

Б.Б. Лампси, Ю.Д. Маркина

**ПОДКРАНОВО-ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ.
ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ, РАБОТЫ И РАСЧЕТА**

Монография

Нижний Новгород
2024

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

Б.Б. Лампси, Ю.Д. Маркина

**ПОДКРАНОВО-ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ.
ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ, РАБОТЫ И РАСЧЕТА**

Монография

Нижний Новгород
ННГАСУ
2024

ББК 624.014: 624.072.22
Л 21
М 27
УДК 624.04.075

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

В.И. Ерофеев – д-р. физ.-матем. наук, профессор, директор Института проблем машиностроения РАН – филиала ФГБУН «Федеральный исследовательский центр Институт прикладной физики им. А.В. Гапонова-Грехова Российской академии наук»

Д.М. Бриккель – канд. физ.-матем. наук, ведущий инженер отдела расчета строительных конструкций ООО «Нижегороднефтегазпроект»

Лампси Б.Б., Маркина Ю.Д. Подкраново-подстропильные фермы. Особенности конструкции, работы и расчета [Текст]: монография / Б.Б. Лампси, Ю.Д. Маркина; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т – Н.Новгород: ННГАСУ, 2024. – 169 с. ISBN 978-5-528-00557-7

В монографии представлен краткий обзор существующих конструктивных схем подкраново-подстропильных ферм (ППФ) и аналогичных стержневых систем, совмещающих в себе функции собственно ферм и подкрановых балок для перемещения мостовых кранов или другой подвижной нагрузки, а также проиллюстрирована особенность их работы под нагрузкой.

Даны рекомендации по выполнению расчетов, связанных с определением усилий и напряжений в элементах ППФ и, в первую очередь, в ездовых поясах, а также перемещений узлов системы.

Результаты представленных исследований могут быть использованы и для предварительного аналитического расчета подкрановых ферм и других подобных конструкций.

Монография предназначена для специалистов, работающих в области проектирования и расчета строительных конструкций, обследований и эксплуатации сооружений, а также студентов и аспирантов технических вузов.

ББК 624.014: 624.072.22

Рис. 74, табл. 14, 48 библиограф. назв.

ISBN 978-5-528-00557-7

© Б.Б. Лампси, Ю.Д. Маркина, 2024
© ННГАСУ, 2024

Оглавление

Введение	4
1. Общие положения	16
2. Нагрузки	19
3. Геометрические характеристики элементов ППФ	25
4. Статический расчет системы	36
5. Расчет основных напряжений.....	43
6. Местные напряжения от катков кранов	45
7. Напряжения от местного кручения пояса.....	57
8. Учет диафрагм и ребер жесткости	59
9. Проверка прочности стенки	64
10. Пример расчета произвольного стержня замкнутого поперечного сечения	66
11. Расчетное исследование деформативно-жесткостных характеристик и анализ упрощенных расчетных схем ППФ.....	97
11.1. Усиление стальных подкрановых балок при модернизации технологического процесса	97
11.2. Влияние жесткости элементов решетки на податливость ездового пояса подкраново-подстропильной фермы (ППФ)	104
11.3. Влияние высоты подкраново-подстропильной фермы (ППФ) на податливость ездового пояса.....	119
Приложение 1	129
Приложение 2	136
Приложение 3	140
Приложение 4	144
Приложение 5	160
Список литературы	163

Введение

Под подкраново-подстропильными фермами (ППФ) понимают конструкции, совмещающие в себе функции подкрановых систем, т.е. систем, поддерживающих крановые пути и обеспечивающих возможность перемещения по ним мостовых кранов, и функции подстропильных систем, поддерживающих стропильные фермы и конструкции покрытия. Компоновка этих конструктивных форм представляет собой сочетание достаточно развитой балки жесткости и стержневой системы усиления. Балка жесткости в большинстве случаев играет одновременно роль ездового пояса для перемещения мостовых кранов, а стержневая система представляет собой ферму, снимающую с балки жесткости значительную часть усилий от общего изгиба и уменьшающую вертикальные перемещения. Одновременно эта стержневая система выполняет функции собственно подстропильной фермы – на ее верхний пояс опираются несущие конструкции покрытия.

Наибольший вклад в создание и развитие ППФ внесли отечественные инженеры Н.П. Мельников, Н.С. Стрелецкий, Г.Д. Попов, А.И. Петраков, К.Г. Протасов, Н.Н. Стрелецкий, Н.И. Поливанов и др.

Усовершенствованием методики расчета и конструктивных решений этих конструкций занимаются Б.Б. Лампси, К.И. Еремин, С.Н. Шульга, М.В. Романов, К.К. Нежданов, А.К. Нежданов, А.А. Кузьмишкин, А.А. Игошин, А.Д. Маслов и др. [10, 11, 27, 23, 30. 40].

Первой ППФ в промышленном строительстве была подкрановая ферма с ездой понизу пролетом 35 м мартеновского цеха завода им. Ф.Э Дзержинского (1936-1945 г.). В этой конструкции, представляющей собой решетчатую ферму, перемещение заливочных и разливающих кранов осуществлялось по собственно подкрановым балкам плоского типа, связанным с нижним поясом основной фермы.

Идея, заложенная в эту конструкцию, получила развитие и воплощение в уникальной для своего времени (конец 50-х – начало 60-х годов прошлого века)

ППФ пролетом 48 м., спроектированной ЦНИИПСК для главного здания мартеновского цеха под краны грузоподъемностью до 640 т. Данная конструкция (рис 1.1) стала родоначальницей класса систем с совмещением функций – продольных подкраново-подстропильных ферм, располагаемых вдоль здания.

Следующим шагом в развитии этих конструкций явилось создание новой конструктивной формы – поперечной ППФ. Показанная на рис. 1.2 120-метровая конструкция, разработанная ЦНИИПСК, эксплуатируется при шаге основных рам 36 м и четырех мостовых кранах (по 2 с каждой стороны ездового пояса) грузоподъемностью 30 т. Ее главное отличие от систем типа продольных ППФ заключается в том, что она является внешне статически неопределимой, что вносит в работу ППФ дополнительные особенности. ППФ, как ригель поперечной рамы, воспринимает не только воздействие крановых нагрузок и вертикальное давление стропильных ферм, но и вовлекается в работу на ветровую нагрузку на здание и ряд других нагрузок, прикладываемых к колоннам.

В обеих представленных на рис. 1.1 и 1.2 конструкциях движение мостовых кранов осуществляется по нижним поясам. Такое конструктивное решение наиболее распространено. Существуют ППФ с верхним ездовым поясом и с обоими ездовыми поясами.

Помимо цехов черной металлургии (рис. 1), ППФ получили широкое распространение на заводах карабле- и судостроения (эллингах), а также в других большепролетных зданиях с поперечным расположением кранов в уровне покрытия. При этом, с увеличением пролёта и нагрузок на ППФ, эффективность их применения возрастает. Практически во всех указанных предприятиях ППФ работают в крайне тяжелых условиях, при непрерывном цикле производства, режимах работы мостовых кранов 7К и 8К, грузоподъемности до 750 т.

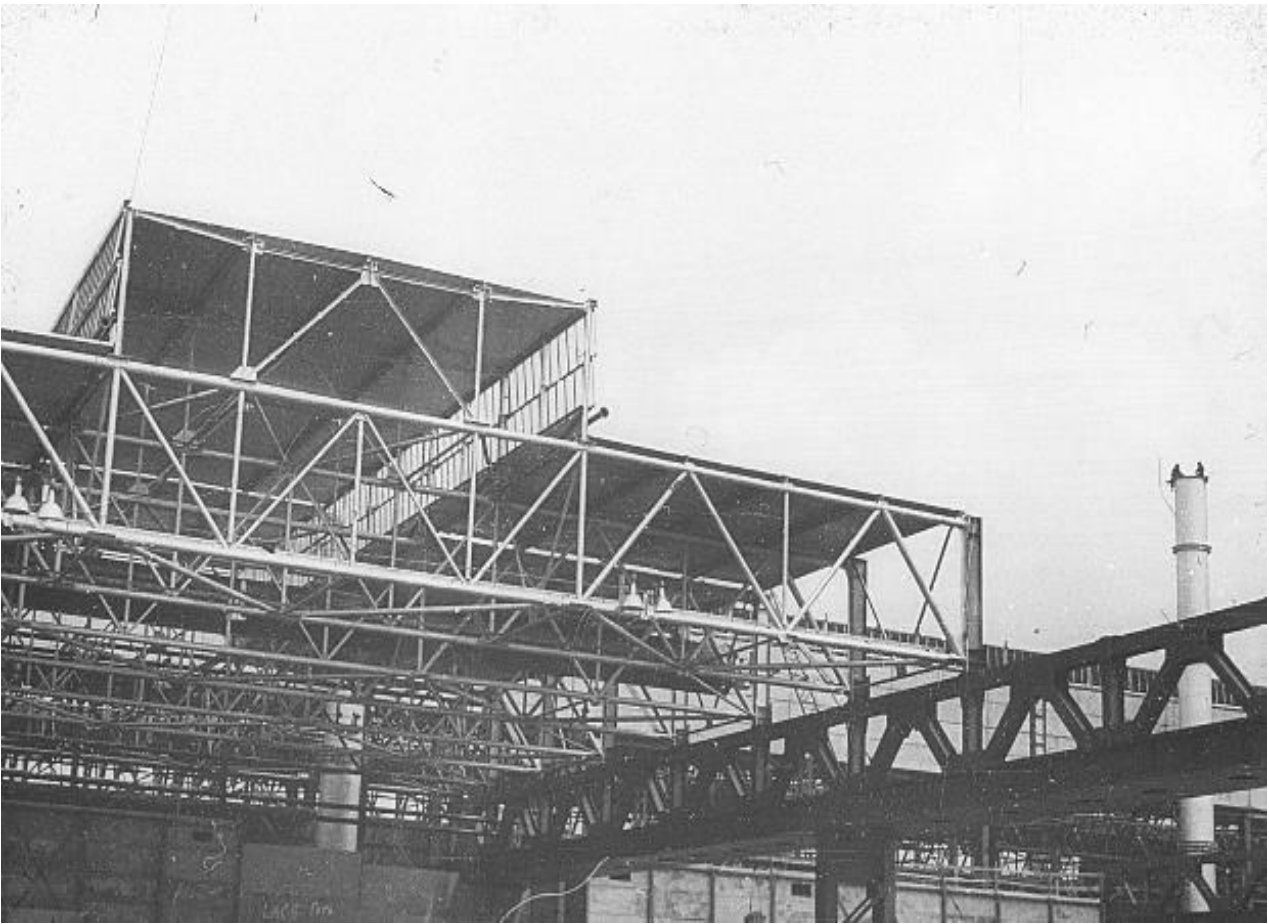


Рис. 1 Подкраново-подстропильные фермы. ОАО «Челябинский металлургический комбинат», г. Челябинск.

Заложенный в ППФ и других конструктивных формах принцип совмещения функций практически без исключения синтезируется с принципом концентрации материала и в конечном счете обеспечивает экономический эффект в сравнении с раздельными конструкциями, в первую очередь за счет экономии стали.

Для удобства опирания вышележащих конструкций верхний пояс ППФ располагается горизонтально, параллельно нижнему. Стропильные фермы опираются на верхний пояс в узлах. Верхний пояс и элементы стержневой системы решетки ППФ изготавливаются из сварных Н-образных двутавров. Стандартно применяются треугольный (рис. 1.1, 1.2) или раскосный типы решетки, решетку часто усиливают шпренгельной системой (рис 1.2) или панелями с крестовой решеткой. Длину одной панели принимают 12 или 6 м. Количество панелей зависит от длины пролёта.

