

highway academy (644008, Omsk, Mira av., 5, e-mail lunev.al.al@gmail.com).

design, Siberian state automobile and highway academy (644008, Omsk, Mira av., 5, e-mail bezdelov89@mail.ru

Bezdelov Nikita Sergeevich (Russian Federation, Omsk) – Graduate student of Department roads

УДК 624.016:624.21

ОСОБЕННОСТИ РАСЧЁТА ДЕРЕВОЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО БАЛОЧНОГО МОСТА

Ю.В. Немировский, А.И. Болтаев

Институт теоретической и прикладной механики им. С.А. Христиановича СО РАН

Аннотация. В работе представлен общий подход к расчёту балочных пролётных строений деревожелезобетонного моста с учётом физической нелинейности и разнородности, а также реальных условий нагружения. В общем случае предполагается, что как бетонная часть, так и деревянная, представляют собой слоистые подконструкции, выполненные из различных видов бетона и пород древесины. Предложен безитерационный метод решения разрешающей системы нелинейных уравнений, который обладает существенными преимуществами по сравнению с итерационными методами. Приведены примеры расчётов, показывающие возможность значительного увеличения, как прочности, так и жёсткости конструкции за счёт комбинирования различных пород древесины в сечении. Показана важная особенность работы слоистых конструкций под нагрузкой, а именно, возможность возникновения скрытых форм разрушения, когда начальное разрушение возникает во внутренних слоях поперечного сечения.

Ключевые слова: деревожелезобетонные балочные мосты, физическая нелинейность, слоистые конструкции, предельные деформации.

Введение. Практика отечественного и зарубежного мостостроения показывает необходимость развития принципиально разных подходов при разработке проектов для различных регионов. В регионах, имеющих освоенные промышленно-хозяйственные территории, и нуждающихся в интенсивном росте зон индустриализации с возникающими при этом трудно прогнозируемыми потоками транспортных средств, проектирование мостовых сооружений должно опираться на традиционные и оригинальные решения для стальных, железобетонных и сталебетонных мостов. Применительно же к малоосвоенным, труднодоступным регионам с резким изменением климатических условий, наличием слабых грунтовых оснований и трудно прогнозируемыми потоками транспортных средств, создание автодорожных мостовых сооружений длительного пользования требует разработки иных подходов. Основной упор здесь должен быть сделан на использование местных или близко доступных сырьевых ресурсов и сборно-разборных элементов, позво-

ляющих производить монтаж сооружения на местной стройплощадке. При этом современные технологические приёмы позволяют достаточно надёжно соединять в цельную единую гибридную конструкцию материалы разной природы (асфальтобетоны, полимербетоны, металлы, дерево различных пород). Вопрос заключается в подборе параметров геометрии и свойств материалов, которые обеспечивали бы наиболее эффективные конструкции с точки зрения эксплуатационных и экономических требований.

В последнее время за рубежом и в нашей стране уделяют много внимания анализу работы и эффективности практического использования комбинированных деревожелезобетонных мостовых сооружений [1-5]. В качестве основных достоинств таких комбинированных конструкций отмечаются: наличие практически неограниченных сырьевых ресурсов, простота и гибкость технологической обработки составляющих элементов, низкая стоимость материалов, активное уравнивание взаимных достоинств и недостатков ма

териалов при эксплуатации. Так, например, бетон плохо работает на растяжение, хорошо на сжатие и имеет большой удельный вес, клеевая древесина хорошо работает на растяжение, хуже - на сжатие и имеет малый удельный вес. В монографии [1] собран и проанализирован большой экспериментальный и теоретический материал по проверке эксплуатационных качеств деревожелезобетонных мостов и их моделей. Отмечается необходимость совершенствования методик расчёта деревожелезобетонных мостовых конструкций при максимальном учёте реальных свойств составляющих материалов и реальных условий эксплуатации.

В данной статье разработан общий подход к расчёту балочных пролётных строений моста при учёте реальных условий нагружения. В общем случае предполагается, что как бетонная часть, так и деревянная, представляют из себя слоистые подконструкции. Так, считается, что бетонная часть содержит в себе слои асфальтобетона, полимербетона, керамзитобетона. Деревянная часть является слоистой конструкцией из разных пород дре-

весины с определенными законами профилирования в сечении. Такой подход позволяет управлять напряженно-деформированным состоянием в мостовой конструкции и решать задачи оптимального расхода материалов.

Расчётная схема пролётного строения моста

Наиболее распространённой и простой конструкцией пролётного строения является балочная: с балками из древесины и уложенной по верх них железобетонной плитой. Для расчёта выделяем отдельную балку и совместно работающий с ней участок плиты, её расчётная схема представляет собой однопролётную балку с шарнирными опорами (рис.1). Прямоугольную систему координат балки $\zeta\beta\eta$ располагаем следующим образом: ось η - ось симметрии поперечного сечения балки, ось ζ совпадает с продольной осью балки и находится на расстоянии $h_0 = (h_1 + h_2)$ от верхнего края сечения (рис. 2) ось β задаётся таким образом, чтобы система координат $\zeta\beta\eta$ являлась левой.

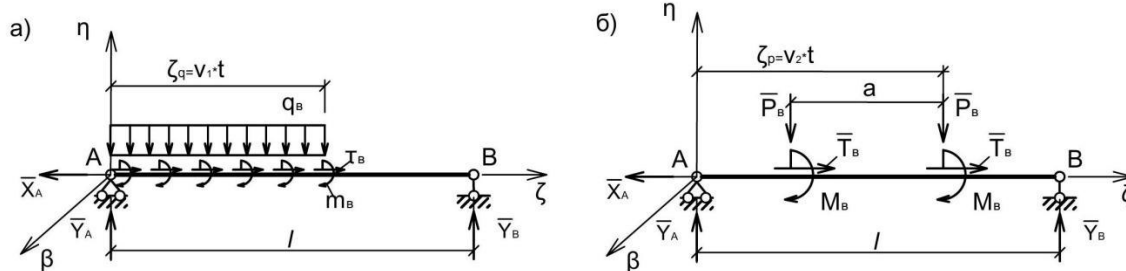


Рис. 1. Расчётная схема балки: а) временная нагрузка № 1; б) временная нагрузка № 2

Нагрузка, действующая на балку, складывается из постоянной и временной частей. Постоянная нагрузка от собственного веса несущих конструкций и дорожного покрытия представлена в виде вертикальной, равномерно распределённой по длине всего пролёта с интенсивностью q_n (на рис.1 постоянная нагрузка условно не показана). Временная нагрузка моделирует движение автотранспорта по мосту и имеет два вида: 1 - в виде равномерно распределённой вертикальной нагрузки интенсивностью q_B , фронт которой движется со скоростью v_1 (рис.1 а); 2 - в виде двух сосредоточенных вертикальных сил P_B , движущихся со скоростью v_2 (рис. 1 б).

