

СОСТАВНЫЕ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫЕ БАЛКИ НА НАГЕЛЬНЫХ СВЯЗЯХ

С.В. Дзюба

(Одесская Государственная Академия Строительства и Архитектуры,
г. Одесса, Украина)

1. Место металлодеревянных балок на нагельных связях

Общеизвестно, что введение в состав сечений деревянных составных балок металлических элементов значительно повышает общую несущую способность, и особенно хорошо сказывается на изгибности. Традиционно такие решения выполняются с использованием клеевых связей. Главное их достоинство состоит в практическом отсутствии смещений отдельных элементов по швам, что позволяет рассматривать конструкцию в расчетном отношении, как цельную. Кроме того, клеевые соединения являются водостойкими, стойкими против загнивания и воздействия ряда химически агрессивных сред. Наличие хорошей материальной базы производства работ делает их более предпочтительными. В то же время выполнение клеевых связей возможно только при соблюдении ряда условий: наличии специальной дорогостоящей оснастки; помещении, в котором выполняются работы, должно быть отапливаемым и оснащенным приточно-вытяжной вентиляцией; на всех этапах производства работ должен осуществляться лабораторный контроль; склеиваемые поверхности должны быть обработаны соответствующим образом (древесина — острогана на глубину до 3 мм, сталь — тщательно отчищена от жира и ржавчины); влажность древесины не должна превышать 20 %; условия производства работ по усилению и восстановлению должны быть максимально приближены к заводским.

Соблюдение всех перечисленных требований в реальных условиях строительства или восстановления представляется не всегда возможным. Избежать их выполнения удастся при использовании механических связей, в частности нагельных.

2. Теоретические предпосылки расчета

Расчет металлодеревянных стержневых изгибаемых элементов на нагельных связях сопряжен с рядом проблем [1, 2, 3]. Его выполнение не может вестись как комбинированных армированных клеодошчатых в виду податливости стыков, с другой

сторона отсутствует регламент учета степени податливости и жесткости, как это имеет место для деревянных составных балок [4].

Следует отметить, что существующие нормативные методы расчета деревянных балок на упругоподатливых связях, являясь удобными с точки зрения практических вычислений (предусматривают единые коэффициенты приведения момента инерции и момента сопротивления k_w , k_I , при расчете по группам предельных состояний), содержат ряд несовершенств. К их числу, например, можно отнести то, что коэффициенты приведения не учитывают тип используемых связей, принимая для всех их видов (деревянных и металлических) деформации равными. Расчет средств соединения предусматривает использование единого коэффициента перегрузки связей на опоре k_t (равного 1.5, справедливого для синусоидальной нагрузки) и не учитывающего не только тип связей и их деформативность, но даже геометрические характеристики конструкции.

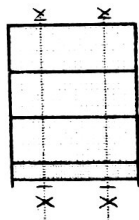


Рис. 1. Схема расположения нагельных связей в металлодеревянном элементе.

В нашем случае предусматривается усиление деревянной балочной однопролетной конструкции, воспринимающей равномерно распределенную нагрузку, металлическим продольным листовым элементом, установленным на протяжении всей длины балки. Ширина стального листа принимается соответствующей ширине деревянных элементов, толщины деревянных элементов равны. В качестве связей используются единые нагели (стяжные болты) пронизывающие все слои конструкции (рис. 1).

Такая постановка связей значительно усложняет расчет по сравнению со связями, установленными в каждом отдельном шве, но является более удобной с технологической точки зрения. Кроме того, заметно увеличиваются коэффициенты приведения, отражаясь на несущей способности, т.к. максимальные деформации сдвига возникают только в одном наиболее нагруженном, с точки зрения работы нагеля, шве [5].

Расстановка связей принимается в соответствии с требованиями [4], при этом особое внимание должно быть уделено качественному прилеганию нагеля к стенкам гнезда.

При определении коэффициентов приведения, используемых при расчете по предельным состояниям, одной из основных характеристик является величина деформативности нагельного соединения.

