



DOI: [10.71167/uaceg.2026.590101](https://doi.org/10.71167/uaceg.2026.590101)

Получена: 03.09.2025 г.

Приета: 12.01.2026 г.

ОСНОВНИ ПРОМЕНИ В НОВАТА ВЕРСИЯ НА ЕВРОКОД 2 – prEN 1992-1-1:2021E

Б. Захариева-Георгиева¹

Ключови думи: бетонни и стоманобетонни елементи

РЕЗЮМЕ

Новото поколение Еврокодове за конструктивно и геотехническо проектиране на строителни конструкции ще въведе нови принципи и правила. Статията разглежда основните промени в предварителния европейски стандарт prEN 1992-1-1:2021E за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции. Направен е кратък обзор и анализ на някои променени постановки за изчисляване на стоманобетонни елементи.

1. Въведение

Проектът на европейски стандарт за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции prEN 1992-1-1:2021E [1] е част от новото поколение Еврокодове и когато се приеме за български стандарт, той ще замени действащите в момента стандарти БДС EN 1992-1-1:2005 [2], БДС EN 1992-2:2006 и БДС EN 1992-3:2006. Новият Еврокод 2 е подразделен на следните части:

- Част 1-1: Общи правила: Правила за сгради, мостове и инженерни съоръжения.
- Част 1-2: Общи правила: Проектиране на конструкции за пожарно въздействие.
- Част 4: Проектиране на закрепващи устройства за използване в бетон.

В настоящата статия са анализирани някои основни промени в част 1-1 на Еврокод 2 и е направено сравнение с действащия понастоящем стандарт за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции [2].

¹ Борянка Захариева-Георгиева, проф. д-р инж., кат. „Масивни конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: boriana_fce@uacg.bg

2. Структура на новата версия на част 1-1 на Еврокод 2

Новият проектостандарт дава общите правила за проектиране на конструкции от неармиран бетон, обикновен и предварително напрегнат стоманобетон, изработени с обикновени, леки и тежки добавъчни материали, заедно със специфични правила за сгради, мостове и инженерни съоръжения [1]. Промените в него са направени с цел усъвършенстване на стандарта след близо две десетилетия прилагане на първата версия на Еврокод 2; включване на резултати от най-новите теоретични и експериментални изследвания в областта на стоманобетонните елементи и конструкции; обединяване на общите правила за сгради, мостове и инженерни съоръжения; намаляване на броя на национално определените параметри и по-лесно практическо приложение на стандарта.

Документът съдържа следните глави:

0. Въведение
1. Обхват
2. Нормативни позовавания
3. Термини, определения и символи
4. Основи на проектирането
5. Материали
6. Дълготрайност
7. Конструктивен анализ
8. Крайни гранични състояния
9. Експлоатационни гранични състояния
10. Умора
11. Конструиране на обикновена и напрегаща армировка
12. Конструиране на елементи и специфични правила
13. Допълнителни правила за сглобяеми стоманобетонни елементи и конструкции
14. Конструкции от неармиран и слабо армиран бетон

Основните глави в [1] са същите като в действащия понастоящем стандарт [2]; единствената разлика е свързана с проектиране на конструкции от бетон с леки добавъчни материали и тази глава е прехвърлена в Приложение М на новия проектостандарт.

В [1] са включени и 18 броя приложения, които третират специфични въпроси с по-малко приложение в обичайната проектантска и строителна практика [3]:

Приложение А (нормативно): Изменение на частните коефициенти за материалите;

Приложение В (нормативно): Зависещо от времето поведение на материалите: Пълзене, съсъхване и еластична деформация на бетона и релаксация на напрегнатата стомана;

Приложение С (нормативно): Изисквания към материалите;

Приложение D (информационно): Оценка на ранно и дълготрайно образуване на пукнатини поради ограничение;

Приложение E (нормативно): Допълнителни правила за проверка на умора;

Приложение F (информационно): Процедури за нелинейни анализи;

Приложение G (нормативно): Проектиране на мембранни, черупкови и плочести елементи;

Приложение H (информационно): Ръководство за проектиране на стоманобетонни конструкции за водонепроницаемост;

Приложение I (информационно): Оценка на съществуващи конструкции;

Приложение J (информационно): Усилване на съществуващи стоманобетонни конструкции с полимер, армиран с въглеродни влакна (CFRP);

Приложение JA (информационно): Вбетонирана полимерна армировка от стъклени или въглеродни влакна (FRP армировка);

Приложение К (нормативно): Мостове;
Приложение L (информационно): Бетонни конструкции със стоманени влакна;
Приложение М (нормативно): Конструкции от бетон с леки добавъчни материали;
Приложение N (информационно): Конструкции от бетон с рециклирани добавъчни материали;

Приложение О (информационно): Опростени подходи за ефекти от втори ред;

Приложение Р (информационно): Алтернативен подход за покритие за дълготрайност;

Приложение Q (нормативно): Некорозираща армировъчна стомана.

От приложенията в [1] 8 броя са нормативни, т.е. задължителни, а останалите 10 броя са информационни. В Националното приложение към стандарта съответната държава може да разреши използването на съответното информационно приложение (тогава това приложение става незадължително), може да забрани използването му или може да го прилага като национално изискване, при което приложението става задължително. Повечето от приложенията в [1] са нови и липсват в съществуващия стандарт [2] за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции.

3. Основни промени в новата версия на част 1-1 на Еврокод 2

Проектирането на бетонни и стоманобетонни конструкции съгласно [1] се извършва, както и понастоящем, на базата на метода на граничните състояния, като проверките се правят посредством правилата на метода на частните коефициенти.

