

УДК 624.012.45

УЧЕТ ПРОДОЛЬНЫХ СДВИГОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ В РАСЧЕТЕ ПРОГИБОВ И СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Д. Н. Лазовский¹, Д. О. Глухов²

¹ Д. т. н., профессор, профессор кафедры строительных конструкций УО «Полоцкий государственный университет имени Евфросинии Полоцкой», Новополоцк, Беларусь, e-mail: d.lazovski@psu.by

² К. т. н., доцент, ведущий инженер-программист ООО «Софтклуб», Минск, Беларусь, e-mail: dzmitry.hlukhau@outlook.com

Реферат

Изгибаемые железобетонные конструкции, широко применяемые в современном строительстве зданий и сооружений, имеют различное очертание поперечного сечения от простого прямоугольного до сложного двутаврового (таврового), с отверстиями в их ребрах, многослойного и др. Конструктивной особенностью изгибаемых железобетонных элементов со сложным поперечным сечением является сосредоточение сжимающих и растягивающих усилий у противоположных граней и уменьшение поперечного сечения вблизи нейтрального слоя, что увеличивает плечо внутренней пары сил и уменьшает расход материалов, позволяя проектировать их экономичными.

Нелинейная деформационная модель для расчета железобетонных конструкций позволяет получать параметры их напряженно-деформированного состояния на любой стадии деформирования, учитывать физическую нелинейность работы материалов без учета продольных сдвиговых деформаций, которые при высокой податливости соединений превращают конструкцию из цельной в составную, снижая сопротивление и увеличивая деформативность.

На основе нелинейной деформационной расчетной модели предложен новый подход к численному моделированию железобетонных балок с учетом продольных сдвиговых деформаций, применимый как для научных исследований, так и для практического проектирования, включая случаи нелинейного поведения материалов и связей. Выполнено моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с учетом продольных сдвиговых деформаций в нейтральном слое.

Ключевые слова: железобетонный элемент, сдвиговые деформации, сопротивление изгибу.

ACCOUNTING FOR LONGITUDINAL SHEAR DEFORMATIONS IN THE CALCULATION OF DEFLECTIONS AND RESISTANCE OF CONCRETE ELEMENTS BASED ON A NON-LINEAR DEFORMATION MODEL

D. N. Lazowski, D. O. Gluhov

Abstract

Reinforced concrete structures, which are widely used in modern construction of buildings and structures, have a variety of cross-sectional shapes, ranging from simple rectangular to complex I-shaped (T-shaped), with holes in their ribs, multilayer, etc. A distinctive feature of flexural reinforced concrete elements with complex cross-sections is the concentration of compressive and tensile forces at opposite faces and the reduction of the cross-section near the neutral layer, which increases the lever arm of the internal pair of forces and reduces the material consumption, allowing for cost-effective design. A nonlinear deformation model for calculating reinforced concrete structures allows you to obtain the parameters of their stress-strain state at any stage of deformation, and to take into account the physical nonlinearity of material behavior without considering longitudinal shear deformations, which, when the joints are highly compliant, transform the structure from a solid to a composite one, reducing resistance and increasing deformability. Based on a nonlinear deformation calculation model, a new approach to numerical modeling of reinforced concrete beams taking into account longitudinal shear deformations is proposed, which is applicable for both scientific research and practical design, including cases of nonlinear behavior of materials and connections. The stress-strain state of reinforced concrete beams is modeled taking into account longitudinal shear deformations in the neutral layer.

Keywords: reinforced concrete (RC), shear strain, bending resistance.

Введение

При расчете изгибаемых железобетонных элементов в нормативных документах разных стран [1–7] рассматривают отдельно продольные нормальные напряжения от изгибающего момента (поперечный изгиб) и касательные напряжения от поперечной силы (поперечный сдвиг). Однако из закона парности касательных напряжений следует, что при поперечном изгибе в продольных сечениях балки (параллельных нейтральному слою) возникают такие же по величине касательные напряжения сдвига. Это и есть продольный сдвиг. Именно эти напряжения стремятся сдвинуть слои бетона друг относительно друга. Если связи между слоями не рассчитаны на это сдвигающее усилие, изгибаемый элемент перестает воспринимать силовое воздействие как единое целое и превращается в составную конструкцию, у которой резко возрастает деформативность и снижается ее прочность.

Применительно к изгибаемым железобетонным элементам проверка прочности при продольном сдвиге может быть актуальна при сосредоточении сдвигающего усилия у противоположных граней элемента и уменьшении его поперечного сечения вблизи нейтральной плоскости (балки двутаврового (таврового) с тонкой стенкой, многослойные панели и др.).

Классическая формула для касательных напряжений τ при изгибе (Д. И. Журавский, 1855 г.) является базовой для оценки продольного сдвига в упругой постановке

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b}, \quad (1)$$

где V – поперечное усилие; S – статический момент отсеченной части поперечного сечения; J – момент инерции всего сечения, $b(y)$ – ширина поперечного сечения на уровне y рассматриваемого продольного сечения, которое воспринимает сдвигающее усилие T_{sh} .

$$T_{sh} = \tau \cdot b = \frac{V \cdot S_{sh}}{I}, \quad (2)$$

где S_{sh} – статический момент относительно нейтральной оси «сдвигаемой» части сечения.

При этом продольное сечение элемента, воспринимающее сдвигающее усилие T_{sh} , деформируется с модулем сдвига G_c (для бетона: без трещин – $G_c = 0,4E_c$, [1] (E_c – начальный модуль упругости бетона); с трещинами – $G_c = 0,4E_c\varphi_{cr}$, ($\varphi_{cr} = 0,5$ – коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига). Классическая теория изгиба (гипотеза Бернулли) не учитывает влияние продольного сдвига между слоями элемента в поперечном сечении на деформативность и сопротивление элемента.