Первая временная нагрузка моделирует движение непрерывной колонны машин, вторая - движение двух большегрузов. Тормозная нагрузка возникает в месте соприкосновения колёс машин с поверхностью покрытия моста. Для временной нагрузки № 1 она

представлена продольной равномерно распределённой нагрузкой интенсивностью $\tau_B = 0,5q_B$ [6], для временной нагрузки № 2 в виде продольной сосредоточенной силы $T_B = 0,5P_B$. Так как ось ζ лежит ниже уровня покрытия моста, то тормозная нагрузка, при приведении её к оси балки (совпадающей с осью ζ), создаёт дополнительный изгибающий момент интенсивностью $m_B = \tau_B h_B$ для первого вида нагрузки и $M_B = T_B h_B$ для второго вида нагрузки. Здесь h_B - расстояние по вертикали от поверхности покрытия моста до оси ζ .

В начальный момент $t = 0$ машины на мосту отсутствуют, и он находится только под действием постоянной нагрузки. При $t > 0$ происходит движение машин по мосту. Движение временной нагрузки №1 будем рассматривать до момента времени t_1 , пока она не накроет всю балку. Движение временной нагрузки №2 состоит из трёх периодов: $t \in (0; t_2)$ - от момента, когда на мост въезжа-

ет первый большегруз, до момента, когда въезжает второй; $t \in (t_2; t_3)$ - от момента, когда въезжает второй большегруз, до момента, когда мост покинет первый большегруз; $t \in (t_3; t_4)$ - от момента, когда мост покинет первый большегруз, до момента, когда мост

покинет второй большегруз. Временные интервалы t_i равны: $t_1 = l/v_1$, $t_2 = a/v_2$, $t_3 = l/v_2$, и $t_4 = (l + a)/v_2$.

Поперечное сечение балки пролётного строения моста неизменно по длине и дано на рисунке 2.

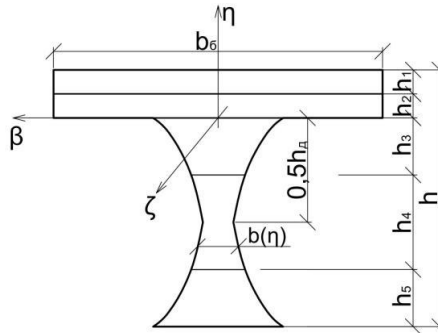


Рис. 2. Поперечное сечение балки пролётного строения

Отсчёт слоёв идёт сверху вниз. Железобетонная плита состоит из двух слоёв: верхнего, с толщиной h_1 , и нижнего, с толщиной h_2 . Деревянная клееная балка состоит из трёх профилированных брусев общей толщиной $h_d = (h_3 + h_4 + h_5)$, изготовленных из различных пород древесины. Нужно отметить, что при необходимости количество слоёв в сечении можно увеличить, не внося каких либо серьезных изменений в алгоритм расчёта. Ширина поперечного сечения деревянной балки переменна по высоте и определяется формулой:

$$b(\eta) = b_0 + b_1 f(\eta) \quad (1)$$

В качестве функции $f(\eta)$ примем степенную зависимость вида $f(\eta) = (\eta + 0.5h_d)^n$, где n - произвольно задаваемый параметр. Так, при $n = 0$ получаем прямоугольное сечение с шириной $b = b_0 + b_1$, при $n = 1$ - трапециевидное сечение и так далее.

Объединение железобетонной плиты с деревянными балками возможно выполнить двумя различными методами. В первом случае совместная работа деревянных и железобетонных частей осуществляется постановкой между ними закладных деталей, которые моделируются податливыми связями. Расчёт такой составной балки, без учёта физической нелинейности и разносопротивляемости, выполнялся в работах [1,7-9]. Даже при таких упрощениях значительно усложняется математическая составляющая расчёта

(по сравнению с цельным сечением без податливых связей), кроме того возникают сложности в определении коэффициентов податливости поставленных связей. Такие связи являются концентраторами напряжений и при действии, характерной для мостовых конструкций переменной нагрузки, могут стать причиной разрушения моста вследствие постепенного накопления микрповреждений в местах постановки связей [10]. Во втором случае, объединение железобетонной и деревянной частей происходит жёстко, так, что конструкция работает как единое целое. Здесь не будем обсуждать технологических аспектов создания такого соединения, а лишь примем возможность его выполнения. Жёсткое соединение элементов сечения позволяет упростить расчёт, увеличить несущую способность и уйти от необходимости определения коэффициентов податливости. В данной работе примем жёсткое соединение железобетонной и деревянной частей балки.

Расчёт производим в квазистатической постановке, то есть пренебрегаем инерционными эффектами.

