

5. Определены и рекомендованы для проектирования полезные нагрузки для каждого типа панелей путем исключения из значений разрушающей нагрузки собственного веса панелей и введением коэффициента надежности по нагрузке $K=1.5$ и $K=1.8$.

ЗАДАЧИ ДАЛЬНЕЙШЕГО ИССЛЕДОВАНИЯ

Для массового внедрения указанного типа панелей в строительство необходимо изучить напряженно-деформированное состояние панелей при центральном и внецентренном приложении нагрузки, узлов их сопряжения, поведение панелей при динамических нагрузках, а также огнестойкость панелей.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ДСТУ Б В.2.6 – 7 – 95 Изделия строительные бетонные и железобетонные сборные. Методы испытания нагружения. Правила оценки прочности, жёсткости и трещиностойкости. – К.: Укрархбудинформ, 1995. – 44 с.
2. Кобелев В.Н., Коварский Л.М., Тимофеев С.И. Расчет трехслойных конструкций/под ред. В.Н. Кобелева. – М.: Машиностроение, 1984. – 303 с.
3. Майборода В.Ф., Карпюк В.М. Трехслойные железобетонные конструкции. – К. Будивельник, 1990. – С. 47-80
4. Майборода В.Ф., Карпюк В.М. Прочность приопорных участков трехслойных конструкций//Строит. конструкции. – Киев: Будівельник, 1986. – Вып.39. – С. 84 – 86
5. Пискунов В.Г., Вериженко В.Е. Линейные и нелинейные задачи расчета слоистых конструкций. – Киев.: Будівельник, 1986. – 176 с.

УДК 624.011.14

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ БАЛОК ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТЫ

Пинчук Е. А., научный руководитель Кириленко В.Ф. к.т.н., доцент

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Эффективность использования древесины в строительстве обусловлена совокупностью уникальных свойств, не присущих другим материалам. Древесина относится к самовосстанавливающимся ресурсам, которыми располагает большинство районов страны. Это говорит о безусловной перспективности деревянных клееных конструкций (ДКК). Расход энергии и выделение углекислого газа при производстве ДКК в десятки раз меньше по сравнению с производством бетона, стали, алюминия и других строительных материалов. Более того, она легка и удобна в обработке. Склеивание позволяет экономнее использовать древесину. Слои высокого качества размещаются в зонах больших напряжений, низкого — там, где напряжения меньше. В результате из натуральной низкосортной древесины можно получить строительные элементы с лучшими характеристиками, чем из естественной древесины.

В отличие от железобетонных, деревянные конструкции находят наиболее эффективное применение в легких покрытиях и в тех сооружениях, где с наибольшей полнотой используется малый объемный вес древесины при относительно высоких прочностных и упругих характеристиках работы ее вдоль волокон и малые коэффициенты теплопроводности поперек волокон. Эти физико-механические показатели определяются природной своеобразно рассредоточенной трубчато-волокнистой структурой древесины, малым удельным весом и высокой удельной прочностью древесины. Удельная прочность древесины вдоль волокон не уступает прочности стали, а удельная масса древесного вещества в пять раз меньше ($\rho_{др.}=1,54 \text{ г/см}^3$, $\rho_{ст.}=7,85 \text{ г/см}^3$). Существенное снижение веса таких конструкций по сравнению с железобетонными уменьшает вес всего здания и его фундаментов, облегчает перевозку конструкций, упрощает и ускоряет монтаж.

В сочетании с малым весом древесина стойко выдерживает ударные и циклические нагрузки, поэтому деревянные конструкции достаточно стойки в мостах и при землетрясениях. Трехэтажные дома и четвертый этаж-мансарда имеют наивысшую

проектную сейсмостойкость - 9 баллов. Технические испытания на сейсмостойкость проводились с четырехэтажным жилым домом на сейсмополигоне в США учеными из университета Баффало. Из 4 млн. куб. м клееной древесины, изготавливаемой в мире, около 2 млн. используется в Японии для строительства сейсмостойкого жилья, в том числе в качестве каркасов для многоэтажного жилья.

Можно отметить особые свойства дерева при эксплуатации сооружений с агрессивной средой, например воздействию калийных и других солей, пагубному для металла и бетона. Сроки эксплуатации хранилищ удобрений, химреагентов, сельскохозяйственных сооружений из ДКК в несколько раз больше, а расходы по эксплуатации значительно ниже, чем у традиционных металлических или железобетонных.

Помимо того, дерево - "радиопрозрачный" материал. Это позволяет выполнять покрытия антенн различного назначения. Также обеспечивает более благоприятную для здоровья электромагнитную обстановку внутри здания, когда излучения не отражаются многократно от стен, а свободно покидают здание. ДКК широко применяются при проектировании безметалльных зданий и сооружений специального назначения к которым предъявляются повышенные требования по «радиопрозрачности».

Древесина сильно отличается от всех других материалов и своими акустическими свойствами. Именно поэтому большинство музыкальных инструментов деревянные. У древесины, например, и сопротивление звуку, и поглощение его на порядок выше, чем у металлов.

Здания и сооружения из ДКК, как это ни парадоксально, имеют высокую огнестойкость. Низкие скорости обугливания клееной древесины при пожаре (около 0,7мм/мин.) и низкая теплопроводность обеспечивают устойчивость конструкций при пожаре в течение длительного времени.

Многие природные недостатки древесины можно устранить или существенно ограничить их влияние на качество ДКК современными методами. Так, применение ДКК снимает проблему ограниченного сортамента лесоматериалов, снижает влияние анизотропии строения древесины. Правильно рассчитанные и изготовленные ДКК с поверхностной защитной обработкой сохраняют прочность в течение неограниченного периода времени. Низкие температуры не влияют на качество клеевых швов. Низкая влажность древесины в клееных несущих конструкциях значительно снижает вероятность их биоповреждений.

Существенная экономия пиломатериалов достигается в элементах, состоящих из дощатых клееных поясов и тонких стенок из водостойкой фанеры (деревянофанерные конструкции). Интерес к таким конструкциям в мировой строительной практике постоянно возрастает по мере того, как становятся известными многие их достоинства. Они прежде всего связаны с тем, что прочность фанеры на срез, вследствие перекрёстного расположения слоёв и высокой сопротивляемости древесины перерезанию волокон в 3-5 раз выше прочности древесины на скалывание. Это позволяет создавать самые лёгкие тонкостенные поперечные сечения из всех несущих конструкций.

Задача инженеров состоит в том, чтобы максимально использовать положительные качества древесины, уменьшить влияние ее отрицательных свойств, обеспечить экономически эффективное применение деревянных конструкций в конкретных условиях эксплуатации и строительства.

1. ПРИМЕНЕНИЕ ПЛОСКОСТНЫХ ДОЩАТОКЛЕЕНЫХ И ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В НАШЕЙ СТРАНЕ И ЗА РУБЕЖОМ

В последних десятилетиях XX и в начале XXI века в мировой практике появилось большое количество интересных и оригинальных конструктивных решений в области проектирования и строительства из ДКК, разработанных отечественными и зарубежными специалистами. Сочетание неисчерпаемых возможностей ДКК с применением современных технологий позволило изготавливать клеелесоматериалы различных сечений, больших длин, измеряемых десятками метров, и разных форм – гнутых, ломаных и др. Из

таких элементов изготавливаются конструкции больших пролетов, реализуются проекты строительства в самой разной архитектуре частных и общественных зданий — спорткомплексах, павильонах, церквях, выставочных залах и библиотеках, реконструируется жилой фонд (за счет мансардных этажей), создаются малоэтажные дома повышенной комфортности. Производство и применение ДКК наиболее развито в Европе, Северной Америке, Японии.

Из всего мирового объема производства ДКК около 70% приходится на европейские страны. В России и Украине ДКК в основном используются в качестве элементов покрытий спортивных-зрелищных, торговых, сельскохозяйственных, промышленных зданий и сооружений, при средних (18-24 м) и больших (свыше 30-36 м, до 100 м) пролетах (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Покрытия с использованием дощатоклеевых балок и рам.

Значительным достижением, подтверждающим большие возможности ДКК, является склад хлористого калия с каркасом из клееной древесины (рис. 1.2), построенный в 2001-2002 гг. в морском порту Санкт-Петербурга и по своим габаритам и конструктивным особенностям не имеющий аналогов в Европе. Длина склада 300 м. Основу каркаса составляют трехшарнирные гнуто-клеенные рамы пролетом 63 м и высотой 45 м, состоящие из двух полурам длиной 54 м сечением 440×1570 мм.

В Москве также ведется активное строительство деревянных мостов: мост в Астафьево, пролетом 12 метров; пешеходные переходы на Московской Кольцевой автомобильной дороге (МКАД) (рис. 1.3.) и др.



Рис.1.2. Склад хлористого калия г. Санкт-Петербург.



Рис.1.3. Пешеходный переход на МКАД.



