

DOI: 10.34031/2071-7318-2022-7-8-27-34

Донченко О.М., *Сулейманова Л.А., Крючков А.А., Логачев К.И.

Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова

*E-mail: kafedrasigsh@mail.ru

УНИВЕРСАЛЬНАЯ АНАЛИТИЧЕСКАЯ ЗАВИСИМОСТЬ ДЕФОРМАТИВНО-ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ АРМАТУРНЫХ

Аннотация. В статье рассматриваются актуальные вопросы нормативной методики расчета изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов по нормальным сечениям, основанной на совместном использовании нелинейной деформационной модели, гипотезы плоских сечений, физически и геометрически линейных диаграмм механического состояния арматурных сталей различной прочности при силовом растяжении. Обращается внимание на значительные неточности таких расчетов при использовании приближенного прямолинейного модуля деформации стали постоянного значения $E = 2 \cdot 10^5$ МПа до самого предела прочности стали. Подтверждается высокая степень сложности ручного счета при использовании действительных значений физически нелинейного модуля деформаций стали, аппроксимированного аналитическими зависимостями высоких степеней. На основании обзора и анализа широкого круга экспериментальных исследований, разработан подход, основанный на простом и достаточно точном аналитическом решении по определению секущего модуля деформаций для сталей, в том числе с ограниченными пластическими свойствами. Приводится новый авторский подход для решения таких задач посредством аппроксимации действительного нелинейного модуля деформаций в секущий модуль деформаций E'_s несложными уравнениями для высокопрочных «твердых» и «мягких» (не высокой и средней прочности) сталей, позволяющий проводить ручной счет подобных задач с большей точностью.

Ключевые слова: изгибаемые элементы, внецентренно сжатые элементы, железобетонные элементы, линейность, нелинейность, секущий модуль деформации.

Введение. Для многих вопросов и задач сопротивления и нормативной методики [1] расчета железобетонных конструкций необходима физически верная и аналитически точная зависимость действительных деформативно-прочностных свойств $\varepsilon_s = \varphi(\sigma_s)$ арматурных сталей при силовом растяжении. Особенно это важно при расчете изгибаемых и внецентренно сжатых элементов по нормальным сечениям для установления в соответствии с нелинейной деформационной моделью распределения относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения по линейному закону гипотезы плоских сечений. Полученные при этом недостаточно верные значения относительных деформаций растянутой арматуры ε_s при ее заданных значениях высокого уровня напряжения σ_s приводят к значительно ошибочным значениям относительных деформаций ε_b и напряжений σ_b бетона сжатой зоны и предельных усилий изгибаемого момента M . Это должно постоянно происходить при использовании в таких расчетах постоянного значения модуля деформации стали $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа до физического предела текучести R_y «мягких» и условного предела текучести σ_{a2} «твердых» сталей.

Действительно, недостаточно верное назначение величины относительной деформации высокопрочной стали, соответствующей высокому уровню ее напряжения, согласно гипотезы плоского сечения обязательно уже на уровне первой

итерации расчета приводит к неверному расчетному значению относительной деформации и соответствующего ей напряжения в сжатом бетоне. А поскольку при решении таких задач по нелинейной деформационной модели приходится производить большое количество (4–15) итераций, то каждая последующая из них может приводить к постоянному увеличению погрешности всего расчета и, естественно, к недостаточно верному значению несущей способности рассчитываемого элемента.

И если ранее в течение длительного времени нормы многих стран, включая Россию [1], принимали в качестве расчетной аналитической зависимости упрощенную физически линейную связь $\varepsilon_s = \sigma_s/E_s$ с постоянным аналитически линейным и геометрически прямолинейным модулем деформации E_s , полагая вызванные этим численные ошибки незначительными (порядка 15–20 МПа), то в настоящее время при все большем применении арматуры из высокопрочных сталей, такие ошибки численно становятся более значительными, достигая порядка 75–125 МПа, что чревато значительными погрешностями определения проектных расчетных усилий.

Учитывая это, новые нормы России [1, 2] в отношении действительной нелинейности модуля деформации стали по-разному подходят к различным группам арматурных сталей. Как известно, все виды арматурных сталей условно

подразделяются на «мягкие», имеющие на диаграмме растяжения « σ_s - ε_s » площадку текучести, и «твердые», не имеющие таковой. Если основной расчетной характеристикой «мягких» сталей является браковочный минимум физического предела текучести R_L , то для «твердых» сталей в качестве основной гарантированной характеристики принимается браковочный минимум предела прочности R_s . Условный предел текучести $\sigma_{0,2}$ для «твердых» сталей принимается по напряжению, которому соответствует остаточное относительное удлинение 0,2 %.