По отношение на материалите по-съществени промени са направени за бетона [4]. В [1] е добавен допълнителен клас високоякостен бетон C100/115, а якостта на натиск на бетона се определя на възраст $t_{ref} = 28$ -ия ден или може да бъде определена между 28-ия и 91-ия ден. Секущият модул на еластичност на бетона E_{cm} се изчислява по нов начин – по формула (1):

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3}, \quad (1)$$

където f_{cm} е средната стойност на цилиндричната якост на натиск на бетона, а коефициентът k_E приема стойност $k_E = 9500$ за бетон, изготвен с кварцови добавъчни материали; за други видове добавъчни материали k_E може да варира между 5000 и 13000. Това означава, че за един и същ клас бетон, изготвен с различни добавъчни материали, се получават до 2,6 пъти разлики в стойностите на E_{cm} , което би довело до значителна разлика в коравината на стоманобетонните елементи и би затруднило проектантите конструктори (особено при проектиране на статически неопределими конструкции или при определяне на провисванията на стоманобетонни греди и плочи).

Стойността на изчислителната якост на натиск на бетона се приема по формула (2):

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot f_{ck} / \gamma_C, \quad (2)$$

където f_{ck} е характеристичната стойност на цилиндричната якост на натиск на бетона;

$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \text{ – коефициент, който отчита разликата между цилиндричната}$$

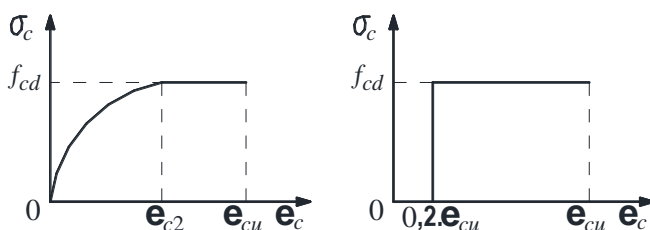
якост на натиск на бетона и действителната якост на натиск, която може да се развие в конструктивния елемент;

k_{tc} – коефициент, който зависи от възрастта t_{ref} на бетона и от класа на бетона според ранното му набиране на якост (класове C5, C8 и C12 означават съответно бавно, нормално и бързо набираща якост бетон); $k_{tc} = 1$ или $k_{tc} = 0,85$.

Очевидно е, че за бетони с класове до C40/50 включително $\eta_{cc} = 1,0$, а за по-високи класове бетон $\eta_{cc} < 1,0$.

Прилагането на коефициента k_{tc} във формула (2) би затруднило проектантите, защото предварително не е ясно през кой сезон ще стане бетонирването на даден конструктивен елемент (при зимни, при летни или при нормални условия). Вероятно проектантите ще предпочетат винаги да използват стойност $k_{tc} = 0,85$, което е в полза на сигурността.

В проекта за нов европейски стандарт [1] са залегнали само две възможни изчислителни работни диаграми на бетона на едноосов натиск за оразмеряване на напречните сечения на стоманобетонни елементи – параболично-линейна и правоъгълна (фиг. 1). Билинейната диаграма, разрешена за ползване в [2], не е включена в [1].



Фиг. 1. Изчислителни работни диаграми на бетона – параболично-линейна и правоъгълна

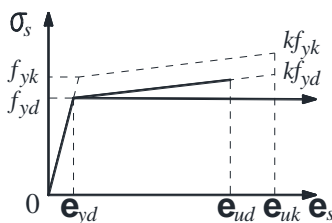
За разлика от действащия понастоящем стандарт [2], при който деформацията на бетона ε_{c2} при достигане на максималното напрежение и граничната деформация ε_{cu} имат различни стойности при бетони с класове над C50/60, в новата версия на стандарта [1] $\varepsilon_{c2} = 2\%$ и $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$ за всички класове бетон. Това приемане не отразява действителното поведение на високоякостните бетони, които при натоварване на центричен натиск показват значително намалена гранична деформация и крехко разрушаване. При прилагане на правоъгълна диаграма височината на натисковата зона на елементи, натоварени на огъване със или без нормална сила (при двузначни деформации на сеченията), височината на правоъгълната част от натисковата зона на бетона в [1] винаги се приема $0,8x$, независимо от класа на бетона (x е изчислителната височина на натисковата зона). Вероятно авторите на проекта за европейски стандарт [1] са преценили, че намаляването на изчислителната якост на натиск на бетона f_{cd} чрез коефициента η_{cc} във формула (2) ще компенсира увеличената площ на диаграмата на натисковите напрежения в бетона при високоякостни бетони.

Новата версия на Еврокод 2 дава възможност за отчитане на благоприятния ефект от армиране на натиснати елементи (например колони) със стремена: при натоварване на елемента на натиск стремената ограничават напречните деформации на бетона и довеждат до малко увеличаване на неговата якост на натиск и до значително нарастване на граничната му деформация. Авторът смята, че българските проектанти няма да се възползват от тази възможност, защото това би усложнило изчисленията, а неотчитането на триосното напрегнато състояние на бетона е в полза на сигурността. Освен това по

височина на стоманобетонните колони обикновено стремената са разположени през различно разстояние (обичайно се оформят три зони: средна, зона на снаждане на надлъжната армировка чрез застъпване и зона на съгъстяване на стремената във и под възела колона-подова конструкция).