Рис. 1.4. Бассейн гребной базы в Бресте (Беларуссия)



Рис. 1.5. Дугообразный навес бейсбольного стадиона г.Оулу (Финляндия)

В Германии две трети спортивных зданий и четверть зданий павильонного типа возводится с применением ДКК. Такое же соотношение спортивных зданий и сооружений

отмечается и в Швейцарии, Финляндии, Беларуси. Из построенных с применением ДКК и фанеры объектов с пролетами покрытия более 36 м можно отметить гребную базу в Бресте (рис. 1.4), легкоатлетический зал в Ганновере (Германия), бейсбольный стадион в г.Оулу (рис. 1.5), ледяной каток «Активви-Ареена г.Турку (рис. 1.6).

За рубежом дощатоклееные и деревофанерные конструкции нашли свое применение в покрытиях спортивных большепролетных сооружений. Имеется много примеров уникальных зданий пролетами 100...250 м, перекрытых клееными деревянными арками. Примером применения деревянных клееных балок может быть построенный в 1957 году колледж в Ашленде (штат Орегон, США), где в конструкции покрытия были использованы балки пролетом 40 м, шириной 0,23 м и переменной высотой 1,22-2,03 м, изготовленных из брусков сечением 41х23 мм.

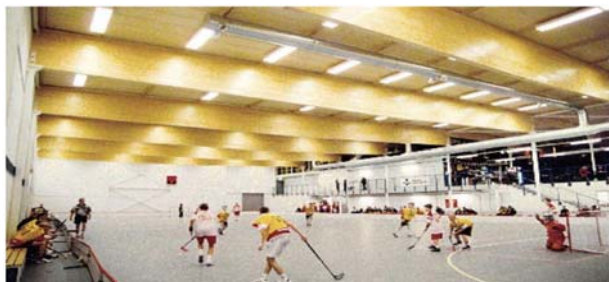


Рис. 1.6. Конструкция «балка-опора» ледового катка г. Турку (Финляндия)

Отечественный и зарубежный опыт проектирования, производства и эксплуатации деревянных несущих и ограждающих конструкций показывает, что они отвечают прогрессивным требованиям современного строительства и имеют перспективы дальнейшего развития и совершенствования.

2. СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДОЩАТОКЛЕЕННЫХ И КЛЕЕФАНЕРНЫХ БАЛОК

2.1. ДОЩАТОКЛЕЕННЫЕ БАЛКИ.

Дощатоклеенные балки состоят из пакета досок. Высота сечения балок определяется расчетом и находится в пределах 1/8 - 1/20 длины пролета. Дощатоклеенные балки изготавливают пролетом до 24...30м. Традиционными формами сечения являются прямоугольное, реже двутавровое или коробчатое (т.к. они технологичны в изготовлении). Основное применение нашли балки постоянной высоты и двускатные (рис. 2.1). Односкатные и криволинейные балки применяются при технико-экономическом обосновании.

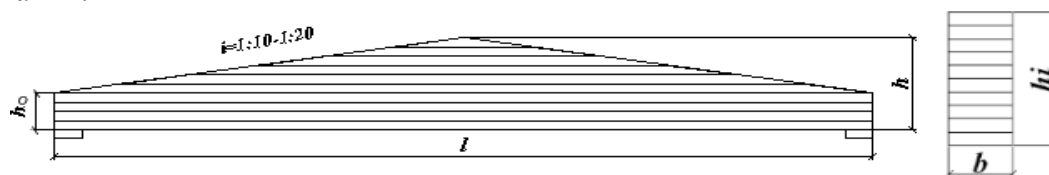


Рис. 2.1. Двускатная дощатоклеенная балка

Расчет дощатоклеенных балок ведется по известным формулам расчёта изгибаемых элементов.

1. Выполняется проверка прочности по нормальным напряжениям в расчетном сечении:

$$\sigma = \frac{M}{W_p} \leq R_u m^*, \quad (2.1)$$

где M – изгибающий момент в расчетном сечении;

R_u – расчетное сопротивление изгибу;

m^* – произведение всех коэффициентов условий работы древесины в соответствии с пунктом 3.2 [1];

W_p – момент сопротивления расчетного сечения балки.

Если балка постоянной высоты, то расчетное сечение находится в месте максимального изгибающего момента. Для двускатной балки расчетное сечение будет находиться на расстоянии от опоры $x_1 = h_0 l / 2h$.

2. Выполняется проверка прочности на скалывание осуществляется в опорном сечении

$$\tau = \frac{QS}{b_p I} < R_{ск} m^*, \quad (2.2)$$

где Q – расчетная поперечная сила;

S – статический момент сдвигаемой части поперечного сечения балки относительно нейтральной оси;

b_p – расчетная ширина сечения элемента;

I – момент инерции поперечного сечения балки относительно нейтральной оси;

$R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе.

3. Расчет на устойчивость плоской формы деформирования балки прямоугольного сечения производится по формуле

$$\frac{M}{\varphi_m W} \leq R_u m^*, \quad (2.3)$$

где M – максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ;

W – максимальный момент сопротивления на этом же участке.

Коэффициент φ_m для изгибаемых элементов прямоугольного поперечного сечения, шарнирно-закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, определяется по формуле

$$\varphi_m = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi, \quad (2.4)$$

где l_p – расстояние между опорными сечениями элемента, а при закреплении сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба – расстояние между этими точками;

b – ширина поперечного сечения;

h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ;

k_ϕ – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по табл. 2 прил. 4 [1].

При расчете изгибаемых элементов с линейно меняющейся по длине высотой и постоянной шириной поперечного сечения, не имеющих закреплений из плоскости по растянутой от момента M кромке, или при $m < 4$ коэффициент φ_m по формуле (2.4) умножается на дополнительный коэффициент $k_{жсм}$. Значения $k_{жсм}$ приведены в табл. 2 прил. 4 [1]. При $m \geq 4$ $k_{жсм} = 1$. При подкреплении из плоскости изгиба в промежуточных точках растянутой кромки балки на участке l_p коэффициент φ_m , определенный по формуле (2.4), следует умножать на дополнительный коэффициент $k_{нм}$ согласно п.4.14 [1].

4. Выполняется проверка жёсткости балки

$$\frac{f}{l} = \frac{f_0}{l \cdot k} \left(1 + c \frac{h^2}{l^2} \right) \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (2.5)$$

где $f_0 = \frac{5}{384} \frac{q_n l^4}{EI}$ – прогиб балки постоянного сечения высотой h только от действия изгибающего момента;

$k = 0,15 + 0,85 \frac{h_0}{h}$ – коэффициент, учитывающий переменность сечения;

$c = 15,4 + 3,8 \frac{h_0}{h}$ – коэффициент, учитывающий деформации сдвига;

h_0 – высота балки на опоре;

h – высота балки в середине пролёта.

2.2 ДЕРЕВОФАНЕРНЫЕ БАЛКИ С ПЛОСКОЙ СТЕНКОЙ.

Клеефанерные балки состоят из дощатых поясов и фанерной стенки. Рекомендуемые пролеты 9-12 м (за рубежом до 40 м). Размерами поперечного сечения предварительно задаются исходя из проектируемых нагрузок: $h = (1/8 \dots 1/12) l$, $h_n = (1/6 \dots 1/10) h$, но высота балки не должна превышать стандартного листа фанеры с учётом обрезки кромок.

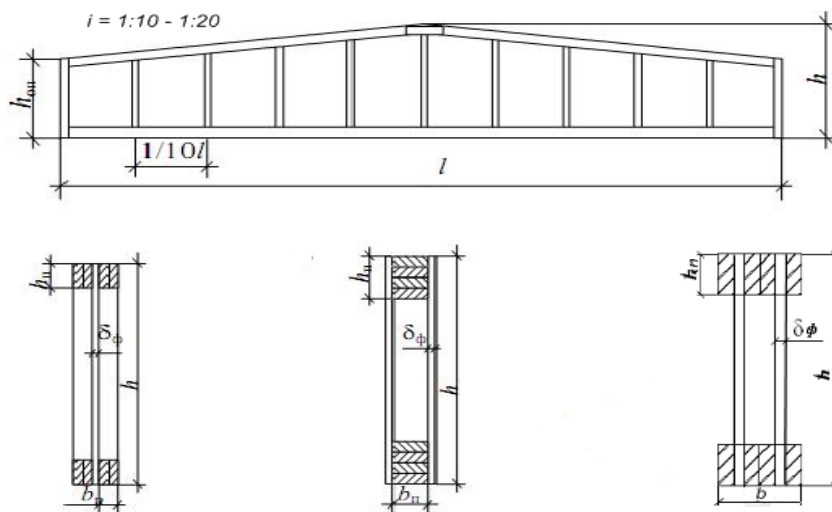


Рис. 2.2. Деревофанерная балка с плоской фанерной стенкой

Устойчивость вертикальной стенки обеспечивается постановкой ребер жесткости примерно через $l/10$. Основные виды сечений: коробчатое, двутавровое, двутаврово-коробчатое.