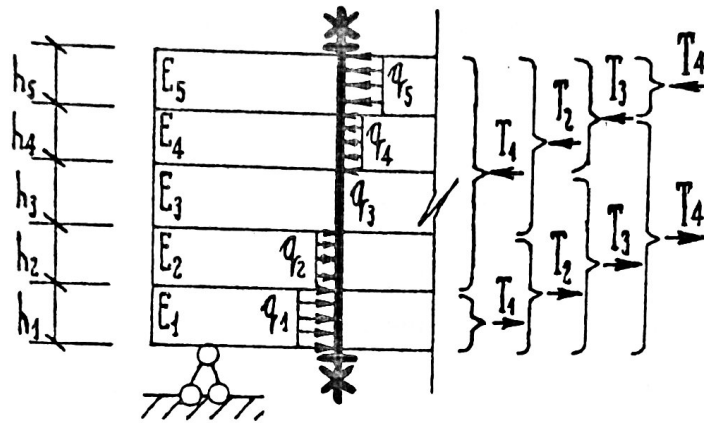


Рис. 2. Схема распределения усилий сдвига между элементами балки.

Одновременное рассмотрение всех сдвигающих усилий, действующих на отдельные части всего поперечного сечения составного элемента (рис. 2), находящиеся по сторонам от швов, при учете различий геометрических и упругих характеристик отдельных слоев, позволяет получить нагрузку, передаваемую каждым составляющим элементом конструкции на нагель (рис. 3). Рассмотрим нагель как балку лежащую на упругом основании, при этом усилие, передаваемое металлической составляющей, заменим сосредоточенной силой и изгибающим моментом).

На первом этапе расчета примем нагель не изгибаемым. Напряжения отпора основания найдутся из обычной формулы сопротивления материалов $\sigma = (\Sigma T / F) \pm (\Sigma M / W)$, в которой из условия равновесия, величина ΣT будет всегда равна нулю. Т.о. $\sigma = \pm 6 \Sigma M / (d a^2)$, а следовательно $q_{отп.} = \pm 6 \Sigma M / a^2$ (d — диаметр нагеля, a — суммарная длина нагельного гнезда). Эпюру $q_{отп.}$ см. на рис. 4.

Суммирование эпюр нагрузки на нагель от деревянных элементов и отпора постели позволит получить картину фактических напряжений смятия по длине нагеля (рис. 5).

Описанный подход справедлив для абсолютно жесткого нагеля, на практике же, потеря несущей способности нагеля (при наличии сосредоточенного усилия от металлического элемента) будет обуславливаться, в большинстве случаев, его изгибом.

В предельном состоянии изгиба, в нагеле возникнет пластический шарнир, часть нагеля получает перемещение, что приводит к росту усилий смятия до величины соответствующего сопротивления (рис. 6). Развитие усилий смятия, в сторону роста, приводит к перемещению пластического шарнира ближе к сосредоточенной силе (точка шарнира соответствует $Q=0$).

Из условия несущей способности нагеля на изгиб в точке образования пластического шарнира, ограничивая деформативность нагеля развитием зоны пластических деформаций на три четверти расстояния от крайнего волокна до шарнира (обосновывается резким ростом перемещений конца нагеля за этим пределом), может быть рассчитана несущая способность всего соединения. Несущая способность нагельного соединения так же должна быть ограничена из условия сопротивления древесины гнезда смятию.

Для перехода от усилий смятия по длине нагельного гнезда к фактическим деформациям соединения, воспользуемся коэффициентом постели деревянного основания, предусматривающим линейную зависимость между деформациями и нагрузкой. Кроме того, необходимо учесть перемещения нагеля относительно идеального шарнира при изгибе (их величины ограничиваются предельной зоной пластического смятия).

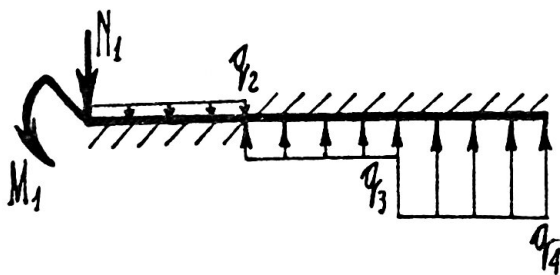


Рис. 3. Расчетная схема нагельного соединения.