По отношение на пълзенето на бетона нелинейният му характер съгласно [1] се отчита при натискови напрежения в бетона на възраст t_0 при квазипостоянна комбинация от въздействията над стойност $\sigma_c > 0,40 \cdot f_{cm}(t_0)$, докато според [2] нелинейният характер на пълзенето трябва да се вземе предвид при напрежение, надвишаващо $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$. Фиг. 3.1 на [2] за определяне на крайната стойност $\varphi(\infty, t_0)$ на коефициента на пълзене при напрежения $\sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$ е заменена в [1] с таблица за коефициент на пълзене $\varphi(50 \text{ год}, t_0)$ за обикновен бетон, подложен на натискови напрежения $\sigma_c \leq 0,40 \cdot f_{cm}(t_0)$, което улеснява практическото приложение.

Изискванията в [1] за изграждане на ненапрегнати стоманобетонни конструкции се отнасят за заваряема оребрена и студено деформирана армировъчна стомана под формата на пръти, включително разгънати от кангали, или под формата на заварени мрежи и скелети. Докато в съществуващия Еврокод 2 [2] правилата за прилагане са в сила за армировъчна стомана с характеристична граница на провлачане $f_{yk} = 400 \div 600 \text{ MPa}$, в [1] горната граница е увеличена до 700 MPa. Това няма да промени нищо за българските проектанти, защото у нас традиционно се използват армировъчни стомани класове В420 и В500. Запазват се същите две билинейни идеализирани работни диаграми на армировъчната стомана при работа на опън или на натиск. Първият клон е линейно-еластичен до напрежение f_{yk} (f_{yd}), а вторият участък е наклонен до напрежение $k \cdot f_{yk}$ и максимална деформация ε_{uk} за характеристичната диаграма (съответно до $k \cdot f_{yd}$ и $\varepsilon_{ud} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_{uk}$ за изчислителната диаграма) или се прилага хоризонтален втори участък с неограничена деформация (фиг. 2), където $\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$; f_{yd} е изчислителна граница на провлачане на армировъчната стомана; E_s – модул на еластичност на стоманата, а коефициентът k зависи от класа на стоманата по дуктилност.



Фиг. 2. Характеристични и изчислителни работни диаграми на армировъчната стомана при опън и при натиск

Положителна промяна в новия Еврокод 2 е включването на таблица с класовете и характеристиките на високоякостна стомана във вид на телове, въжета или пръти за предварително налягане, което е улеснение за проектантите.

В главата за дълготрайност на конструкциите в [1] е направена следната основна промяна. Освен класовете по въздействие на околната среда, са въведени и класове по устойчивост на въздействие на околната среда ERC за класифициране на бетона по отношение на устойчивостта срещу корозия, предизвикана от карбонизация (клас XRC) или от хлориди (клас XRSD) и повреди, причинени от замръзване/размразяване (XRF). Минималното бетонно покритие на армировката за осигуряване на дълготрайност на стоманобетонните елементи $c_{min,dur}$ се определя в зависимост и от двата вида класове.

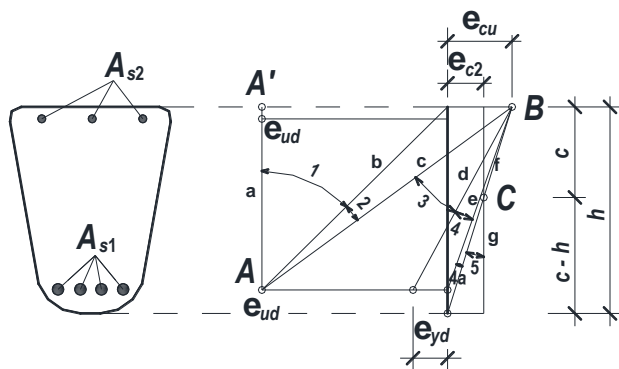
Информационно приложение Р предоставя алтернативен подход за определяне на бетонното покритие за дълготрайност без използване на класове по устойчивост по въздействие на околната среда (ERC), като Националното приложение на всяка държава може да избира между използване на ERC или на приложение Р.

Разгледаните в [2] методи за анализ на конструкциите са залегнали и в [1]: линейно-еластичен анализ; линейно-еластичен анализ с преразпределение на разрезните усилия; пластичен анализ, включително анализ с прътови модели и нелинеен анализ.

Изчисляването за носеща способност на нормални сечения по крайни гранични състояния в [1] се извършва при приетите и в [2] теоретични предпоставки:

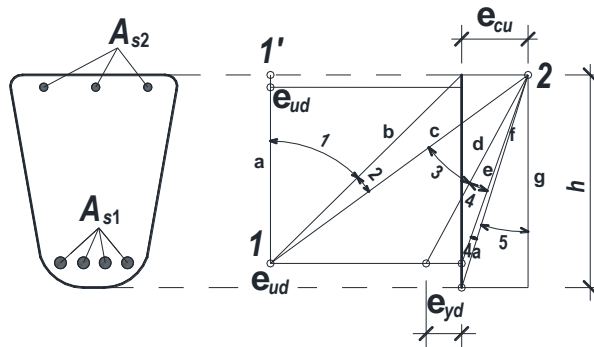
- съвместната работа на бетона и армировката се запазва до разрушаване, поради наличието на сцепление между двата материала (в контактната повърхност $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ – няма приплъзване между двата материала);
- в сила е хипотезата на Бернули за равнинните сечения (разпределението на деформациите по височина на напречните сечения е линейно);
- пренебрегва се работата на бетона в опънната зона;
- използват се нормирани изчислителни работни диаграми на бетона, подложен на натиск, и на армировъчната стомана при опън и натиск;
- разрушаването на елемента настъпва при разрушаване на натиснатия бетон и/или изчерпване на носимоспособността на опънната армировка, т.е. при достигане на граничната деформация на бетона на натиск ε_{cu} (освен ако бетонът не е ограничен) и/или при достигане на граничната деформация на армировъчната стомана на опън ε_{ud} .