Основные расчётные положения

Под действием нагрузки в балке возникают внутренние усилия: продольная сила N , поперечная сила Q , а также изгибающий момент M_β относительно оси β . Для 1-го и 2-го вариантов подвижной нагрузки, на всём интервале движения транспорта они задаются соответственно формулами (2) и (3).

$$\begin{aligned}
 Y_A &= q_B \zeta_q \left(1 - \frac{\zeta_q}{2l}\right) - m_B \frac{\zeta_q}{l}, \\
 N(\zeta) &= \tau_B (\zeta_q - \zeta) \left(1 - H(\zeta - \zeta_q)\right), \\
 Q(\zeta) &= q_n \left(\frac{l}{2} - \zeta\right) + Y_A - q_B [\zeta - (\zeta - \zeta_q)H(\zeta - \zeta_q)], \\
 M_B(\zeta) &= \frac{1}{2} q_n \zeta (l - \zeta) + Y_A \zeta - \frac{1}{2} q_B [\zeta^2 - (\zeta - \zeta_q)^2 H(\zeta - \zeta_q)] + m_B [\zeta - (\zeta - \zeta_q)H(\zeta - \zeta_q)].
 \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned}
 Y_A &= \frac{1}{l} [(P_B(l - \zeta_p) - M_B)(1 - H(t - t_3)) + (P_B(l - \zeta_p + a) - M_B)H(t - t_2)], \\
 N(\zeta) &= T_B [(1 - H(\zeta - \zeta_p))(1 - H(t - t_3)) + (1 - H(\zeta - \zeta_p + a))H(t - t_2)], \\
 Q(\zeta) &= q_n \left(\frac{l}{2} - \zeta\right) + Y_A - P_B [H(\zeta - \zeta_p)(1 - H(t - t_3)) + H(\zeta - \zeta_p + a)H(t - t_2)], \\
 M_B(\zeta) &= \frac{1}{2} q_n \zeta (l - \zeta) + Y_A \zeta - P_B [(\zeta - \zeta_p)H(\zeta - \zeta_p)(1 - H(t - t_3)) + \\
 &\quad + (\zeta - \zeta_p + a)H(\zeta - \zeta_p + a)H(t - t_2)] + \\
 &\quad + M_B [H(\zeta - \zeta_p)(1 - H(t - t_3)) + H(\zeta - \zeta_p + a)H(t - t_2)].
 \end{aligned} \quad (3)$$

Где $H(x - x_i)$ - функция Хевисайда [11], Y_A - реакция левой опорной связи от действия только подвижной нагрузки рис. 1., ζ_q и ζ_p - параметры, определяющие положение подвижной нагрузки в пролёте. В формулах (2-3) присутствуют слагаемые, обусловленные тормозной нагрузкой, если эта нагрузка приводит к разгрузке пролётного строения то её можно удалить, приняв $\tau_B = 0$ и $T_B = 0$.

Считаем деформации и перемещения балки малыми, принимаем гипотезу плоских сечений и приближённое уравнение кривизны плоской кривой:

$$\varepsilon(\zeta, \eta) = \varepsilon_0(\zeta) + \eta \kappa(\zeta), \quad \kappa(\zeta) = -\frac{d^2 w}{d\zeta^2}, \quad (4)$$

Где ε_0 - продольная деформация волокна балки при $\eta = 0$, κ - изменение кривизны балки, w - вертикальное перемещение точек балки и u_0 - горизонтальное перемещение точек балки при $\eta = 0$. Интегрируя соотношения (4), получим формулы для определения перемещений и углов поворота балки:

$$w(\zeta) = w^0 + \varphi^0 \zeta - \int_0^\zeta \left(\int_0^\zeta \kappa(\zeta) d\zeta \right) d\zeta, \quad \varphi(\zeta) = (5)$$

величины u^0, w^0 и φ^0 представляют собой соответственно горизонтальное и вертикальное перемещение точек балки при $\zeta = 0$, а также угол поворота поперечного сечения балки

при $\zeta = 0$. Формулы (5) не учитывают влияние поперечной силы, однако, при $h/l \ll 1$, ошибка вносимая вследствие этого в расчёт незначительна.

Как известно, древесина и бетон обладают ярко выраженной физической нелинейностью и разнсопротивляемостью при продольном растяжении и сжатии [12,13]. Учитывая это, для единообразного описания законов деформирования таких разных материалов была предложена кубическая аппроксимация, действительная на всём диапазоне деформирования материала [14]:

$$\sigma_i = E_{i1} \varepsilon_i + E_{i2} \varepsilon_i^2 + E_{i3} \varepsilon_i^3, \quad -\varepsilon_{i*}^- \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{i*}^+. \quad (6)$$

где E_{ij} - константы, зависящие от механических свойств i -го слоя балки, $\varepsilon_{i*}^\pm$ - предельно допустимые продольные деформации i -го слоя балки при растяжении (+) и сжатии (-). Величины $E_{ij}, \varepsilon_{i*}^\pm$ для различных пород древесины приведены в работе [15], для различных классов бетона в [16]. Методика получения коэффициентов E_{ij} для армированных слоёв бетона описана в [16]. Использование кубической зависимости (6) позволяет учитывать разнсопротивляемость древесины и бетона при растяжении и сжатии, а также нелинейный характер связи между напряжениями σ_i и деформациями ε_i .

Продольное усилие N и изгибающий момент M_B можно выразить через напряжения слоёв σ_i по формулам:

$$N = \sum_{i=1}^{n_{\text{сч}}} \int_{h_0 - \sum_{t=1}^{i-1} h_t}^{h_0 - \sum_{t=1}^i h_t} \sigma_i c(\eta) d\eta, \quad M_\beta = - \sum_{i=1}^{n_{\text{сч}}} \int_{h_0 - \sum_{t=1}^i h_t}^{h_0 - \sum_{t=1}^{i-1} h_t} \sigma_i c(\eta) d\eta \quad (7)$$

Здесь $c(\eta)$ - функция изменения ширины поперечного сечения по высоте.

После выполнения интегрирования системы (7), с учётом зависимостей (4) и (6), получим выражения (8). Они представляют собой нелинейную систему алгебраических уравнений 3-ей степени относительно двух неизвестных $\mathbf{N}$ и ε_0 .

$$\begin{cases} \sum_{k=0}^3 \mathbf{N}^k \sum_{j=k}^3 C_j^k \varepsilon_0^{j-k} \sum_{i=1}^{n_{\text{сч}}} E_{ij} d_{ik} = N, \\ \sum_{k=0}^3 \mathbf{N}^k \sum_{j=k}^3 C_j^k \varepsilon_0^{j-k} \sum_{i=1}^{n_{\text{сч}}} E_{ij} d_{i(k+1)} = -M_\beta. \end{cases} \quad (8)$$

$$d_{ik} = \int_{h_0 - \sum_{t=1}^i h_t}^{h_0 - \sum_{t=1}^{i-1} h_t} \eta^k c(\eta) d\eta, \quad C_j^k = \frac{j!}{k!(j-k)!} \quad (9)$$

Коэффициенты E_{i0} ($i = 1 - 3$) в системе (8) равны нулю и введены только для того чтобы получить краткую и удобную для решения запись выражений (7). Коэффициенты d_{ik} описывают геометрию сечения. Так d_{i0} представляет собой площадь i -го слоя сечения; d_{i1} - статический момент i -го слоя относительно оси β ; d_{i2} - момент инерции i -го слоя относительно оси β ; d_{i3} и d_{i4} - моменты инерции высших порядков относительно оси β . Выражения для коэффициентов d_{ik} здесь не приводим из-за их громоздкости.