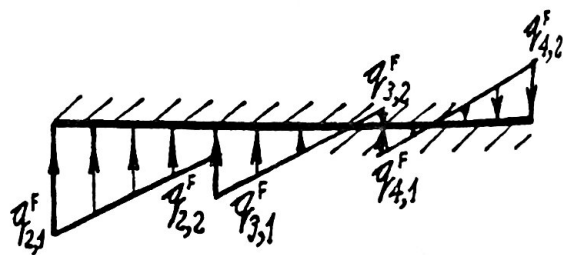


Рис. 5. Эпюра фактических усилий смятия древесины по длине нагеля.

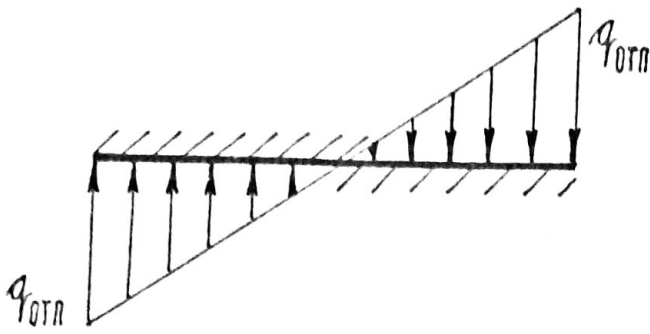


Рис. 4. Эпюра «чистого» отпора древесины нагельного гнезда.

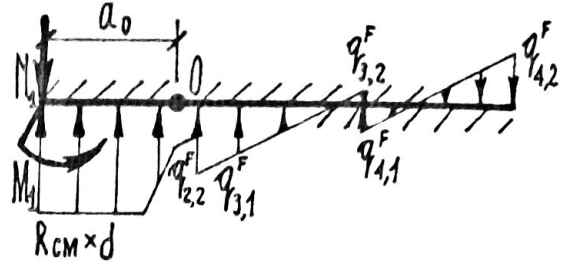


Рис. 6. Схема работы нагеля при возникновении пластического шарнира.

Традиционно решением вопросов определения коэффициентов постели занимаются фундаментостроители, установившие, что упругое основание деформируется не только под нагружающим объектом, но и в соседних с ним точках; что коэффициент постели зависит не только от механических свойств материала составляющего основание, но также от величины и формы загружаемой площади. С целью определения величины коэффициента постели в качестве исходной расчетной модели воспользуемся решением, справедливым для невесомого однородного упругого полупространства [7, 8]. Коэффициент постели при неравномерном сжатии материала основания под штампом составит

$$C = \frac{\pi E}{1 - \nu^2} \frac{2A^{3/2}}{2A^2 \ln \frac{\sqrt{4A^2 + 1} + 1}{\sqrt{4A^2 + 1} - 1} + \sqrt{4A^2 + 1} - 1} \frac{1}{\sqrt{F}},$$

где: E , ν — модуль упругости и коэффициент Пуассона, F — площадь опирания штампа на основание, A — отношение сторон подошвы штампа (в нашем случае, длины нагеля к его диаметру).

Обратимся к расчету самой балки. В его основу положим теорию расчета составных стержней П.Ф.Плешкова [9]. В результате представления изгибающего момента внутренних сил, состоящим в каждом сечении стержня из двух частей: момента внутренних сил при изгибе цельного стержня и момента внутренних сил при дополнительном изгибе отдельных его ветвей за счет сдвигов в швах, автор метода получил дифференциальное уравнение изогнутой оси составного стержня

$$E \sum i_k \frac{d^4 y}{dx^4} - 4 \frac{G}{E\Omega} \left(EI \frac{d^2 y}{dx^2} + M \right) = - \frac{d^2 M}{dx^2} = q,$$

где: EI — приведенная жесткость цельного стержня, $E \sum i_k$ — суммарная приведенная жесткость отдельных элементов стержня, G — в данном случае, осредненный модуль

упругости шва, Ω — приведенная площадь поперечного сечения стержня, параметр, зависящий от геометрических размеров поперечных сечений элементов и их компоновки в составе стержня.