Нижний пояс ППФ выполняется сварным прямоугольным замкнутого сечения. Ширина нижнего пояса составляет 2–3 м. Это обуславливается

конструктивными требованиями: большими габаритами крановых мостов на опоре и необходимостью организации проходов по поясу вдоль крановых рельсов. Ездовой коробчатый пояс выполняется неразрезным, это позволяет придать ему большую жёсткость и обеспечить плавность его оси при деформациях.

Все крепления элементов решётки к поясам осуществляются на высокопрочных болтах. Примыкание элементов решётки к нижнему поясу выполняется посредством прорезных фасонки. Узлы примыкания системы решетки к ездовому коробчатому поясу являются габаритными и сложными в исполнении, для большей компактности элементы решётки центрируют не на ось пояса, а с эксцентриситетом. В узлах крепления решётки к нижнему поясу, а также в сечениях между узлами, с шагом 1,2–1,5 высоты пояса, но не более 4 м, устанавливаются диафрагмы жёсткости.

ППФ можно разделить на две категории: продольные (рис. 1.1) и поперечные (рис. 1.2). Основные различия этих конструкций сведены в табл. 1.

Табл. 1. Сравнительные характеристики продольных и поперечных ППФ

Критерий	Продольные ППФ	Поперечные ППФ
Направление движения кранов	Вдоль здания	Поперёк здания
Сфера применения	Цеха черной металлургии	Заводы карале- и судостроения
Основной критерий определения высоты	Габариты мостовых кранов (выполнение требований жёсткости обеспечивается с запасом)	Требования вертикальной жёсткости
Длина перекрываемого пролёта	Максимальный пролёт в настоящее время - 48 м. Чаще используется при 24 и 36 м	Максимальный пролёт в настоящее время - 120 м
Конструктивные особенности	Неразрезная многопролетная конструкция, длиной достигает длины температурного блока сооружения. Устанавливается на месте стандартной подкрановой балки	Большепролетная конструкция. Устанавливается на месте ригеля поперечной рамы
Степень статической неопределимости расчетной схемы	Для упрощения считается внешне и внутренне статически определимой. Для этого принимается разрезной на опорах, нижний пояс считается разрезным в местах примыкания решётки.	Число узлов нижнего пояса (включая жёсткие узлы примыкания к колонне) + число лишних связей в опорных креплениях

Единственным источником, в котором даны рекомендации по проектированию ППФ, является Руководство по проектированию стальных подкрановых конструкций [32], изданное в 1976 г. Таким образом, необходима разработка современной нормативной и учебной литературы, регламентирующей конструктивные решения ППФ.

Особенности функционирования ППФ влияют на её напряжённо-деформированное состояние (НДС) и обуславливают необходимость корректировки существующей методики расчета.

Стержневая модель ППФ представляет собой плоскую систему. При этом ППФ воспринимает большие нагрузки, действующие из плоскости, следовательно, является пространственной конструкцией. Пространственная работа ППФ обеспечивается мощным ездовым поясом замкнутого сечения, способным равноценно работать на изгиб в двух плоскостях и сопротивляться деформациям закручивания. Характер работы ППФ определяется следующими факторами:

1) работа конструкций зависит от соотношения жёсткостей ездового пояса и всей ППФ. Неразрезной пояс “снимает” часть изгибающего момента со всей системы. Чем больше развит пояс, тем большую долю усилий он воспринимает. При этом чрезмерная жёсткость пояса может неблагоприятно сказаться на распределении усилий в ППФ вплоть до того, что увеличение сечения может “не успевать” за возрастанием приходящейся на него доли изгибающего момента.

2) вертикальные нагрузки, действующие из плоскости, помимо общего изгиба, вызывают закручивание ездового пояса;

3) горизонтальные нагрузки приводят к горизонтальному изгибу и закручиванию пояса;

4) внеузловые подвижные нагрузки, вызванные давлением колёс кранов, служат причиной появления местного изгиба ездовых поясов;

5) подкрепляющие элементы и система решётки, центрированная с эксцентриситетом относительно оси ездового пояса, вызывают в нём дополнительный изгиб;

б) узлы соединения решетки с нижним поясом обладают в плоскости системы большей изгибной жесткостью, чем сами элементы решетки. Поэтому в действительности все стержни конструкции испытывают изгиб в ее плоскости. При максимальном нагружении пролета ППФ наблюдается образование пластических деформаций именно в присоединяемых элементах (в стойках и раскосах), а не в самом узле [14, 15]. Таким образом, крепление системы решетки к ездovому поясу нельзя считать шарнирам. Элементы решетки вовлекаются и в пространственную работу ездovого пояса, испытывая изгиб из плоскости и кручение, оказывая при этом поддерживающее влияние ездovому поясу.

Схема внутренних усилий в ездovом поясе ППФ показана на рис. 2.

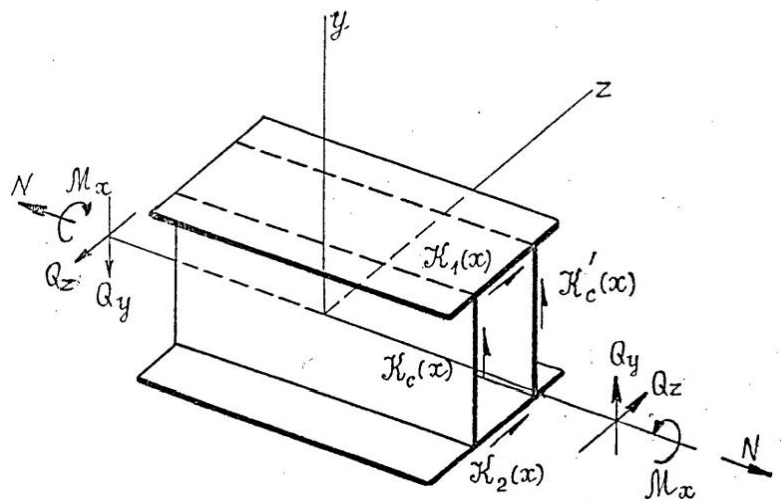


Рис.2. Схема внутренних усилий в ездovом поясе ППФ

На момент проектирования эксплуатируемых ППФ применяемый в настоящее время численный метод конечных элементов (МКЭ) был недостаточно развит, что не позволяло должным образом учесть большую часть перечисленных особенностей работы ППФ. При выполнении расчётов вручную аналитическим методом это не представляется возможным. Это существенно усложнило разработку методики расчёт НДС ППФ и снизило её точность, что может являться одной из причин появления локальных зон повреждений в элементах и узлах этих конструкций [13, 16, 28, 34, 45, 48].

Изучением напряженно-деформированного состояния (НДС) стенок подкрановых балок занимались Б.М. Броуде, Б.Ю. Уваров, Б.Б. Лампси, Г.А.

Шапиро, А.А. Апалько, Н.С, Москалев, О.Ф. Иванков, Ю.И. Кудишин, И.Н. Малышкина, Е.А. Митюгова, Э.А. Рывкин, К.А. Шишов, В.И. Камбарова, В.Ф. Сабуров, Ю.И. Ларькин, В.П. Федосеев, А.С. Лазарян, Б.Н. Васюты и др.

На верхнюю зону стенки двутавровой подкрановой балки действуют общие для пролёта загрузки, вызывающие криволинейный изгиб, свободное и стеснённое кручение и локально приложенные с эксцентриситетом сосредоточенные силы от колёс крана $P, T, M_{кр}$, вызывающие местное сжатие и кручение верхней полки и изгиб стенки из плоскости. На рис. 3 показано многокомпонентное НДС подрельсовой зоны стенки, где $\sigma_{x,0}, \tau_{xy,0}$ – напряжения от общего изгиба балки; $\sigma_{loc,x}, \sigma_{loc,y}, \tau_{loc,xy}$ – напряжения от сосредоточенного давления колёс крана; $\sigma_{fx}, \sigma_{fy}, \tau_{fxy}$ – напряжения от местного изгиба стенки, вызванного местным кручением верхнего пояса; $\sigma_{dop,x}, \sigma_{dop,y}, \tau_{dop,xy}$ – дополнительные нормальные и касательные напряжения, возникающие в следствии сварочных напряжений, различия расчётной схемы и реальных условий эксплуатации. По результатам исследований И.Н. Малышкиной, Б.Ю. Уварова и Ю.И. Кудишина [7, 18] напряжениями от общего стеснённого и свободного кручения подкранового бруса, возникающими в верхней зоне стенки подкрановой балки, можно пренебречь.

Основа для определения напряжений в подкрановой зоне стенки заложена исследованием местного НДС балок при действии сосредоточенных нагрузок Б.М. Броуде [5] и развита в работах Б.Б. Лампси, Э.А. Рывкина, В.П. Федосеева, Ю.И. Кудишина и др.

В реальных условиях эксплуатации подкрановых конструкций невозможен полный контакт между поверхностью рельса и верхним поясом, нагрузка передается через пятна контакта. Поэтому полученные теоретическим исследованием Б.М. Броуде результаты нуждались в экспериментальной проверке, которая была выполнена К.А. Шишовым и В.Ф. Сабуровым [39]. Произведенные натурные испытания подтвердили соответствие рассчитанных

напряжений местного смятия $\sigma_{loc,y}$ по формуле Б.М. Броуде действующим напряжениям в реальной конструкции:

$$\sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F_n}{t_w l_{ef}}; \quad (1)$$

где γ_{f1} - коэффициент увеличения сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана, принимаемый согласно дополнительному коэффициенту по СП 16.13330.2017;

F_n - полное нормативное значение сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана;

t_w - толщина стенки;

l_{ef} - условная длина, определяемая согласно 8.2.2 СП 16.13330.2017.