Высота балки на опоре определяется по формуле $h_{on} = h - l i / 2$. Толщина фанерной стенки принимается $\delta_{\phi} \geq h_{cm} / 130$. Расчет клефанерных балок с плоской стенкой при продольном расположении рубашки фанеры ведется с учетом работы фанерной стенки на нормальные напряжения с использованием приведенных к одному материалу геометрических характеристик сечения.

Последовательность расчёта двускатной деревофанерной балки.

1. Проверка прочности нижнего пояса

$$\frac{M}{W_{np}^g} \leq R_p \cdot m^*, \quad (2.6)$$

где M – изгибающий момент в расчетном сечении;

W_{np}^g – момент сопротивления расчётного сечения, приведенный к древесине;

R_p – расчётное сопротивление растяжению материала поясов.

Сечение с максимальными усилиями в поясах (расчётное сечение) расположено от опоры на расстоянии:

$$x = \left[\sqrt{\gamma(I + \gamma)} - \gamma \right] l, \quad (2.7)$$

где $\gamma = h_{on} / l \cdot i$;

i – уклон верхней грани балки;

h_{on} – расстояние между осями поясов в опорном сечении;

l – расчётный пролет балки.

$$2. \text{ Проверка устойчивости верхнего пояса } \frac{M}{W_{np}^g} \leq \varphi R_c \cdot m^*, \quad (2.8)$$

где φ – коэффициент продольного изгиба пояса из плоскости, определяемый в зависимости от расстояния между закреплёнными точками.

3. Проверка прочности фанерной стенки на растяжение в зоне стыка фанеры

$$\frac{M}{W_{np}^{\phi}} \leq R_{\phi p} \cdot m_{\phi} \cdot m^*, \quad (2.9)$$

где M – максимальный изгибающий момент в зоне стыка фанерной стенки вблизи расчётного сечения;

W_{np}^{ϕ} – момент сопротивления, приведенный к фанере сечения;

m_{ϕ} – коэффициент, учитывающий снижение расчётного сопротивления в стыках фанерных листов, принимаемый для обычной фанеры равным 0,6;

$R_{\phi p}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению вдоль волокон рубашки;

4. Проверка прочности стенки на действие главных растягивающих напряжений в зоне первого от опоры стыка:

$$\frac{\sigma_{cm}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cm}}{2} \right)^2 + \tau_{cm}^2} < R_{\phi p \alpha}, \quad (2.10)$$

где σ_{cm} , τ_{cm} – нормальные и касательные напряжения в фанерной стенке на уровне внутренней кромки поясов;

$R_{\phi p \alpha}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом α , определяемое по графику рис. 17 приложения 5 норм [1].

Угол α определяется из зависимости: $tg \alpha = 2\tau_{cm} / \sigma_{cm}$.

5. Проверка фанерной стенки на срез в опорном сечении

$$\frac{Q \cdot S_{np.пол.сеч.}^{\phi}}{\delta_{\phi} I_{np}^{\phi}} \leq R_{\phi ср} \cdot m^*, \quad (2.11)$$

где Q – поперечная сила в опорном сечении;

$S_{np.пол.сеч.}^{\phi}$ – статический момент половины сечения, приведенный к фанере;

δ_{ϕ} – суммарная толщина фанерных стенок;

I_{np}^{ϕ} – момент инерции опорного сечения, приведённый к фанере;

$R_{\phi ср}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу.

6. Проверка на скалывание между шпонами фанеры в зоне приклеивания к поясам в опорном сечении:

$$\frac{Q \cdot S_{\text{пояса}}^{\phi}}{\sum h_n \cdot I_{np}^{\phi}} \leq R_{\text{фск}} \cdot m^*, \quad (2.12)$$

где Q – поперечная сила в опорном сечении;

$S_{\text{пояса}}^{\phi}$ – статический момент пояса относительно нейтральной оси, приведенный к фанере;

$\sum h_n$ – суммарная длина поясных швов приклеивания деревянного пояса к фанерным стенкам;

I_{np}^{ϕ} – момент инерции опорного сечения, приведённый к фанере;

$R_{\text{фср}}$ – расчетное сопротивление фанеры скалыванию.

7. Проверка устойчивости фанерной стенки при $h_{\text{см}}/\delta_{\phi} < 50$ производится по формуле

$$\frac{\sigma_{\text{см}}}{\sigma_{\text{кр}}} + \frac{\tau_{\text{см}}}{\tau_{\text{кр}}} \leq 1, \quad (2.13)$$

где $\sigma_{\text{см}}$, $\tau_{\text{см}}$ – нормальные и касательные напряжения в фанерной стенке на уровне внутренней кромки верхнего пояса;

$\sigma_{\text{кр}}$, $\tau_{\text{кр}}$ – соответственно критические нормальные и критические касательные напряжения, определяемые согласно п. 4.30 действующих норм.

8. Проверка жёсткости балки производится по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{f_0}{l \cdot k} \left[1 + c \left(\frac{h_{\phi}}{l} \right)^2 \right] \leq \left[\frac{f}{l} \right], \quad (2.14)$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h только от действия изгибающих моментов;

k – коэффициент, учитывающий переменность сечения для двутаврового (коробчатого сечения) и определяемый согласно табл. 3 приложения 4 действующих норм;

c – коэффициент, учитывающий деформации сдвига, находящийся там же;

$\left[\frac{f}{l} \right]$ – предельный прогиб, определяемый согласно табл. 16 действующих норм.

3. УЧЁТ ПЕРЕМЕННОСТИ СЕЧЕНИЯ В СУЩЕСТВУЮЩЕЙ МЕТОДИКЕ РАСЧЁТА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

3.1. ДОЩАТОКЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

В настоящее время переменность высоты балки учитывается при нахождении сечения с максимальными нормальными напряжениями, при расчёте плоской формы деформирования (коэффициент $k_{\text{жсм}}$) и при определении жесткости балки (коэффициент k).

Методика расчёта дощатоклеенных балок согласно действующим нормам проектирования исходит из того, что характер распределения нормальных и касательных напряжений в балках с параллельными гранями и балок переменной высоты один и тот же. Что касается нормальных напряжений, то для балок с линейно изменяющейся высотой при малых углах наклона граней (до 15^0 - 20^0) погрешность при этом по сравнению с точными решениями теории упругости не превышает 5 %. Балки покрытий имеют уклон верхней грани меньше 10^0 , потому в практических расчётах для определения нормальных напряжений можно использовать формулы сопротивления материалов.

Распределение же касательных напряжений в балках переменной высоты существенно отличается от принятого в сопротивлении материалов, причём максимальные их значения находятся не на нейтральной оси, а в точках наклонной грани балки. Таким образом, в контурных точках возникают максимальные нормальные напряжения и максимальные касательные напряжения, поэтому такое сочетание уменьшает прочность балки, что должно учитываться расчётом. В точках наклонной грани возникают и нормальные напряжения, действующие поперёк волокон. Таким образом, балка переменной высоты находится в сложном напряжённом состоянии и здесь необходимы другие, отличные от принятых в действующих нормах, критерии прочности.

3.2. ДЕРЕВОФАНЕРНЫЕ БАЛКИ

Согласно существующей методике расчёта переменность высоты учитывается при определении сечения с максимальными усилиями в поясах и при определении деформативности балок (коэффициент). Определение нормальных и касательных напряжений в двускатных и односкатных балках и в случае дощатоклееных балок выполняется таким же образом как и для балок с параллельными гранями.

Существует весьма ограниченное число исследований напряженного состояния деревофанерных балок двутаврового (коробчатого) сечения с линейно изменяющейся высотой, в которых ставилась задача определения как нормальных, так и касательных напряжений в поясах и фанерной стенке. Аналитических решений таких задач методами теории упругости в литературе не имеется, однако по аналогии с балками прямоугольного сечения для нормальных напряжений при малых углах наклона граней (до 15°) можно принять линейное распределение напряжений по высоте балки, с учётом этого методами сопротивления материалов - получить выражения для определения касательных напряжений в фанерных стенках балок. Для односкатных и двускатных балок эпюры распределения касательных напряжений по высоте сечения, в отличие от балок постоянной высоты, имеют несимметричный характер с увеличением значений напряжений при продвижении к наклонной грани балки.

Изменение характера распределения касательных напряжений в поясах и фанерной стенке влечёт за собой необходимость пересмотра прочностных расчётов элементов балки: деревянных поясов, клеевых соединений поясов со стенкой, фанерных стенок. Кроме того, должны быть внесены коррективы в расчёты местной устойчивости фанерных стенок.

3.3. ОСНОВНЫЕ ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

На основе анализа существующих методов расчёта дощатоклееных и деревофанерных балок переменной высоты основными задачами работы являются:

- определение напряжений в симметричных и несимметричных балках прямоугольного поперечного сечения;
- определение напряжений в симметричных и несимметричных деревофанерных балках двутаврового (коробчатого) сечения;
- предложения по расчёту прочности дощатоклееных балок с линейно изменяющейся высотой;
- предложения по расчёту прочности элементов деревофанерных балок и местной устойчивости фанерных стенок.