Наиболее строгая теория, учитывающая податливость связей сдвига, разработана А. Р. Ржаницыным [8]. В отличие от формулы Журавского, которая предполагает монолитность и бесконечную жесткость взаимодействия слоев элемента, теория Ржаницына вводит коэффициент жесткости связей. Распределение относительных деформаций между слоями становится нелинейным (не подчиняется гипотезе плоских сечений Бернулли) и зависит от податливости шва рассматриваемого продольного сечения.

Учет продольного сдвига при нелинейной работе материалов (физическая нелинейность) сложнее линейного подхода. Формула Журавского и метод Ржаницына перестают быть справедливыми, как только в бетоне и арматуре появляются пластические деформации. В нелинейной постановке нарушается линейная зависимость между изгибающим моментом и продольным сдвигающим усилием, как функцией сложного напряженно-деформированного состояния в каждый момент нагружения.

После появления трещин нормального отрыва в растянутой зоне бетон выключается из работы. Нейтральная ось смещается, плечо внутренней пары сил изменяется, эпюра касательных напряжений перестает быть параболической. Сдвиг начинает концентрироваться в зоне над трещиной, что резко увеличивает градиент касательных напряжений τ . В нелинейной постановке постулат о парности и непрерывности деформаций сдвига заменяется условием совместности деформаций с учетом поврежденности.

Увеличение производительности компьютерной техники дало возможность практического применения нелинейной деформационной расчетной модели (НДМ) на основе нелинейных диаграмм деформирования материалов, гипотезы плоских сечений для распределения относительных деформаций по высоте сечения в плоскости изгиба не только для определения параметров напряженно-деформированного состояния (НДС) в поперечных сечениях железобетонных элементов на любой стадии их деформирования, но и возможность учета продольных сдвиговых деформаций [9–20].

Целью настоящего исследования является разработка методики и практическое применение НДМ расчета прогибов и прочности изгибаемых железобетонных элементов с учетом продольных сдвиговых деформаций в нейтральном слое.

Учет продольных сдвиговых деформаций в НДМ для железобетонных элементов

На первом этапе расчет параметров НДС железобетонного элемента выполняется без учета продольных сдвиговых деформаций. Согласно НДМ, поперечное сечение изгибаемого железобетонного элемента рассматривается как совокупность элементарных площадок, в пределах которых нормальные напряжения (связанные с относительными деформациями диаграммами деформирования материалов) считаются равномерно распределенными. Распределение относительных деформаций по поперечному сечению железобетонного элемента подчиняется гипотезе плоских сечений для усредненных относительных деформаций. Аппроксимации диаграмм деформирования бетона и арматуры в настоящем исследовании приняты в соответствии с [1].

Система уравнений равновесия и совместности деформаций НДМ на первом этапе расчета при воздействии изгибающего момента M имеет вид:

$$\begin{cases} \sum \sigma_c(\varepsilon_c(y_c))(y_c - y_0)A_c(y) + \sum \sigma_s(\varepsilon_s)(y_s - y_0)A_s - M = 0 \\ \sum \sigma_c(\varepsilon_c(y_c))A_c(y_c) + \sum \sigma_s(\varepsilon_s)A_s = 0 \\ \varepsilon_c(y)_l = (1/r)(y_c - y_0) \\ \varepsilon_{sl} = (1/r)(y_s - y_0) \end{cases}, \quad (3)$$

где $\sigma_c(y)_l$, $\varepsilon_c(y)_l$ и σ_{sl} , ε_{sl} – нормальные напряжения, относительные деформации на первом этапе расчета в элементарной площадке бетона с координатами y_c и арматуры; $(1/r)$ – кривизна продольной оси поперечного сечения железобетонного элемента; A_c , A_s – площадь элементарной площадки бетона, арматуры поперечного сечения; y_0 – расстояние от выбранной оси до центра тяжести поперечного сечения железобетонного элемента без учета сдвига по контакту шву;

$$y_0 = \frac{[\sum E_c(y_c) \cdot A_c(y_c) \cdot y_c + \sum E_s \cdot A_s \cdot y]}{[\sum E_c(y_c) \cdot A_c(y_c) + \sum E_s \cdot A_s]},$$

E_c и E_s – секущие модули деформаций бетона и арматуры.

Результатом итерационного решения системы уравнений (2) является распределение относительных деформаций в элементарных площадках поперечного сечения железобетонного элемента при отсутствии продольных сдвиговых деформаций в нейтральном слое (рисунок 1). Вычисленные на первом этапе расчета параметры НДС изгибаемого железобетонного элемента будут являться начальными на втором этапе расчета – при учете продольных сдвиговых деформаций в нейтральном слое изгибаемого железобетонного элемента.

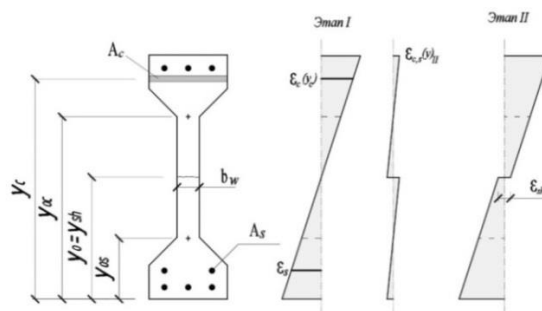


Рисунок 1 – Расчетная схема поперечного сечения железобетонного элемента с учетом продольных сдвиговых деформаций

Относительная деформация сдвига ε_{sh} , зависящая от величины сдвигающего усилия T_{sh} в расчетном сечении, определяется исходя из линейных сдвиговых деформаций Δ_{sh} , распределенных по длине нейтрального слоя l_{sh} ,

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\Delta_{sh}}{l_{sh}}. \quad (4)$$

Сдвигающее усилие T_{sh} в расчетном поперечном сечении вычисляется суммированием нормальных напряжений в одной из его части (по одну сторону от нейтрального слоя) [20]

$$T_{sh} = \sum \sigma_{c,s}(\varepsilon_{c,s}(y)) A_{c,s}(y) \quad (5)$$

и, в свою очередь, зависит от величины ε_{sh} (рисунок 1).