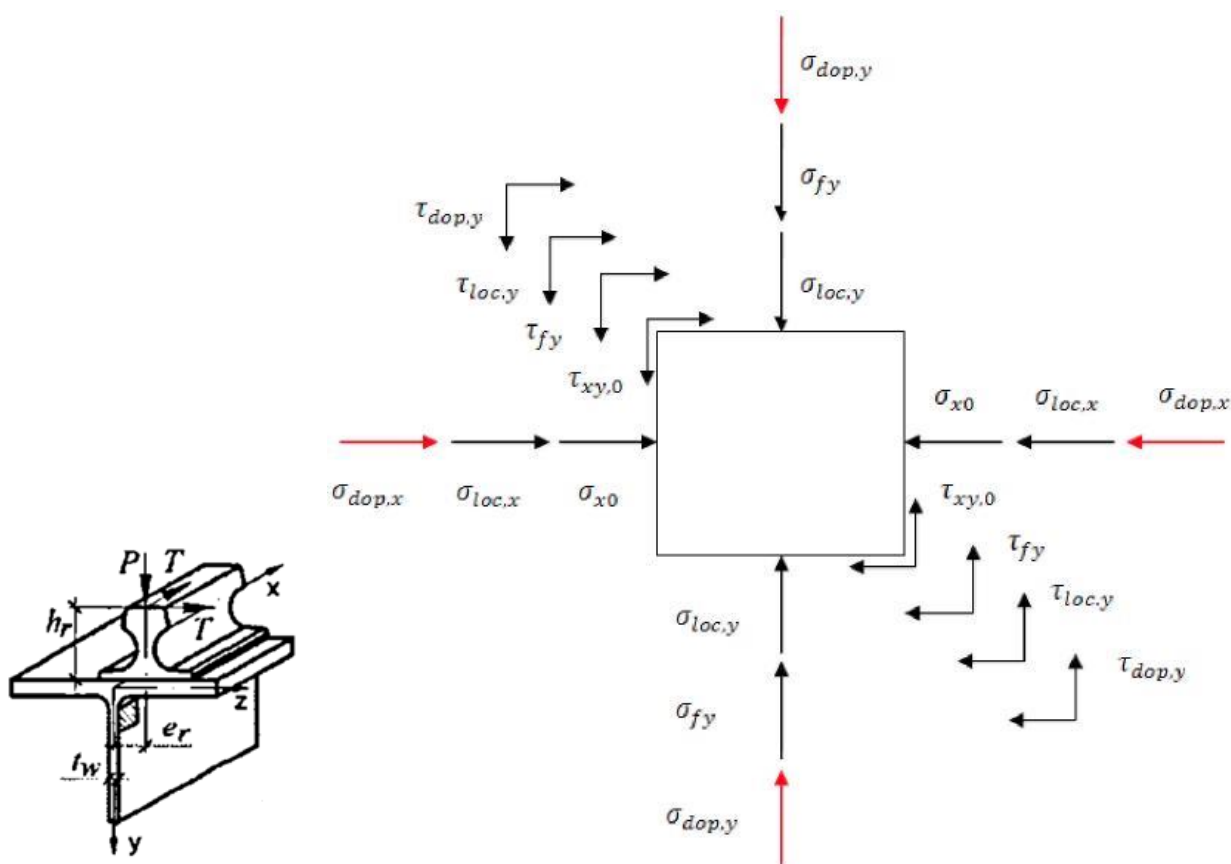


Рис. 3. НДС в плоскости поверхности верхней зоны стенки подкрановой балки со стороны эксцентриситета рельса

Позднее в выражение был введен коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок γ_f , принимаемый согласно СП 20.13330.2016.

Влияние ребер жёсткости на НДС подкрановой балки изучалось Б.М. Броуде, А.А. Апалько [3], Ю.И. Кудишиным [18], Е.А. Митюговым [26]. По результатам проведенных А.А. Апалько экспериментов, изменение расстояния между ребрами жесткости (если оно не менее 0,75 высоты стенки), тормозные балки, соседние грузы (приложенные на расстоянии не менее 1,2 м друг от друга) не оказывают значительного влияния на величину и характер распределения напряжений $\sigma_{loc,y}$. Ю.И. Кудишин и Е.А. Митюгов занимались оценкой влияния конструктивных факторов (рёбер жёсткости, форм стенки и пр.) на НДС подкрановой стенки балки. На основании их исследования выведены уравнения, вошедшие в строительные нормы, которые с достаточной точностью позволяют находить компоненты локального напряжённого состояния.

В.П. Федосеевым [37] предложена зависимость нормального $\sigma_{loc,x}$ и касательного $\tau_{loc,xy}$ напряжений от сосредоточенного давления колес крана от $\sigma_{loc,y}$:

$$\begin{aligned}\sigma_{loc,x} &= 0,25\sigma_{loc,y}; \\ \tau_{loc,xy} &= 0,325\sigma_{loc,y};\end{aligned}\quad (2)$$

А.А. Апалько, Ю.И. Кудишиным, Е.А. Митюговым были произведены лабораторные исследования распределения напряжения σ_{fy} от местного изгиба стенки, вызванного местным кручением верхнего пояса подкрановой балки. Г.В. Чалковым [38] проведен сравнительный анализ зависимостей напряжений от размера стенки, вычисленных по 20 различным методикам расчета. По результатам установлено, что для традиционного диапазона соотношения сторон отсека стенки от 0,5 до 1,5, наиболее близким к экспериментальному является решение Е.А. Митюгова:

$$\sigma_{fy} = \frac{1,333M_t a t_w}{(I_t + 0,333t_f^2 b_f + 0,059t_w^2 h_w)h_w};\quad (3)$$

a - расстояние между вертикальными ребрами стенки балки;

b_f и t_f - ширина и толщина верхнего пояса балки;

I_t - момент инерции при кручении рельса;

h_w - полная высота стенки

M_t - местный крутящий момент, определяемый по формуле, полученной

Э.А. Ревякиным:

$$M_t = \gamma_f \gamma_{f1} F_n e + 0,75 Q_T h_T; \quad (4)$$

где $e = 0,2b$, (b - ширина подошвы рельса);

Q_T - расчетная горизонтальная нагрузка, направленная поперек кранового пути, вызываемая перекосами мостовых кранов и непараллельностью крановых путей и принимаемая согласно СП 20.13330.2016;

h_T - высота кранового рельса.

Перечисленные исследования местного НДС подкрановых балок базируются на лабораторных испытаниях балок двутаврового сечения длиной не более 18 м при грузоподъемности мостовых кранов не более 200 т. Прямое использование полученных результатов при исследовании работы ездовых поясов ППФ без учета масштабного фактора, замкнутости ездового пояса и особенностей работы самой ППФ является спорным и нуждается в дополнительной проверке.

Нагрузки на подкрановые конструкции назначаются в соответствии с СП 20.13330.2016. СП 20.13330.2016 не выделяет ППФ среди других подкрановых конструкций и не приводит рекомендаций по сбору нагрузок конкретно на них. Рекомендации по сбору нагрузок на ППФ даны в [32]. В табл. 2. указаны различия в определении расчётных параметров для подкрановой конструкции по СП 20.13330.2016 и для ППФ по [32].

Как показали обследования эксплуатируемых ППФ [40], при длительном использовании на нижних полках внутри отсеков и на верхних полках коробчатого нижнего пояса ППФ скапливается большое количество производственной пыли: от 0,2 м (внутри и снаружи) до 1,5 м (в отсеках с открытым входным люком). При средней плотности пыли $\approx 0,8$ кН/м³

распределённая нормативная нагрузка может достигать 1,6 МПа, что эквивалентно нормативной технологической нагрузке от веса людей и ремонтных материалов.

Табл. 2. Отличия в определении расчётных параметров для ППФ

Сравнительный критерий	СП 20.13330.16 Нагрузки и воздействия	"Руководство по проектированию стальных подкрановых конструкций" ЦНИИПСК им. Мельникова
Значение технологической нагрузки от веса людей и ремонтных материалов	1.5 кПа (табл. 8.3 п. 11)	По технологическим заданиям, а при их отсутствии 2 кПа (п. 4.13)
Коэффициент надежности технологической нагрузки	$\gamma_f = 1,3$ (п. 8.2.2)	$\gamma_f = 1,4$ (п. 4.13)
Количество кранов, от которых учитывается вертикальная нагрузка при расчете на прочность и устойчивость	Не более 2, а при учете совмещения в одном створе кранов разных пролетов – не более 4 (п. 9.12)	Не менее 4 при расчете на вертикальную нагрузку, не менее 2 – на горизонтальную (п. 2 прил. 3)
Количество кранов, от которых учитывается вертикальная нагрузка при расчете на прогибы	1 (п. 9.17)	2 в вертикальной плоскости, 1 в горизонтальной

В расчете ППФ наибольшую трудность представляет анализ НДС ездового пояса. Он находится в сложном напряженном состоянии, в том числе испытывает стесненное кручение, вызванное односторонней крановой нагрузкой и силами поперечного торможения кранов. Сечение в виде призматического тонкостенного стержня закрытого профиля часто является несимметричным, имеет консоли и усиливается диафрагмами, ребрами жесткости и другими подкрепляющими элементами, что еще больше усложняет расчет.

Отдельно от остальной конструкции, ездовой пояс представляет собой призматическую складчатую систему, исследованию работы которой на основе теории тонкостенных стержней посвящены труды В.З. Власова, А.А. Уманского, В.И. Беляева, Г.Ю. Джанелидзе, Я.Г. Пановко, Д.В. Бычкова, А.П. Кащенко, О.В. Лужина, И.Е. Милейковского, И.Ф. Образцова и др. [4, 6, 8, 9, 24, 35, 36]. В работах А.В. Александрова, Р.А. Ададунова, В.А. Карташова, Б.Б. Лампси, А.К. Мрощинского, П.Ф. Папковича и др. [1, 20-22, 41-44, 46] были использованы

континуальные расчетные схемы, составление систем дифференциальных уравнений осуществлялось через решения соответствующих частных задач теории упругости.

На сегодняшний день для решения подобных задач все чаще используются способы, основанные на дискретизации расчётной системы, такие, как метод конечных элементов.

Наравне с вышеизложенными методами анализа применяют способы, использующие дискретно-континуальные расчетные схемы: смешанный и вариационный методы В.З. Власова [8, 9], метод перемещений и метод исходных уравнений И.К. Милейковского, метод перемещений для расчёта плитно-балочных конструкций А.В. Александрова [1], методы И.С. Слизеягера, Ю.Г. Одинакова и др.

1. Общие положения

1.1. Настоящая монография распространяется на выполнение расчетов, связанных с определением усилий, напряжений и перемещений в стальных несущих системах с совмещением функций типа подкраново-подстропильных ферм (ППФ), представляющих собой решетчатые конструкции, по одному из поясов (обычно нижнему) которых предусматриваются пути для мостовых электрических кранов. Монография может быть использована для соответствующих расчетов подкрановых ферм с ездой поверху и понизу и других аналогичных конструкций.

1.2. Основные положения по проектированию ППФ изложены в [32].

1.3. ППФ по статической схеме могут быть внешне статически определимы (рис.1.1) и внешне статически неопределимы. В последних статическая неопределимость может быть вызвана их неразрезностью на опорах или тем, что ППФ при поперечном по отношению к оси пролета расположении включается в состав поперечной рамы в качестве её ригеля (рис.1.2). В соответствии с этим различаются продольные и поперечные ППФ.

1.4. Правило знаков:

Нормальные силы положительны при растяжении. Изгибающие моменты положительны, если изгибают конструкцию или элемент выпуклостью в положительном направлении координатных осей. Поперечные силы положительны, если увеличивают изгибающие моменты в положительном направлении координатных осей. Крутящие моменты положительны, если вращают сечение против часовой стрелки при взгляде с положительного конца оси поворота.

Напряжения положительны, если на площадке с положительной внешней нормалью они направлены в положительном направлении координатных осей.