Для группы «мягких» арматурных сталей невысокой и средней прочности с физическим пределом текучести $R_y \leq 500$ МПа (классов А240-500) нормы [1, 2] разрешают производить

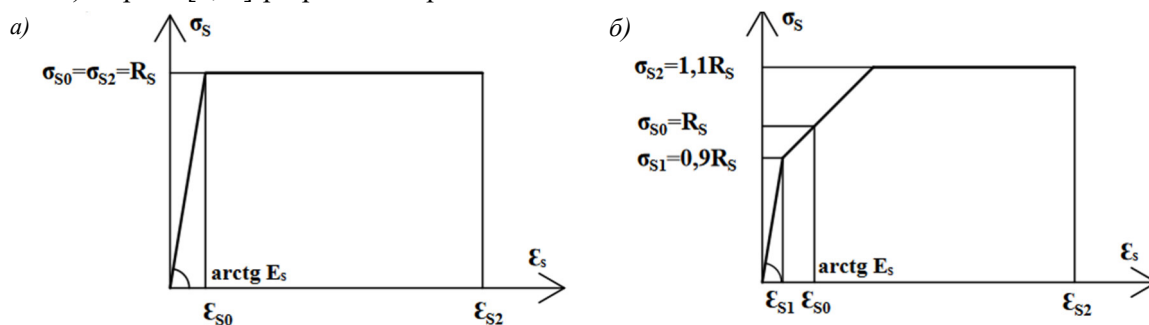


Рис. 1. Нормативные диаграммы силового растяжения арматурных сталей: а – двухлинейная; б – трехлинейная

Такой нормативный подход к установлению искомой связи « σ_s - ε_s » графически по нормам отображается построением различных упрощенных кусочно-прямолинейных диаграмм механического состояния разных групп арматурных сталей. Для группы «мягких» сталей невысокой и средней прочности – это двухлинейная (рис. 1, а), а для высокопрочных «твердых» сталей – трехлинейная (рис. 1, б), но тоже упрощенная кусочно-прямолинейная. При этом нормы [1] заканчивают последнюю диаграмму (рис. 1, б) не у ее предела прочности R_s , равного условному пределу текучести $\sigma_{0,2}$, а на уровне напряжения, равного $1,1R_s$, что специалистам и проектировщикам совершенно непонятно, вызывая естественные сомнения в правильности использования нормативных прямолинейных диаграмм « σ_s - ε_s » при расчете железобетонных элементов, армированных высокопрочными «твердыми» сталями.

Действительно, как можно аналитически точно отрезками кусочно-прямолинейных диаграмм отразить непрерывную криволинейность фактических линий силового растяжения стали, если действительные ее деформации на средних этапах нагружения при напряжениях $\sigma_s = (0,6-0,75)R_s$, соответственно, на 5,0 и 15,0% по результатам экспериментов многих исследований, в том числе проведенных авторами [3–10], больше упругих по нормативным диаграммам. По дан-

расчеты железобетонных конструкций с принятием модуля деформаций аналитически линейным и геометрически прямолинейным с постоянным значением $2 \cdot 10^5$ МПа до самого предела текучести R_y без зоны самоупрочнения. А для «твердых» высокопрочных сталей классов А800–1000 и В1200–1600 с условным пределом текучести $\sigma_{0,2}$ такие расчеты должны производиться с этим аналитическим линейным и геометрически прямолинейным модулем деформаций E_s аналогично, но уже только до уровня напряжения $0,9R_s$ с прямолинейным изменением его направленности и уменьшением величины на 25 % до условного предела текучести с относительной деформацией $\varepsilon_{stl} = R_s/E_s + 0,002$.

ным этих исследований существенные увеличения неупругих деформаций высокопрочных сталей начинаются уже с 0,35–0,45 от предела их прочности R_s . Да и сами разработчики норм не отрицают значительных отклонений криволинейности модуля деформаций сталей от прямолинейности его по нормам [1], рекомендуя такие участки учитывать в расчетах «коэффициентами пропорциональности» или «упругости», полагая, что учет действительного положения криволинейности модуля деформаций стали резко усложнит расчеты железобетонных конструкций с использованием сложной аналитической зависимости, отражающей его криволинейность.