4. НАПРЯЖЕНИЯ В ДОЩАТОКЛЕЕННЫХ БАЛКАХ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

Здесь рассматриваются вопросы определения скалывающих напряжений в симметричных и несимметричных дощатоклееных балках прямоугольного сечения, что имеет место в покрытиях зданий различного назначения.

Решения теории упругости для симметричных и несимметричных относительно продольной оси клиньев показывает, что при плавном изменении сечения нормальные напряжения в сечении можно подсчитать по формуле $\sigma = M y / I$, результаты при этом при углах до $15-20^\circ$ будут отличаться от точного решения всего на несколько процентов.

4.1. БАЛКА СИММЕТРИЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Для определения касательных напряжений рассмотрим элемент малой длины Δx , вырезанный из балки симметричного сечения. На левой грани этого элемента действует изгибающий момент M_1 , на правой грани – момент M_2 . Соответственно высота сечений – h и $h + dh$, а величина y – расстояние от нейтральной оси до точки, в которой возникают касательные напряжения τ (рис. 4.1). Касательные напряжения определяются из условия равновесия заштрихованного трапециевидного элемента.

$$\tau b \Delta x = \frac{M_2 S_2}{I_2} - \frac{M_1 S_1}{I_1}, \quad (4.1)$$

где M, S, I – изгибающий момент, статический момент части сечения относительно нейтральной оси и момент инерции соответственно левого и правого сечения.

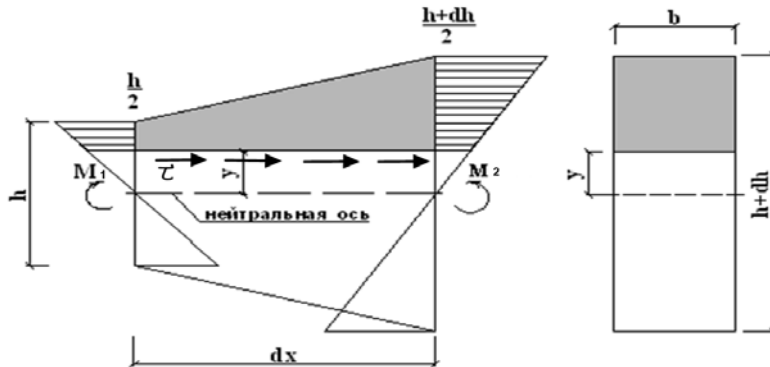


Рис. 4.1. Бесконечно малый элемент балки симметричного сечения.

Чем меньше величина Δx , тем точнее будут результаты, но при совсем малых значениях Δx точность будет утрачена в связи с нахождением разницы очень малых величин.

При плавном изменении сечения балки по длине выражения для M, S, I могут быть представлены в виде непрерывных функций переменной x , тогда при переходе к пределу из (4.1) получим

$$\tau = \frac{1}{b} \frac{d\left(\frac{MS}{I}\right)}{dx}. \quad (4.2)$$

Здесь $d(MS/I)/dx$ – производная сложной функции. После дифференцирования с учетом того, что производная $dM/dx = Q$, получим

$$\tau = \frac{QS}{bI} + \frac{M}{bI} \frac{dS}{dx} - \frac{MS}{bI^2} \frac{dI}{dx}. \quad (4.3)$$

Для упрощения расчетов выбираем скользящую систему координат, в которой начало поместим в центре тяжести рассматриваемого сечения. При этом изгибающий момент и поперечная сила будут определяться способом, принятым в сопротивлении материалов, а геометрические характеристики сечения будут функциями высоты сечения балки:

$$S = \frac{b}{2} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right), \quad \frac{dS}{dx} = \frac{1}{4} bh \frac{dh}{dx}, \quad (4.4)$$

$$I = \frac{bh^3}{12}, \quad \frac{dI}{dx} = \frac{1}{4} bh^2 \frac{dh}{dx}.$$

Подстановка этих выражений в (4.3) даёт

$$\tau = \left(Q - \frac{M}{I} \frac{bh^2}{4} \frac{dh}{dx} \right) \frac{S}{bI} + \frac{M}{I} \frac{h}{4} \frac{dh}{dx}. \quad (4.5)$$

После некоторых преобразований с учетом того, что для симметричных балок с линейно изменяющейся высотой производная $dh/dx = 2tg\alpha$, получим

$$\tau = \left(Q - \frac{6M}{h} tg\alpha \right) \frac{S}{bI} + \frac{M}{I} \frac{h}{4} tg\alpha . \quad (4.6)$$

В этом выражении первое слагаемое по своей структуре представляет собой известную формулу Д.И. Журавского, в которой поперечная сила представлена в выражении в круглых скобках. Здесь вычитаемое $6Mtg\alpha/h$ по своей сути является дополнительной поперечной силой, вызванной наличием в сечении изгибающего момента. Второе слагаемое не зависит от ординаты y и даёт постоянное значение, равное

$$\tau_k = \frac{M}{I} \frac{h}{2} tg\alpha = \sigma_k tg\alpha , \quad (4.7)$$

где τ_k, σ_k – касательные и нормальные напряжения на контуре балки.

При построении эпюр распределения касательных напряжений по высоте сечения необходимо учесть, что первое слагаемое в (4.6) даёт параболический характер распределения с нулевыми точками на контуре и максимальными значениями на нейтральной оси, второе – постоянное значение во всех точках сечения. В зависимости от соотношения величины изгибающего момента и поперечной силы можно получить следующие эпюры, показанные на рис. 4.2.

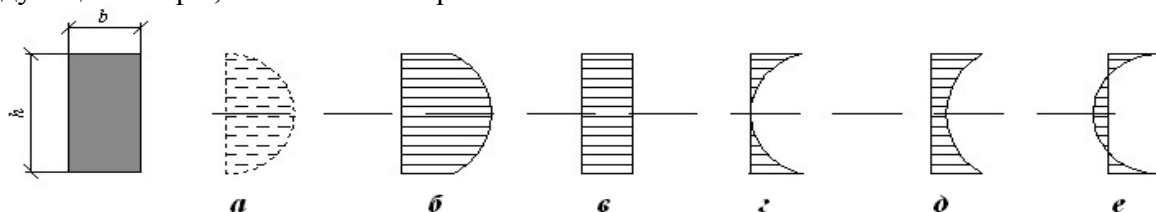


Рис. 4.2. Эпюры касательных напряжений в симметричных балках переменной высоты

Рассмотрим некоторые частные случаи:

1. При отсутствии в сечении изгибающего момента, например, на опорах свободноопёртой балки, эпюра τ имеет вид, показанный на рис. 4.2а. Эта эпюра показана пунктиром, так как здесь закон распределения напряжений определяется способом приложения сил (опорных реакций).

2. При отсутствии поперечной силы Q из (4.6)

$$\tau = \left(\frac{M}{I} \frac{h}{2} - \frac{6MS}{hbI} \right) tg\alpha . \quad (4.8)$$

В этом случае на контуре балки касательные напряжения определяются согласно (6), на нейтральной линии статический момент $S = bh^2/8$, тогда

$$\tau = \left(\frac{M}{I} \frac{h}{2} - \frac{6Mbh^2}{8hbI} \right) tg\alpha = - \frac{M}{I} \frac{h}{4} tg\alpha . \quad (4.9)$$

Таким образом, значения касательных напряжений на нейтральной оси в два раза меньше контурных с противоположным знаком и эпюра в этом случае имеет вид, показанный на рис. 4.2е.

3. Из выражения (4.6) следует, что в частном случае при условии

$$Q = 6Mtg\alpha/h \quad (4.10)$$

первое слагаемое превращается в нуль и распределение напряжений имеет вид, показанный на рис. 4.2 в.

В качестве примера на рис. 4.3 показаны эпюры касательных напряжений в консольной балке шириной b и длиной l при действии силы P , приложенной на конце.

Высота сечения на свободном конце h_0 , в защемлении - $2h_0$. Изменение сечения по линейному закону

$$h = h_0 + 2x \operatorname{tg} \alpha. \quad (4.11)$$

Из рис. 3 отчётливо видно, как с увеличением изгибающего момента при продвижении к месту защемления меняется характер эпюр из выпуклых на вогнутые (см. также рис. 4.2 б, в, д). В средней части балки имеет место третий случай.

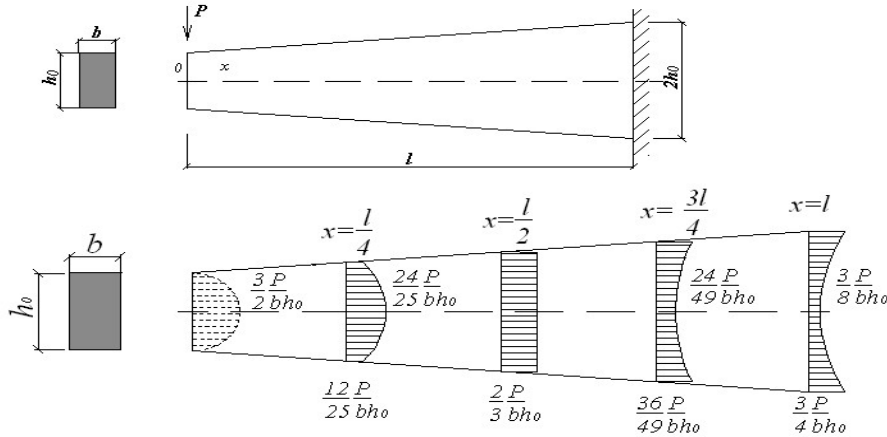


Рис. 4.3. Касательные напряжения в симметричной консольной балке.