В качестве критерия начала разрушения примем выполнение неравенства:

$$|\varepsilon_i^{\pm(max)}| > |\varepsilon_{is}^{\pm}|, \quad i = 1..n_{\text{сч}}. \quad (10)$$

где $\varepsilon_i^{\pm(max)}$, $\varepsilon_{is}^{\pm}$ - соответственно максимальные и предельные деформации растяжения (сжатия) i -го слоя. Устойчивость балки считаем обеспеченной.

Алгоритм решения задачи

Основная сложность определения напряжённо-деформированного состояния многослойной балки в физически нелинейной постановке связана с решением системы нелинейных уравнений (8). Данная система явля-

ется явно выраженной относительно продольного усилия N и момента M_β . Из этого следует, что если известны деформации балки ($\varepsilon_0, \mathbf{N}$) и нужно найти внутренние усилия, то система (8) уже является решением. Однако, в подавляющем большинстве случаев всё наоборот: известными являются внутренние усилия балки, а деформации необходимо определить. Исходя из этого, преобразуем систему (8) так, чтобы деформации были явно выражены относительно внутренних усилий. Сделать это возможно с помощью известных методов аппроксимации функций двух переменных [17]. Иначе говоря, можно свести задачу решения системы нелинейных уравнений (8) к задаче аппроксимации функции двух переменных.

В качестве аппроксимирующей функции принимаем степенной многочлен:

$$\mathbf{N} = \sum_{t=0}^{n_1} \sum_{n=0}^{n_2} a_{tn} N^t M_\beta^n, \quad \varepsilon_0 = \sum_{t=0}^{n_1} \sum_{n=0}^{n_2} b_{tn} N^t M_\beta^n \quad (11)$$

коэффициенты a_{tn} , b_{tn} зависят от геометрии сечения, расположения слоёв и их механических характеристик (коэффициенты E_{ij}). Однако, что важно, они не зависят от N и M_β . Значит при изменении функций внутренних усилий (изменении расположения подвижной нагрузки) нет необходимости заново находить a_{tn} и b_{tn} .

Алгоритм решения системы нелинейных уравнений (8):

1. Используя неравенства (10) находим область возможных значений $\varepsilon_0 - \mathbf{N}$ и покрываем её некоторой сеткой, например, прямоугольной с постоянным шагом $\Delta\varepsilon_0$ и $\Delta\mathbf{N}$;
2. В каждом узле сетки известны значения ε_0 и $\mathbf{N}$, подставляем их в систему (8) и находим соответствующую им пару N, M_β ;
3. Определяем коэффициенты a_{tn} , b_{tn} с помощью аппроксимации полученных значений $\varepsilon_0 - \mathbf{N} - N - M_\beta$ методом наименьших квадратов, и получаем решение (8) в виде (11).

Найдя внутренние усилия из уравнений равновесия - формулы (2,3), подставляем их в (11) и тем самым определяем деформации ε_0 и $\mathbf{N}$. По ним находим перемещения w, u_0 и φ - формулы (5). Зная деформации, нормальные напряжения вычисляем по (6).

Примеры расчёта

Расчёт № 1. Будем рассчитывать пролётное строение моста на два вида загрузок

см. рис.1. При этом нагрузку от торможения транспорта принимаем равной нулю. Длина пролёта моста $l=16$ м, расстояние между

большегрузами $a=4$ м. Параметры, характеризующие геометрию поперечного сечения, даны в таблице 1.

Таблица 1. Размеры поперечного сечения

B_0 , М	B_1 , М	B_6 , М	H_1 , М	H_2 , М	H_3 , М	H_4 , М	H_5 , М	N	H_B , М
0,25	1,0	1,5	0,15	0,15	0,35	0,35	0,35	2	0,4

Первый и второй слои балки выполнены из железобетона марки М250 с коэффициентом продольного армирования $\mu = (A_s/A_b) * 100 = 1\%$. Здесь A_s - площадь поперечного сечения продольной арматуры, A_b - площадь поперечного сечения первых двух слоёв. Класс продольной арматуры А500С. Слои 3 и 4 выполнены из сосны, слой 5 из дуба. Для первой временной нагрузки $q_в = 290$ кН/м, для второй $P_в = 1550$ кН. Удельный вес бетона принят равным 25 кН/м³, древесины - 6 кН/м³. Величина временной нагрузки подбиралась таковой, чтобы при её наиболее невыгодном положе-

нии конструкция была близка к предельному состоянию по условию (10). Скорость движения временной нагрузки $v_1 = v_2 = 5$ м/с.

На рис. 3-8 приведены графики, характеризующие деформированное состояние балки в моменты времени: 1 - $t = 0.25T$, 2 - $t = 0.5T$, 3 - $t = 0.75T$, 4 - $t = T$. Где T - время движения нагрузки по мосту, для первой временной нагрузки $T = t_1$, для второй - $T = t_4$. Рисунки 3-5 соответствуют первой временной нагрузке, рисунки 6-8 - второй временной нагрузке. Во всех расчётах предельно напряжёнными оказывались верхние фибровые волокна балки.