Применительно к составному стержню лежащему на двух опорах и нагруженному равномерно распределенной нагрузкой, помещая начало координат в середине пролета, на уровне недеформируемой оси балки, П.Ф.Плешков получил решение, приводящее максимальный прогиб f_{\max} , максимальный изгибающий момент M_{\max} и максимальную поперечную силу Q_{\max} , справедливые для элементов монолитного поперечного сечения, к соответствующим значениям составного стержня.

Упрощение расчета, введением осредненного модуля упругости швов, как указывает Плешков, будет точно отражать картину работы конструкции только в том случае, когда модули упругости отдельных швов G_i будут пропорциональны статическим моментам S_i и обратно пропорциональны расстояниям между центрами тяжести смежных со швами элементов r_i ($G_i = D S_i / r_i$). Т.о. возникает ограничение в расстановке связей для всех стержней, за исключением тех, которые состоят из двух составляющих элементов или имеют две оси симметрии поперечного сечения при трех элементах.

Давая практические указания к расчету деревянных составных балок по данному методу Г.Г.Карлсен [10] абстрагируется от ограничения жесткости связей. Однако в нашем случае, когда сдвиги по шву металл-дерево значительно превышают сдвиги по остальным швам, не учет его может привести к значительным отклонениям от фактической картины.

Преодоление приведенного выше ограничения представляется возможным, при рассмотрении в отдельности влияний сдвигов по каждому шву на общее напряженно-деформированное состояние конструкции. Вследствие наличия сил трения (не учитываемых в расчете [4], но присутствующих), сдвиги в швах могут быть рассмотрены как независимо действующие, проявляющиеся последовательно в швах с наиболее невыгодным сочетанием сдвигающей силы и жесткости связей, когда силы трения становятся не способными противостоять наметившемуся сдвигу. Разбивая поперечное сечение на две части, разделенные каждым швом, и определяя элементы приведения величин f_{\max} , M_{\max} , Q_{\max} в каждом отдельном случае, с последующим наложением их действий, удастся получить решение лишенное указанного недостатка.

Для рассматриваемых нами металлодеревянных элементов получим

$$k_i = 2 \times \eta_{q1} \times \eta_{q2} \times \dots \times \eta_{q(n-1)}, \quad k_I = \frac{1}{(\eta_{f1} \times \eta_{f2} \times \dots \times \eta_{f(n-1)})},$$

$$k_w = \frac{1}{\left[\eta_{M1} \times \eta_{M2} \times \dots \times \eta_{M(n-1)} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(1 - \eta_{Mi}) I z_k}{z \sum_k i_{ik}} \right]}$$

где:

$$\eta_{fi} = 1 + \frac{48 \alpha_i - 1}{5 a_i^2 l^2} \left[1 - \frac{8}{a_i^2 l^2} \left(1 - \frac{1}{ch a_i l / 2} \right) \right], \quad \eta_{Mi} = 1 - \frac{8}{a_i^2 l^2} \left(1 - \frac{1}{ch a_i l / 2} \right),$$

$$\eta_{qi} = 1 - 2 \frac{sh a_i l / 2}{a_i l \times ch a_i l / 2}, \quad a_i = \sqrt{4 G_i \alpha_i / E \Omega_i}, \quad \alpha_i = \frac{I}{\sum_k i_{ik}}$$

(величины η_{fi} , η_{Mi} , η_{qi} определяются для каждого шва разделяющего сечение на две части, которым присваиваются индексы $k=1, 2$).

Конечно, полученные выводы достаточно сложны и громоздки, их использование вряд ли возможно при выполнении ординарных расчетов, но на их основе могут быть получены рекомендательные таблицы, позволяющие выполнять практические расчеты в привычной форме.

