

## НОВАТА ВЕРСИЯ НА ЕВРОКОД 2 ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ – ПРИЛОЖНИ АНАЛИЗИ И СРАВНЕНИЯ

Атанас Георгиев<sup>1</sup>

## THE NEW VERSION OF EUROCODE 2: DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – APPLIED ANALYSES AND COMPARISONS

Atanas Georgiev<sup>1</sup>

### Abstract:

*In the present paper are compared the basic principles of the current Eurocode 2, and the draft version of a new standard, which is planned to come into force in 2020. Besides the amendments in the reinforced concrete structures reliability models, here are marked the additions, which specify and update already known computational checks and detailing. In the paper are also systematised those rules, which could even now be applied in the design work, as they are missing in the current standard and therefore cannot be in contradiction with it.*

### Keywords:

*Concrete Structures, Eurocode 2, Analyses.*

### 1. ВЪВЕДЕНИЕ

През последните 5 години конструктивните Еврокодове, в частност EC2 [1], се наложиха у нас като водещи стандарти в инвестиционното проектиране, докато националните ни норми вече са с ограничено действие и популярност. Добрата европейска практика през последните 15 години и съвременните научни достижения, систематизирани вече в MS2010 [3], са основа за усъвършенстване и допълване на EC2. Такава е основната цел на проекта prEC2 [2], който се планира да бъде въведен през 2020 г. Основните задачи, които си поставя работната група по това издание на проекта са:

- обединяване на изискванията за сгради, мостове и съоръжения в един стандарт, който се допълва със съответни специфични приложения;
- намаляване на броя на параметрите, които се предоставят за национален избор;
- по-лесно приложение на стандарта;
- отчитане на машабния фактор и по отношение състава на бетона;
- проектиране чрез нелинейни крайни елементи;

<sup>1</sup> Атанас Георгиев, проф. д-р инж., катедра „Масивни конструкции“, Строителен факултет, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: atanasg@vip.bg;

Atanas Georgiev, Prof., PhD, Eng., Department of Reinforced Concrete Structures, Faculty of Structural Engineering, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., 1046 Sofia, Bulgaria; e-mail: atanasg@vip.bg.

- специфични изисквания за дълготрайност;
- проектиране в ранната възраст на бетона.

Разбира се основният закон на фамилията конструктивни еврокодове, *методът на граничните състояния с частни коефициенти за сигурност*, който е регламентиран в EN1990 (EC0), се запазва. Тук са представени анализи на такива изменения, допълнения и уточнения, които са с приложно значение и могат да се ползват и понастоящем в проектирането на конструкции от обикновен стоманобетон (без предварително налягане), без съмнения за противоречие с действащия стандарт EC2. Номерацията и заглавията на следващите раздели съответстват на тези от EC2.

## 2. СТРУКТУРА

(1) Запазва се отделното разглеждане и тълкуване на явленията (напр. огъване, срязване, провисване) в конструкциите, а някои особености са представени в раздела за конструиране на елементите (плочи, греди, колони).

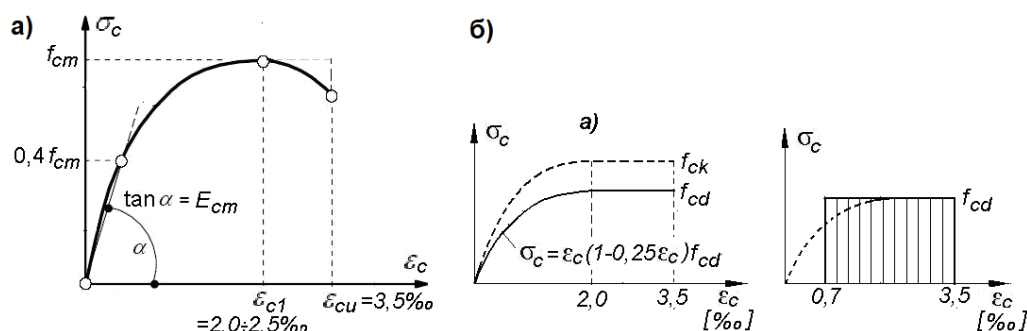
(2) Във връзка с обединяването на всички конструктивни части на EC2, приложенията към него не само ще се увеличават, но ще се наложи да се дефинират като *нормативни*.