Петата изчислителна предпоставка в [2] е известна като „правилото на трите точки“: в крайно гранично състояние правата на деформациите задължително минава през една или през две от трите точки А, В или С (фиг. 3).



Фиг. 3. Възможни разпределения на деформациите по височина на напречното сечение в крайно гранично състояние според [2]

В проектостандарта [1] петата предпоставка е видоизменена и на практика се превръща в „правило на двете точки“: в крайно гранично състояние правата на деформациите задължително минава поне през една от двете точки 1 или 2 (фиг. 4). На практика това означава, че при центричен натиск или нецентричен натиск с много малък ексцентрицитет (изцяло натиснато сечение) според [1] бетонът може да развие гранична деформация $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$, което не отговаря на експерименталните изследвания на бетонни образци – при натоварване на едноосов натиск бетонът започва да се разрушава при достигне на максималните напрежения и деформация $\varepsilon_{c2} \approx 2\%$. Ето защо досега при изчисляване на елементи, подложени на центричен натиск, напрежението в натисковата армировка се ограничава до стойност $\sigma_s \leq (f_{yd}; \varepsilon_s \cdot E_s = 2.10^{-3} \cdot 200000 = 400 \text{ MPa})$, т.е. за такива елементи, армирани с армировъчна стомана клас B500, в крайно гранично състояние се приема $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$. При новата версия на Еврокод 2 за същия клас стомана при изчисляване на елементите на центричен натиск би трябвало да се приеме стойност $\sigma_s = f_{yd} \approx 435 \text{ MPa}$, което би довело до надценяване на носимоспособността на тези елементи. Това е опасно най-вече за елементи, изготвени от високоякостен бетон, който при натиск се разрушава крехко (изведнъж, с взрив).



Фиг. 4. Възможни разпределения на деформациите по височина на напречното сечение в крайно гранично състояние според [1]

Значителни промени в проекта за нов европейски стандарт [1] са направени по отношение на изчисляването на стоманобетонни елементи на срязване [5]. Средното изчислително напрежение на срязване в напречното сечение τ_{Ed} се определя по формула (3) за греди и формула (4) за плочи:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z}; \quad (3)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{v_{Ed}}{z}, \quad (4)$$

където V_{Ed} е изчислителна срязваща сила в линейни елементи;

v_{Ed} – изчислителна срязваща сила за единица ширина в равнинни елементи;

b_w – ширина на напречното сечение на линейни елементи;

z – рамо на вътрешните усилия за изчисляване на напрежението на срязване, дефинирано като $z=0,9d$;

d – полезна височина на напречното сечение.

Проверката за носимоспособност на срязване може да се пропусне, когато е изпълнено условие (5):

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (5)$$

Не се изисква напречна армировка по изчисление в областите на елементите, където е удовлетворено условие (6):

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_v} \cdot \left(100\rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rdc,min} \quad (6)$$

В противен случай се изчислява напречна армировка.

Във формула (5) и формула (6) за определяне съответно на минималната носимоспособност на срязващо напрежение $\tau_{Rdc,min}$ и на изчислителната носимоспособност на срязващо напрежение $\tau_{Rd,c}$ на елемент без напречна армировка е въведен параметър за размер $d_{dg} \leq 40$ mm, описващ грапавостта на зоната на разрушаване по наклонени пукнатини, който зависи от вида на бетона и характеристиките на неговите добавъчни материали. Останалите означения във формула (5) и формула (6) са:

$\gamma_v = 1,4$ – частен коефициент на бетона при срязване без напречна армировка в елемента;

ρ_l – коефициент на надлъжно армиране в опънната зона.

В [1] се въвежда понятието „отвор на срязване“ $a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d$, чрез който се отчита възможността за директно предаване на съсредоточени сили, разположени близо до опората. При елементи с отвор на срязване $a_{cs} < 4d$ стойността на d във формула (6) може да бъде заменена с параметъра a_v , изчислен по формула (7):

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d} \quad (7)$$

При наличие на осови сили N_{Ed} , действащи в разглежданото сечение, стойността на d във формула (6) или на a_v във формула (7) трябва да се умножи по коефициент k_{vp} съгласно формула (8):

$$k_{vp} = 1 + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \cdot \frac{d}{3 \cdot a_{cs}} \quad (8)$$

При стоманобетонни елементи с напречна армировка по изчисление проектирането се основава на познатия фермов модел. Наклонът на натисковия диагонал в стеблото се

приема в границите $1 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_{\min}$, като $\cot \theta_{\min} = 2,5$ за стоманобетонни елементи, подложени на чисто огъване, а за елементи с осова натискава или опънна сила са дадени други стойности.

Напрежението в натисковия диагонал във всички напречни сечения се проверява съгласно условие (9):

$$\sigma_{cd} = \tau_{Ed} \cdot (\cot \theta + \tan \theta) \leq v \cdot f_{cd}, \quad (9)$$

където $v = 0,5$ е коефициент за намаляване на якостта на напухан от срязване бетон. Стойността на коефициента v в [1] е намалена в сравнение с указаната в [2] стойност $v = 0,6$ при $f_{ck} \leq 60$ МПа. Това намаление е в полза на сигурността.