3. Практические расчеты

Расчет балки состоит из двух частей: расчета несущей способности связей и проверки соответствия работы всей конструкции первой и второй группам предельных состояний. Кроме этого, для металлических элементов малой толщины, должна быть проведена проверка на смятие отверстия в металлическом элементе наиболее нагруженным нагелем.

3.1. Расчет балок из условия несущей способности связей. Расчет балки из условия обеспечения несущей способности связей производится в соответствии с выражением

$$H \geq \frac{M_{\max}}{n_{CB}} k_t,$$

где: H — предельно-допустимая часть изгибающего момента, обуславливающая работу наиболее нагруженного нагеля, M_{\max} — максимальный изгибающий момент в балке, n_{CB} — количество связей на полудлине конструкции, k_t — коэффициент, учитывающий степень монолитности работы балки, принимается по таблице 2.

Величина предельно-допустимой части изгибающего момента, обуславливающей работу наиболее нагруженного нагеля, принимается из условия изгиба нагеля, равной

$$H = k_d k_R R_T d^3, \quad \kappa H \times \text{см}$$

но не более чем из условия смятия древесины

$$H = k_p h_t^2 (1,2 - 0,2d)d, \quad \text{кН} \times \text{см}$$

где: k_d , k_p — коэффициенты работы нагеля, принимаемые в соответствии с таблицей 1; k_R — коэффициент, учитывающий степень пластической работы материала нагеля, принимается при знакопостоянной нагрузке в соединении равным 1,36, при знакопеременной — 1; R_T — предел текучести стали нагеля, кН/см²; d — диаметр нагеля, см; h_t — высота отдельных деревянных элементов, см.

ТАБЛИЦА 1

Коэффициенты определения несущей способности нагеля

λ	k_d					k_p				
	$n_t=1$	$n_t=2$	$n_t=3$	$n_t=4$	$n_t=5$	$n_t=1$	$n_t=2$	$n_t=3$	$n_t=4$	$n_t=5$
0,01	1,11	1,65	1,91	2,07	2,19	0,60	1,66	3,34	5,62	8,51
0,02	0,78	0,89	0,92	0,94	0,95	0,43	1,22	2,42	4,04	6,08
0,04	0,60	0,56	0,53	0,51	0,49	0,35	0,93	1,79	2,90	4,27
0,06	0,53	0,45	0,41	0,38	0,36	0,32	0,83	1,54	2,44	3,52
0,08	0,49	0,40	0,35	0,32	0,30	0,31	0,77	1,41	2,19	3,12
0,1	0,46	0,37	0,32	0,28	0,26	0,30	0,74	1,32	2,03	2,86
0,2	0,38	0,29	0,24	0,21	0,19	0,29	0,67	1,15	1,70	2,32
0,3	0,34	0,25	0,21	0,18	0,16	0,30	0,65	1,09	1,58	2,13
0,4	0,33	0,23	0,19	0,16	0,14	0,32	0,65	1,06	1,53	2,03
0,5	0,34	0,22	0,18	0,15	0,13	0,36	0,66	1,06	1,50	1,98
0,6	0,36	0,21	0,17	0,14	0,13	0,40	0,68	1,06	1,48	1,94

Примечания: 1. n_t — число деревянных элементов (равного поперечного сечения) в составе балки, λ — отношение высоты металлического листа к высоте отдельных деревянных элементов. 2. Все промежуточные величины, не приведенные в таблицах, определяются интерполяцией.

3.2. Проверка сечений балок в соответствии с группами предельных состояний. Расчет в соответствии с группами предельных состояний производится традиционным для составных деревянных конструкций способом. Основные расчетные геометрические характеристики сечения $W_{нт}$, I умножаются на соответствующие коэффициенты приведения k_w , k_I .

Величины $W_{нт}$, I предварительно определяются с учетом разножесткости составляющих конструкции, т.е. все геометрические характеристики (F_s , S_s , I_s , W_s), соответствующие металлическому элементу, умножаются на коэффициент приведения по модулю упругости, равный 20,6.