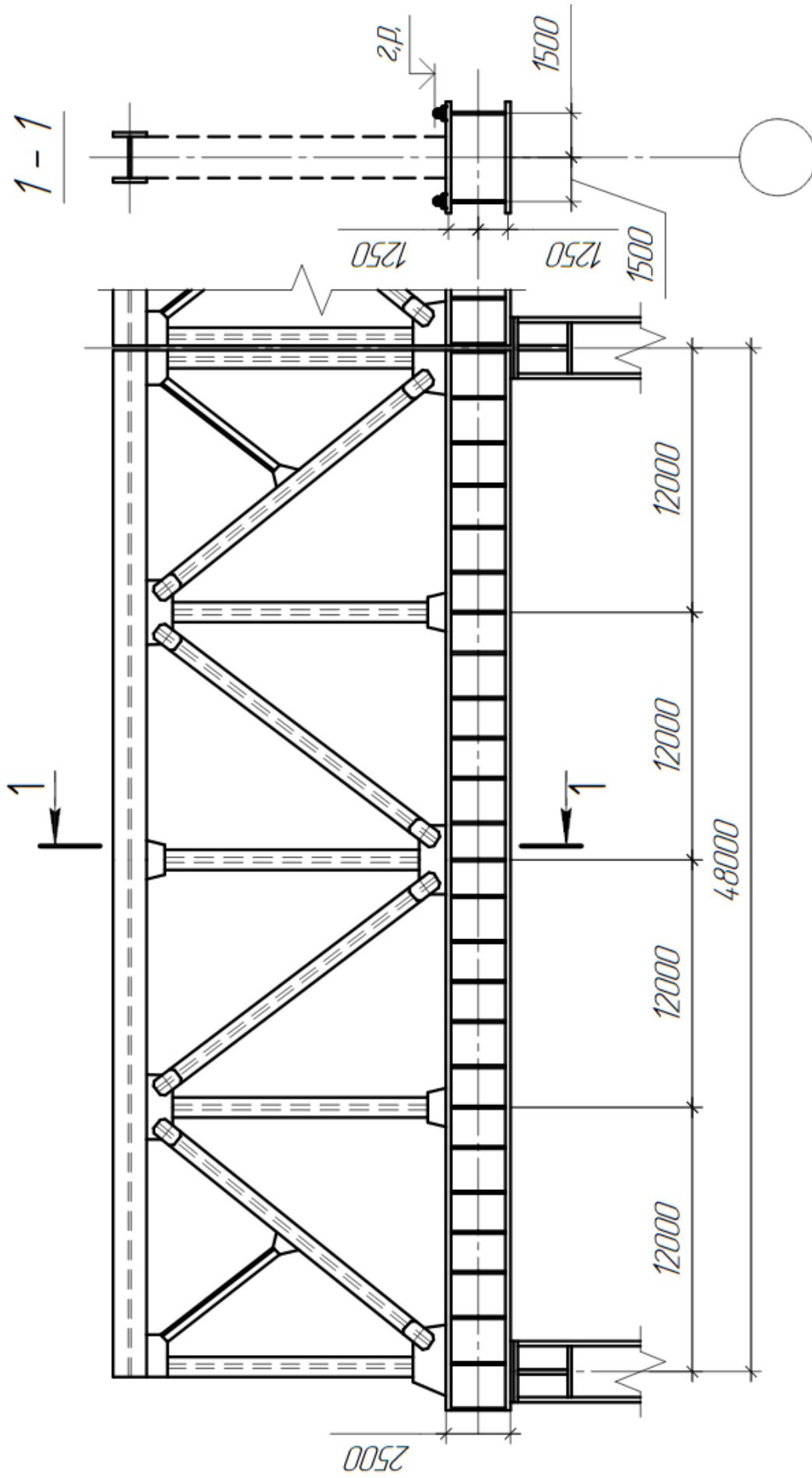


Рис.1.1. Внешне статически определимая ПШФ

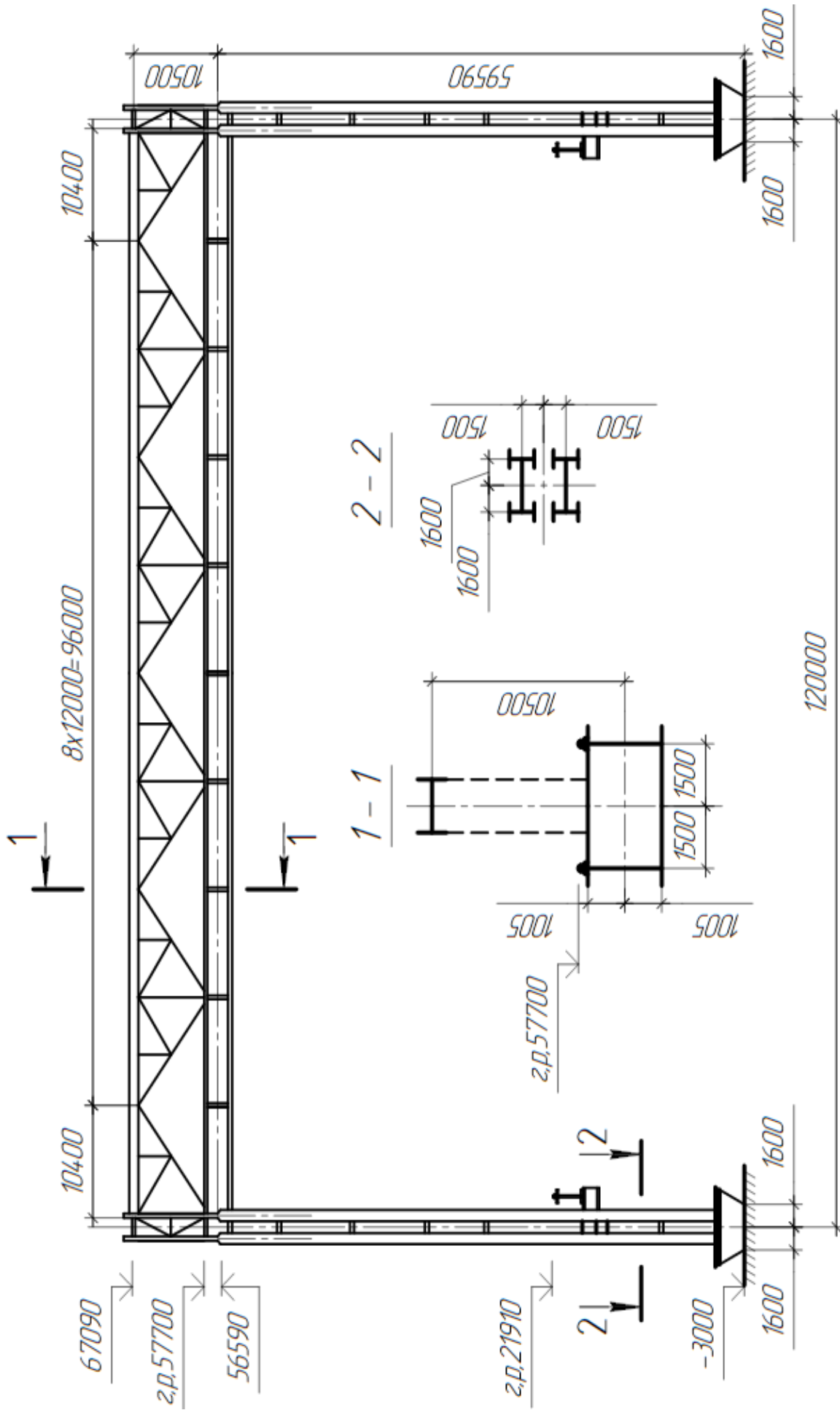


Рис.1.2. Внешне статически неопределимая ПШФ

2. Нагрузки

2.1. Конструкции ППФ могут воспринимать следующие виды нагрузок и воздействий:

- а) нагрузки от собственной массы ППФ и массы поддерживаемых ею других элементов сооружения (стропильные фермы, покрытие и т.п.);
- б) технологические нагрузки от коммуникаций;
- в) технологические нагрузки от массы людей и ремонтных материалов на ездовых поясах ППФ;
- г) вертикальное давление мостовых кранов;
- д) горизонтальные воздействия кранов;
- е) снеговые нагрузки, передаваемые через покрытие и стропильные фермы;
- ж) ветровые воздействия, передаваемые через ограждения зданий;
- з) температурные воздействия;
- и) сейсмические нагрузки;
- к) воздействия от осадки опор и поворота фундаментов;
- л) нагрузка от производственной пыли [30].

2.2. Нагрузки по п.п. 2.1 а) и б) относятся к постоянным, по п.п. 2.1 з) и и) – к особым. Все остальные относятся к кратковременным, причем нагрузки по п.п. 2.1 г) и д) считаются за одну кратковременную нагрузку, принимаемую с учетом коэффициента сочетаний ψ_t по п. 9.18 СП 20.13330.2016.

2.3. На начальном этапе расчета (см. раздел 4) допускается учитывать нагрузки от собственной массы ППФ приближенно путем умножения усилий и перемещений, определяемых от вертикальных нагрузок, на коэффициент $\alpha_1 = 1,08 - 1,10$.

2.4. Нагрузки от мостовых кранов определяются в соответствии с технологическим заданием, с учетом режима работы кранов и зданий.

2.5. Нормативная вертикальная нагрузка F_n , передаваемая колесом крана на головку кранового рельса, принимается в соответствии с требованиями

государственных стандартов на краны, а для нестандартных кранов - в соответствии с данными, указанными в паспортах заводов-изготовителей.

2.6. Нормативное значение горизонтальной нагрузки $T_n^п$, направленной поперек кранового пути и вызываемой торможением электрической тележки, принимается равным:

$$T_n^п = k \cdot (9,8 \cdot Q + G_{ct}) / n_o; \quad (2.1)$$

где Q – грузоподъемность крана;

G_{ct} – вес крановой тележки;

n_o – количество катков на одной стороне кранового моста;

$k = 0,05$ для кранов с гибким подвесом груза, $k = 0,10$ для кранов с жестким подвесом груза.

Эта нагрузка может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета.

2.7. Нормативное значение горизонтальной нагрузки $T_n^б$, направленной поперек кранового пути и вызываемой перекосами мостовых электрических кранов и непараллельностью крановых путей (боковой силой), для каждого ходового колеса крана принимается равным:

$$T_n^б = 0,2 \cdot F_n . \quad (2.2)$$

Эта нагрузка учитывается только при расчете прочности и устойчивости балок крановых путей и их креплений к колоннам в зданиях с кранами групп режимов работы 7К, 8К. Нагрузка передается на балку кранового пути от всех колес одной стороны крана и может быть направлена как внутрь, так и наружу рассматриваемого пролета здания. Нагрузку, указанную в п.2.6., не следует учитывать совместно с боковой силой.

2.8. Нормативное значение горизонтальной нагрузки $T_n^{пп}$, направленной вдоль кранового пути и вызываемой торможением моста электрического крана, принимается равным:

$$T_n^{пп} = 0,1 \cdot F_n \cdot n_T; \quad (2.3)$$

где n_T – количество тормозных катков на одной стороне кранового моста (при отсутствии данных допускается принимать $n_T = 0,5 \cdot n_o$).

2.9. Вертикальная крановая нагрузка считается приложенной в срединной плоскости соответствующей стенки ездового пояса; горизонтальная – на уровне головки кранового рельса.

2.10. В зданиях тяжелого режима работы учитывается эксцентричность приложения крановых нагрузок, создающая в уровне подошвы рельса местный крутящий момент:

$$M_n^{кр} = F_n \cdot e + 0,75 \cdot T_n^y \cdot h_p ; \quad (2.4)$$

где e – эксцентриситет, вызванный смещением оси рельса по отношению к срединной плоскости стенки, принимаемый равным 15 мм;

h_p – высота рельса.

2.11. Нормативное значение горизонтальной нагрузки T_n^y , направленной вдоль кранового пути и вызываемой ударом крана о тупиковый упор, следует определять по прил. А.2 СП 20.13330.2016.

2.12. Расчетные крановые нагрузки определяются умножением нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , динамичности k_d и сочетаний ψ_t .

Величины этих нагрузок принимаются как одна кратковременная. Порядок их подсчета и количество кранов, учитываемых при расчете крановых путей, приведены в табл. 2.1.