Внутренние усилия в балке при расположении начала координат на свободном конце
 $Q = -P$, $M = -Px$.

Проверим условие (4.10)

$$-P = -\frac{6Px}{h} \operatorname{tg} \alpha.$$

С учётом (4.11) это условие запишется в виде

$$h_0 + 2x \operatorname{tg} \alpha = 6x \operatorname{tg} \alpha,$$

откуда положение сечения с равномерным распределением касательных напряжений по высоте сечения определится из условия

$$x = \frac{h_0}{4 \operatorname{tg} \alpha}.$$

Тангенс угла наклона граней балки определяется из геометрии балки

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2h - h_0}{2l} = \frac{h_0}{l}.$$

С учётом этого сечение будет находиться на расстоянии $x = l/2$.

Необходимо отметить, что при малых углах наклона граней значения касательных напряжений в указанном примере практически не отличаются от точного решения теории упругости, для усеченного клина.

4.2. КАСАТЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В НЕСИММЕТРИЧНЫХ БАЛКАХ.

Для несимметричных балок прямоугольного сечения, одна из граней которых горизонтальна, выражение для определения касательных напряжений имеет вид

$$\tau = \frac{QS}{bI} + \frac{M}{bI} \left(\frac{dS}{dx} + \frac{1}{2} by \frac{dh}{dx} \right) - \frac{MS}{bI^2} \frac{dI}{dx}. \quad (4.12)$$

Это выражение отличается от (4.3) для симметричных балок только наличием второго слагаемого в круглых скобках, появление которого вызвано тем, что нейтральная ось в данном случае не горизонтальна.

Здесь, как и ранее, геометрические характеристики для прямоугольного сечения определяются согласно (4.4), а положительный отсчёт ординаты y принят по направлению к наклонной грани балки (рис. 4.4).

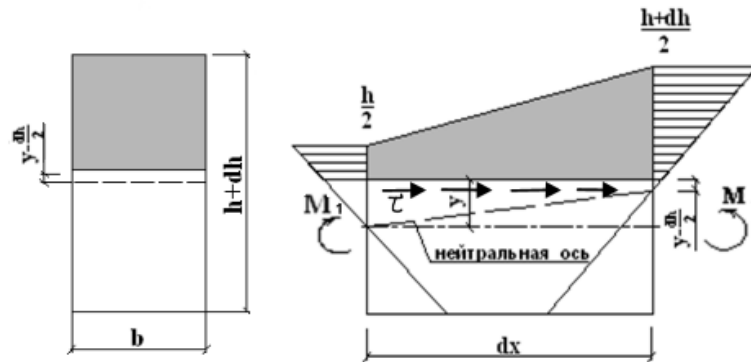


Рис. 4.4. Бесконечно малый элемент балки симметричного сечения.

Для балок прямоугольного сечения с линейно изменяющейся высотой ($dh/dx = tg \alpha$) с учётом объединения членов, содержащих множитель S/bI , получим

$$\tau = \left(Q - \frac{3M}{h} tg \alpha \right) \frac{S}{bI} + \frac{M}{2I} \left(\frac{h}{2} + y \right) tg \alpha \quad (4.14)$$

Выражение (13) по своей структуре аналогично (4.6), однако дополнительная поперечная сила в сечении, вызванная действием изгибающего момента, в два раза меньше, а второе слагаемое даёт линейное распределение касательных напряжений с нулевым значением на горизонтальной грани ($y = -h/2$) и значением согласно (4.7) на наклонной грани при $y = h/2$.

При суммировании первого и второго слагаемого в (4.13) в зависимости от соотношения величины поперечной силы и изгибающего момента для несимметричных балок можно получить эпюры, показанные на рис. 4.5.

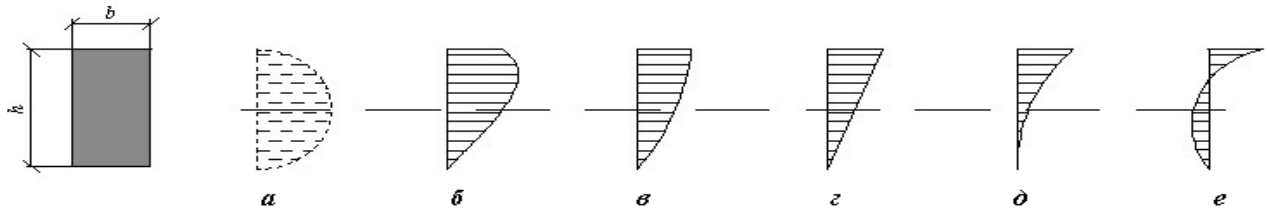


Рис. 4.5. Эпюры касательных напряжений в несимметричных балках с нижней горизонтальной гранью

Здесь более подробно остановимся на двух частных случаях:

1. В рассматриваемом сечении имеет место равенство $Qh = 3Mtg \alpha$. В этом случае согласно (4.13) выражение в скобках равно нулю и распределение касательных напряжений по высоте сечения имеет вид, показанный на рис. 4.5.г.

2. При отсутствии в сечении поперечной силы $Q = 0$ выражение (4.13) имеет вид

$$\tau = -\frac{3M}{h} \frac{S}{bI} tg \alpha + \frac{M}{2I} \left(\frac{h}{2} + y \right) tg \alpha. \quad (4.14)$$

Для этого случая, как и при наличии поперечной силы, касательные напряжения на верхнем контуре τ_k , определяются согласно (4.7), а значения напряжений на нейтральной оси $\tau_{н.о}$ для балки прямоугольного сечения найдём из (4.14) при $y = 0$; $S = bh^2/8$

$$\tau = -\frac{1}{8} \frac{M h}{I} tg \alpha = -\frac{1}{4} \frac{M h}{2I} tg \alpha = -\frac{1}{4} \sigma_k tg \alpha = -\frac{1}{4} \tau_k. \quad (4.15)$$

При параболическом распределении касательные напряжения на нейтральной оси в четыре раза меньше контурных с противоположным знаком (рис. 4.5е).

В качестве примера на рисунке 4.6 показаны эпюры распределения касательных напряжений в консольной балке длиной l с верхней горизонтальной гранью при действии

силы P на свободном конце. Высота левого сечения h_0 , высота сечения в месте защемления $2h_0$, тангенс угла наклона грани $tg\alpha = h_0/l$.

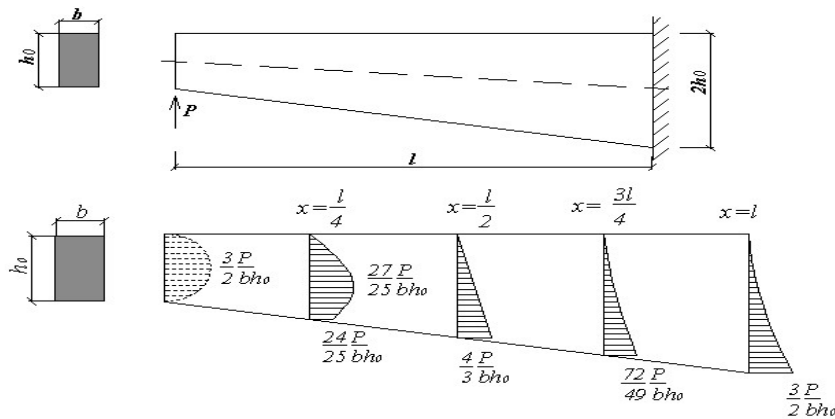


Рис. 4.6. Напряжения в консольной балке с верхней горизонтальной гранью

Из рисунка видно, что в несимметричной консольной балке эпюры распределения касательных напряжений по длине балки изменяются от выпуклых на левом конце до вогнутых на правом, причём в середине балки имеет место частный случай, когда закон изменения напряжений по высоте сечения линейный. В левой четверти длины балки имеет место случай, показанный на рис. 4.5.б, когда максимальные напряжения возникают не на контуре балки.

5. НАПРЯЖЕНИЯ В ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛКАХ ДВУТАВРОВОГО (КОРОБЧАТОГО) СЕЧЕНИЯ

Поперечное сечение деревофанерной балки представляет собой неоднородную систему, которая состоит из двух материалов (древесины и фанеры) с различными деформативными характеристиками. Поскольку модуль упругости древесины сосны согласно нормативным данным $E_d = 10000 \text{ МПа}$, а модуль упругости клееной фанеры марки ФСФ вдоль волокон $E_\phi = 9000 \text{ МПа}$ с умножением на коэффициент 1,2 ($1,2 \cdot 9000 = 10800 \text{ МПа}$), то такое небольшое различие в деформативных характеристиках позволяет рассматривать балки в первом приближении как однородную систему с модулем упругости E .