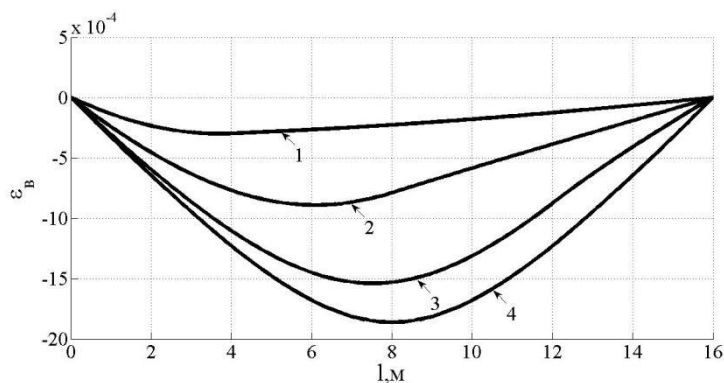


Рис. 3. Деформации верхнего фибрового волокна

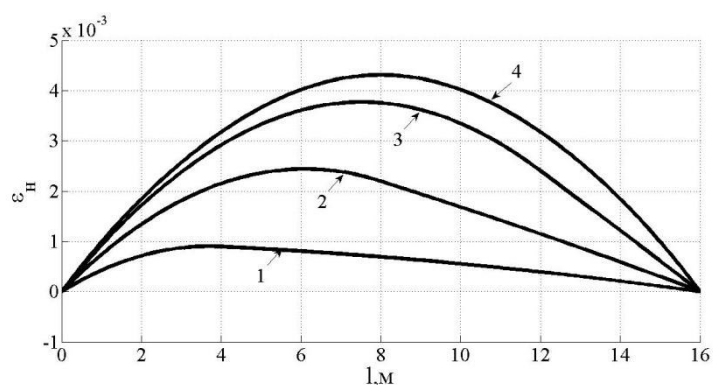


Рис. 4. Деформации нижнего фибрового волокна

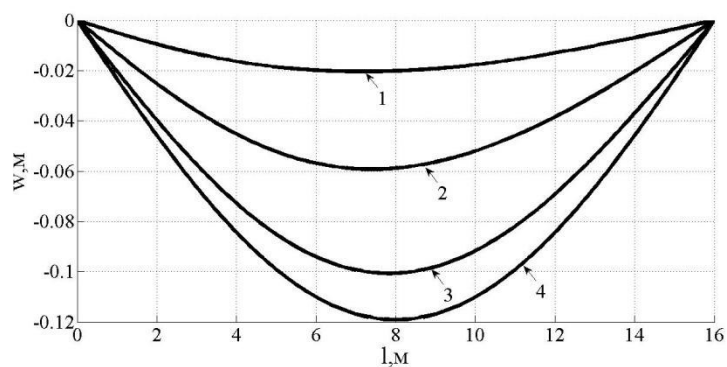


Рис. 5. Прогиб

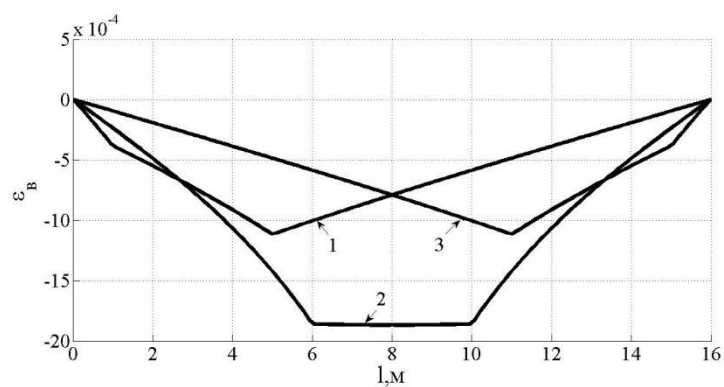


Рис. 6. Деформации верхнего фибрового волокна

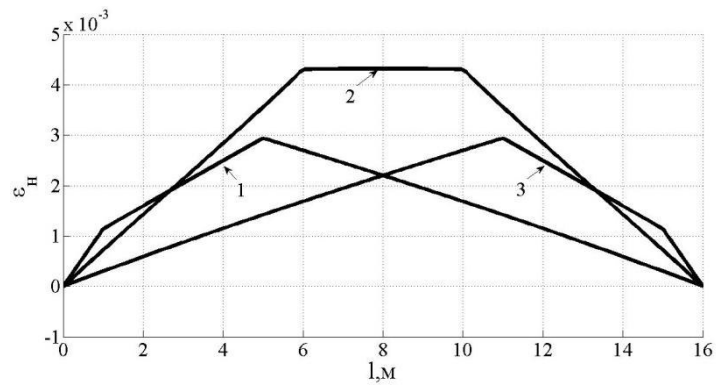


Рис. 7. Деформации нижнего фибрового волокна

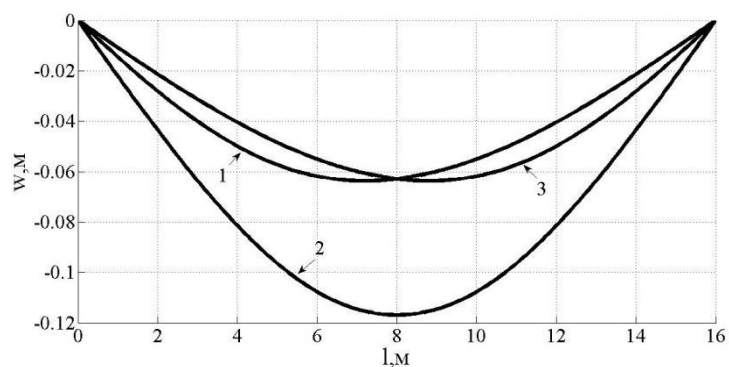


Рис. 8. Прогиб

Расчёт № 2. Размеры поперечного сечения и толщины слоёв такие же, как и в первом расчёте. Первый слой балки выполнен из бетона марки М250, второй из бетона марки М150. В данном расчёте будем изменять породы слоёв деревянной части балки. Для расчёта возьмём три породы древесины: 1 - сосна, 2 - лиственница, 3 - ясень. Имея трёхслойную деревянную балку и три породы древесины можно получить $3^3 = 27$ различных вариантов поперечных сечений, отличающихся расположением пород. Балку с каждым из видов сечений будем загружать до

наступления начала разрушения по условию (10). Расчёт проводим для первой временной нагрузки, в момент времени, когда она перекрывает весь пролёт. Результаты расчёта приведены в табл.2. Столбец 2 показывает из каких пород изготовлены слои сечения. Так шифр 312 означает, что первый слой деревянной части балки выполнен из ясеня, второй из сосны и третий из лиственницы. В третьем и четвертом столбцах соответственно приведены предельное значение интенсивности распределённой нагрузки и максимальное значение прогиба балки.