Материалы и методы. Для установления величины погрешностей, допускаемых нормами [1] при замене фактических криволинейных диаграмм силового растяжения арматурных сталей кусочно-прямолинейными, авторами были проведены специальные экспериментальные исследования для уточнения характера и точности развития их деформаций. Особенностью проведенных экспериментальных исследований являлась относительно высокая степень точности измерения деформаций. Ступени нагружения – отсчетов были в ряде случаев доведены до 5,0 МПа. Отсчеты снимались по двум спаренным, не требующим перестановки, тензомером с базой 24 мм. Нагружение после уровня 0,35–0,40 от σ_s или

R_s производили непрерывно со средней скоростью 5,0 МПа/с.

В связи с проведением опытов без перестановки приборов были использованы тензометры системы инж. Василенко, которые при высокой чувствительности (1:1000) могли без перестановки регистрировать деформации порядка 10000 микрон. Это позволило определять значения деформаций для высокопрочных и «мягких» сталей без перестановки приборов.

Испытаниям были подвергнуты следующие виды арматурных сталей: А400 (Ø 12 и 16), А800 (Ø 12 и 14), А1000 (Ø 12 и 16), В1200 (Ø 8), В1400 (Ø 5) и В1600 (Ø 5) мм. Всего было испытано по 6-8 образцов каждого диаметра и вида стали.

На основании обработки и анализа результатов этих экспериментальных исследований (рис. 2) были сделаны следующие выводы:

1. Идеальной пропорциональностью между напряжениями σ_s и деформациями ε_s все виды арматурных сталей не обладают. Их деформативные свойства описываются физически нелинейными аналитическими зависимостями. Практически соблюдение закона пропорциональности можно принимать только на участке от 0,00 до $0,65R_y$ для «мягкой» стали А (240-600). У высокопрочных «твердых» сталей этот участок имеет относительно меньшую длину и соответствует от $0,35-0,45R_s$.

2. Высокопрочные стали не подчиняются закону Гука даже на самых начальных участках диаграмм « $\sigma_s-\varepsilon_s$ ». У них явная криволинейная зависимость $\varepsilon_s = \varphi_s(\sigma_s)$ начиная с самых небольших напряжений.

3. Если у «мягких» сталей предельная величина упругопластических деформаций в среднем на 25–30 % превышает величину упруго-мгновенных, то у «твердых» высокопрочных сталей эти превышения у предела прочности R_s или условного предела текучести $\sigma_{0,2}$ увеличиваются уже до 50–60 %.

4. Начальный модуль деформации E_s высокопрочных сталей на участке 0,05–0,35 от предела прочности R_s устойчиво равен $2,03-2,05 \cdot 10^5$ МПа. Величина начального модуля деформации E_s «мягких» сталей на участке 0,05–0,65 от предела текучести R_y колеблется в пределах $2,0-2,1 \cdot 10^5$ МПа.

5. Погрешности определения относительных деформаций ε_s и напряжений σ_s арматурных сталей при растяжении, вносимые кусочно-прямолинейными диаграммами, при расчетах железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели являются весьма существенными. Если для «мягких» сталей не превышают 25–30 %, то для высокопрочных они могут достигать 50–60 %.

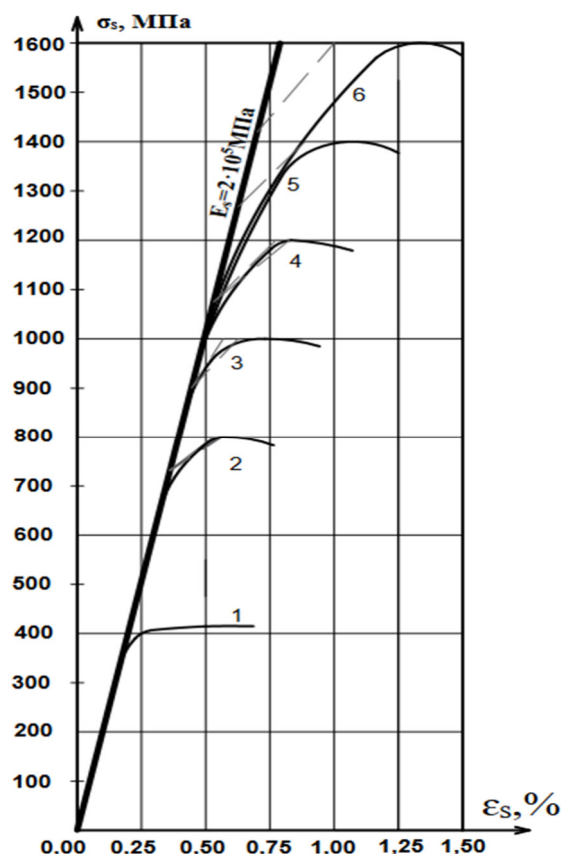


Рис. 2. Диаграмма силового растяжения «твердых» сталей классов: 1 – А400; 2 – А800; 3 – А1000; 4 – Вр1200; 5 – Вр1400; 6 – Вр1600; — — — — — нормативные; ————— — по зависимостям (1) и (2)