Носимоспособността за срязващо напрежение на напречна армировка, която е перпендикулярна на оста на елемента (например вертикални стремена в стоманобетонните греди) при провлачане на напречната армировка се проверява съгласно условие (10):

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd, sy} = \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (10)$$

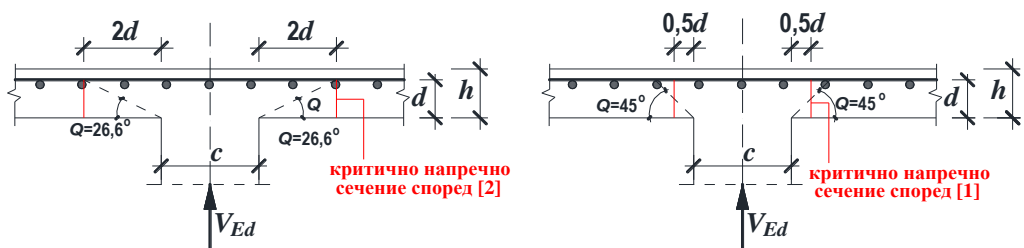
където $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$ е коефициент на напречно армиране;

A_{sw} – площ на напречното сечение на напречната армировка в една равнина;

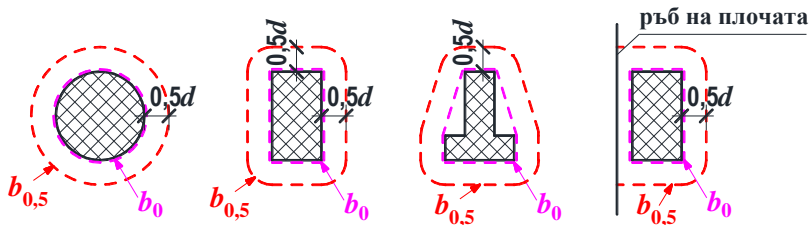
s – разстояние между стремента;

f_{ywd} – изчислителна граница на провлачане на напречната армировка.

Съществени промени в [1] са направени и по отношение на изчисляването на стоманобетонни елементи на продъвване [5]. Съгласно действащия понастоящем Еврокод 2 [2] основният критичен периметър u_1 обикновено се приема на разстояние $2d$ от товарната площ. В [1] този периметър се нарича контролен периметър; приема се на разстояние $0,5d$ от ръба на опорната площ (фиг. 5) и трябва да бъде конструиран така, че дължината му $b_{0,5}$ да е минимална (фиг. 6). Този контролен периметър на практика е средният периметър на пирамида на продъвване, чиито стени са наклонени под ъгъл 45° (фиг. 5). За изчисляване на носимоспособността срещу продъвване от срязване се използва и периметърът b_0 по ръба на колоната, минимизиран съгласно фиг. 6.



Фиг. 5. Критично напречно сечение според [2] и според [1]



Фиг. 6. Контролни периметри при проверка на продъване според [1]

Изчислителното напрежение на срязване τ_{Ed} се определя по формула (11):

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} \cdot d}, \quad (11)$$

където V_{Ed} е изчислителната срязваща сила в контролния периметър с дължина $b_{0,5}$;

β_e – коефициент, който отчита нецентричното натоварване (наличие и на огъващи моменти в колоната) и несиметричното разпределение на напреженията в сеченията поради нерегулярност на конструкцията.

Изчислителната носимоспособност на срязващо напрежение при продъване на плочи без напречна армировка се определя по формула (12):

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \cdot \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \leq \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{cd}}, \quad (12)$$

където k_{pb} е коефициент, с който се завишава носимоспособността на срязване на бетона поради местното пространствено срязване около опорите [5]; стойността му се изчислява по формула (13):

$$1 \leq k_{pb} = 3,6 \cdot \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0,5}}} \leq 2,5. \quad (13)$$

При необходимост от напречна армировка срещу продъване се конструират стремена, дюбели или кобилици. В този случай носимоспособността на плочата е сума от част от носимоспособността на бетона и част от тази на напречната армировка и се определя по формула (14):

$$\tau_{Rd,cs} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_s \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} \geq \rho_w \cdot f_{ywd}, \quad (14)$$

където η_c и η_s са коефициенти: $\eta_c = \tau_{Rd,c} / \tau_{Ed}$, а $\eta_s \leq 0,8$.

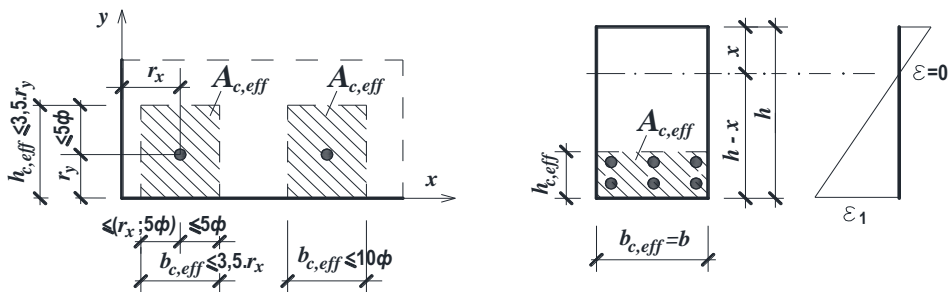
Максималната носимоспособност на срязващо напрежение при продъване се ограничава до стойността, изчислена по формула (15):

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \cdot \tau_{Rd,c}, \quad (15)$$

в която η_{sys} е коефициент, за който в [1] е даден усложнен начин за изчисляване. В българската проектантска практика понастоящем се използва стойност 1,5, което е лесно за приложение.