В этом разделе рассматриваются вопросы определения касательных напряжений в симметричных и несимметричных деревофанерных балках двутаврового (коробчатого или двутаврово-коробчатого) сечения с уклоном верхних граней менее 10° , что имеет место в покрытиях зданий различного назначения.

По аналогии с дощатоклееными балками прямоугольного сечения для нормальных напряжений при малых углах наклона граней принимаем линейное распределение напряжений по высоте балки.

5.1. БАЛКА СИММЕТРИЧНОГО СЕЧЕНИЯ.

С учетом сказанного из условия равновесия малого элемента длиной Δx , вырезанного из балки двутаврового сечения на расстоянии y от нейтральной оси балки (рис. 5.1), касательные напряжения можно определить из условия

$$\tau b \Delta x = \frac{M_2 S_2}{I_2} - \frac{M_1 S_1}{I_1}, \quad (5.1)$$

где M, S, I – изгибающий момент, статический момент части сечения относительно нейтральной оси и момент инерции соответственно второго и первого сечения.

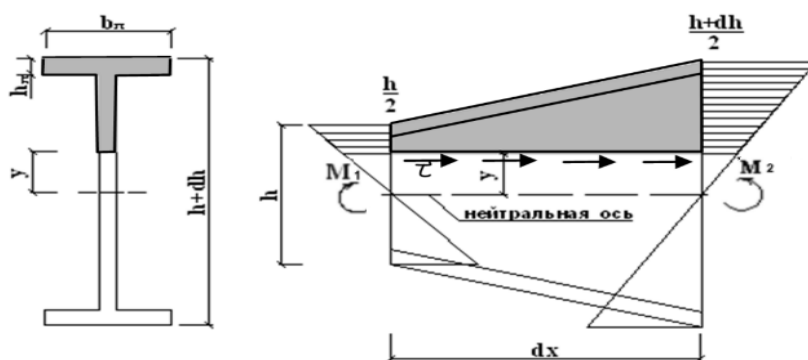


Рис. 5.1. Бесконечно малый элемент балки симметричного сечения.

При плавном изменении сечения балки по длине выражения для M, S, I могут быть представлены в виде непрерывных функций переменной x , тогда при переходе к пределу из (5.1) получим

$$\tau = \frac{1}{b} \frac{d\left(\frac{MS}{I}\right)}{dx} \quad (5.2)$$

После дифференцирования с учетом того, что производная $dM/dx = Q$, получим

$$\tau = \frac{QS}{bI} + \frac{M}{bI} \frac{dS}{dx} - \frac{MS}{bI^2} \frac{dI}{dx} \quad (5.3)$$

При скользящей системе координат, когда начало помещается в центре рассматриваемого сечения, изгибающий момент и поперечная сила будут определяться способом, принятым в сопротивлении материалов, а геометрические характеристики для стенки двутаврового сечения будут функциями высоты сечения балки:

$$\begin{aligned} S &= \frac{1}{2} \left\{ b_n h_n (h - h_n) + \delta \left[\left(\frac{h - 2h_n}{2} \right)^2 - y^2 \right] \right\}, & \frac{dS}{dx} &= \frac{1}{2} \left[b_n h_n + \frac{\delta}{2} (h - 2h_n) \right] \frac{dh}{dx} \\ I &= 2 \left[\frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left(\frac{h - h_n}{2} \right)^2 \right] + \frac{\delta (h - 2h_n)^3}{12}, & \frac{dI}{dx} &= \left[b_n h_n (h - h_n) + \frac{\delta}{4} (h - 2h_n)^2 \right] \frac{dh}{dx} \end{aligned} \quad (5.4)$$

5.2. БАЛКА НЕСИММЕТРИЧНОГО СЕЧЕНИЯ.

Приём, принятый в расчетах для симметричных балок, в полной мере нельзя перенести на балки, не имеющие продольной оси симметрии. Отличие заключается в том, что здесь нейтральная ось направлена не горизонтально, поэтому в правом сечении расстояние от нейтральной оси до рассматриваемого слоя будет $y - dh/2$ (рис. 5.2).

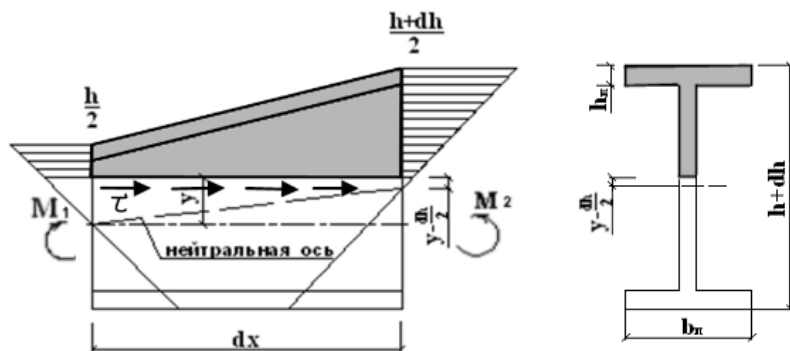


Рис. 5.2. Бесконечно малый элемент балки несимметричной двутавровой балки

В связи с этим в стенке балки появятся дополнительные (по сравнению с балкой симметричного сечения тех же размеров) скалывающие напряжения.

$$\tau_{дон} = \frac{M}{2I} y \frac{dh}{dx} \quad (5.5)$$

С учетом (5.5) общее выражение для касательных напряжений в стенках балок двутаврового сечения, одна грань которого горизонтальна, имеет такой же вид как и для балок прямоугольного сечения

$$\tau = \frac{QS}{bI} + \frac{M}{bI} \left(\frac{dS}{dx} + \frac{1}{2} by \frac{dh}{dx} \right) - \frac{MS}{bI^2} \frac{dI}{dx} \quad (5.6)$$

Здесь, как и ранее, значения $S, I, dS/dx, dI/dx$ для двутаврового сечения определяются согласно (5.4).

В качестве примера исследуем распределение скалывающих напряжений в деревофанерной балке двутаврово-коробчатого сечения пролетом 18 м (рис. 5.3), пример расчёта которой рассмотрен в пособии [2].

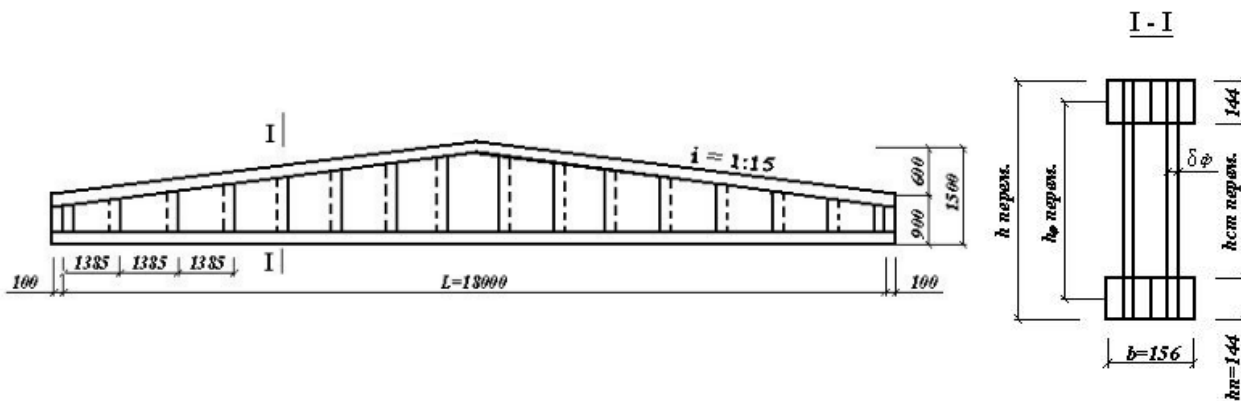


Рис. 7. Двускатная клефанерная балка покрытия.

Поскольку для этой балки проверка прочности фанерной стенки на действие главных растягивающих напряжений является решающей, определим значение скалывающих напряжений согласно (5.6) в сечении с первым от опоры $x_1 = 1,385$ м вертикальным стыком фанерной стенки. Внутренние усилия в этом сечении $M = 80,5$ кНм; $Q = 53,3$ кН. Полная высота сечения $h = 0,99$ м, момент инерции сечения $I = 885000$ см⁴.

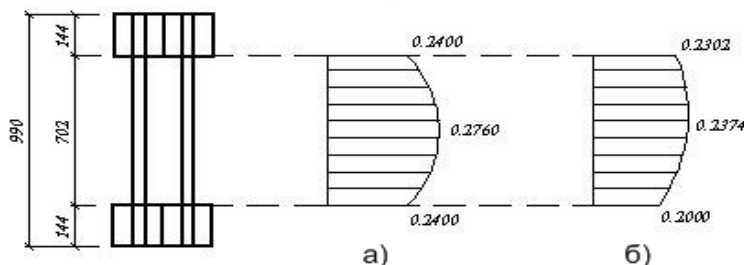


Рис. 5.4. Эпюры касательных напряжений в фанерных стенках:
а) по формуле Журавского; б) с учетом переменности сечения.