Напряжения проверяются в трех точках сечения, соответствующих верхнему и нижнему волокнам деревянных элементов, а так же нижней точке металлического листа (индексы коэффициентов k_w для этих точек, соответственно — th, tl, s).

Напряжения в точках не являющихся наиболее удаленными от центра тяжести определяются при помощи условного момента сопротивления, равного произведению отношения общего приведенного момента инерции сечения $I_{нт}$ к расстоянию от данной точки до центра тяжести сечения z и соответствующего коэффициента k_w ($W_{нт}^{усл} = I_{нт} \times k_w / z$). Напряжения в металлическом элементе умножаются на коэффициент приведения по модулю упругости, равный 20,6.

Значения коэффициентов k_w, k_t, k_f приведены в таблице 2 в зависимости от величины

$$V = \frac{l}{b} n_{CB},$$

где: l — длина балки, b — ее ширина, n_{CB} — количество связей на полудлине конструкции.

При полном отсутствии связей ($n_{CB}=0$), расчет сводится к обычной схеме, справедливой для пакета элементов, т.е. $W_{нт} = \sum W_{нт i}^{np}$, $I = \sum I_i^{np}$ ($W_{нт i}^{np}$, I_i^{np} — приведенные геометрические характеристики отдельных элементов пакета).

3.3. Проверка отверстий металлического элемента на смятие наиболее нагруженным нагелем. Для металлических элементов малой толщины должна быть выполнена проверка на смятие отверстия наиболее нагруженного нагеля. Проверка выполняется в соответствии с [11].

Максимальное усилие, допустимое на отверстие в металлическом элементе, составит

$$N_{bp} = R_{bp} \gamma d \sum t,$$

где: R_{bp} — расчетное сопротивление стали смятию, γ — коэффициент условий работы, d — диаметр отверстия, $\sum t$ — суммарная толщина элементов сминаемых в одном направлении.

Усилие сдвига, действующее на наиболее нагруженным нагелем, составит

$$T = k_t \frac{M_{max} S^*}{I_x^* n_{CB}},$$

где: k_t — коэффициент, учитывающий степень монолитности работы балки (таблица 2), I_x^* — приведенный момент инерции сечения брутто, S^* — статический момент суммарной деревянной части сечения относительно нейтральной оси всего элемента, n_{CB} — количество связей на полудлине конструкции.

Литература

1. Стоянов В.В., Дзюба С.В. Прочность и деформативность составных металлодеревянных балок // Современные проблемы совершенствования и развития металлических, деревянных и пластмассовых конструкций. —Самара: СГАСА, 1996. -с. 29-30.
2. Стоянов В.В., Дзюба С.В. Некоторые теоретические предпосылки к учету податливости составных металлодеревянных балок на упругоподатливых связях // Современные строительные конструкции из металла и древесины. —Одесса: ОГАСА, 1997. -с. 116-120.
3. Стоянов В.В., Дзюба С.В. Металлодеревянные элементы на нагельных связях // Реставрация, реконструкция, урбозкология. —Одесса, Б.-Днестровский: ICOMOS, 1998. -с. 191-192.
4. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. —М.: Стройиздат, 1982. — 65 с.
5. Дзюба С.В. Экспериментальное исследование составных металлодеревянных балок на упругоподатливых связях // Современные строительные конструкции из металла и древесины. —Одесса: ОГАСА, 1997. -с. 32-38.
6. Коченов В.М. Несущая способность элементов и соединений деревянных конструкций. — М.: ГИЛСА, 1953. — 320 с.
7. Савинов О.А. Фундаменты под машины. —Л.: ГИЛСА, 1955. — 292 с.
8. Савинов О.А. Современные конструкции фундаментов под машины и их расчет. —Л.: Стройиздат, 1964. — 346 с.
9. Плешков П.Ф. Теория расчета деревянных составных стержней. —М.,Л.: ГИЛСА, 1952. — 194 с.
10. Карлсен Г.Г. Деревянные конструкции в военном строительстве. —М.: ВИА, 1947. — 291 с.
11. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. —М.: Стройиздат, 1988. — 96 с.