Немалко промени в проектостандарта за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции [1] са направени в главата, третираща експлоатационни гранични състояния. Допуска се опростен подход за изчисляване на напреженията, валиден само за определяне на широчината на пукнатините, чрез използване на модулно отношение $E_s / E_{c,eff} = 15$, както за постоянни, така и за променливи натоварвания, където $E_{c,eff}$ е ефективен модул на еластичност на бетона за оценка на дълготрайните ефекти, дължащи се на квази-постоянни въздействия.

Променени са изразите за определяне на ефективната площ на бетона в опънната зона $A_{c,eff}$, като се разглеждат два случая: отделни пръти (например при плочи) и група от пръти при гъсто разполагане на опънната армировка (например при греди) [6] (фиг. 7).



Фиг. 7. Ефективна опънна зона при отделни пръти и при група от пръти според [1]

В [1] са включени нови формули за изчисляване на минималната площ на армировката в опънната зона на стоманобетонните конструкции $A_{s,min}$ в зависимост от действащите в напречното сечение разрезни усилия. Дадени са отделни изрази за центричен опън, за чисто огъване и за нецентричен опън (нецентричен натиск при двузначна диаграма на деформациите). За всеки от случаите на напрегнато състояние се изисква изпълнението на две условия за определяне на $A_{s,min}$, което затруднява тяхното практическо прилагане [7]. За изпълнение на първото условие е необходимо да се изчисли максимално допустимото напрежение в опънната армировка непосредствено след образуване на пукнатина $\sigma_{s,lim}$, което зависи от диаметъра на опънните пръти, допустимата широчина на нормалните пукнатини в елемента, класа на бетона, бетонното покритие на армировката и други параметри [8]. В [1] е дадена директна формула за определяне на $\sigma_{s,lim}$, което е улеснение за проектантите на стоманобетонни конструкции.

Включени са и две формули за изчисляване на максималния диаметър на прътите в опънната зона на елементите ϕ_{max} и на максималното разстояние между надлъжните пръти $s_{l,max}$ с цел ограничаване на пукнатините без директно изчисление. Тези формули заменят таблица 7.2N и таблица 7.3N, дадени в действащия понастоящем стандарт [2] за индиректен контрол на пукнатините.

В новата версия на Еврокод 2 [1] са направени промени и във формулата за изчисляване на широчината на нормалните пукнатини, като са включени допълнителни коефициенти, отразяващи влиянието и на други параметри. Отделно са разгледани и елементи, подложени на ограничени принудени деформации, като в Приложение D е направена оценка на ранното и дълготрайно образуване на пукнатини при такива

стоманобетонни елементи. В Приложение Н са дадени допълнителни изисквания по отношение пукнатиноустойчивостта на съоръжения за съхранение на течности с цел гарантиране на тяхната водоплътност.

Според [1] проверката за провисвания на стоманобетонни греди и плочи в сгради, подложени предимно на равномерно разпределени натоварвания, може да се извърши без директни изчисления, когато отношението между отвора l и полезната височина d на елемента не надвишава граничните стойности, дадени в табл. 1. Таблицата е изготвена за квазипостоянна стойност на експлоатационното натоварване с коефициент $\psi_2 = 0,3$ и гранично общо провисване $l/250$. Стойностите в табл. 1 се различават от указаните в съществуващия стандарт [2] и зависят от отношението на характеристичните стойности на временния товар q_k и на общото натоварване p_k . Очевидно табл. 1 не може да се прилага за главни греди, натоварени със значителни съсредоточени товари от второстепенните греди. В такива случаи проверката на провисванията трябва да се направи чрез директни изчисления, като се отчита частичното напукване на елементите.

Таблица 1. Гранично отношение отвор/полезна височина l/d

Конструктивна система	Необходим механичен коефициент на армиране за опънатата армировка								
	$w_r = 0,3$			$w_r = 0,2$			$w_r = 0,1$		
	q_k / p_k			q_k / p_k			q_k / p_k		
	60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %	60 %	45 %	30 %
Проста греда или еднопосочно армирана ставно подпряна плоча	15	14	13	17	16	14	24	22	21
Краен отвор на непрекъсната греда или на еднопосочно армирана плоча	20	18	17	22	21	18	31	29	27
Вътрешен отвор на греда или на еднопосочно армирана плоча	23	21	20	26	24	21	36	33	32
Конзола	6	5	5	6	6	5	9	8	8

Стойностите от табл. 1 могат да се използват за правоъгълни кръстосано армирани гладки плочи с минимален и максимален размер съответно l_{\min} и l_{\max} , подпрени върху

греди, като се умножат по отношението $\sqrt[4]{\frac{1}{1 + \left(\frac{l_{\min}}{l_{\max}}\right)^4}}$. За правоъгълни кръстосано

армирани гладки плочи, подпрени върху стени по четирите си краища, стойностите от

табл. 1 се умножават с коефициент $\sqrt[4]{\frac{1}{1 - 0,65 \cdot \frac{l_{\min}}{l_{\max}}}}$. При кръстосано армирани плочи

граничното отношение от табл. 1 е l_{\min} / d .