Сдвиговые линейные деформации Δ_{sh} для контактного шва определяются жесткостью связей, обеспечивающих их совместную работу частей поперечного сечения.

$$T_{sh} = K_{sh} \Delta_{sh}, \quad (6)$$

где K_{sh} – коэффициент жесткости связей при сдвиге (определяется экспериментально или вычисляется теоретически), Н/мм.

$$K_{sh} = G_c \cdot b, \quad (7)$$

b – ширина поперечного сечения железобетонного элемента на уровне нейтрального слоя, мм.

В случае линейной зависимости деформаций сдвига Δ_{sh} от сдвигающего усилия T_{sh} коэффициент жесткости связей $K_{sh} = \text{const}$; при нелинейной зависимости – применяется секущий коэффициент жесткости связей $K_{sh} = f(\Delta_{sh})$.

Вынужденные относительные деформации сдвига ε_{sh} в нейтральном слое, которые являются дополнительными к относительным деформациям элементарных площадок поперечного сечения железобетонного элемента, вычисленным на первом этапе расчета, распределяются пропорционально расстоянию от нейтрального слоя до центра тяжести части поперечного сечения, условно отделенного нейтральным слоем в соответствии с кривизной $(1/r_{sh})$ (рисунок 1). С учетом условия совместности относительных деформаций сдвига в нейтральном слое (равенство кривизн частей поперечного сечения) [33, 35] дополнительные сдвиговые относительные деформации на уровне нейтрального слоя y_0 в сжатой части $\varepsilon_{sh,c}$ и растянутой части $\varepsilon_{sh,s}$ поперечного сечения вычисляются следующим образом:

$$\begin{aligned} (1/r_{sh})_c &= \frac{\varepsilon_{sh,c}}{y_0 - y_{0,c}}; \quad (1/r_{sh})_s = \frac{\varepsilon_{sh,s}}{y_0 - y_{0,s}}; \\ (1/r_{sh})_c &= (1/r_{sh})_s = (1/r_{sh}); \\ \varepsilon_{sh} &= \varepsilon_{sh,c} + \varepsilon_{sh,s}; \\ \varepsilon_{sh,c} &= \frac{\varepsilon_{sh} \cdot (y_0 - y_{0,c})}{y_{0,c} - y_{0,s}}; \quad \varepsilon_{sh,s} = \frac{\varepsilon_{sh} \cdot (y_0 - y_{0,s})}{y_{0,c} - y_{0,s}}. \end{aligned} \quad (8)$$

Система уравнений равновесия и совместности деформаций НДМ на втором этапе расчета (с учетом сдвиговых относительных деформаций ε_{sh} в нейтральном слое) имеет вид:

$$\begin{cases} \sum \sigma_c(\varepsilon_c(y_c))_{II} (y_c - y_0) A_c(y) + \sum \sigma_s(\varepsilon_s)_{II} (y_s - y_0) A_s - M_{II} = 0 \\ \sum \sigma_c(\varepsilon_c(y_c))_{II} A_c(y_c) + \sum \sigma_s(\varepsilon_s)_{II} A_s = 0 \\ \varepsilon_c(y)_{II} = \varepsilon_c(y)_I + (1/r_{sh})(y_{0,c} - y_c) \\ \varepsilon_{sl} = \varepsilon_{sl} + (1/r_{sh})(y_{0,s} - y_s) \end{cases}, \quad (9)$$

где $\sigma_c(y_c)_{II}$, $\varepsilon_c(y_c)_{II}$ и σ_{sl} , ε_{sl} – нормальные напряжения, относительные деформации на втором этапе расчета в элементарной площадке бетона и арматуры; $y_{0,c}$ и $y_{0,s}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести верхней и нижней частей поперечного сечения, разделенного нейтральным слоем; $(1/r_{sh})$ – кривизна продольной оси железобетонного элемента от сдвига в рассматриваемом поперечном сечении в плоскости действия изгибающего момента M_{II} .

Решение системы уравнений (9) выполняется до равновесного состояния по изгибающему моменту M_{II} . Дополнительные сдвиговые относительные деформации на уровне нейтрального слоя в сжатой $\varepsilon_{sh,c}$ и растянутой $\varepsilon_{sh,s}$ части поперечного сечения железобетонного элемента изменяют его НДС с уменьшением, изгибающего момента M_{II} и соответственно сдвигающего усилия T_{sh} (формула 5) и относительных деформаций сдвига ε_{sh} в нейтральном слое. Уменьшение относительных деформаций сдвига ε_{sh} на следующей итерации расчета повлечет за собой увеличение изгибающего момента M_{II} .

$$K_{sh} = G_c \cdot b_w = 0,4 \cdot E_c \cdot \varphi_{cr} = 0,4 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 300 = 1,2 \cdot 10^6 \text{ Н/мм.}$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{\Delta_{sh}}{l_{sh}} = \frac{(T_{sh}/K_{sh})}{l_{sh}} = \frac{T_{sh}}{(K_{sh} \cdot l_{sh})} = \frac{9,7425 \cdot 10^5}{(1,2 \cdot 10^6 \cdot 6000)} = 13,5 \cdot 10^{-5}.$$

В результате итерационного вычисления устанавливается равновесное НДС по изгибающему моменту M_{II} на смежных итерациях с заданной точностью. Из-за влияния сдвиговых деформаций в нейтральном слое значение M_{II} , вычисленное на втором этапе расчета меньше исходного M_I (первый этап расчета). Для вычисления предельного по прочности изгибающего момента M_u последовательно увеличивают M_{II} и производя описанные выше итерационные вычисления находят максимальное значение M_{II} , при котором итерационный процесс сходится.