## 3. МАТЕРИАЛИ

### 3.1. Бетон

(1) Въведено е формално опростяване на означението на класа на бетона (напр. C25, вместо C25/30), обосновано с водещата роля на цилиндричната якост на натиск.

(2) Стойностите на секущия (фиг.1 а) модул на еластичност  $E_{cm}$  са дефинирани за кварцови добавъчни материали, както е и в EC2, където за варовикови материали и пясъчници се препоръчва стойността да се намали съответно с 10% и 30%, а за базалтови добавъчни материали стойността да се увеличи с 20%. Въз основа на проучвания и неудачи при постигане на стандартните стойности, в зависимост от вида и произхода на добавъчните материали, в *pREC2* се предлага редукия на тези стойности до 2 пъти (!) и завишаване с до 30%. Изборът трябва да се направи в националното приложение на всяка страна.

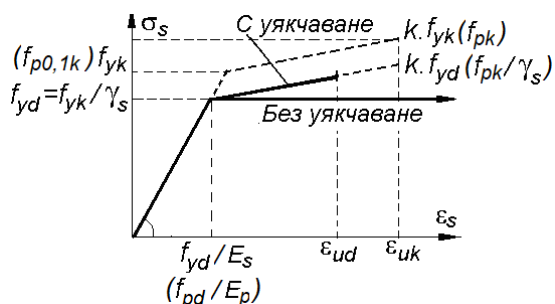


Фигура 1. Зависимост напрежения-деформации (а) и изчислителни диаграми при осов натиск на бетона (б)

### 3.2. Обикновена и налягаща армировка

(1) Изискванията повтарят познатите от EC2 и се отнасят за оребрени и студено деформирани пръти. Ценни са въведените класове по якост на стоманата за предварително налягане от струни, въжета и пръти със съответни означения и характеристики.

(2) Потвърждават се и познатите форми на идеализираните работни диаграми и за двете стомани: наклонен клон (уякчаване) с контрол на максималната деформация и хоризонтален клон без ограничаване на деформациите (фиг. 2). Тук този факт се отбелязва специално, защото в началото на тази година у нас се проведе дискусия относно „безкрайността“ на хоризонталния клон, след която промени не настъпиха.



Фигура 2. Типичните идеализирани диаграми напрежения-деформации за стоманите

#### 4. ДЪЛГОТРАЙНОСТ И БЕТОННО ПОКРИТИЕ НА АРМИРОВКАТА

Условията на околната среда, изискванията за дълготрайност, методите за проверка и изборът на покритията и на класовете на бетона следват познатите параметри и процедури от EC2.

#### 5. АНАЛИЗ НА КОНСТРУКЦИИТЕ

(1) Всички изисквания за провеждане на общ (цялостен) и местен (локален) анализ на конструкциите са в съответствие с принципите и правилата, познати от т.5 в EC2.

(2) Специалното ново приложение „О. Опростено определяне на ефектите от втори ред“ в *pREC2* всъщност не съдържа нищо ново и изобщо не оправдава претенциите на заглавието.

#### 6. КРАЙНИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

##### 6.1. Огъване с или без осова сила

Тук проектът за нов стандарт внася уточнение, свързано с определянето на носимоспособността на елементи, подложени на осови натискови сили (напр. самостоятелни, хоризонтално укрепени колони).