Таблица 2. Результаты расчёта № 2

№	Распределение пород	q_{max} кН/м	W_{max} мм	q_{max}/W_{max}	№	Распределение пород	q_{max} кН/м	W_{max} мм	q_{max}/W_{max}
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	111	274	94,7	2,9	15	332	266	114,3	2,3
2	121	278	99,3	2,8	16	312	262	108,0	2,4
3	221	278	99,6	2,8	17	322	266	114,3	2,3
4	211	273	94,5	2,9	18	232	265	113,8	2,3
5	131	278	99,3	2,8	19	113	260	107,0	2,4
6	331	278	99,6	2,8	20	123	263	112,9	2,3
7	311	274	95,0	2,9	21	223	266	114,8	2,3
8	321	278	99,6	2,8	22	213	262	108,3	2,4
9	231	278	99,6	2,8	23	133	264	113,4	2,3
10	112	261	107,2	2,4	24	333	265	114,3	2,3
11	122	264	113,0	2,3	25	313	262	108,3	2,4
12	222	266	114,3	2,3	26	323	265	114,3	2,3
13	212	262	108,0	2,4	27	233	265	114,3	2,3
14	132	264	113,0	2,3					

Анализируя данные табл. 2 можно сделать следующие выводы:

1. Максимальная несущая способность и минимальный прогиб достигаются для балок, выполненных из нескольких пород древесины. При этом наилучший результат по несущей способности не совпадает с наилучшим результатом по прогибам;
2. Изменяя расположение пород по сечению можно добиться увеличения предельной нагрузки на 6,9 % и уменьшения максимального прогиба на 17,7%. Следовательно, использование нескольких пород древесины позволяет увеличить прочность и жесткость конструкции;

3. При оценке качества конструкции по критерию $I = q_{max}/w_{max}$ (табл.2 столбец 5) наилучший вариант расположения пород получается, когда второй и третий слой деревянной части балки выполнены из сосны, а первый из любых трёх пород представленных в расчёте.

Необходимо также отметить, что по сравнению с первым расчётом, начало разрушения во всех случаях наступало внутри балки во втором слое плиты, где достигались предельные деформации сжатия.

Выводы

Представленный в работе подход позволяет учитывать физическую нелинейность и разносопротивляемость материалов, реальные условия нагружения конструкции. Послойное распределение различных материалов в теле конструкции, а также широкие границы варьирования формы поперечного сечения дают большие возможности для решения оптимизационных задач.

Безитерационный метод конструирования решения разрешающей системы нелинейных уравнений (8) в виде (11) позволяет получить значительные преимущества в сравнении с существующими итерационными методами. Так, получив один раз решение системы (8), в дальнейшем нет необходимости её повторного решения при изменении нагрузки (её величины, положения и формы). И только при изменении формы сечения, материала слоёв и их расположения потребуются повторное решение нелинейных уравнений (8). В итерационных методах результаты расчёта действительны только для данного распределения внутренних усилий, данной формы сечения, данного материала слоёв и их расположения.

Представленные в работе расчёты показывают возможность значительного увеличения, как прочности, так и жёсткости конструкции за счёт комбинирования различных пород древесины в сечении. Показана важная особенность работы слоистых конструкций под нагрузкой, а именно, возможность возникновения скрытых форм разрушения, когда начальное разрушение возникает во внутренних слоях поперечного сечения.

Работа выполнена при финансовой поддержке РФФИ (грант № 14-01-00102).

Библиографический список

1. Стуков, В.П. Деревожелезобетонные балочные мосты на автомобильных дорогах / В.П. Стуков. - Архангельск, 2009. - 454 с.
2. Rautakorpi H. Research project development of wood bridges, prospects of wood in various types of bridges / H. Rautakorpi, F. Tesar, A. Jutila a. o. Helsinki university of Technology, Laboratory of Bridge Engineering. - Otaniemi, 1993. - Publ. N 5. - 54 p.
3. Мищенко, А.В. Динамический расчёт слоисто-неоднородных балочных мостов [Текст] / А.В. Мищенко, Ю.В. Немировский // Доклады на Всероссийской 65-ой научно технической конференции ФГБОУ ВПО "СибАДИ". "Моделирование и инновационное развитие архитектурно-строительного и дорожно-транспортного комплек-

сов России: фундаментальные прикладные исследования (с международным участием)" (Омск, 28-30 ноября 2011 г.). - Омск: издательство СибАДИ, 2011. - С. 30-35.

4. Мищенко, А.В. О критических режимах прогона тяжеловесного транспорта по мосту / А.В. Мищенко, Ю.В. Немировский // Материалы международной 66-ой научно-практической конференции ФГБОУ ВПО "СибАДИ". Ориентированные фундаментальные и прикладные исследования - основа модернизации и инновационного развития архитектурно-строительного и дорожно-транспортного комплексов России. - Омск: Издательство СибАДИ, 2012. - С. 14-19.

5. Власов, Г.М. Об одном подходе к расчёту балочных пролётных строений как слоистых стержней диаграммными методами / Г.М. Власов, Ю.В. Немировский, Ю.Л. Соловьёв // Известия Транссиба. - 2012. - №2. - С.122-126.

6. Лившиц, Я.Д. Примеры расчёта железобетонных мостов / Я.Д. Лившиц, М.М. Онищенко, А.А. Шкуратовский. - Киев: Вища школа, 1986. - 263 с.

7. Мельников, Ю.О. Определение несущей способности объединённых деревобетонных балок / Ю.О. Мельников // Теоретические и экспериментальные исследования мостов и сооружений: сборник статей под ред. проф. К.Х. Толмачева. - Омск: Зап.-Сиб. кн. изд., Омское отделение, 1968. - С. 56-68.