Практическая реализация учета продольных сдвиговых деформаций

Рассмотрим моделирование учета продольных сдвиговых деформаций на конкретных примерах изгибаемых железобетонных элементов.

Пример 1. Железобетонная подкрановая балка марки БК-БС для мостового крана грузоподъемностью 20 т среднего режима работы номинальной длиной 6 м ($l_{eff} = 5,8$ м) таврового поперечного сечения ($h = 1000$ мм; $b_w = 300$ мм; $b'_f = 570$ мм; $h'_f = 120$ мм) (серия КЭ-01-13). Балка выполнена из бетона марки М200 ($f_{cd} = 9$ МПа; $f_{ctd} = 0,72$ МПа; $E_c = 20 \cdot 10^3$ МПа), армирована горячекатаной арматурой Ст5 ($f_{yd} = 240$ МПа; $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа). Расчетное значение предельного изгибающего момента 940 кН·м.

Результаты расчета прочности подкрановой балки без учета продольных сдвиговых деформаций по предлагаемой методики (первый этап) представлена на рисунке 2. Предельный изгибающий момент (расчетное значение) равен $M_{u,d} = 1006,4$ кН·м. Кривизна балки в предельной стадии по прочности составляет $1/r = 6,2551 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$, что при равномерно распределенной нагрузке соответствует прогибу

$$a_{max} = \frac{5}{48} (1/r) l_{eff}^2 = \frac{5}{48} (6,2551 \cdot 10^{-3}) \cdot 5,8^2 = 0,022 \text{ м} = 22 \text{ мм.}$$

Принимаем линейную зависимость продольных деформаций сдвига от сдвигающего усилия в нейтральном слое. Тогда

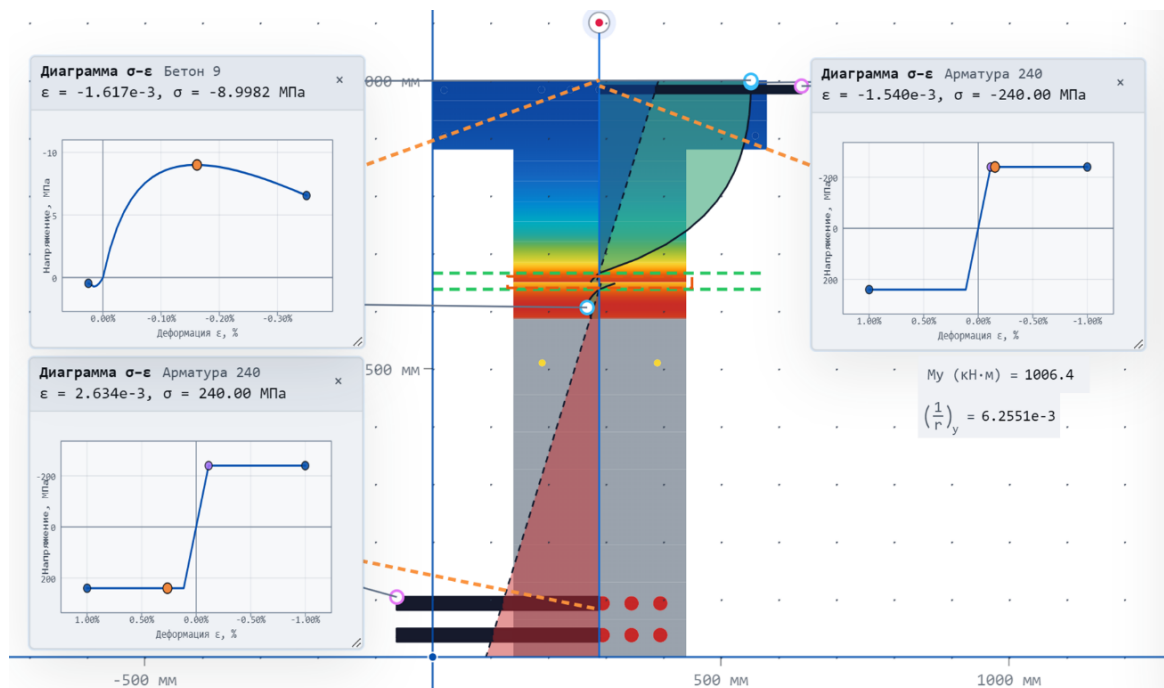


Рисунок 2 – Результаты расчета подкрановой балки по прочности (первый этап) $M_{u,d} = 1006,4$ кН·м: распределение относительных деформаций и нормальных напряжений по высоте поперечного сечения; диаграммы деформирования наиболее нагруженных элементарных площадок бетона и арматуры с указанием положения (красной точкой)

Дополнительная эпюра распределения продольных сдвиговых деформаций по высоте поперечного сечения представлена на рисунке 3.