(1) В ал.4 от EC2, която гласи „за напречни сечения със симетрична армировка, натоварени с натискова сила, се приема минимален ексцентрицитет  $e_0 = h/30$ , но не по-малко от 20 mm, където  $h$  е височината на сечението“, у нас и в други европейски страни ексцентрицитетът  $e_0$  се тълкува неоснователно като минимална стойност на ефект от геометрични несъвършенства  $e_i$ . При такова приемане в случаите на осово натоварване на колоните ( $e_1 = M_{Ed} / N_{Ed} = 0$ ), в крайно гранично състояния при дълготрайни и извънредни изчислителни ситуации се получава общ ексцентрицитет

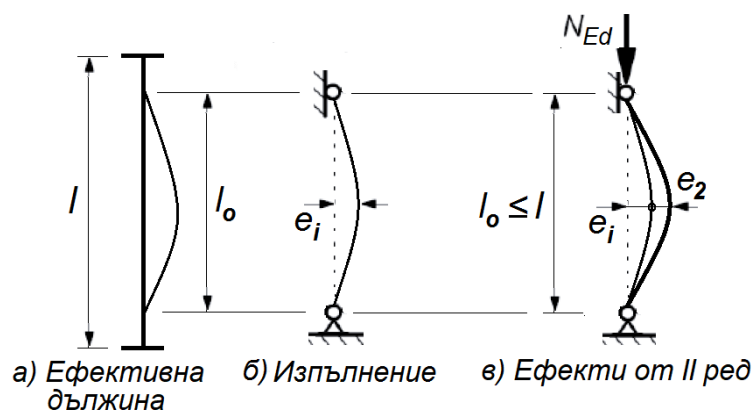
$$e = \max\{e_i + e_2; e_0 + e_2\}, \quad (1)$$

където  $e_i = l_0 / 400$ ,  $l_0$  – ефективна височина на колоната,  $e_2$  – преместване (ефект) от II ред (фиг.3).

(2) Уточнението в *pREC2* е категорично: „нормални сечения, подложени на натискови осови сили се проектират за минимален момент  $N_{Ed}e_0$ , където  $e_0 = \max\{h/30; 20mm\}$ “. Това означава, че за разлика от условие (1), изискването е всъщност

$$e = \max\{e_i + e_2; e_0\}. \quad (2)$$

(3) Този проблем е разгледан от автора на този доклад още през 2016 г. [4], където са доказани следните приложни изводи:



Фигура 3. Схема и ексцентрицитети при осово натоварване на укрепени колони

1. За представените в табл.1 максимални ефективни (изкълчвателни) височини на колоните  $(l_0)_{\max}$ , сумата от ексцентрицитетите от имперфекции  $e_i$  и от II ред  $e_2$  не надвишава минималното изискването за  $e_0$  и проверките им за носимоспособност могат да се провеждат за изчислителната нормална сила  $N_{Ed}$  с ексцентрицитет точно  $e_0$ .

Таблица 1. Стойности на  $(l_0)_{\max}$

$h, \text{ mm}$	250	300	400	500	$\geq 600$
$(l_0)_{\max}, \text{ m}$	<b>3,10</b>	<b>3,50</b>	<b>4,40</b>	<b>5,20</b>	<b><math>\leq 6,0</math></b>

2. В обхвата на този случай с изключително достъпна и елементарна проверка на носимоспособност, без необходимост от изчисляване на ефекти от II ред, попадат почти всички хоризонтално укрепените колони, които са елементи от обичайните стенни стоманобетонни конструкции.

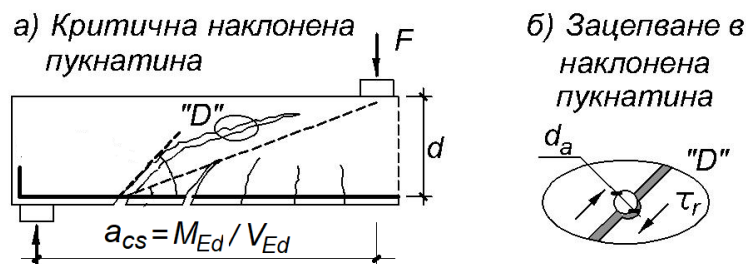
3. Този безспорен вече прочит на стандарта води до редуция на надлъжната армировка в колоните, ако тя е необходима по изчисление, с до 50%.