2.13. При учете местного и динамического действия сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана полное нормативное значение этой нагрузки следует умножать при расчете прочности балок крановых путей на дополнительный коэффициент k_M , принимаемый по п. 9.9 СП 20.13330.2016.

Элементы конструкций	Характер воздействия	Проверка	Число кранов, учитываемых в расчете	Расчетное воздействие
Подкрановая балка, подкрановая или подкраново-подстропильная ферма, тормозные конструкции	Общее	Прочности и устойчивости	Один кран (кроме подкраново-подстропильной фермы)	F
				T^n
				T^{np}
			Два крана	F
				T^n
				T^{np}
	Местное	Прочности	Один каток крана (при гибком подвесе)	F
				$M^{кр}$
			Один каток крана (при жестком подвесе)	F
				$M^{кр}$
		Устойчивости	Один каток крана (при гибком подвесе)	F
			Один каток крана (при жестком подвесе)	F
	Общее и местное	Выносливости	Один кран (для общего воздействия). Один каток (для местного воздействия)	F
				T^6
$M^{кр}$				
Общее	Прогиба в вертикальной плоскости	Два крана	F	
	Прогиба в горизонтальной плоскости	Один кран	T^n	
Упоры	Общее	Прочности	Один кран	T^y
Крепления балок и тормозных конструкций				T^n

Табл. 2.1. К расчету крановой нагрузки

Определение расчетных воздействий					
Режимы работы кранов 1К-6К			Режимы работы кранов 7К-8К		
Формула	Значения коэффициентов	Числовое значение произведения коэффициентов	Формула	Значения коэффициентов	Числовое значение произведения коэффициентов
$\gamma_f \cdot k_d \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $k_d = 1,2$	$1,44F_n$	–		–
$\gamma_f \cdot T_n^n$		$1,2T_n^n$	–		–
$\gamma_f \cdot T_n^{np}$		$1,2T_n^{np}$	–		–
$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot k_d \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $\psi_t = 0,85$ $k_d = 1,2$	$1,224F_n$	$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot k_d \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $\psi_t = 0,95$ $k_d = 1,2$	$1,368F_n$
$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot T_n^n$		$1,02T_n^n$	$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot T_n^n$		$1,14T_n^n$
$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot T_n^{np}$		$1,02T_n^{np}$	$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot T_n^{np}$		$1,14T_n^{np}$
$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot k_d \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $\psi_t = 0,7$ $k_d = 1,2$	$1,008F_n$	$\gamma_f \cdot \psi_t \cdot k_d \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $\psi_t = 0,8$ $k_d = 1,2$	$1,152F_n$
$\gamma_f \cdot k_M \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $k_M = 1,2$ (1К-5К) $k_M = 1,4$ (6К)	$1,44F_n$ (1К-5К) $1,68F_n$ (6К)	$\gamma_f \cdot k_M \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $k_M = 1,6$ (7К) $k_M = 1,7$ (8К)	$1,92F_n$ (7К) $2,04F_n$ (8К)
–		–	$\gamma_f \cdot M_n^{kp}$		$1,2M_n^{kp}$
–		–	$\gamma_f \cdot k_M \cdot F_n$		$2,16F_n$ (8К)
–		–	$\gamma_f \cdot M_n^{kp}$		$1,2M_n^{kp}$
$\gamma_f \cdot k_M \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $k_M = 1,2$ (1К-5К) $k_M = 1,4$ (6К)	$1,44F_n$ (1К-5К) $1,68F_n$ (6К)	$\gamma_f \cdot k_M \cdot F_n$	$\gamma_f = 1,2$ $k_M = 1,6$ (7К) $k_M = 1,7$ (8К)	$1,92F_n$ (7К) $2,04F_n$ (8К)
–		–	$\gamma_f \cdot k_M \cdot F_n$		$2,16F_n$ (8К)
–		–	$\gamma_f \cdot k_M \cdot F_n$		$2,16F_n$ (8К)
–		–	$k_y \cdot F_n$	$k_y = 0,6$ (7К) $k_y = 0,7$ (8К)	$0,6F_n$ (7К) $0,7F_n$ (8К)
–		–	T^6		T^6
–		–	M_n^{kp}		M_n^{kp}
$\psi_t \cdot F_n$	$\psi_t = 0,85$	$0,85F_n$	$\psi_t \cdot F_n$	$\psi_t = 0,95$	$0,95F_n$
T_n^n	–	T_n^n	T_n^n	–	T_n^n
$\gamma_f \cdot T_n^y$	$\gamma_f = 1,2$	$1,2T_n^y$	$\gamma_f \cdot T_n^y$	$\gamma_f = 1,2$	$1,2T_n^y$
$\gamma_f \cdot T_n^n$		$1,2T_n^n$	$\gamma_f \cdot T_n^n$		$1,2T_n^n$

2.14. При расчете на выносливость балок крановых путей следует учитывать пониженное значение нагрузки, которые определяются умножением нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана в каждом пролете здания на коэффициент k_y , принимаемый в соответствии с п. 9.19 СП 20.13330.2016.

2.15. Нормативные значения технологических нагрузок по п.2.1. – в) принимаются по технологическому заданию, а при отсутствии последнего равными 2 кН/м^2 .

3. Геометрические характеристики элементов ППФ

3.1. В качестве основных элементов (стержней) ППФ используются призматические тонкостенные стержни открытого и закрытого профиля. Последние характерны для ездовых поясов. На рис. 3.1 и 3.2 показаны произвольные сечения таких стержней. Оси O_oUV – главные центральные, $O_o y_o z_o$ – центральные, $O_o yz$ – рабочие. Поперечное сечение открытого профиля (рис. 3.2) получается из закрытого путем принятия $b = 0, s_2 = 0$. Это справедливо для всех приведенных ниже формул.

3.2. Координаты центра тяжести O_o сечений в рабочей системе координат определяются через коэффициенты:

$$k_y = \frac{A_1 - A_2}{A};$$

$$k_z = \frac{A_1 d_1 h_1 + A_2 d_2 h_2 + 2A_4 b}{Ah}; \quad (3.1)$$

где A – площадь поперечного сечения стержня, остальные обозначения приведены на рис. 3.1 и 3.2.

3.3. Моменты инерции относительно главных центральных осей вычисляются по формулам:

$$I_{y_o} = \frac{1}{3} [A_1 h_1^2 (1 + 3d_1^2) + A_2 h_2^2 (1 + 3d_2^2) + 6A_4 b (2b - k_z h) - 3k_z h (A_1 d_1 h_1 + A_2 d_2 h_2)];$$

$$I_{z_o} = h^2 \left[A(1 - k_y^2) - \frac{2}{3}(A_3 + A_4) \right];$$

$$I_{y_o z_o} = h [A_1 (d_1 h_1 - k_z h) - A_2 (d_2 h_2 - k_z h)]. \quad (3.2)$$

3.4. Вычисление статических моментов «отсеченных» частей поперечного сечения относительно главных центральных осей

$$S_{y_o} = \int_A z_o dA; \quad S_{z_o} = \int_A y_o dA; \quad (3.3)$$

производится по формулам, приведенным на рис. 3.3 и 3.4.

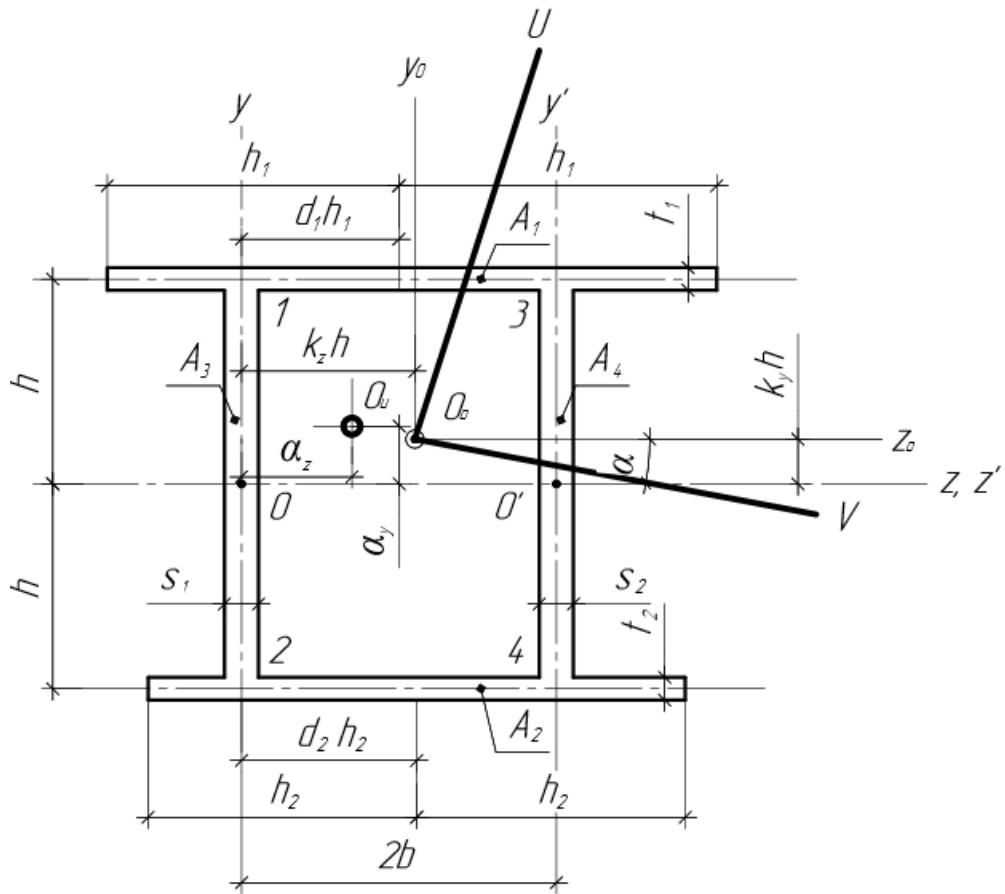


Рис. 3.1. Произвольное сечение призматического тонкостенного стержня закрытого профиля

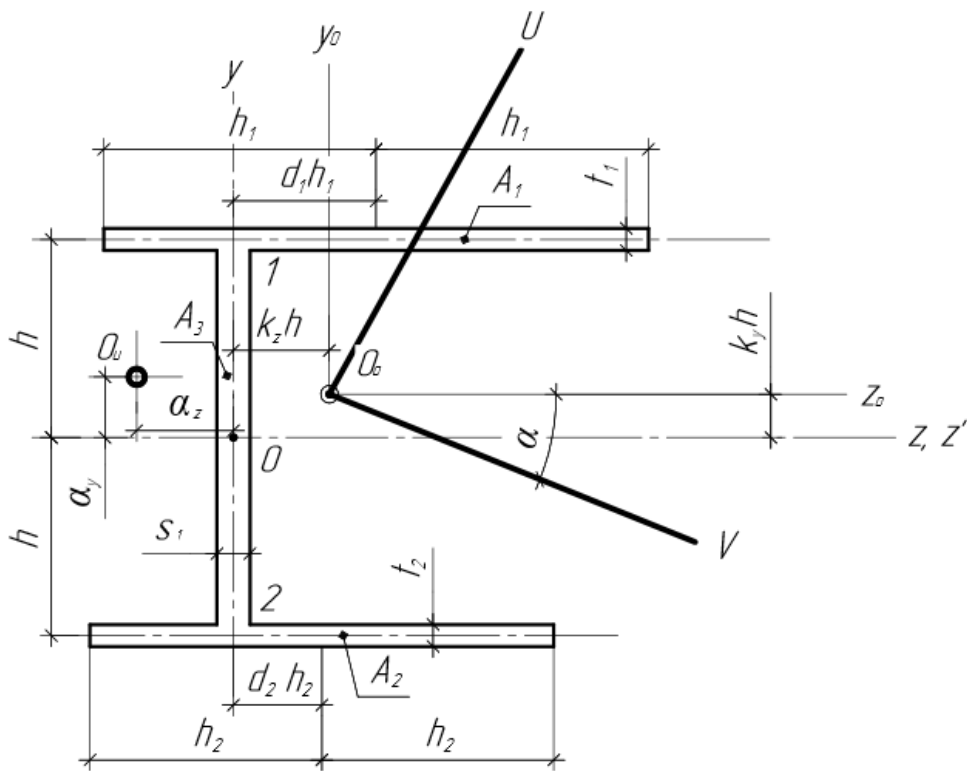


Рис.3.2. Произвольное сечение призматического тонкостенного стержня открытого профиля