Во всех случаях армирования железобетонных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов на короткой длине «мягких» сталей происходит плавное сопряжение участка упруго-мгновенных относительных деформаций и пластических деформаций текучести.

Криволинейный характер и числовые результаты проведенных экспериментальных опытов наилучшим образом отражены в приведенных на рис. 2 диаграммах силового растяжения высокопрочных «твердых» арматурных сталей, где для высоких уровней напряжения отчетливо видны существенные расхождения относительных деформаций с аналогичными, определяемыми по нормативным диаграммам. Несмотря на существенное разнообразие прочностных свойств различных высокопрочных сталей, их геометрическая криволинейность и физическая нелинейность не вызывают сомнений.

Естественно, разнообразие деформативно-прочностных свойств арматурных сталей затрудняет разработку несложной и нетрудоёмкой аналитической зависимости $\varepsilon_s = \varphi(\sigma_s)$, единой для всех арматурных сталей, имеющих и не имеющих площадки текучести. Сложность решения подобной задачи объясняется тем, что они, как и все реальные конструктивные материалы, при

силовом нагружении деформируются неравномерно и нелинейно. Их неравномерность проявляется в том, что при нагружении помимо упруго-мгновенных развиваются и неупругие деформации, а нелинейность деформирования объясняется отсутствием между напряжениями σ_s и деформациями ε_s пропорциональной связи. Все это физически приводит к криволинейности деформирования, отражаемой феноменологическими уравнениями механического состояния материала.

Как свидетельствуют результаты попыток многих исследователей [3–5], в том числе проведенных и авторами [6–10], искомая физическая связь обычно у них отражается аналитическими зависимостями высоких степеней [7–11]. В 1966 г. автору удалось разработать такую зависимость [8] более низкой (пятой) степени. Однако и она оказалась достаточно сложной и трудоемкой для инженерных расчетов без применения машинной техники.

Но если для решения этой сложной задачи принять другой подход, то можно получить достаточно точное и существенно менее трудоемкое, более простое аналитическое решение. Таким подходом является использование при расчетах железобетонных конструкций понятия секущего модуля деформаций арматурных сталей E'_s , который в зависимости от относительного уровня напряжений σ_s/E_s или деформаций $\varepsilon_s/\varepsilon_{SR}$ будет давать текущие значения фактического модуля деформаций, как относительную величину общеизвестного модуля упругости стали $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Основная часть. На основании детального анализа результатов многих экспериментальных исследований [6–15] авторам удалось разработать достаточно простое, надежное и точное аналитическое определение искомого секущего модуля деформаций высокопрочных «твердых» и «мягких» арматурных сталей E'_s для железобетонных конструкций, которое являясь универсальным, позволяет определить естественное значение деформаций ε_s по заданному относительному значению напряжения σ_s/R_s и по известной величине относительного отношения деформации $\varepsilon_s/\varepsilon_{SR}$ находить соответствующее значение σ_s .

Так, для «твердых» высокопрочных сталей по известному значению напряжения σ_s получаем искомую величину секущего модуля деформаций:

$$E'_s = E_s [1 - n(\sigma_s/R_s)^4], \quad (1)$$

с последующим определением относительной деформации, как обычно, $\varepsilon_s = \sigma_s/E'_s$.

А по известному значению относительной деформации ε_s получаем величину соответствующего ей секущего модуля деформаций:

$$E'_s = E_s [1 - n(\varepsilon_s/\varepsilon_{SR})^2], \quad (2)$$

где ε_{SR} – относительная деформация, соответствующая пределу прочности R_s .

При этом разыскиваемое значение напряжения стали определяется, как обычно, $\sigma_s = \varepsilon_s E'_s$.

Разработанные зависимости (1) и (2) и по форме, и по существу являются исключительно простыми, основанными практически только на нормативных характеристиках сталей. Исключение составляет лишь один эмпирический коэффициент « n », полученный в результате обработки результатов экспериментальных исследований и равный:

$$n = 2,5 \cdot 10^4 R_s, \quad (3)$$

где R_s – предел прочности стали.