Предельный изгибающий момент (расчетное значение) равен $M_{u,d,lI} = 999,99$ кН·м, что меньше соответствующего изгибающего момента без учета сдвига ($M_{u,d,I} = 1006,4$) кН·м. Кривизна балки в предельной стадии по прочности составляет $1/r = 6,5784 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$, что при равномерно распределенной нагрузке соответствует прогибу

$$a_{\max} = \frac{5}{48} (1/r) l_{\text{eff}}^2 = \frac{5}{48} (6,5784 \cdot 10^{-3}) \cdot 5,8^2 = 0,023 \text{ м} = 23 \text{ мм}.$$

При этом кривизна от продольных деформаций сдвига в нейтральном слое равна $1/r = 0,0926 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$, что соответствует дополнительному прогибу

$$a_{sh} = \frac{5}{48} (1/r) l_{\text{eff}}^2 = \frac{5}{48} (0,0926 \cdot 10^{-3}) \cdot 5,8^2 = 0,0032 \text{ м} = 0,32 \text{ мм}.$$

Вычисление параметров напряженно-деформированного состояния железобетонной балки в предельном состоянии по прочности с учетом деформаций сдвига в контактном шве (рисунок 4) показывает, что разрушение балки начинается с растянутой зоны бетона балки с последующим переходом нормальных напряжений бетона на нисходящую ветвь своей диаграммы деформирования. В предельной стадии в растянутом бетоне балки появляются трещины нормального отрыва, пересекающие арматуру растянутой зоны, которая достигла относительных деформаций, соответствующих ее пределу текучести.

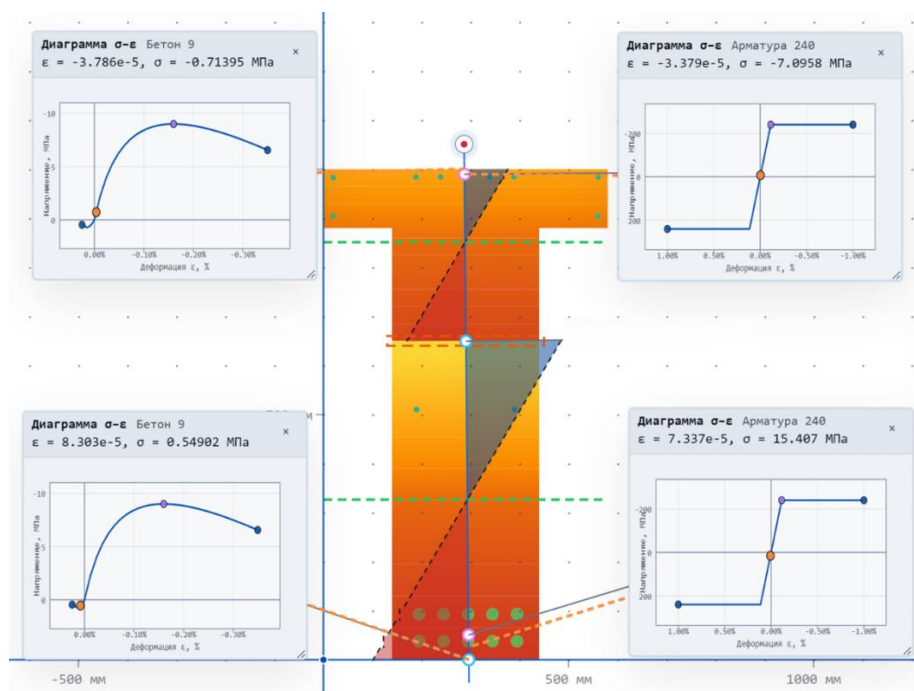


Рисунок 3 – Распределение продольных сдвиговых деформаций по высоте поперечного сечения в нейтральном слое подкрановой балки

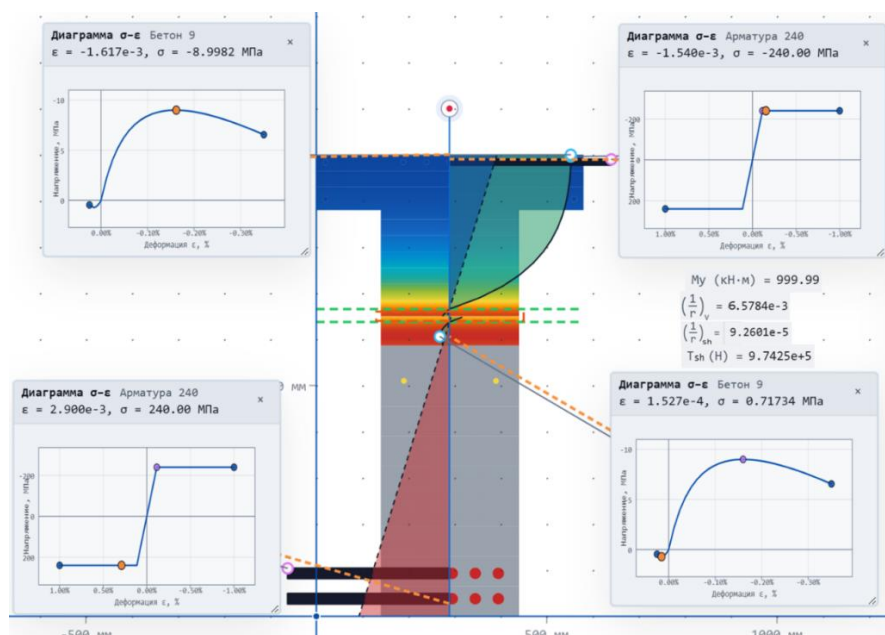


Рисунок 4 – Результаты расчета сопротивления подкрановой балки (второй этап) $M_{u,d,lI} = 999,99$ кН·м: распределение относительных деформаций и нормальных напряжений по высоте поперечного сечения; диаграммы деформирования наиболее нагруженных площадок бетона и арматуры с указанием положения (красной точкой)