На рис. 5.4 показаны эпюры скалывающих напряжений в фанерной стенке, построенных на основании значений напряжений по формуле Журавского и согласно (5.6).

6. ПРАКТИЧЕСКИЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ К РАСЧЕТУ ДОЩАТОКЛЕЕННЫХ И КЛЕЕФАНЕРНЫХ БАЛОК

6.1. ДОЩАТОКЛЕЕННЫЕ БАЛКИ

В отличие от элементов постоянной высоты односкатные и двускатные балки всегда находятся в условиях сложного напряжённого состояния. Это относится и к зонам так называемого «чистого» изгиба, где при отсутствии поперечной силы в силу изменения сечения по длине дополнительно к нормальным напряжениям изгиба возникают касательные напряжения τ_{xy} и нормальные напряжения σ_y . Теоретические и экспериментальные исследования таких балок показывают, что максимальные касательные напряжения и напряжения, действующие поперек волокон σ_y , при обычно применяемых

нагрузках достигают максимальных значений на линии ската, т.е. там, где действуют и максимальные напряжения изгиба σ_x .

При малых углах наклона грани (до 10^0) нормальные напряжения в контурных точках сечения могут быть вычислены по элементарной теории

$$\sigma_x = \frac{M}{W}, \quad (6.1)$$

а напряжения τ_{xy} и σ_y в точках на линии ската в точных и приближённых решениях определяются по формулам

$$\tau_{xy} = \sigma_x \operatorname{tg} \alpha, \quad \sigma_y = \tau_{xy} \operatorname{tg} \alpha = \sigma_x \operatorname{tg}^2 \alpha \quad (6.2)$$

В этих выражениях α – угол наклона грани балки.

Анализ зависимостей (6.2) показывает, что их максимальные значения возникают в сечении с максимальными значениями нормальных напряжений при изгибе σ_x . Положение этого сечения часто не совпадает с местом действия максимального изгибающего момента, в частности, для свободноопертой двускатной балки при действии равномерно распределённой загрузки оно находится на расстоянии $x_l = h_{on} l / 2 h_{cp}$ от опоры.

Как показывают эксперименты, разрушение двускатных балок происходит именно в местах действия максимальных изгибающих напряжений в зоне ската при значениях, меньших предела прочности на изгиб, и зависящих не только от угла наклона грани, но и её положения. При нахождении ската в сжатой зоне балки в вертикальном сечении возникают сжимающие напряжения σ_y , в противном случае – растягивающие. Последний случай является самым неблагоприятным для скатных балок, и разрушающая нагрузка здесь минимальна. Всё это позволяет выдвинуть гипотезу о том, что причиной разрушения является уровень напряжений при плоском напряжённом состоянии, и применить для расчёта один из критериев прочности, разработанных для древесины как ортотропного материала. Среди них можно выделить критерий Ч. Норриса как наиболее простой и дающий хорошие результаты по сравнению с экспериментальными исследованиями разрушения скатных дощатоклееных балок.

$$\left(\frac{\sigma_x}{R_u} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{R_{ck}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{R_{p(c)90^0}} \right)^2 = 1 \quad (6.3)$$

В знаменателе третьего слагаемого для двускатных балок со скатом в верхней зоне необходимо брать расчётное сопротивление сжатию поперёк волокон R_{c90^0} , со скатом в нижней зоне – растяжению поперёк волокон R_{p90^0} .

Подстановка выражений (6.2) в критерий Ч. Норриса (6.3) даёт

$$\left(\frac{\sigma_x}{R_u} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_x \operatorname{tg} \alpha}{R_{ck}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_x \operatorname{tg}^2 \alpha}{R_{p(c)90^0}} \right)^2 = 1 \quad (6.4)$$

Умножим все члены этого равенства на R_u^2 и вынесем σ_x^2 за скобки, тогда после преобразований условие прочности можно записать в виде

$$\sigma_x \cdot \sqrt{1 + \frac{R_u^2}{R_{ck}^2} \operatorname{tg}^2 \alpha + \frac{R_u^2}{R_{p(c)90^0}^2} \operatorname{tg}^4 \alpha} \leq R_u \quad (6.5)$$

Обозначим соотношения в подкоренном выражении следующим образом

$$\frac{R_u^2}{R_{ск}^2} = K_\tau ; \quad \frac{R_u^2}{R_{p(c)90^0}^2} = K_{p(c)90^0} \quad (6.6)$$

Коэффициенты K_τ и $K_{p(c)90^0}$ учитывают влияние касательных напряжений и напряжений, действующих поперёк волокон, на прочность балки при плоском напряжённом состоянии. С учётом этого условие (6.5) имеет вид

$$\sigma_x \cdot \sqrt{1 + K_\tau \operatorname{tg}^2 \alpha + K_{p(c)90^0} \operatorname{tg}^4 \alpha} \leq R_u \quad (6.7)$$

Согласно действующим нормам проектирования деревянных конструкций расчётные сопротивления в (6.6) зависят от сорта древесины, а величина R_u , кроме того, и от ширины сечения. С учётом этого в табл. 6.1 приведены значения этих коэффициентов, вычисленных согласно (6.6).

Таблица 6.1

Значения коэффициентов в выражении (6.6)

Ширина клееного элемента, см	Сорт древесины								
	I			II			III		
	K_τ	$K_{с90}$	K_{p90}	K_τ	$K_{с90}$	K_{p90}	K_τ	$K_{с90}$	K_{p90}
$b < 11$	76	60	1600	75	52	1878	32	22	1156
$11 < b \leq 13$	88	69	1837	87	60	2178	44	31	1600
$b > 13$	100	79	2090	100	69	2500	54	37	1936

Из выражения (6.6) и табл. 6.1 следует, что предельное состояние наступит раньше при больших значениях K_τ и $K_{p(c)90^0}$, т.е для балки из сосны I сорта при $b > 13$ см ($K_\tau = 100$) со скатом в нижней зоне ($K_{p(c)90^0} = 2090$).

Обозначая в (6.7) величину, обратную значению радикала

$$\frac{1}{\sqrt{1 + K_\tau \operatorname{tg}^2 \alpha + K_{p(c)90^0} \operatorname{tg}^4 \alpha}} = K_\alpha , \quad (6.8)$$

окончательная запись расчёта балок примет вид

$$\frac{M}{W} \leq R_u K_\alpha . \quad (6.9)$$

Здесь коэффициент K_α учитывает сложное напряжённое состояние элемента с линейно изменяющейся высотой.

Таблица 6.2

Значения коэффициента K_α

Положение линии ската	Сорт древесины	Уклон грани		
		1:20	1:15	1:10
В сжатой зоне	I	0,894	0,831	0,705
	II	0,894	0,832	0,706
	III	0,938	0,898	0,804
В растянутой зоне	I	0,890	0,822	0,673
	II	0,818	0,818	0,667
	III	0,884	0,884	0,759

Для оценки влияния этого коэффициента на прочность при различных уклонах грани в табл. 2 приведены значения K_α для дощатоклееных балок из сосны при ширине сечения более 13 см.

6.2. ДЕРЕВОФАНЕРНЫЕ БАЛКИ

Полученные результаты касательных напряжений в фанерных стенках можно предложить для расчета элементов балки:

1. Наклонные пояса деревофанерных балок двутаврового (коробчатого) сечения, как и дощатоклееные балки прямоугольного сечения находятся в сложном напряженном состоянии. В крайних фибрах наклонных поясов при малых углах наклона граней нормальные напряжения определяются по зависимости $\sigma_x = Mh/2I$. В этих точках скалывающие напряжения τ_{xy} и напружения, действующие поперек продольной оси, находятся аналогично (6.2)

$$\tau_{xy} = \sigma_x \operatorname{tg} \alpha, \quad \sigma_y = \tau_{xy} \operatorname{tg} \alpha = \sigma_x \operatorname{tg}^2 \alpha$$

Условие прочности деревянных поясов записывается как и для дощатоклееных балок переменной высоты

$$\frac{M_p}{W_p} \leq R_u \cdot K_\alpha \cdot m^*, \quad (6.10)$$

где M_p – изгибающий момент в сечении с максимальными усилиями в поясах;

W_p – момент сопротивления этого же сечения;

K_α – коэффициент, учитывающий сложное напряженное состояние пояса, определяемый в зависимости от наклона балки по таблицам для дощатоклееных балок.