## 6.2. Срязване

Това явление, което обикновено е критично при опорните области на елементи подложени на огъване, може да се дефинира и като *равнинно срязване*, тъй като е инвариантно по характер по широчината на елементите – обикновено плочи и греди. Въпреки това, то зависи от много параметри и през последните няколко десетилетия лутането между „чиста теория“, „разумна теория“ и „приложна теория“ при дефинирането на носимоспособността в световните стандарти е перманентно. Този раздел, както и разделът за *местно срязване (продъване)* от новия проект за европейски стандарт потвърждават този факт. За да се почувства духът на промените, тук са представени само някои съществени.

### 6.2.1. Срязване без напречна армировка

(1) Зацепването между повърхностите на наклонените пукнатини е водещ компонент при предаване на напречните сили/срязващите напрежения. При постоянен размер на едрия добавъчен материал на бетона, напреженията на зацепване се редуцират с увеличаване на полезната височина на напречните сечения  $d$  (фиг. 4). Този „ефект на мащаба“ в EC2 се отчита опростено (но елегантно), като се следи само за полезната височина на елемента.



Фигура 4. Мащабен фактор при срязване без напречна армировка

(2) В проектостандарта при дефиниране на минималната носимоспособността на срязване  $v_{\min}$  (в [MPa]) е въведен индиректно и фактическият размер на грубата фракция от състава на бетона:

$$v_{\min} = 6,67 \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}}, \quad (3)$$

където  $d_{dg} = 16 + D_{lower} \leq 40\text{mm}$  (обикновено  $32\text{mm}$ ) е размер, който отчита грапавината на критичната наклонена пукнатина, а  $D_{lower}$  е минималният размер на ситото за едрата фракция.

(3) Прието е изразът за познатата фактическа изчислителна носимоспособност на срязване  $v_{Rd,c}$  да отчита и възможността за директно предаване на сили, разположени в близост до опорите чрез т.н. *отвор на срязване*  $a_{cs}$  (фиг.4):

$$v_{Rd,c} = 0,67 \left( 100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{1/3} \geq v_{\min}, \quad (4)$$

където  $a_{cs} = M_{Ed} / V_{Ed} \geq 2,5d$ .

(4) Отношението на стойностите на носимоспособностите по EC2 (форм.6.2.a) и тези по форм. (4) тук е относително стабилно – в границите от 0,90 до 1,10 за полезна височина на елементите от 200 до 800mm. Това поставя под съмнение необходимостта от промяна.

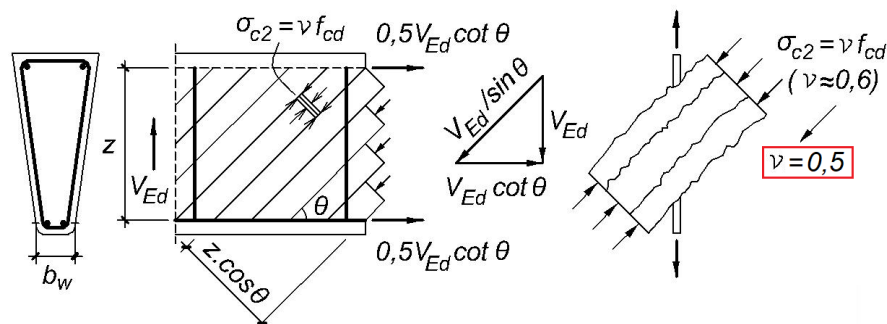
(5) Тук не са представени всички ограничения на въведените параметри и затова горните изрази не могат да се прилагат директно. Те демонстрират влиянието на зърнометрията на бетона върху носимоспособността на срязване без напречна армировка, което е безспорно. Това прецизиране обаче не обслужва ежедневно проектиране.

### 6.2.2. Срязване при необходима напречна армировка по изчисление

(1) Фермовите модели за носимоспособност са достъпни и разбираеми. Те се запазват и се „конструират“ по известните в EC2 принципи и правила (фиг.5).

(2) Предложени са допълнителни правила за уточняване на ъгъла на наклона на натисковите диагонали  $\theta$ , но границите му се запазват:  $2,5 \geq \cot \theta \geq 1,0$ .