Пример 2. Предварительно напряженная железобетонная балка покрытия 2Б012-5Ат-V номинальной длиной 12 м ($l_{eff} = 11,7$ м) двутаврового поперечного сечения с параллельными поясами ($h = 900$ мм; $b_w = 80$ мм; $b_f = b'_f = 280$ мм; $h_f = 150$ мм, $h'_f = 120$ мм) (серия 1.462-1 вып.1). Балка выполнена из бетона марки М500 ($f_{ck} = 25$ МПа; $f_{ctk} = 1,95$ МПа; $E_c = 28,5 \cdot 10^3$ МПа), армирована в растянутой зоне горячекатаной арматурой 5ø22 АтV ($f_{yk} = 980$ МПа; предварительное напряжение с учетом первых потерь $\sigma_p = 720$ МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа) и 6ø12 АIII ($f_{yk} = 390$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа). Контрольный прогиб в середине пролета при испытании балки в возрасте 28 суток равен 52 мм при изгибающем моменте $M_k = 990$ кН·м.

$$K_{sh} = G_c \cdot b_w = 0,4 \cdot E_c \cdot \varphi_{cr} = 0,4 \cdot 28,5 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 80 = 0,912 \cdot 10^6 \text{ Н/мм},$$

$$\Delta_{sh} = \frac{T_{sh}}{K_{sh}} = 1,2703 \cdot 10^6 / 0,912 \cdot 10^6 = 1,4 \text{ мм}.$$

Результаты расчета (рисунок 5) показывают, что суммарная кривизна железобетонной балки составляет $(1/r) = 2,0663 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$, в случае равномерно распределенной нагрузки соответствует прогибу в середине пролета $\Delta_{max} = 29,5$ мм, что меньше контрольного значения 52 мм. При этом кривизна от продольных деформаций сдвига в нейтральном слое равна $1/r = 0,032589 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$, что соответствует дополнительному прогибу 0,5 мм.

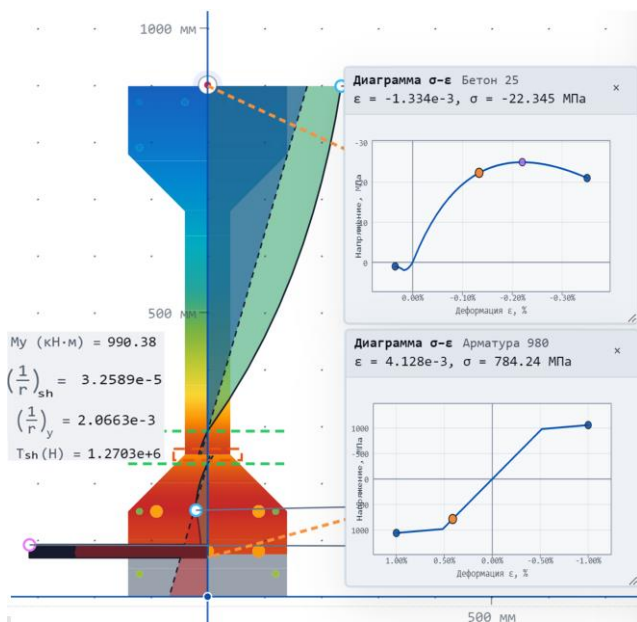


Рисунок 5 – Результаты расчета железобетонной балки с учетом сдвига в нейтральном слое при $M_{k,II} = 990,38$ кН·м: распределение относительных деформаций и нормальных напряжений по высоте поперечного сечения; диаграммы деформирования с указанием положения (красной точкой) наиболее сжатого волокна бетона и нижней арматуры

Для сопоставления и выявления участия продольных сдвиговых деформаций в увеличении прогиба железобетонной балки произведен расчет без учета сдвиговых деформаций в нейтральном слое (абсолютно жесткое соединение) (рисунок 6). Прогиб балки при изгибающем моменте $M_{k,I} = 990,12$ кН·м ($1/r = 2,0268 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}$) равен 28,9 мм, что меньше расчетного значения с учетом продольных сдвиговых деформаций в нейтральном слое (29,5 мм).

Наличие продольных деформаций сдвига в изгибаемых элементах увеличивает изгибные деформации каждой составляющей поперечного сечения по обе стороны от нейтрального слоя. Проявление названной особенности работы изгибаемых элементов усиливается с увеличением сдвиговых деформаций. Предпосылки нелинейной деформационной расчетной модели в соответствии с предлагаемой методикой расчета позволяют, не теряя физический смысл, учесть

Железобетонная балка в направлении ее пролета при действующем усилии имеет трещины нормального отрыва, но на уровне арматуры растянутой зоны относительные деформации растянутого бетона $\varepsilon_{ct} = 1,949 \cdot 10^{-4}$ не превышают предельных $\varepsilon_{ct,u} = 3,5 \cdot 10^{-4}$ (трещина нормального отрыва не пересекает рабочую арматуру и не выходит на ребро двутавра, в котором концентрируются деформации сдвига ($\varphi_{cr} = 1,0$). Сдвигающее усилие в нейтральном слое в месте расчетного поперечного сечения при действии изгибающего момента воздействий $M_k = 990,38$ кН·м составляет $T_{sh} = 1270,3$ кН при сдвиговых деформациях согласно (7)

особенности работы изгибаемых элементов при наличии продольных сдвиговых деформаций. Рассмотренные примеры расчета изгибаемых железобетонных элементов таврового и двутаврового поперечного сечения показывает применимость НДМ для их расчета с учетом деформаций продольного сдвига. Влияние продольных сдвиговых деформаций на прочность и жесткость изгибаемых железобетонных элементов возрастет при увеличении податливости слоя, разделяющего сжатую и растянутую зону (например, в трехслойных плитах с железобетонными крайними слоями и средним слоем изолирующим слоем; наличии сквозных отверстий, трещин в тонкостенных ребрах балок и т. д.)