При этом для стержней закрытого профиля (рис. 3.1) сначала определяются координаты y_3 (рис. 3.3) и z_2 (рис. 3.4) нулевых точек эшюр S_i в левой стенке и нижнем поясе соответственно:

$$y_3 = \frac{2(I_{y_0} q_{kz} + I_{y_0 z_0} q_{ky})}{\Delta I \cdot A_3 \cdot k_z} - \frac{A_2(1 - d_2)}{2A_3 k_z} [(1 - d_2)h_2 + 2k_z h] - h ;$$

$$z_2 = - \frac{I_{z_0} q_{ky} + I_{y_0 z_0} q_{kz}}{\Delta I(1 + k_y)t_2 h} ; \quad (3.4)$$

где

$$\Delta I = I_{y_0} I_{z_0} - I_{y_0 z_0}^2 ;$$

$$q_{ky} = - \frac{1}{S_p} (I_{y_0} \sum z - I_{y_0 z_0} \sum y) ;$$

$$q_{kz} = - \frac{1}{S_p} (I_{z_0} \sum y - I_{y_0 z_0} \sum z) ; \quad (3.5)$$

$$S_p = 2b \left(\frac{1}{t_1} + \frac{1}{t_2} \right) + 2h \left(\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} \right) ; \quad (3.6)$$

$$\sum y = -t_2 h_2 \left\{ (1 - d_2)[(1 - d_2)h_2 + 2k_z h] \left(\frac{b}{t_1} + \frac{h}{s_1} \right) + (1 + d_2)[(1 + d_2)h_2 - 2k_z h] \cdot \left(\frac{b}{t_2} + \frac{h}{s_2} \right) \right\} - \frac{2}{3} [h_1^3(1 + 3d_1^2) - h_2^3(1 + 3d_2^2)] + 4b(d_1 h_1^2 - h^2) + 2k_z h [d_1 h_1^2 - d_2 h_2^2 - 2b \left(h_1 + h \frac{s_1}{t_1} \right)] ;$$

$$\sum z = 2(1 + k_y)h \left[(1 + d_2)h_2 \left(h \frac{t_2}{s_2} + b \right) - (1 - d_2)h_2 \left(h \frac{t_2}{s_1} + b \frac{t_2}{t_1} \right) - d_2 h_2 \right] - 4 \frac{s_1}{t_1} b k_y h^2 + 2(1 - k_y)h h_1 (2b - d_1 h_1) . \quad (3.7)$$

3.5. Для стержней открытого профиля (рис. 3.2) координаты нулевых точек эшюр S_i в левой стенке y_3 (рис. 3.3) и нижнем поясе z_2 (рис. 3.4) определяются по формулам:

$$y_3 = \frac{2A_2}{k_z A_3} (d_2 h_2 - k_z h) - h ;$$

$$z_2 = (1 + d_2)h_2 . \quad (3.8)$$

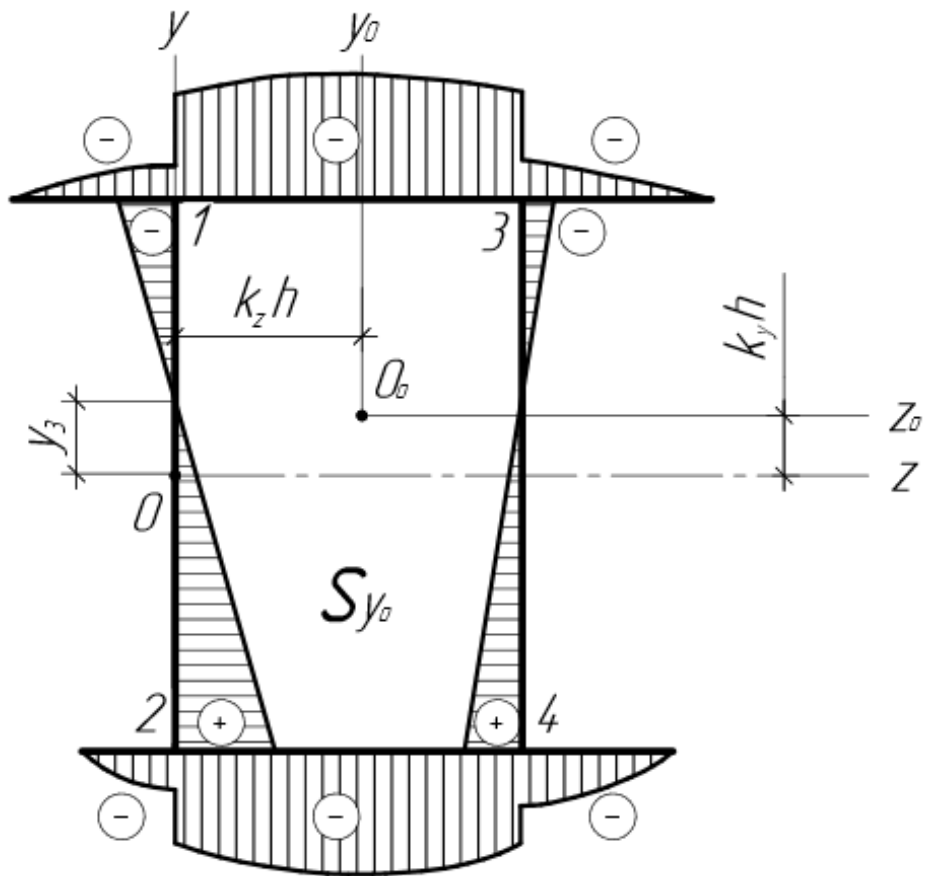


Рис. 3.3. К вычислению статического момента S_{y_0} «отсеченных» частей поперечного сечения

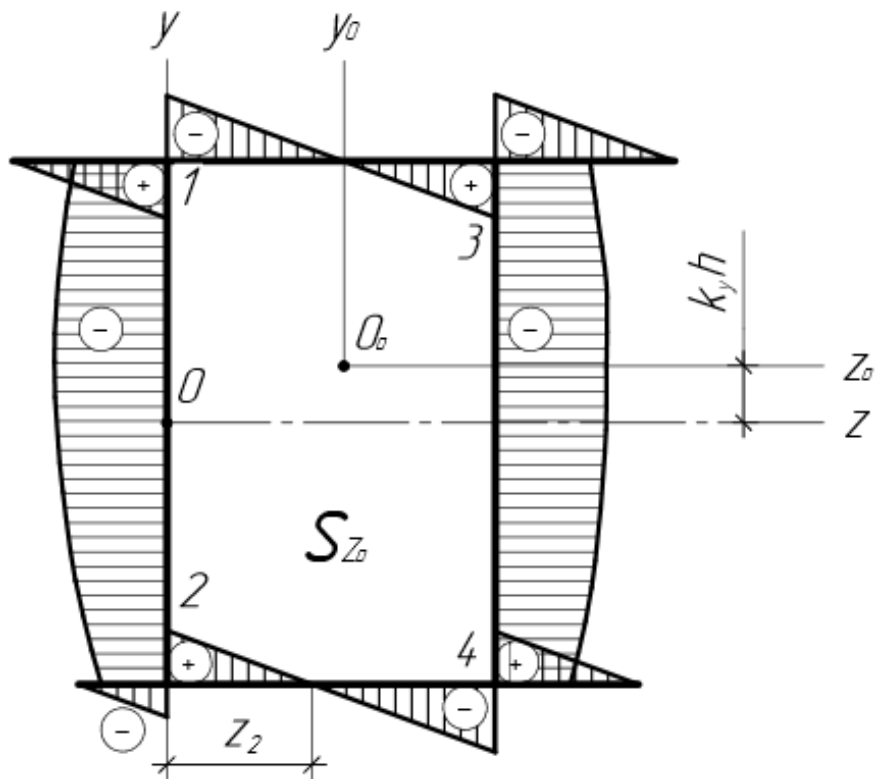


Рис. 3.4. К вычислению статического момента S_{z_0} «отсеченных» частей поперечного сечения

Табл. 3.1. Формулы для вычисления статического момента S_{y_0} «отсеченных» частей поперечного сечения

Эл-т	Выражение S_{y_0}	Участок
Нижний пояс	$-\frac{t_2}{2}\{(1-d_2)^2h_2^2 - z^2 + 2k_z h[(1-d_2)h_2 + z]\}$	$\chi_2 \leq z < 0$
	$-\frac{t_2}{2}\{(1-d_2)^2h_2^2 - z^2 + 2k_z h[(1-d_2)h_2 + z]\} - k_z h s_1(h + y_3)$	$0 < z < 2b$
	$-\frac{t_2}{2}\{(1+d_2)^2h_2^2 - z^2 - 2k_z h[(1+d_2)h_2 - z]\}$	$2b < z \leq \chi'_2$
Верхний пояс	$-\frac{t_1}{2}\{(1-d_1)^2h_1^2 - z^2 + 2k_z h[(1-d_1)h_1 + z]\}$	$\chi_1 \leq z < 0$
	$-\frac{t_1}{2}\{(1-d_1)^2h_1^2 - z^2 + 2k_z h[(1-d_1)h_1 + z]\} - k_z h s_1(h - y_3)$	$0 < z < 2b$
	$-\frac{t_1}{2}\{(1+d_1)^2h_1^2 - z^2 - 2k_z h[(1+d_1)h_1 - z]\}$	$2b < z \leq \chi'_1$
Левая стенка	$k_z h s_1(y_3 - y)$	
Правая стенка	$-2t_2 h_2(k_z h - d_2 h_2) - k_z h s_1(h + y_3) + (2b - k_z h)s_2(h + y)$	
ПРИМЕЧАНИЕ: $\chi_i = -(1-d_i)h_i$ – крайняя слева точка i – ого пояса; $\chi'_i = (1+d_i)h_i$ – крайняя справа точка i – ого пояса.		