Разработанное решение, является совершенно нетрудоемким для проектной практики и обучения студентов и магистров высших учебных заведений [16–18]. Оно состоит из минимума аналитических простейших действий. Так, для определения величины деформации ε_s по заданному значению напряжения σ_s необходимо произвести всего два действия: первое по зависимости (1) определить значение соответствующего ей секущего модуля деформаций E'_s и второе – для определения величины $\varepsilon_s = \sigma_s/E'_s$. И только для определения напряжения σ_s по известной величине ε_s необходимо произвести три действия. Первым является установление по зависимости (1) при $\sigma_s = R_s$ величины секущего модуля деформаций E' , соответствующего пределу прочности R_s , после чего, как обычно, следует установить соответствующую величину предельной деформации стали перед разрывом ε_{SR} , а потом по зависимости (2) определить секущий модуль деформации для искомого значения относительной деформации ε_s и далее определить, как обычно, искомую величину соответствующего напряжения $\sigma_s = \varepsilon_s E'_s$.

Представленные на рис. 2 криволинейные диаграммы силового растяжения «твердых» сталей, построенные по зависимостям (1) и (2), точно соответствуют их действительному механическому состоянию, при силовом растяжении и, естественно, позволяют избежать существенных математических ошибок при расчетах нормальных сечений изгибаемых и внецентренно сжатых элементов.

Анализ результатов экспериментальных исследований различных арматурных сталей показал практическую идентичность деформативно-прочностных свойств «твердых» и «мягких» сталей. Это также криволинейность деформирования

и существенное увеличение неупругих деформаций, начиная с уровня нагружения $0,6R_y$, те же «пределы пропорциональности и упругости», и плавный переход к площадке и пределу текучести R_y . Представление о том, что при достижении предела текучести R_T наклонная прямая E_s сразу же переходит в горизонтальный участок площадки текучести, приводя к разрыву непрерывности аналитической функции, является условным и приближенным.

С физической точки зрения это объясняется поликристаллической структурой стали, у которой одновременное начало скольжения во всех кристаллах не происходит. Последнее является следствием неоднородности физических свойств различных компонентов поликристалла, а также анизотропией механических свойств внутри отдельных зерен, из которых состоит кристалл. Установленные в лабораторных исследованиях на участке будущей площадки текучести цепочки малобазных датчиков всегда фиксируют постепенный вход в текучесть отдельных участков стали, что и создает криволинейность диаграммы перед площадкой ее текучести.

Вышеизложенное позволяет разработанные для «твердых» подход и аналитическое решение полностью перенести и на «мягкие» арматурные стали, определив лишь для них соответствующие эмпирические коэффициенты и числовые степени. Тогда для «мягких» сталей по известному значению напряжения σ_s имеем искомую величину секущего модуля деформаций:

$$E'_s = E_s [1 - m(\sigma_s/R_T)^3], \quad (4)$$

с последующим определением относительной деформации $\varepsilon_s = \sigma_s/E'_s$.

И по известному значению относительной деформации ε_s получаем величину соответствующего ей секущего модуля деформаций:

$$E'_s = E_s [1 - m(\varepsilon_s/\varepsilon_{sm})^2], \quad (5)$$

и разыскиваемое значение напряжения стали $\sigma_s = \varepsilon_s E'_s$.

В зависимостях (5) и (6) эмпирический коэффициент « m » равен:

$$m = 5,0 \cdot 10^{-4} \cdot R_s. \quad (6)$$

Выводы. Полученные аналитические зависимости и решения на их основе являются достаточно универсальными и позволяют, не прибегая к громоздким вычислениям, получать достоверные решения при расчете по нормальным сечениям изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов. Кроме этого, данный подход позволяет решать и более сложные задачи теории железобетона, получая решение в виде секущего модуля деформаций E'_s , именуемые в нормативной литературе коэффициентами угла наклона отдельных участков диаграммы при растяжении арматурной стали.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения (актуализированная редакция СНиП 52-01-2003). М.: Минрегион России, 2012. 161 с.
2. Тихонов И.Н. Гуменюк В.С. Анализ требований СП 52-101-2003 к арматуре класса прочности 500 МПа // Бетон и железобетон. 2006. № 4. С. 6–11.
3. Дегтерев В.В. Расчет на прочность изгибаемых железобетонных элементов с учетом характера диаграммы растяжения арматуры. Москва, 1959. 56 с.
4. Мельников Г.И. Исследование граничного армирования и прочности переармированных железобетонных элементов с одиночной арматурой: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Киев. 1964. 18 с.
5. Иващенко Е.И. Разработка методов расчета железобетонных элементов на основе действительных диаграмм деформирования материалов с учетом фактического изменения площади их поперечных сечений: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Воронеж, 2006. 22 с.
6. Давыдов Н.Ф., Донченко О.М. Обобщенная зависимость деформативных свойств арматурных сталей. Прочность и деформативность железобетонных конструкций. ХИСИ. Издательство Харьковского Университета, 1966.
7. Донченко О.М. К расчету изгибаемых железобетонных элементов, армированных твердыми элементами. Сб. НИИКСа «Строительные конструкции», Изд-во «Будивельник», Киев, 1967.
8. Khuranov V.K., Likhov Z.R., Kaziev A.M., Tsipinov A.S., Mailyan V.D., Bending resistance of reinforced concrete elements under various classes of concrete and ratios of reinforcement // IEEE Conference on Quality Management, Transport and Information Security, Information Technologies (IT&MQ&IS). 2016. Pp. 86–89. DOI: 10.1109/ITMQIS.2016.7751930.
9. Kankam Ch.K., Adom-Asamoah M. Strength and ductility characteristics of reinforcing steel bars milled from scrap metals // Materials & Design. 2002. Vol. 23. Pp. 537–545. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0261-3069\(02\)00028-6](https://doi.org/10.1016/S0261-3069(02)00028-6).
10. Донченко О.М. Экспериментальное исследование сопротивления железобетонных балок, армированных различного вида сталями // Исследование работы строительных конструкций и сооружений: сб. тр. М.: МИСИ/БТИСМ, 1979. С. 2–34.
11. Михайлов К.В. Новые виды арматуры. НИИЖБ, Стройиздат, 1964. 204 с.

12. Юрьев А.Б., Микрюков В.Р., Иванов Ю.Ф. Эволюция свойств и структуры горячекатаной арматуры в процессе эксплуатации в строительных конструкциях // *Материаловедение*. 2006. № 9. С. 44–49.

13. Мусихин В.А. Сравнение арматурных канатов класса К1400 (к-7) и класса К1500 (к-19) // *Вестник Южно-Уральского государственного университета*. 2013. Т. 13. № 2. С. 22–27.

14. Мещеряков В.М., Косенко Е.Е., Косенко В.В. Оценка механических свойств арматурных стале с использованием статистических методов // *Научное обозрение*. 2014. № 9-3. С. 908–911.

15. Скороходов В.Н., Одесский П.Д., Рудченко А.В. *Строительная сталь*. М.: ЗАО «Металлургиздат». 2002. 624 с.

16. Cadoni E., Forni D. Strain rate effects on reinforcing steels in tension // *EPJ Web of Conferences*. 2015. Vol. 94. Pp. 01004. DOI: <https://doi.org/10.1051/epjconf/20159401004>.

17. Donchenko O.M., Suleymanova L.A., Rimshin V.I., Ryabchevskiy I.S. Tensile deformations of “mild” reinforcing steels for reinforced concrete structures // *Lecture Notes in Civil Engineering*, 2021. Vol. 147. Pp. 302–308. DOI: 10.1007/978-3-030-68984-1_44

18. Обернихин Д.В. Численные исследования прочности, трещиностойкости и деформативности изгибаемых железобетонных элементов трапециевидного сечения // *Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова*. 2017. № 5. С. 24–29. DOI: 10.12737/article_590878faa8b5b4.77635628

Информация об авторах

Донченко Олег Михайлович, кандидат технических наук, профессор кафедры строительства и городского хозяйства. E-mail: kafedrasigsh@mail.ru. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, д. 46.

Сулейманова Людмила Александровна, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой строительства и городского хозяйства. E-mail: ludmilasuleimanova@yandex.ru. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, д. 46.

Крючков Андрей Александрович, кандидат технических наук, доцент кафедры строительства и городского хозяйства. E-mail: krjuchkov@yandex.ru. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, д. 46.

Логачев Константин Иванович, доктор технических наук, профессор кафедры теплогазоснабжения и вентиляции. E-mail: kilogachev@mail.ru. Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова. Россия, 308012, Белгород, ул. Костюкова, д. 46.

Поступила 07.06.2022 г.