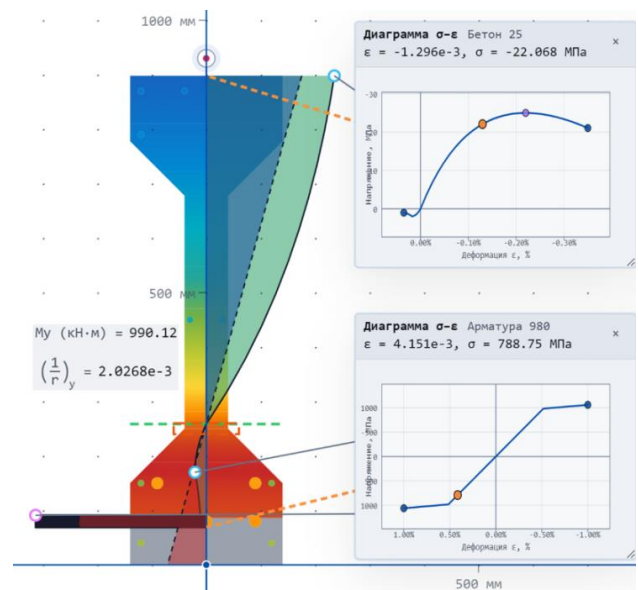


Рисунок 6 – Результаты расчета железобетонной балки с учетом сдвига в нейтральном слое при $M_{k,I} = 990,12$ кН·м: распределение относительных деформаций и нормальных напряжений по высоте поперечного сечения; диаграммы деформирования с указанием положения (красной точкой) наиболее сжатого волокна бетона и нижней арматуры

Заключение

Предложена методика и продемонстрировано практическое применение нелинейной деформационной расчетной моделью для вычисления параметров напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов с учетом нелинейности деформирования материалов и продольных сдвиговых деформаций в нейтральном слое.

Новый подход к численному моделированию изгибаемых железобетонных элементов с податливым нейтральным слоем может быть применен как для научных исследований, так и для практического проектирования других видов изгибаемых конструкций с нелинейным поведением материалов и связей.

Список цитированных источников

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Взамен ТКП 45-5.03-131-2009 ; введ. 01.11.2020. – Минск : Минстройархитектуры, 2020. – 144 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 63.13330.2018 : актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 : введ. 20.06.2019 / Минстрой России. – М. : Минстрой России, 2018. – Раздел 8 : Расчет железобетонных элементов по прочности ; Приложение Н : Расчет железобетонных элементов на выносливость. – 143 с.
3. EN 1992-1-1 (Еврокод 2). Проектирование железобетонных конструкций ; EN 1994-1-1 (Еврокод 4). Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Разд. 6.2 : Сдвиг между полкой и стенкой. – М. : Стандартинформ, 2020. – 1 с.
4. Fib Model Code for Concrete Structures 2010. – 1st ed. – Berlin : Ernst & Sohn ; Wiley, 2013. – Section 6.1 : Bond and anchorage. – 434 p.
5. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования : свод правил : СП 164.1325800.2014. – Введ. 01.08.2014. – М. : Минстрой России, 2014. – 43 с.
6. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования : СП 266.1325800.2016 : утвержден Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 30 декабря 2016 г. № 1030/пр. – Введ. 01.07.2017. – М. : Минстрой России, 2017. – V, 113 с.
7. Конструкции сталежелезобетонные покрытий и перекрытий. Правила проектирования : ТКП 45-5.03-16-2005 (02250) : технический кодекс установившейся практики / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Введен впервые ; введ. 01.07.2006. – Минск : Минстройархитектуры, 2006. – II, 71 с.
8. Ржаницын, А. Р. Составные стержни и пластинки / А. Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1986. – 318 с.
9. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
10. Лapidus, А. А. Особенности расчета сдвигающих усилий в зоне контакта бетона и фибробетона при нелинейной работе материалов / А. А. Лapidus, А. Г. Тамразян // Жилищное строительство. – 2015. – № 7. – С. 14–18.
11. Мухамедиев, Т. А. Расчет прочности сталежелезобетонных колонн с использованием деформационной модели / Т. А. Мухамедиев, О. И. Старчикова // Бетон и железобетон. – 2006. – № 4 (541). – С. 18–20.
12. Бондаренко, В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – М. : Стройиздат, 1982. – 287 с.
13. Тамразян, А. Г. Сталежелезобетонные перекрытия, новые методы их расчета / А. Г. Тамразян, Ф. С. Замалиев // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2024. – № 4 (70). – С. 118–130.
14. Замалиев, Ф. С. Учет нелинейных свойств материалов и податливости слоев при расчете прочности сталежелезобетонных перекрытий / Ф. С. Замалиев // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 5. – С. 38–40.
15. Schnabl, S. The influence of shear on the bending of composite beams / S. Schnabl, I. Planinc // Composites Part B: Engineering. – 2011. – Vol. 42, Iss. 7. – P. 1964–1975.
16. Oehlers, D. J. Composite Steel and Concrete Structural Members: Fundamental Behaviour / D. J. Oehlers, M. A. Bradford. – Pergamon, 1995. – 568 p.
17. Chen, J. F. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete / J. F. Chen, J. G. Teng // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 2001. – Vol. 127, No. 7. – P. 784–791.
18. Пецольд, Т. М. Расчёт усиления железобетонных эксплуатируемых строительных сооружений / Т. М. Пецольд, Д. Н. Лазовский // Бетон и железобетон. – 1998. – № 6. – С. 16–19.
19. Пецольд, Т. М. Расчёт усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Т. М. Пецольд, Д. Н. Лазовский // Бетон и железобетон. – 1999. – № 1. – С. 11–14.
20. Лазовский, Д. Н. Деформационный подход к расчету прочности при поперечном изгибе деревянных элементов с учетом сдвига / Д. Н. Лазовский, А. И. Гиль, Д. О. Глухов // Вестник МГСУ. – 2025. – Т. 20, Вып. 8. – С. 1187–1198. – DOI: 10.22227/1997-0935.2025.8.1187-1198.