Табл. 3.2. Формулы для вычисления статического момента S_{z_0} «отсеченных» частей поперечного сечения

Эл-т	Выражение S_{z_0}	Участок
Нижний пояс	$-(1+k_y)ht_2[(1-d_2)h_2 + z]$	$\chi_2 \leq z < 0$
	$(1+k_y)ht_2(z_2 - z)$	$0 < z < 2b$
	$(1+k_y)ht_2[(1+d_2)h_2 - z]$	$2b < z \leq \chi'_2$
Верхний пояс	$(1-k_y)ht_1[(1-d_1)h_1 + z]$	$\chi_1 \leq z < 0$
	$-(1+k_y)ht_2[(1-d_2)h_2 + z_2] + (1-k_y)ht_1[(1-d_1)h_1 + z] - 2k_y h^2 s_1$	$0 < z < 2b$
	$-(1-k_y)ht_1[(1+d_1)h_1 - z]$	$2b < z \leq \chi'_1$
Левая стенка	$-(1+k_y)ht_2[(1-d_2)h_2 + z_2] - \frac{s_1}{2}[h^2 - y^2 + 2k_y h(h + y)]$	
Правая стенка	$-(1+k_y)ht_2[(1-d_2)h_2 + z_2] - \frac{s_2}{2}[h^2 - y^2 + 2k_y h(h + y)]$	
ПРИМЕЧАНИЕ: $\chi_i = -(1-d_i)h_i$ – крайняя слева точка i – ого пояса; $\chi'_i = (1+d_i)h_i$ – крайняя справа точка i – ого пояса.		

3.6. Нулевые точки эпюр S_i в правой стенке и верхнем поясе замкнутого сечения находятся по формулам:

$$y_4 = \frac{1}{(2b - k_z h) s_2} [2t_2 h_2 (k_z h - d_2 h_2) + k_z h s_1 (h + y_3)] - h ;$$

$$z_1 = \frac{1}{(1 - k_y) t_1} \{ (1 + k_y) t_2 [(1 - d_2) h_2 + z_2] + 2k_y h s_1 \} - (1 - d_1) h_1 . \quad (3.9)$$

3.7. Статическим моментам (3.3) приписываются те знаки, которые получаются при их вычислении по формулам, приведенным на рис. 3.3 и 3.4.

3.8. Координаты центра изгиба поперечного сечения определяются по формулам:

$$\alpha_y = \bar{\alpha}_y - \frac{8bh}{\Delta I} q_{kz} ;$$

$$\alpha_z = \bar{\alpha}_z + \frac{8bh}{\Delta I} q_{ky} ; \quad (3.10)$$

где q_{ky} и q_{kz} выражаются по (3.5), а

$$\bar{\alpha}_y = -\frac{1}{\Delta I} (B_y I_{z_o} - C_y I_{y_o z_o}) ;$$

$$\bar{\alpha}_z = -\frac{2}{\Delta I} (B_z I_{y_o} - C_z I_{y_o z_o}) . \quad (3.11)$$

представляют собой координаты центра изгиба односвязного стержня, полученного из заданного двухсвязного путем разреза нижнего пояса в точке $z = 0$.

$$B_y = -A_1 h \left[\frac{h_1^2}{3} (1 + 3d_1^2) + k_z h (2b - d_1 h_1) - 2bd_1 h_1 \right] + A_2 h \left\{ \frac{h_2^2}{3} (1 + 3d_2^2) - k_z h [2b(1 - 2d_2) + d_2 h_2] + 2bh_2 [(1 - d_2)^2 + d_2] \right\} - 4A_3 b k_z h^2 ;$$

$$C_y = (1 - k_y) A_1 h^2 (2b - d_1 h_1) - 2A_3 h^2 b \left(\frac{1}{3} + 2k_y \right) - (1 + k_y) A_2 h^2 [2b(1 - 2d_2) + d_2 h_2] ;$$

$$B_z = (1 + k_y) A_2 h^2 [d_2 h_2 - 2b(1 + d_2)] - A_4 b h^2 \left(\frac{1}{3} + k_y \right) ;$$

$$C_z = A_2 h \left\{ d_2 h_2 (k_z h - d_2 h_2) + b(1 + d_2)[(1 + d_2)h_2 - 2k_z h] - \frac{h_2^2}{3} \right\} + A_4 b h (2b - k_z h). \quad (3.12)$$

3.9. Для стержней открытого профиля по рис. 3.2 $q_{ky} = q_{kz} = 0$ и из (3.10) получается для координат центра изгиба

$$\alpha_y = \frac{h}{\Delta I} \left\{ \frac{I_{z_0}}{3} [A_1 h_1^2 (1 + 3d_1^2) - A_2 h_2^2 (1 + 3d_2^2) - 3k_z h (A_1 d_1 h_1 - A_2 d_2 h_2)] - I_{y_0 z_0} [(1 - k_y) A_1 d_1 h_1 h + (1 + k_y) A_2 d_2 h_2 h] \right\};$$

$$\alpha_z = -\frac{2h}{\Delta I} \left\{ I_{y_0} (1 + k_y) A_2 d_2 h_2 h - I_{y_0 z_0} \frac{A_2 h_2}{3} [3k_z d_2 h - (1 - 3d_2^2) h_2] \right\}. \quad (3.13)$$

3.10. Координаты $y_{\omega 3}$ и $z_{\omega 2}$ нулевых точек эпюр главных обобщенных секториальных площадей в левой стенке и нижнем поясе замкнутого профиля (рис. 3.5) определяются по формулам:

$$y_{\omega 3} = \frac{1}{(\alpha_z - \rho/s_1)A} \left\{ (\alpha_z - \rho/s_1)(A_1 - A_2)h + (h - \alpha_y - \rho/t_1)d_1 h_1 A_1 - (h + \alpha_y - \rho/t_2)d_2 h_2 A_2 - \left[2\alpha_y + \rho \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right) \right] b A_4 \right\};$$

$$z_{\omega 2} = -\frac{1}{(h + \alpha_y - \rho/t_2)A} \left\{ (\alpha_z - \rho/s_1)(A + A_1 - A_2)h + (h - \alpha_y - \rho/t_1)d_1 h_1 A_1 - (h + \alpha_y - \rho/t_2)d_2 h_2 A_2 - \left[2\alpha_y + \rho \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right) \right] b A_4 \right\}. \quad (3.14)$$

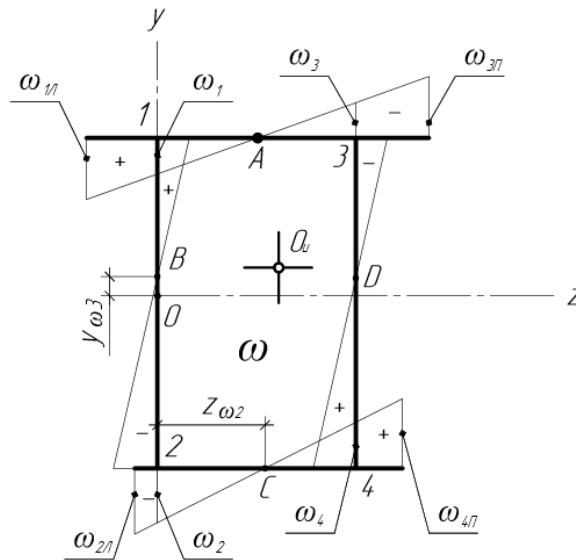
где

$$\rho = \frac{8bh}{s_k'};$$

$$s_k' = \oint \frac{ds}{\delta_s} = 2h \left(\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} \right) + 2b \left(\frac{1}{t_1} + \frac{1}{t_2} \right). \quad (3.15)$$

есть средний радиус и приведенная длина замкнутой части контура.

3.11. Значения главных обобщенных секториальных площадей в характерных точках поперечного сечения вычисляются по формулам, приведенным на рис. 3.5.



$$\omega_1 = -\left(\alpha_z - \frac{\rho}{s_1}\right)(h - y_{\omega 3}) ;$$

$$\omega_{1П} = \omega_1 + \left(h - \alpha_y - \frac{\rho}{t_1}\right)(1 - d_1)h_1 ;$$

$$\omega_2 = \left(\alpha_z - \frac{\rho}{s_1}\right)(h + y_{\omega 3}) ;$$

$$\omega_{2П} = \omega_2 - \left(h + \alpha_y - \frac{\rho}{t_2}\right)(1 - d_2)h_2 ;$$

$$\omega_3 = \omega_1 - \left(h - \alpha_y - \frac{\rho}{t_1}\right)2b ;$$

$$\omega_{3П} = \omega_3 - \left(h - \alpha_y - \frac{\rho}{t_1}\right)[(1 + d_1)h_1 - 2b] ;$$

$$\omega_4 = \omega_2 + \left(h + \alpha_y - \frac{\rho}{t_2}\right)2b ;$$

$$\omega_{4П} = \omega_4 + \left(h + \alpha_y - \frac{\rho}{t_2}\right)[(1 + d_2)h_2 - 2b] .$$

Рис. 3.5. Формулы для вычисления значений главных обобщённых секториальных площадей в характерных точках поперечного сечения

3.12. Секториальный момент инерции сечения подсчитывается по формуле:

$$I_{\omega} = \int_A \omega^2 dA = \frac{1}{3} \sum (\omega_A^2 + \omega_A \omega_B + \omega_B^2) A_i ; \quad (3.16)$$

где сумма распространяется на все плоские элементы поперечного сечения;

ω_A, ω_B - значения главных обобщённых секториальных площадей на концах

ЭТИХ ЭЛЕМЕНТОВ;

A_i - площади сечения элементов.

3.13. Обобщенные секториальные статические моменты «отсеченных» частей поперечного сечения вычисляются по формуле:

$$\overline{S_\omega} = S_\omega \pm A_\omega = \overline{S_\omega} + \overline{A_\omega} ; \quad (3.17)$$

где S_ω определяется выражением, приведенном в табл. 3.3 со своими знаками,

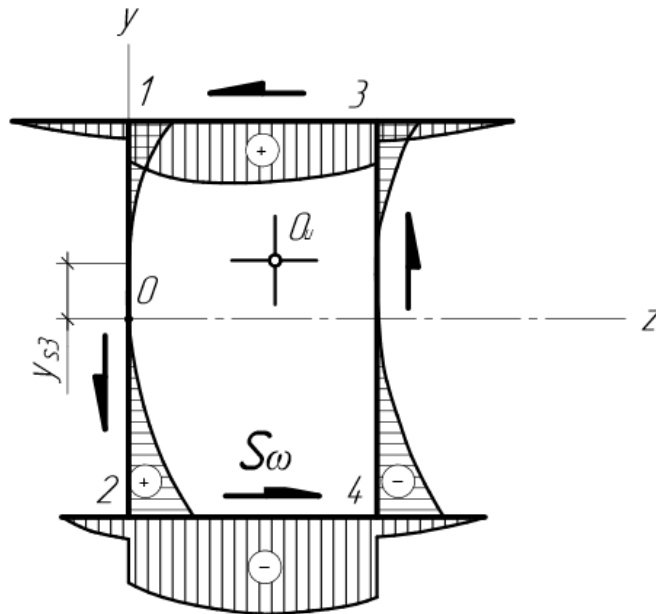


Рис. 3.6. К вычислению секториального статического момента S_ω «отсеченных» частей поперечного сечения