При конструиране на армировката най-съществени промени в [1] са направени по отношение на закотвяне на армировката. За оребрени прави пръти с $\phi \leq 32$ mm и студено деформирани прави пръти с $\phi \leq 14$ mm изчислителната дължина на закотвяне l_{bd} , разделена на диаметъра ϕ при опън и натиск в дълготрайни и краткотрайни изчислителни ситуации, може да се вземе от табл. 2. Стойностите в таблицата са определени по формула (16) при изчислително напрежение в армировката $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ МПа (отнася се за стомана клас В500), номинално бетонно покритие $c_d \geq 1,5\phi$ и добри условия на сцепление на армировката с бетона. При лоши условия на сцепление на армировката с бетона стойностите от табл. 2 трябва да се умножат с коефициент 1,2. Когато изчислителното напрежение е $\sigma_{sd} < 435$ МПа, стойностите от табл. 1 се умножават с отношението $\sigma_{sd}/435$.

Таблица 2. Изчислителна дължина на закотвяне на прави пръти/диаметър l_{bd} / ϕ

ϕ , mm	l_{bd} / ϕ							
	f_{ck} , МПа							
	20	25	30	35	40	45	50	60
≤ 12	47	42	38	36	33	31	30	27
14	50	44	41	38	35	33	31	29
16	52	46	42	39	37	35	33	30
20	56	50	46	42	40	37	35	32
25	60	54	49	46	43	40	38	35
28	63	56	51	47	44	42	40	36
32	65	58	53	49	46	44	41	38

$$l_{bd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435} \right)^{n_{\sigma}} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{\phi}{20} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{1,5\phi}{c_d} \right)^{1/2} \geq 10\phi, \quad (16)$$

където $k_{lb} = 50$ за дълготрайни и краткотрайни изчислителни ситуации; $k_{lb} = 39$ за аварийни изчислителни ситуации;

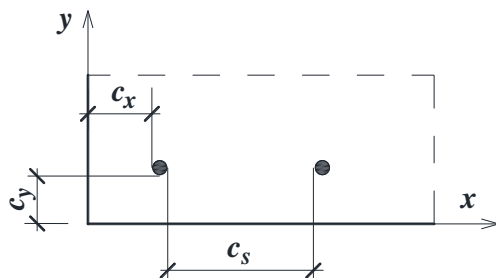
k_{cp} – коефициент, отчитащ влиянието на позицията на армировката при бетониране върху условията на сцепление: $k_{cp} = 1,0$ за пръти с добри условия на сцепление с бетона;

$k_{cp} = 1,2$ при лоши условия на сцепление между армировката и бетона;

$n_{\sigma} = 1,0$ за $\sigma_{sd} \leq 435$ МПа; $n_{\sigma} = 1,5$ за $\sigma_{sd} > 435$ МПа;

c_d – номинално бетонно покритие на армировката: $c_d = \min(0,5c_s; c_x; c_y)$ (фиг. 8).

Във формула (16) трябва да се приемат следните ограничения: $\phi / 20 \text{ mm} \geq 0,6$ и $1,5\phi / c_d \geq 0,4$.



Фиг. 8. Схема за определяне на номиналното бетонно покритие на армировката c_d според [1]

Анализът на формула (16) показва, че зависимостта между изчислителната закотвяща дължина и диаметърът на армировъчните пръти не е линейна, поради което се получава съществена разлика в числения коефициент при различни диаметри на прътите. Например за бетон клас C20/25 от табл. 2 се отчита $l_{bd} = 47\phi$ при $\phi \leq 12\text{ mm}$ и $l_{bd} = 65\phi$ при $\phi = 32\text{ mm}$, т.е. разликата е 38 %, като с увеличаване на диаметъра на прътите численият коефициент нараства. Стойностите в табл. 2 при добри условия на сцепление между армировката и бетона са по-големи от тези, които се получават според действащия понастоящем стандарт [2]. При лоши условия на сцепление според [2] дължините на закотвяне на надлъжните пръти се увеличават чрез умножаване с коефициент $1/0,7 \approx 1,4$, докато в [1] коефициентът на увеличение е намален до стойност $k_{cp} = 1,2$.

В [1] са залегнали следните възможности за закотвяне на армировъчните пръти: прави пръти; пръти с огъвки и куки; U-образни пръти (примки); пръти с глава (анкерна плоча); пръти със заварена напречна армировка.

Дължината на снаждане чрез застъпване l_{sd} на прави пръти и пръти с куки се изчислява по формула (17) [3]:

$$l_{sd} = k_{ls} \cdot l_{bd} \geq 15\phi, \quad (17)$$

където k_{ls} е национално определен параметър; препоръчителната му стойност е $k_{ls} = 1,2$.

По отношение на конструирането на отделните стоманобетонни елементи няма съществено изменение. За всеки конструктивен елемент национално определените параметри са обобщени в ясни таблици, поради което тези параметри се разпознават полесно, което е удобство за практическото приложение [9].

Площта на минималната армировка $A_{s,\min}$ в стоманобетонните елементи трябва да гарантира, че носимоспособността на напуканото сечение е поне толкова голяма, колкото носимоспособността на ненапукано сечение [1]. В елементи, подложени на огъване (греди и плочи) без или със осова сила и произволна форма на напречното сечение, трябва да се осигури минимална армировка, така че да е изпълнено условие (18):

$$M_{R,\min}(N_{Ed}) \geq M_{crc}(N_{Ed}), \quad (18)$$

където $M_{R,\min}$ е носимоспособността на огъване на сечението, армирано с $A_{s,\min}$ при наличие едновременно на осова сила N_{Ed} . N_{Ed} може да се вземе от комбинацията на въздействията, осигуряваща най-малък натиск в елемента;

M_{crc} е моментът на образуване на първа пукнатина в сечението при наличие едновременно и на осова сила N_{Ed} , който може да се изчисли на базата на средната якост на осов опън на бетона f_{ctm} .