© Донченко О.М., Сулейманова Л.А., Крючков А.А., Логачев К.И., 2022

Donchenko O.M., *Suleymanova L.A., Kryuchkov A.A., Logachev K.I.

Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov

E-mail: kafedrasigsh@mail.ru

UNIVERSAL ANALYTICAL DEPENDENCE OF DEFORMATION-STRENGTH PROPERTIES OF REINFORCING STEELS UNDER FORCE TENSION

Abstract. *The article deals with topical issues of the normative methodology for calculating bending and eccentrically compressed reinforced concrete elements along normal sections. They are based on the joint use of a nonlinear deformation model, the hypothesis of flat sections, physically and geometrically linear diagrams of the mechanical state of reinforcing steels of various strengths under force tension. Attention is drawn to the significant inaccuracies of calculations when using the approximate rectilinear steel deformation modulus of constant value $E = 2 \cdot 10^5$ MPa up to the steel's ultimate strength. The high degree of complexity of manual calculation is confirmed when using the actual values of the physically nonlinear steel deformation modulus, approximated by analytical dependences of high degrees. A new author's approach is presented for solving such problems by approximating the real nonlinear strain modulus to the secant strain modulus E'_s with simple equations for high-strength “hard” and “soft” (not high and medium strength) steels, which allows to manually calculate such problems with greater accuracy.*

Keywords: *bending elements, eccentrically compressed elements, reinforced concrete elements, linearity, non-linearity, secant modulus of deformation.*

REFERENCES

1. SP 63.13330.2012. Concrete and reinforced concrete structures. Basic provisions (updated edition of SNiP 52-01-2003) [SP 63.13330.2012. Betonnye i zhelezobetonnye konstrukcii. Osnovnye polozeniya (aktualizirovannaya redakciya SNiP 52-01-2003)]. M.: Ministry of Regional Development of Russia, 2012. 161 p. (rus)
2. Tikhonov I.N. Gumenyuk V.S., Analysis of the requirements of SP 52-101-2003 for reinforcement of strength class 500 MPa [Analiz trebovanij SP 52-101-2003 k armature klassa prochnosti 500 MPa]. Beton i zhelezobeton. 2006. No. 4. Pp. 6–11. (rus)
3. Degterev V.V. Calculation of the strength of bent reinforced concrete elements, taking into account the nature of the reinforcement tensile diagram [Raschet na prochnost' izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov s uchetom haraktera diagrammy rastyazheniya armatury]. M. 1959. 56 p. (rus)
4. Melnikov G.I. Study of boundary reinforcement and strength of re-reinforced reinforced concrete elements with single reinforcement [Issledovanie granichnogo armirovaniya i prochnosti perearmirovannyh zhelezobetonnyh elementov s odnochnoj armaturoj]: Abstract of the thesis. dis. ... cand. tech. Sciences. Kyiv. 1964. 18 p. (rus)
5. Ivashchenko E.I. Development of methods for calculating reinforced concrete elements based on actual material deformation diagrams, taking into account the actual change in their cross-sectional area [Razrabotka metodov rascheta zhelezobetonnyh elementov na osnove dejstvitel'nyh diagramm deformirovaniya materialov s uchetom fakticheskogo izmeneniya ploshchadi ih poperechnykh sechenij]: Ph.D. dis. ... cand. technical sciences. Voronezh, 2006. 22 p. (rus)
6. Davydov N.F., Donchenko O.M. Generalized dependence of the deformative properties of reinforcing steels. Strength and deformability of reinforced concrete structures [Obobshchennaya zavisimost' deformativnyh svoystv armaturnykh stalej. Prochnost' i deformativnost' zhelezobetonnyh konstrukcij]. HISI, Kharkov University Press, 1966. (rus)
7. Donchenko O.M. To the calculation of bending reinforced concrete elements reinforced with solid elements [K raschetu izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov, armirovannyh tverdymi elementami]. Sb. NIIKSA "Stroitel'nye konstrukcii", Izd-vo "Budivelnik". Kyiv, 1967. (rus)
8. Khuranov V.K., Likhov Z.R., Kaziev A.M., Tsipinov A.S., Mailyan V.D., Bending resistance of reinforced concrete elements under various classes of concrete and ratios of reinforcement. IEEE Conference on Quality Management, Transport and Information Security, Information Technologies (IT&MQ&IS) 2016. Pp. 86–89. DOI: 10.1109/ITMQIS.2016.7751930.
9. Kankam Ch.K., Adom-Asamoah M. Strength and ductility characteristics of reinforcing steel bars milled from scrap metals. Materials & Design. 2002 Vol. 23. Pp. 537–545. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0261-3069\(02\)00028-6](https://doi.org/10.1016/S0261-3069(02)00028-6).
10. Donchenko O.M. Experimental study of the resistance of reinforced concrete beams reinforced with various types of steel [Eksperimental'noe issledovanie soprotivleniya zhelezobetonnyh balok, armirovannyh razlichnogo vida stalyami] Issledovanie raboty stroitel'nyh konstrukcij i sooruzhenij: sb. tr. M.: MISI/BTISM, 1979. Pp. 2–34. (rus)
11. Mikhailov K.V. New types of fittings [Novye vidy armatury]. NIIZhB, Stroyizdat, 1964. 204 p. (rus)
12. Yuryev A.B., Mikryukov V.R., Ivanov Yu.F. Evolution of the properties and structure of hot-rolled reinforcement during operation in building structures [Evoluciya svoystv i struktury goryachekatanoy armatury v processe ekspluatatsii v stroitel'nyh konstrukciyah]. Materialovedenie. 2006. No. 9. Pp. 44–49. (rus)
13. Musikhin V.A. Comparison of reinforcing ropes of class K1400 (k-7) and class K1500 (k-19) [Sravnenie armaturnykh kanatov klassa K1400 (k-7) i klassa K1500 (k-19)]. Bulletin of the South Ural State University. 2013. Vol. 13. No. 2. Pp. 22–27. (rus)
14. Meshcheryakov V.M., Kosenko E.E., Kosenko V.V. Evaluation of the mechanical properties of reinforcing steels using statistical methods [Ocenka mekhanicheskikh svoystv armaturnykh stalej s ispol'zovaniem statisticheskikh metodov]. Nauchnoe obozrenie. 2014. No. 9-3. Pp. 908–911. (rus)
15. Skorokhodov V.N., Odesskii P.D., Rudchenko A.V. Construction steel [Stroitel'naya stal']. M.: ZAO "Metallurgizdat". 2002. 624 p. (rus)
16. Cadoni E., Forni D. Strain rate effects on reinforcing steels tension. EPJ Web of Conferences. 2015. Vol. 94. 01004. DOI: <https://doi.org/10.1051/epjconf/20159401004>.
17. Donchenko O.M., Suleymanova L.A., Rimshin V.I., Ryabchevskiy I.S. Tensile deformations of "mild" reinforcing steels for reinforced concrete structures. Lecture Notes in Civil Engineering. 2021. Vol. 147. Pp. 302–308. DOI: 10.1007/978-3-030-68984-1_44
18. Obernikhin D.V. Numerical study of strength, fracture toughness and deformativnosti of steel reinforced concrete elements of trapezoidal cross-section [Chislennyye issledovaniya prochnosti, treshchinostojkosti i deformativnosti izgibaemyh zhelezobetonnyh elementov trapecievidnogo secheniya]. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2017. No. 5. Pp. 24–29. DOI: 10.12737/article_590878faa8b5b4.77635628. (rus)