8. Мельников, Ю.О. Влияние податливости связей на прочность и жёсткость деревобетонных мостовых балок / Ю.О. Мельников // Вопросы проектирования мостов: сборник статей СибАДИ, вып. 3. - Омск, 1970. - С. 35-44.

9. Кулиш, В.И. Клеевые деревянные мосты с железобетонной плитой / В.И. Кулиш. - М.: Транспорт, 1979. - 160 с.

10. Шумахер, А.В. Экспериментальное исследование жёсткости нагельных связей объединённых деревобетонных балок под действием многократно-повторной нагрузки / А.В. Шумахер // Теоретические и экспериментальные исследования мостов и строительных конструкций: сборник статей под ред. проф. К.Х. Толмачева. - Омск: Зап.-Сиб. кн. изд., Омское отделение, 1970. - С. 30-43.

11. Корн, Г.А. Справочник по математике для научных работников и инженеров / Г.А. Корн, Т.М. Корн. - М.: Наука, 1968. - 720 с.

12. Исследование прочности и деформативности древесины: сборник статей под ред. д-ра техн. наук проф. Г.Г. Карлсена. - М.: Госстройиздат, 1956. - 172 с.

13. Исследование мостовых и тоннельных конструкций: сборник статей под ред. действ. чл. Акад. строительства и архитектуры СССР проф. Г.К. Евграфова. - М.: Трансжелдориздат, 1960. - 192 с.

14. Немировский, Ю.В. Метод расчёта композитных стержневых систем из разномодульных материалов / Ю.В. Немировский // Фундаментальные и прикладные проблемы современной механики: материалы V Всероссийской научной конференции. - Томск: Изд-во ТГУ, 2006. - С. 288-290.

15. Немировский, Ю.В. Метод расчёта деревянных стропильных покрытий зданий. Сообщение 1: Моделирование и общие закономерности / Ю.В. Немировский, А.И. Болтаев // Изв. вузов. Строительство. - 2014. - №3. - С.5-13.

16. Немировский, Ю.В. Диаграммы деформирования бетонов и железобетонов / Ю.В. Немировский, А.И. Болтаев // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. - 2015. - №6. - С.125-129.

17. Березин, И.С. Методы вычислений. Том 1 / И.С. Березин, Н.П. Жидков. - М.: Физматгиз, 1962. - 464 с.

CALCULATION OF WOOD REINFORCED CONCRETE GIRDER BRIDGE

Yu.V. Nemirovskiy, A.I. Boltaev

Abstract. This paper presents a general approach to the calculation of beam spans wood concrete bridge by taking into account physical nonlinearity and different resistance materials as well as the actual loading conditions. In general, it is assumed that a part of the concrete, and the wooden part represent a layered substructure made of different types of concrete and wood. A method for solving systems of nonlinear equations resolution, which has significant advantages in comparison with the iterative methods. Examples of calculations showing the possibility of a significant increase, both strength and rigidity of the structure due to a combination of different types of wood in the cross section. The important feature of the layered construction work under load, namely the possibility of latent forms of destruction when the initial breakdown occurs in the inner layers of the cross-section.

Keywords: tree reinforced concrete beam, physical nonlinearity, laminated beams, limit deformation.

References

1. Stukov V.P. *Derevozhelezobetonnye balochnye mosty na avtomobil'nykh dorogakh* [Wood Concrete beam bridges on highways]. Arkhangelsk, 2009. 454 p.
2. Rautakorpi H., Tesar F., Jutila A. Research project development of wood bridges, prospects of wood in various types of bridges. *Helsinki university of Technology, Laboratory of Bridge Engineering*. Otaniemi, 1993. publ. N 5. 54 p.
3. Mishchenko A.V., Nemirovskiy Yu.V. Dinamicheskiy raschet sloisto-neodnorodnykh balochnykh mostov [Dynamic calculation of layered beam bridges]. *Doklady na Vserossiyskoy 65-oy nauchno tekhnicheskoy konferentsii FGBOU VPO "SibADI". "Modelirovaniye i innovatsionnoye razvitiye arkhitekturno-stroitel'nogo i dorozhno-transportnogo kompleksov Rossii: fundamental'nye prikladnye issledovaniya"*. Omsk, izdatel'stvo SibADI, 2011. pp. 30-35.
4. Mishchenko A.V., Nemirovskiy Yu.V. O kriticheskikh rezhimakh progona tyazhelovesnogo transporta po mostu [About critical conditions run heavy transport on the bridge]. *Materialy mezhdunarodnoy 66-oy nauchno-prakticheskoy konferentsii FGBOU*

VPO "SibADI". Orientirovannye fundamental'nye i prikladnye issledovaniya - osnova modernizatsii i innovatsionnogo razvitiya arkhitekturno-stroitel'nogo i dorozhno-transportnogo kompleksov Rossii. Omsk, izdatel'stvo SibADI, 2012. pp. 14-19.

5. Vlasov G.M., Nemirovskiy Yu.V., Solov'ev Yu.L. Ob odnom podkhode k raschetu balochnykh proletrykh stroeniy kak sloistykh sterzhney diagrammnyimi metodami [An approach to the calculation of beam spans a layered rods diagrammatic methods]. *Izvestiya Transiba*. 2012. No2. pp.122-126.

6. Livshits Ya.D., Onishchenko M.M., Shkuratovskiy A.A. *Primery rascheta zhelezobetonnykh mostov* [Examples of calculation of reinforced concrete bridges]. Kiev, Vishcha shkola, 1986. 263 p.

7. Mel'nikov Yu.O. Opredelenie nesushchey sposobnosti ob"edinennykh derevobetonnykh balok [Determination of the bearing capacity of the combined beams derevobetonnykh], *Teoreticheskie i eksperimental'nye issledovaniya mostov i sooruzheniy: sbornik statey pod red. prof. K.Kh. Tolmacheva*. Omsk, Zap.-Sib. kn. izd., Omskoe otdelenie, 1968. pp. 56-68.