(3) Бетонните диагонали, които са подложени на напречен опън от стремената, работят с редуцирана изчислителна якост на натиск  $v \cdot f_{cd}$ . Предлага се стойността на коефициентът  $v$  да се промени от 0,6 на 0,5. Промяната не е от значение за обичайните случаи на срязване, в които носимоспособността на бетонните диагонали рядко е меродавна, но се отнася за всички класове на бетона и може да се оцени като положителна.



Фигура 5. Напречен ритеров разрез на фермов модел

(4) Представен е и несполучлив опит за дефиниране на носимоспособност на елементи с кръгли напречни сечения, който не е достоен за коментар.

### 6.3. Усукване

Носимоспособността при чисто и комбинирано (със срязване) усукване се основава на фермовия модел за равнинно срязване и затова принципите и правилата се запазват.

### 6.4. Продъване

На фиг.6. са систематизирани основните параметри на хипотезите за носимоспособност при продъване на плочи и фундаменти, нормирани във водещи национални норми и стандарти.

ACI 318 НП - 1988г.	Eurocode 2 - 2005г.	pREC2 - 10.2017г.
Критичен периметър	Контролен периметър !	Критичен периметър

Фигура 6. Приложните модели за продъване

(1) В EC2 проверките са за  $u_1$ , описан на  $2,0d$  от ръбовете на опорите, който е извън обичайните пирамиди на продъване и затова е наречен *контролен*. Този избор е изключително удачен – на такова разстояние огъването на плочите може да се приеме за едномерно, преобладаващо в радиално направление. Затова за гранични в бетона по периметъра  $u_1$  се приемат познатите от равнинното срязване стойности  $\nu_{Rd,c}$ . За случаите с напречна армировка (силно продъване) през 2016г. беше въведено едно отдавна необходимо ограничение: максималната продъваща сила не може да надвишава носимоспособността на бетона с повече от 50%, т.е.

$$V_{Ed} \leq 1,5V_{Rd,c} \quad (5)$$

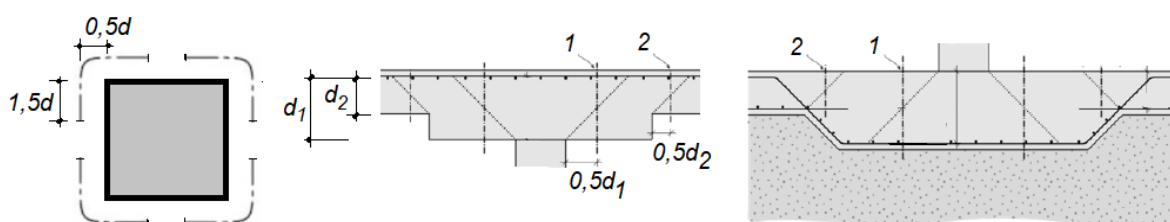
Това изискване ограничава необходимостта от напречна армировка в област до  $3,0d$  около ръбовете на опорите, което съответства на местната проява на явлението

продънване. Моделът в EC2 създава затруднения при проверките на продънване на фундаментни плочи, при които трябва да се използват реални пирамиди на продънване: проверяват се по близки периметри, които навлизат в областта на благоприятното тангенциално огъване на плочите, а това се отчита със завишаване (в напрежения) на носимоспособността на бетона на срязване.

(2) В американския стандарт ACI318 (както и в българските норми–1988) се проверява среден периметър на основите на пирамида с наклон на стените под ъгъл  $45^{\circ}$ , а за гранични напрежения на срязване в бетона се използват завишени стойности. В pREC2 се предлага връщане към този модел, но с модифициран (закръглен) критичен периметър.

#### 6.4.1. Продънване без напречна армировка

(1) Типичните контролни периметри се оформят рутинно около традиционните колони. Внимателно трябва да се подхожда около колони с големи напречни сечения или извън удебеления и капители (фиг.7).