Information about the authors

Donchenko, Oleg M. PhD, Professor. E-mail: kafedrasigsh@mail.ru. Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. Russia, 308012, Belgorod, st. Kostyukova, 46.

Suleymanova, Lyudmila A., DSc, Professor. E-mail: ludmilasuleimanova@yandex.ru. Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. Russia, 308012, Belgorod, st. Kostyukova, 46.

Kryuchkov, Andrey A. PhD, Professor. E-mail: krjuchkow@yandex.ru. Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. Russia, 308012, Belgorod, st. Kostyukova, 46.

Logachev, Konsntanin I., DSc, Professor. E-mail: kilogachev@mail.ru. Belgorod State Technological University named after V.G. Shukhov. Russia, 308012, Belgorod, st. Kostyukova, 46.

Received 07.06.2022

Для цитирования:

Донченко О.М., Сулейманова Л.А., Крючков А.А., Логачев К.И. Универсальная аналитическая зависимость деформативно-прочностных свойств арматурных // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. 2022. № 8. С. 27–34. DOI: 10.34031/2071-7318-2022-7-8-27-34

For citation:

Donchenko O.M., Suleymanova L.A., Kryuchkov A.A., Logachev K.I. Universal analytical dependence of deformation-strength properties of reinforcing steels under force tension. Bulletin of BSTU named after V.G. Shukhov. 2022. No. 8. Pp. 27–34. DOI: 10.34031/2071-7318-2022-7-8-27-34