References

1. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstrukcii : SP 5.03.01-2020. – Vzaмен TKP 45-5.03-131-2009 ; vved. 01.11.2020. – Minsk : Minstrojarhitektury, 2020. – 144 s.
2. Betonnyye i zhelezobetonnyye konstrukcii : SP 63.13330.2018 : aktualizirovannaya redakciya SNiP 52-01-2003 : vved. 20.06.2019 / Minstroj Rossii. – M. : Minstroj Rossii, 2018. – Razdel 8 : Raschet zhelezobetonnyh elementov po prochnosti ; Prilozhenie N : Raschet zhelezobetonnyh elementov na vynoslivost'. – 143 s.
3. EN 1992-1-1 (Evrokod 2). Proektirovanie zhelezobetonnyh konstrukcij ; EN 1994-1-1 (Evrokod 4). Proektirovanie stalezhelezobetonnyh konstrukcij. Razd. 6.2 : Sdvig mezhdru polkoj i stenkoy. – M. : Standartinform, 2020. – 1 c.
4. Fib Model Code for Concrete Structures 2010. – 1st ed. – Berlin : Ernst & Sohn ; Wiley, 2013. – Section 6.1 : Bond and anchorage. – 434 p.
5. Usilenie zhelezobetonnyh konstrukcij kompozitnymi materialami. Pravila proektirovaniya : svod pravil : SP 164.1325800.2014. – Vved. 01.08.2014. – M. : Minstroj Rossii, 2014. – 43 s.
6. Konstrukcii stalezhelezobetonnyye. Pravila proektirovaniya : SP 266.1325800.2016 : utverzhden Prikazom Ministerstva stroitel'stva i zhilishchno-kommunal'nogo hozyajstva Rossijskoj Federacii ot 30 dekabrya 2016 g. № 1030/pr. – Vved. 01.07.2017. – M. : Minstroj Rossii, 2017. – V, 113 s.
7. Konstrukcii stalezhelezobetonnyye pokrytij i perekrytij. Pravila proektirovaniya : TKP 45-5.03-16-2005 (02250) : tekhnicheskij kodeks ustanovivshejsya praktiki / Ministerstvo arhitektury i stroitel'stva Respubliki Belarus'. – Vveden v pervye ; vved. 01.07.2006. – Minsk : Minstrojarhitektury, 2006. – II, 71 s.
8. Rzhanicyn, A. R. Sostavnye sterzhni i plastinki / A. R. Rzhanicyn. – M. : Strojizdat, 1986. – 318 s.
9. Karpenko, N. I. Obschie modeli mekhaniki zhelezobetona / N. I. Karpenko. – M. : Strojizdat, 1996. – 416 s.
10. Lapidus, A. A. Osobennosti rascheta sdvigayushchih usilij v zone kontakta betona i fibrobetona pri nelinejnoj rabote materialov / A. A. Lapidus, A. G. Tamrazyan // Zhilishhnoe stroitel'stvo. – 2015. – № 7. – S. 14–18.
11. Muhamediev, T. A. Raschet prochnosti stalezhelezobetonnyh kolonn s ispol'zovaniem deformatsionnoj modeli / T. A. Muhamediev, O. I. Starchikova // Beton i zhelezobeton. – 2006. – № 4 (541). – S. 18–20.
12. Bondarenko, V. M. Inzhenernye metody nelinejnoj teorii zhelezobetona / V. M. Bondarenko, S. V. Bondarenko. – M. : Strojizdat, 1982. – 287 s.
13. Tamrazyan, A. G. Stalezhelezobetonnyye perekrytiya, novye metody ih rascheta / A. G. Tamrazyan, F. S. Zamaliev // Izvestiya Kazanskogo gosudarstvennogo arhitekturno-stroitel'nogo universiteta. – 2024. – № 4 (70). – S. 118–130.
14. Zamaliev, F. S. Uchet nelinejnyh svojstv materialov i podatlivosti sloev pri raschete prochnosti stalezhelezobetonnyh perekrytij / F. S. Zamaliev // Promyshlennoe i grazhdanskoe stroitel'stvo. – 2013. – № 5. – S. 38–40.
15. Schnabl, S. The influence of shear on the bending of composite beams / S. Schnabl, I. Planinc // Composites Part B: Engineering. – 2011. – Vol. 42, Iss. 7. – P. 1964–1975.
16. Oehlers, D. J. Composite Steel and Concrete Structural Members: Fundamental Behaviour / D. J. Oehlers, M. A. Bradford. – Pergamon, 1995. – 568 p.
17. Chen, J. F. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete / J. F. Chen, J. G. Teng // Journal of Structural Engineering, ASCE. – 2001. – Vol. 127, No. 7. – P. 784–791.
18. Pecol'd, T. M. Raschyot usileniya zhelezobetonnyh ekspluatiruemyh stroitel'nyh sooruzhenij / T. M. Pecol'd, D. N. Lazovskij // Beton i zhelezobeton. – 1998. – № 6. – S. 16–19.
19. Pecol'd, T. M. Raschyot usileniya zhelezobetonnyh konstrukcij ekspluatiruemyh stroitel'nyh sooruzhenij / T. M. Pecol'd, D. N. Lazovskij // Beton i zhelezobeton. – 1999. – № 1. – S. 11–14.
20. Lazovskij, D. N. Deformatsionnyj podhod k raschetu prochnosti pri poperechnom izgibe derevyannyh elementov s uchedom sdviga / D. N. Lazovskij, A. I. Gil', D. O. Gluhov // Vestnik MGSU. – 2025. – T. 20, Vyp. 8. – S. 1187–1198. – DOI: 10.22227/1997-0935.2025.8.1187-1198.

Материал поступил 10.06.2026, одобрен 25.06.2026,
принят к публикации 29.06.2026