Фигура 7. Примери за особени случаи на контролни периметри

(2) Изчислителната носимоспособност на срязване на бетона (в МРа) се определя на база равнинното действие (форм.4), завишено с коефициент  $k_{bp}$  заради локалното пространствено срязване около опорите:

$$v_{Rd,cp} = k_{bp} v_{Rd,c}, \quad (6)$$

където  $k_{bp}$  се изчислява и се приема в границите

$$1,0 \leq k_{bp} \leq 3,0. \quad (7)$$

За сведение, в българските НП-1988 този коефициент беше приет със стойност 2,0.

#### 6.4.2. Продънване с напречна армировка

(1) Следва познатото сумиране на частично участие на бетона ( $\eta_c$ ) и на напречната армировка ( $\eta_s$ ):

$$v_{Rd,cs} = \eta_c v_{Rd,c} + \eta_s \rho_w f_{ywd} \leq v_{Rd,max}. \quad (8)$$

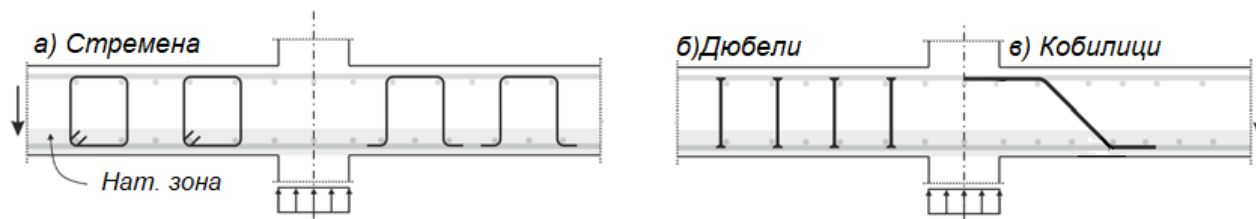
(2) Допускат се всички познати елементи за напречно армиране (фиг.8).

(3) Подобно на (5), което се отнася за EC2, максималната носимоспособност на продънване (в напрежения) се предлага да се предлага ограничи до:

$$v_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot v_{Rd,cp}, \quad (9)$$

където:  $\eta_{sys} = 1,5$  - за напречна армировка от стремена (фиг.8),  $\eta_{sys} = 1,8$  - при дюбели.

Тук аналогията с EC2 е разширена за дюбелите, които показват категорично ефективност във всички случаи на срязване. Това трябва да се има предвид от конструкторите и при настоящото проектиране по EC2 дюбелите също трябва да се предпочитат.



Фигура 8. Типове напречно армиране в зоната на продънване

## 7. ЕКСПЛОАТАЦИОННИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Не се предвиждат съществени изменения или облекчения (за съжаление!) в правилата за контрол на напреженията, пукнатините и преместванията, които повтарят познатите тягостните процедури.

## 8. КОНСТРУИРАНЕ НА ОБИКНОВЕНАТА АРМИРОВКА И НА ЕЛЕМЕНТИТЕ

По-съществени са новините, свързани със изчисляването на дължините на закотвяне и снаждането на прътите със застъпване.

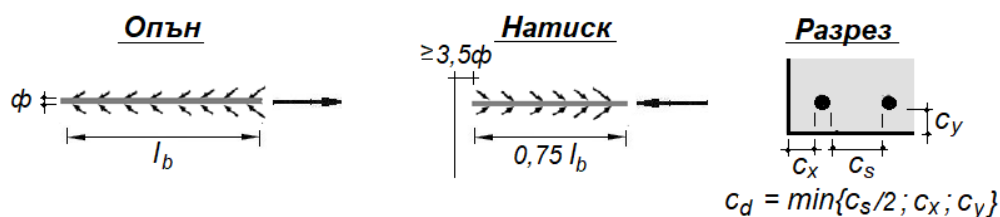
(1) За базова е приета необходимата дължина на закотвяне при опън

$$l_{bd,req} = 50\phi \quad (10)$$

на прът с диаметър  $\phi = 20mm$  от армировка с  $f_{yd} 435MPa$  в бетон клас C25 при  $c_d = 1,5\phi$  (фиг.9), разположен в област с познатите „не добри условия на сцепление“. При други параметри, необходимата закотвяща дължина може да се уточни:

$$l_{bd,req} = 50\phi \left( \frac{25}{f_{ck}} \right)^{1/2} \left( \frac{\phi}{20mm} \right)^{1/3} \left( \frac{1,5\phi}{c_d} \right)^{1/2} \left( \frac{f_{yd}}{434MPa} \right)^{3/2} \geq 12\phi, \quad (11)$$

