка работи с граница на провлачване, равна на тази при нормална температура. Влиянието на повредената част от сечението откъм натисковата зона на колоната е значително по-малко;

б) носещата способност на колона, натоварена на нецентричен натиск с малък и много малък ексцентрицитет при едностранно пожарно въздействие, е по-голяма при нагряване на надлъжната опънна армировка. Това се дължи на различното влияние на дебелината на повредената зона a_z, полезната височина d_{fi} и редуцираното напречно сечение в зависимост от страната на колоната, подложена на пожарното въздействие;

в) осовата натискова сила, която може да бъде поета от сечението, при действие на максимален огъващ момент, е значително по-голяма при пожарно въздействие откъм опънната надлъжна армировка. Причината за това явление е повредената зона a_z от сечението и възникването на допълнителен огъващ момент, породен от несиметричното натоварване на сечението;

г) класът на армировъчната стомана (B420 или B500) оказва значително влияние върху огъващия момент и минимално влияние върху максималната осова сила, които могат да бъдат поети от сечението;

д) поради наличието на много параметри, влияещи при определянето на границата на огнеустойчивост на колона, подложена на нецентричен натиск и едностранно пожарно въздействие, е необходимо съставяне на нормализирани номограми за основни правоъгълни сечения, използвани от българските проектанти в практиката;

е) при оразмеряване на стоманобетонни сечения по опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °C“ не се отчитат температурните разширения на материалите (бетон и армировъчна стомана).

ЛИТЕРАТУРА

1. БДС EN 1992-1-1:2005 и БДС EN 1992-1-1:2005/ NA-Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.

2. БДС EN 1992-1-2:2005 и БДС EN 1992-1-2:2005/ NA – Еврокод 2: Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Част 1-2: Общи правила. Проектиране на конструкции срещу въздействие от пожар.

3. *Захариева-Георгиева, Б., Хр. Нешев.* Определяне на огнеустойчивостта на стоманобетонни колони чрез опростения изчислителен зонов метод на БДС EN 1992-1-2:2005, XIV Международна научна конференция ВСУ’2014.

4. *Захариева-Георгиева, Б.* Проверка за огнеустойчивост на стоманобетонни колони чрез опростения изчислителен метод „Изотерма 500 °C” на БДС EN 1992-1-2:2005, сп. „Строителство“, бр. 6, 2012.

5. Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций, МДС 21-2.2000.

FIRE RESISTANCE OF RECTANGULAR REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH SYMMETRICAL REINFORCEMENT SUBJECTED TO UNIAXIAL BENDING AND ONE-SIDED FIRE EXPOSURE IN THE PLANE OF BENDING MOMENTS

H. Neshev[1]

***Keywords**: reinforced concrete columns, resistance in the fire situation*

***Research area**: building structures*

ABSTRACT

During one-sided fire exposure of reinforced concrete columns subjected to uniaxial bending, asymmetrical modification of mechanical material properties /concrete and reinforcing steel/ is observed in the element.

Normalized nomograms are developed for determining the fire resistance of reinforced concrete columns, subject to one-sided fire exposure, in accordance with the simplified calculation method “Isotherm 500°C”. Conclusions and recommendations for practical application are made.

[1] Hristian Neshev, Eng. PhD Student, Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: neshev_bg@abv.bg