2. Для двускатных балок кроме проверки прочности фанерной стенки на срез в опорном сечении необходима проверка прочности в сечении с максимальными усилиями в поясах в точках фанерной стенки, которые находятся на внутренней грани верхнего пояса $y = (h - 2h_n)/2$

$$\frac{QS}{\delta_\phi I} + \frac{M}{\delta_\phi I} \left[\frac{dS}{dx} + \frac{1}{4} \delta (h - 2h_n) \operatorname{tg} \alpha \right] - \frac{MS}{\delta_\phi I^2} \frac{dI}{dx} \leq R_{\phi cp} \cdot m^*.$$

При проверке прочности фанерной стенки на действие главных растягивающих напряжений в зоне первого от опоры стека касательные напряжения в фанерной стенке на уровне внутренней кромки нижнего пояса $y = -(h - 2h_n)/2$ необходимо определять согласно выражению

$$\tau_{cm} = \frac{QS}{\delta_\phi I} + \frac{M}{\delta_\phi I} \left[\frac{dS}{dx} - \frac{1}{4} \delta (h - 2h_n) \operatorname{tg} \alpha \right] - \frac{MS}{\delta_\phi I^2} \frac{dI}{dx}.$$

После этого главные растягивающие напряжения и условие прочности записывается аналогично приведенным в нормах.

3. Проверку прочности клеевых швов соединения стенки с поясами кроме опорного сечения необходимо проводить в сечении с максимальными усилиями в поясах согласно формуле

$$\frac{\sigma_x b_n \operatorname{tg} \alpha}{\sum h_n} \leq R_{\phi ck} \cdot m^*,$$

где σ_x – максимальные нормальные напружения в верхнем поясе расчетного сечения;

$\sum h_n$ – суммарная площадь приклеивания стенки к поясам.

4. При расчете фанерных стенок на устойчивость касательные напряжения τ_{cm} в точках внутренней грани верхнего пояса определяются согласно (5.6). Критические касательные напряжения потери устойчивость фанерной стенки $\tau_{кр}$ при малых углах

наклона граней можно определить как и для прямоугольных пластин по действующим нормам.

ВЫВОДЫ

1. Дощатоклеенные и деревофанерные элементы переменной высоты можна отнести к конструкциям массового изготовления, применение которых значительно уменьшает материалоемкость зданий, а также затраты энергии на их производство, транспортировку и возведение.

2. Существующая методика расчета деревянных балок не учитывает изменение поперечного сечения при определении напряженного состояния, в связи с этим расчет прочности балок и фанерных стенок двускатных элементов ничем не отличается от балок постоянного сечения.

3. В работе показано, что переменность высоты поперечного сечения деревянных балок при углах наклона граней до $10-15^0$ почти не влияет на определение нормальных напряжений, но существенно изменяет характер и распределение касательных напряжений, и это обстоятельство должно учитываться расчетом.

4. В отличие от существующих частных подходов в данной работе получены общие выражения для определения касательных напряжений, пригодные для симметричных и несимметричных балок как прямоугольного, так и дватаврового (коробчатого) сечения.

5. Численные расчеты для дощатоклеенных балок показывают, что в точках сечения с максимальными нормальными напряжениями изгиба возникают и максимальные касательные напряжения, которые действуют поперек волокон. В связи с этим предложен расчет прочности с учетом плоского напряженного состояния балки.

6. С учетом напряженного состояния фанерных стенок деревофанерных балок переменной высоты предложены практические рекомендации для расчета прочности поясов и фанерных стенок, а также местной устойчивости последних.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1.СНиП II-25-80 Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.

2.Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.

3.Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. – М.: Наука, 1979. – 560 с.

4.Феодосьев В.И. Избранные задачи и вопросы по сопротивлению материалов. - М.: Наука, 1973. - 400 с.

5.Тимошенко С.П., Гере Дж. Механика материалов. - М.: Мир, 1976. – 669 с.

6.Кириленко В.Ф., Захаров М.Н. Скалывающие напряжения в дватавровых элементах переменной высоты // Стр-во и техногенная безопасность: Сб. научн. тр./ КИПКС. - Симферополь, 1999. - С. 22-28.

7.Справочное руководство по древесине/ пер. с англ. Я.П. Горелика и Т.В. Михайловой. – М.: Лесная промышленность, 1979. – 544 с.

8.Кириленко В.Ф. Касательные напряжения в дощатоклеенных балках переменной высоты // Изв. вузов. Стр-во и архит. - 1979. - № 10. - С. 22-26.

9.Кириленко В.Ф., Махновский В.Л. К вопросу расчета деревофанерных балок переменной высоты // Науковий вісник будівництва – Харків: ХДТУБА, ХОТВ АБУ.- Вип. 8 – 1999. – С. 164-168.

10. Кириленко В.Ф., Мотина В.Г. Напряжения в усеченной клинообразной балке прямоугольного сечения // Строит-во и техн. Безопасность: Сб. научн. тр. / КИПКС. – Симферополь, 1999. – С. 29-33.

11. Білик С.І. Дотичні напруження в металевих балках зі змінною висотою стінки // Ресурсоекономні матеріали, конструкції та споруди/ УДУВГП. – Рівне, 2004. – Вип. 11. – С. 133 -140.

12. Білик С.І., Недоходюк І.Д. Рациональні сталеві елементи рам дватаврового перерізу зі змінною висотою стінки //Збірник наукових праць УНДПІ сталевих конструкцій.

Вип. 4. – К.: Сталь, 2009. – С.133-141.

13. Андреева И.М., Светозарова Е.И. Современные методы определения касательных напряжений в изгибаемых элементах переменной высоты // Облегченные конструкции из древесины, фанеры, пластмасс: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ. – Л., 1984. – С. 34-38.

14. Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Скалывающие напряжения в деревофанерных балках переменной высоты // Науковий вісник будівництва. – Вип. 54. – Харків: ХДТУБА, ХОТВАБУ, 2009. – С. 179-185.

15. Nowak S/ Badania dzwigarow klejonych z drewna o nachylonych krawedziach w RFN // Inz. i Bud. - №6. – 1981. – S. 235-238.

16. Mohler K. Zur Berechnung von Brettschichtholz - Konstruktionen // Bauen mit Holz. - № 3. – 1976. - S.104-108.

17. Ali S.M., Sarna S.I. Stress trajectories and stress contours in tapered beams // Strain. - 1978. - v. 14. - № 2. - P. 58-61.

УДК 621.791.052:006.354; УДК 621.791.052.2

ДОСЛІДЖЕННЯ ЗВАРНИХ СТИКІВ РОБОЧИХ АРМАТУР КЛАСУ А500С

Сеттаров Р. Е., Шевченко М. М., наукові керівники: Ажермачев Г.А., к.т.н., професор,
Меннанов Е. М., асистент

Мета даної наукової праці – складання рекомендацій зі зварювання вуглецевих та низьковуглецевих арматурних сталей, призначених для армування монолітних залізобетонних конструкцій в умовах сейсмічних впливів. Визначення типів і марок електродів, режимів і технологічного процесу зварювання.

До останнього часу в Україні основним видом арматури для залізобетонних конструкцій була арматура періодичного профілю класу А400 (А-III). Ця арматура виготовляється зі сталі марок 35ГС і 25Г2С, які (особливо 35ГС) за загальноприйнятими нормами є обмежено зварюваними. Зокрема, для сталі 35ГС БНіП 2.03. 01-84* [1] заборонене дугове зварювання нахрест, що, на жаль, донині всюди застосовується.

У результаті більшості серйозних аварій залізобетонних конструкцій у процесі будівництва відбувається саме через дугові прихватки сталі 35ГС, а в окремих випадках і 25Г2С.

Незважаючи на високу міцність зварних з'єднань цих сталей, виконаних контактним стиковим і іншими видами зварювання з великими тепловкладеннями, пластичність одержуваних з'єднань дуже низька. Це змушує при будівництві будинків з монолітного залізобетону з використанням арматур класу А400 (А-III) зі сталі марки 35ГС повністю відмовитися від зварювання при виконанні арматурних робіт і приймати значні запаси з перетину арматур (для в'язаних каркасів), тому що є небезпека дугових прихваток зварюванням, а належний контроль за якістю арматурних робіт забезпечувати важко.

Всі європейські країни вже повністю перейшли на застосування у звичайному залізобетоні зварюваної арматури класу А500* із границею текучості $\sigma_t > 500$ Н/мм². У країнах Південно-Східної Азії арматура класом нижче взагалі заборонена для використання в багатоповерховому будівництві. Проте стійкого попиту на А500С у Україні донині не спостерігається.

11 грудня 2006 року набув чинності ДСТУ 3760:2006 [5], що за аналогією з EN 10080 і ISO/DIS 6935-2 регламентує норми хімічного складу, механічні властивості й інші нормативні вимоги до арматурної сталі класу А500С. Відповідно цих вимог арматурна сталь випускається термомеханічно зміцненою в потоці прокату, гарячокатаною з мікролегуванням або холоднодеформованою.

У Національній академії природоохоронного та курортного будівництва на кафедрі металевих і дерев'яних конструкцій ведуться роботи із впровадження зварних сейсмостійких стиків уніфікованої зварюваної арматури класу А500С.

Шляхом аналізу проектно-технічних рішень конкретних об'єктів монолітного будівництва встановлено, що значне скорочення металоємності при заміні арматурної сталі