8. Mel'nikov Yu.O. Vliyaniye podatlivosti svyazey na prochnost' i zhestkost' derevobetonnykh mostovykh balok [The impact of compliance communications on the strength and stiffness of the bridge beam's derevobetonnykh], *Voprosy proektirovaniya mostov: sbornik statey SibADI*, no. 3. Omsk, 1970. pp. 35-44.

9. Kulish V.I. *Kleenye derevyannye mosty s zhelezobetonnoy plitoy* [Glued wooden bridges with concrete slab], Moscow, Transport, 1979. 160 p.

10. Shumakher A.V. Eksperimental'noye issledovaniye zhestkosti nagel'nykh svyazey ob"edinennykh derevobetonnykh balok pod deystviem mnogokratno-povtornoynagruzki [Experimental study of stiffness nagelnykh connections combined derevobetonnykh beams under multiple re-load]. *Teoreticheskie i eksperimental'nye issledovaniya mostov i stroitel'nykh konstruktsiy: sbornik statey pod red. prof. K.Kh. Tolmacheva*. Omsk, Zap.-Sib. kn. izd., Omskoe otdelenie, 1970. pp. 30-43.

11. Korn G.A., Korn T.M. *Spravochnik po matematike dlya nauchnykh rabotnikov i inzhenerov* [Mathematical Handbook for Scientists and Engineers]. Moscow, Nauka, 1968. 720 p.

12. Karlsen G.G. *Issledovaniye prochnosti i deformativnosti drevesiny. Sbornik statei*. [Investigation of strength and deformability of wood. Collection of articles]. Moscow, Gosstroizdat, 1956. 172 p.

13. Evgrafov G.K. *Issledovaniye mostovykh i tunnel'nykh konstruktsiy. Sbornik statei* [The study of bridge and tunnel constructions], Moscow. Transzheldorizdat, 1960. - 192 p.

14. Nemirovskiy Yu.V. Metod rascheta kompozitnykh sterzhnevykh sistem iz raznomodul'nykh materialov [The method of calculation of composite beam systems made of materials multimodulus]. *Fundamental and applied problems of modern mechanics*. Proceedings of the V All-Russian Scientific Conference, Tomsk, TSU Publishing House, 2006. pp. 288-290.

15. Nemirovskiy Yu.V., Boltaev A.I. Metod rascheta derevyannykh stropil'nykh pokrytiy zdaniy.

16. Soobshchenie 1: Modelirovanie i obshchie zakonomernosti [The method of calculation wooden roof coverings of buildings. Message 1: Modeling and general patterns]. *News of higher educational institutions. Construction*. 2014. No. 3. Pp.5-13.

17. Nemirovskiy Yu.V., Boltaev A.I. Diagrammy deformirovaniya betonov i zhelezobetonov [Diagrams deformation concrete and reinforced concrete]. *Herald BSTU*. V.G. Shukhov. 2015. No. 6. pp.125-129.

18. Berezin I S., Zhidkov N.P. *Metody vychisleniy. Tom 1* [Calculation methods]. Moscow, Fizmatgiz, 1962 464 p.

Немировский Юрий Владимирович (Россия, г. Новосибирск) - д-р физ.-мат. наук, проф., главный научный сотрудник, Институт теоретической и прикладной механики им. С.А. Христиановича СО РАН (630090, г. Новосибирск, ул. Институтская, 4/1,; e-mail: nemirov@itam.nsc.ru).

Болтаев Артём Иванович (Россия, г. Новосибирск) - асп.; Институт теоретической и прикладной механики им. С. А. Христиановича СО РАН, (630090, г. Новосибирск, ул. Институтская, 4/1,; e-mail: boltaev_artem@mail.ru).

Nemirovsky Yuriy Vladimirovich (Russian Federation, Novosibirsk) - doctor of physical and mathematical sciences, professor, Chief Researcher; Khristianovich Institute of theoretical and applied mechanics the Siberian Branch of Russian Academy of Science. (630090, Novosibirsk, st. Institutskaya, 4/1, e-mail: nemirov@itam.nsc.ru).

Boltaev Artem Ivanovich (Russian Federation, Novosibirsk) - post-graduate student; Khristianovich Institute of theoretical and applied mechanics the Siberian Branch of Russian Academy of Science (630090, Novosibirsk, st. Institutskaya, 4/1, e-mail: boltaev_artem@mail.ru).

УДК 625.72:528:48:658.562

АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ДОПУСКОВ НА ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ИХ ВЫСОТНОГО ПОЛОЖЕНИЯ

Ю.В. Столбов¹, С.Ю. Столбова², Л.А. Пронина³, И.Е. Старовойтов³

¹ФГБОУ ВО «СибАДИ», Россия, г. Омск;

²Омский государственный технический университет (ОмГТУ), Россия, г.Омск

³ФГБОУ ВО Омский ГАУ, Россия, г. Омск

Аннотация. Выполнен анализ методов расчета допусков на геодезические работы при изыскании и строительстве автомобильных дорог для обеспечения заданного их высотного положения. Приведены примеры расчета допусков на геодезические работы с использованием методов равного и ничтожного влияния погрешностей на окончательное положение конструкций и метода с учетом точности технологических процессов при изыскании и строительстве автомобильных дорог. Рассчитаны нормы точности геодезических измерений при детальной разбивке отметок поверхностей оснований и покрытий, выносе отметок пикетов от рабочих реперов и проложения нивелирных ходов вдоль или по трассе автомобильных дорог IV, V категорий общего пользования и ведомственных с применением комплекта машин без автоматической системы выдерживания заданных высотных отметок.

Ключевые слова: автомобильные дороги, точность технологических процессов, допуски на детальную разбивку отметок, вынос отметок пикетов на трассу от рабочих реперов, проложение нивелирных ходов.

Введение

Точность геометрических параметров конструкций зданий и сооружений является одним из основных показателей качества современного строительства. Согласно ГОСТ 21778-81 [1], при проектировании зданий и сооружений и их отдельных элементов, раз-

работке технологии изготовления элементов и возведения зданий и сооружений следует предусматривать, а в производстве применять необходимые средства и правила технологического обеспечения точности.

Регламентация норм точности на геометрические параметры конструкций зданий и