където се приема:  $\phi / 20mm \geq 0,5$  и  $1,5\phi / c_d \geq 0,4$ .



Фигура 9. Изчислителни дължини на закотвяне

(2) При „благоприятни условия на сцепление“ (те са дефинирани както в EC2), необходимата дължина на закотвяне може да се редуцира с 25%.

(3) Също с 25% може да се редуцира дължината на закотвяне на натисковите пръти, ако покритието им в края е  $\geq 3,5\phi$  (фиг.9). Авторът счита, че това е недостатъчно обосновано допускане.

(4) Разгледани са (естествено) и всички други приложни случаи на закотвяне: с куки и огъвки, примки, заварени мрежи и с удебеления („глави“ или анкерни плочи) в края.

(4) Дължините на снаждане чрез застъпване са резултат от горните базови изисквания за закотвяне и не се нуждаят от коментар.

(5) В раздела за конструиране на елементите няма съществени допълнения.



## 9. ЗАКЛЮЧЕНИЯ

Целта на доклада е да направи достояние само посоката на развитие на европейския стандарт за проектиране на стоманобетонни конструкции, тъй като анализиранията редакция не е окончателна. Въз основа на представеното тук и на по-детайлните изследвания на автора, който е в течение с работата по стандарта, могат да се изброят редица положителни промени и допълнения, които съответстват на съвременното състояние на приложната теория на стоманобетона. Анализите показват също, че промените влияят слабо върху познатите граници на носимоспособност и експлоатационна годност на критичните области на стоманобетонните елементи и затова установените разходи за конструкция ще останат непроменени. Могат да се направят обаче и смущаващи обобщения, свързани и с опита ни от прилагането на действащите европейски стандарти:

(1) Като относително съществени могат да се оценят измененията, които са предвидени за доказване на носимоспособността в областите с традиционно „трудните ненормални“ явления срязване и продънване. Промените в моделите са видими, но с нищожен ефект върху крайните резултати. По-горе стана дума за лутане, което явно продължава.

(2) Доказва се отново, че фамилията конструктивни еврокодове са стандарти във формат, който трудно обслужва „ежедневното проектиране“. Затова една от целите, записана в този проект на EC2 (“*enhanced ease of use*”) не е постигната.

(3) Въвеждането на ново поколение конструктивни стандарти няма да е внезапен процес, а спряганият срок 2020 е крайно пожелателен, особено за утвърждаването им на национално ниво. По известни причини, най-настоятелни ще бъдат разпространителите на неизбежните нови софтуерни пакети.

(4) Примерът от т.б.1 показва за пореден път, че трябва да сме много внимателни и отговорни при тълкуванията на принципите и правилата в конструктивните стандарти и особено при тяхното публикуване. Със своя ресурс, НПС „Конструкции на сгради и съоръжения“ при КИИП е единственият „терен“, на който може да се обсъжда, развива и открива тази дейност, от която колегията безспорно се нуждае.

## ЛИТЕРАТУРА

- [1] БДС EN 1992-1-1:2005, Еврокод 2: Проектиране на стоманобетонни конструкции, Част 1-1: Общи правила и правила за сгради.
- [2] Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures, *pr*EN 1992-1-1: 2017-10.
- [3] Model Code for Concrete Structures 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), 2013.
- [4] Георгиев Ат., Носимоспособност на стоманобетонни колони, подложени на осови сили, Международна научна конференция “Проектиране и строителство на сгради и съоръжения”, 15-17 септември 2016, Варна (сборник с доклади).