В случай на слабо натоварени греди, при които изчислителният огъващ момент M_{Ed} е по-малък от пукнатинообразуващия момент M_{crc} ($M_{Ed} < M_{crc}$), формула (18) може да доведе до влягане на голямо количество армировка. За статически определими елементи в [1] е предвидено алтернативно правило: когато не се изисква разпределено образуване на пукнатини, внезапното разрушаване след образуване на пукнатина по други причини (не от натоварването), може да бъде избегнато с минимална армировка, проектирана за носимоспособност, изчислена по формула (19):

$$M_{Rd,min}(N_{Ed}) = k_{dc} \cdot M_{Ed}, \quad (19)$$

където k_{dc} е коефициент, който зависи от класа на армировката по дуктиленост: $k_{dc} = 1,3$ за клас по дуктиленост А; $k_{dc} = 1,1$ за клас по дуктиленост В; $k_{dc} = 1,0$ за клас по дуктиленост С.

Напречната армировка за срязване може да бъде от стремена, огънати пръти, заварени мрежи или скелети, спирална армировка, пръти с глава или комбинация от горните варианти. Специално внимание е обърнато на закотвяне на стремената, най-вече в опънната зона. Закотвяне на затворени стремена може да се прилага, както в натисквата, така и в опънната зона на сеченията. Закотвяне на едносрезни напречни връзки или на отворени стремена трябва да се извършва само в натисквата зона на елемента.

4. Заключение

В проектостандарта за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции са направени значителни изменения [1]:

Обединени са три от действащите понастоящем части на Еврокод 2: част 1-1: Общи правила и правила за сгради; част 2: Проектиране на стоманобетонни мостове и част 3: Конструкции на резервоари за течности и насипни материали, поради което част 1-1 на новия стандарт става много обемиста.

В [1] са включени и 18 броя приложения, които третират специфични въпроси с по-малко приложение в обичайната проектантска и строителна практика, като повечето от приложенията са нови и липсват в съществуващия стандарт [2] за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции.

В проекта за нов стандарт са отразени резултатите от най-новите експериментални и теоретични изследвания в областта на стоманобетонните елементи и конструкции, поради което редица от формулите са променени. Има значително усложняване в някои части на [1], което ще затрудни проектантите на стоманобетонни конструкции.

Национално определените параметри за отделните стоманобетонни елементи са систематизирани в таблици, което облекчава прилагането им.

За въвеждането на новия Еврокод 2 [1] като задължителен български стандарт е необходима сериозна подготовка, свързана с издаването на помощни материали с примери за проектантите, както и наличие на съответни софтуерни продукти.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. prEN 1992-1-1:2021E – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules – Rules for buildings, bridges and civil engineering structures, 2021.
2. BDS EN 1992-1-1:2005 – Evrokod 2: Proektirane na betonni i stomanobetonni konstruksii. Chast 1-1: Obshti pravila i pravila za sgradi, 2007.
3. Ganz, H. R. Design of concrete structures. Eurocode conference, Berlin, 24 May 2023.
4. Neshev, H., Gueorguieva, M. EC2. Yakostni i deformatsionni harakteristiki na betona saglasno predvaritelniya evropeyski standart prEN 1992-1-1:2021E. XXIII International scientific conference VSU'2023, volume II, Sofia, Bulgaria, p. 201 – 210.
5. Georgiev, A. Novata versiya na Evrokod 2 za proektirane na stomanobetonni konstruksii – prilozhni analizi i sravneniya. X Jubilee international scientific conference „Civil engineering design and construction”, Sept. 20 – 22, 2018, Varna, Bulgaria.
6. Gueorguieva, M. Efektivna plosht na betona v opannata zona na stomanobetonni elementi. Sbornik dokladi ot godishna universitetska nauchna konferentsiya, 05 ÷ 06.06.2025, NVU „Vasil Levski”, tom 4, ISSN 1314-1937, p. 77 – 85.
7. Gueorguieva, M. Minimalna plosht na nadlazhnata armirovka v opannata zona na stomanobetonni elementi za control na puknatinite. Sbornik dokladi ot godishna universitetska nauchna konferentsiya, 05 ÷ 06.06.2025, NVU „Vasil Levski”, tom 4, ISSN 1314-1937, p. 87 – 96.
8. Gueorguieva, M. Maksimalno dopustimo naprezhenie v nadlajinata armirovka na stomanobetonni elementi, podlozheni na tsentrichen opan, za control na shirochinata na puknatinite. Sbornik dokladi ot godishna universitetska nauchna konferentsiya, 05 ÷ 06.06.2025, NVU „Vasil Levski”, tom 4, ISSN 1314-1937, p. 97 – 106.
9. Jones, T., Hoang, L. C., Muttoni, A. Detailing of members and particular rules. Background Document for prEN 1992-1-1, CEN/TC 250/SC 2 N2087, p. 487 – 495.

MAIN CHANGES IN THE NEW VERSION OF EUROCODE 2 – prEN 1992-1-1:2021E

B. Zaharieva-Gueorguieva¹

Keywords: concrete and reinforced concrete elements

ABSTRACT

The new generation of Eurocodes for the structural and geotechnical design of buildings will introduce new principles and rules. The paper examines the main changes in the draft European standard prEN 1992-1-1:2021E for the design of concrete and reinforced concrete structures. A brief overview and analysis of some basic assumptions for the calculation of reinforced concrete elements are made.

¹ Borianka Zaharieva-Gueorguieva, Prof. Dr. Eng., Dept. “Reinforced Concrete Structures”, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: boriana_fce@uacg.bg