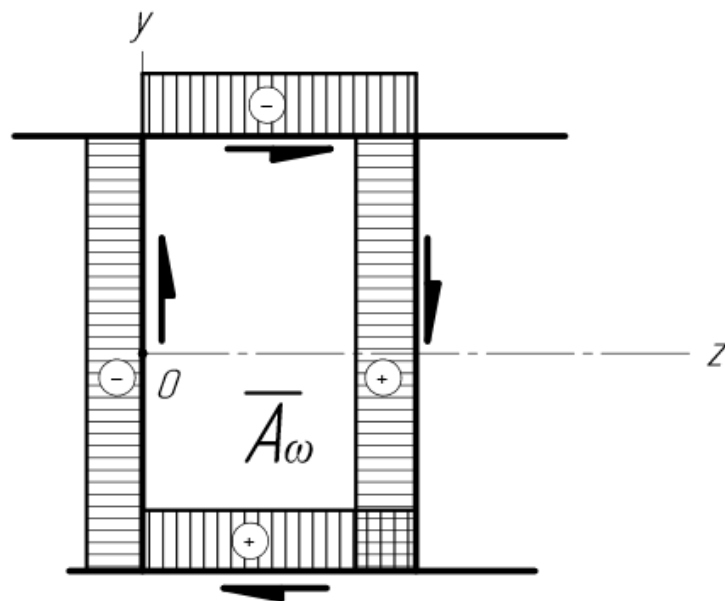


Рис. 3.7. Характерный вид эпюры $\overline{A_\omega}$

Табл. 3.3. Формулы для вычисления секториального статического момента S_ω «отсеченных» частей поперечного сечения

Эл-т	Выражение S_ω	Участок
Левая стенка	$\frac{s_1}{2} \left[(\omega_1 + \omega_2)(y - y_{s3}) + \frac{1}{2h} (\omega_1 - \omega_2)(y^2 - y_{s3}^2) \right]$	
Правая стенка	$-\frac{s_1}{2} \left[(\omega_1 + \omega_2)(h - y_{s3}) + \frac{1}{2h} (\omega_1 - \omega_2)(h^2 - y_{s3}^2) \right] - t_1 \left[2h_1 \omega_1 - \frac{d_1 h_1^2}{b} (\omega_1 - \omega_3) \right] - \frac{s_2}{2} \left[(\omega_3 + \omega_4)(h - y) + \frac{1}{2h} (\omega_3 - \omega_4)(h^2 - y^2) \right]$	
Верхний пояс	$t_1 \left\{ [(1 - d_1)h_1 + z]\omega_1 + \frac{1}{4b} (\omega_1 - \omega_3)[(1 - d_1)^2 h_1^2 - z^2] \right\}$	$\chi_1 \leq z < 0$
	$\frac{s_1}{2} \left[(\omega_1 + \omega_2)(h - y_{s3}) + \frac{1}{2h} (\omega_1 - \omega_2)(h^2 - y_{s3}^2) \right] + t_1 \left\{ [(1 - d_1)h_1 + z]\omega_1 + \frac{1}{4b} (\omega_1 - \omega_3)[(1 - d_1)^2 h_1^2 - z^2] \right\}$	$0 < z < 2b$
	$-t_1 \left\{ [(1 + d_1)h_1 - z]\omega_1 - \frac{1}{4b} (\omega_1 - \omega_3)[(1 + d_1)^2 h_1^2 - z^2] \right\}$	$2b < z \leq \chi'_1$
ПРИМЕЧАНИЕ:	Для нижнего пояса следует все индексы « i » сменить на « $i + 1$ » и в первом члене квадратных скобок участка $0 < z < 2b$ вместо $(h - y_{s3}) +$ написать $(h + y_{s3}) -$	

$$A_\omega = -\frac{1}{8bh} \left\{ A_3 b \left[(\omega_1 + \omega_2)(h - 2y_{\omega 3}) + \frac{2}{h} (\omega_1 - \omega_2) \left(\frac{1}{3} h^2 - y_{\omega 3}^2 \right) \right] + 2A_1 h \left[(2b - d_1 h_1) \omega_1 - (\omega_1 - \omega_3) \left(d_1 h_1 - \frac{h_1^2}{6b} (1 + 3d_1^2) \right) \right] \right\}; \quad (3.18)$$

верхний знак перед A_ω соответствует верхнему поясу и левой стенке, нижний – нижнему поясу и правой стенке. Характерный вид эпюр $\overline{A_\omega}$ и $\overline{S_\omega}$ приведен на рис. 3.7 и 3.8.

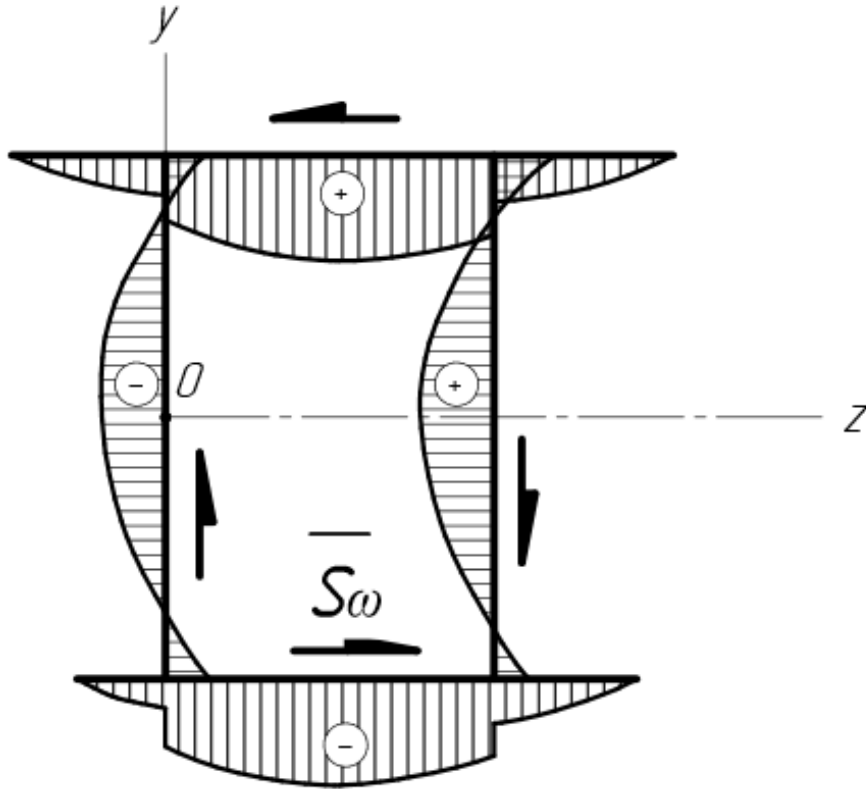


Рис. 3.8. Характерный вид эпюры $\overline{S_\omega}$

3.14. Условный момент инерции чистого кручения и направленный момент инерции для стержня закрытого профиля определяются соответственно по формулам:

$$I_d = \frac{8bh}{S_p} ;$$

$$I_p = \int_A z^2 dA$$

$$= A_1(h - \alpha_y)^2 + A_2(h + \alpha_y)^2 + A_3\alpha_z^2 + A_4(2b - \alpha_z)^2 . \quad (3.19)$$

3.15. Коэффициент искажаемости деформации μ и изгибно-крутильная характеристика k

$$\mu = 1 - \frac{I_d}{I_p} ; \quad k = \sqrt{\frac{GI_d}{EI_\omega}} \mu . \quad (3.20)$$

4. Статический расчет системы

4.1. Предварительный расчет ППФ, имеющий цель назначить предварительные размеры сечений её основных элементов, проводится в два этапа.

4.2. На первом этапе подсчитываются вертикальные погонные нагрузки на ППФ: $q_{ш}$ – от веса шатра, $q_{к}$ – от кровли, $q_{т}$ – технологическая, S – снеговая, а также расчетное давление F катков мостового крана.

4.3. По этим нагрузкам определяется приближенное значение расчетного изгибающего момента при установке на ППФ катков по правилу Винклера:

$$M_z = \alpha_1 \alpha_2 \left[0,125(q_{ш} + q_{к} + q_{т} + S)L^2 + \frac{\psi_t}{L} \sum F y_k (L - y_k) \right] ; \quad (4.1)$$

где L – пролет ППФ;

y_k – расстояния колес кранов от левой опоры ППФ;

α_1 – коэффициент, учитывающий влияние собственного веса ППФ и равный 1,08 – 1,10;

α_2 – коэффициент, для разрезных ППФ $\alpha_2 = 1$, для ППФ в виде ригеля рамы $\alpha_2 = 0,8 - 0,9$;

ψ_t – коэффициент сочетаний, принимаемый п. 9.18 СП 20.13330.2016 в зависимости от числа учитываемых кранов.

4.4. Нормальные силы в нижнем N_H и верхнем N_B поясах подсчитываются по формуле:

$$N_H = -N_B = 0,98 \frac{M_z}{h} ; \quad (4.2)$$

где h – высота ППФ по осям поясов.

4.5. В ездовом поясе подсчитываются изгибающие моменты:

– от изгиба пояса в составе ППФ:

$$M'_{zn} = 0,02M_z ; \quad (4.3)$$

– от местного изгиба, вызванного собственным весом пояса, технологической нагрузкой в нем и давлением колес кранов, поставленных также, как и при вычислении M_z по (4.1):

а) для пролетных сечений

$$M_{zn}'' = \alpha_1(0,042q_T l^2 + \psi_t \zeta \xi_1 l F); \quad (4.4)$$

б) для опорных сечений

$$M_{zn}'' = -\alpha_1(0,083q_T l^2 + \psi_t \zeta \xi_2 l F); \quad (4.5)$$

где – l длина панели;

ξ_i – числовые коэффициенты, принимаемые по табл. 4.1;

$\zeta = 1$ при кранах на одной стороне ППФ и $\zeta = 2$ при кранах на двух сторонах.

Табл. 4.1. Значения коэффициентов ξ_i

Количество колес кранов на одной стороне ППФ	1	2	3	4
ξ_1	0,17	0,20	0,30	0,38
ξ_2	0,08	0,14	0,20	0,22

4.6. Сечение ездового пояса A_H подбирается по нормальной силе N_H и изгибающему моменту M_{zn} , равному:

$$M_{zn} = M'_{zn} + M_{zn}''; \quad (4.6)$$

при расчетном сопротивлении материала, равном $0,8R$.

Сечение неездового пояса A_B – по нормальной силе N_B при расчетном сопротивлении $0,75R$.

4.7. Подсчитывается момент инерции I_n ездового пояса и момент инерции I_L ППФ, а также параметр β :

$$I_L = I_n + 0,9 \frac{A_H A_B}{A_H + A_B} h^2; \quad (4.7)$$

$$\beta = \frac{I_n}{0,6I_L};$$

4.8. Прикладывается собственный вес ППФ q_Φ^H и вес ездового пояса q_Π^H на один погонный метр:

$$q_\Phi^H = \psi_\Phi \gamma (A_H + A_B);$$

$$q_\Pi^H = \psi_\Pi \gamma A_H; \quad (4.8)$$

где $\gamma = 78,5$ кН/м; $\psi_\Phi = 2,2 - 2,5$; $\psi_\Pi = 1,4 - 1,6$.

4.9. Для ППФ в виде ригеля рамы определяется параметр κ :

$$\kappa = \frac{I_L H}{I_{\kappa} L} ; \quad (4.9)$$

где H – расчетная высота рамы;

I_{κ} – момент инерции колонны в плоскости рамы.

4.10. Второй этап приближенного расчета проводится тем же путем, что и предварительный, со следующими изменениями:

а) для подсчета максимального изгибающего момента в ППФ используется формула:

$$M_z = B \left[(q_{\phi} + q_{ш} + q_{\kappa} + q_{т} + S) \frac{L^2}{C} + \frac{\psi_t}{L} \sum F y_k (L - y_k) \right] ; \quad (4.10)$$

где для разрезной ППФ $B = 1, C = 8$;

для ППФ в виде ригеля рамы $B = 1 - 1/(0,5\kappa - 1), C = 24$;

б) коэффициент α_1 в (4.4) и (4.5) принимается равным единице, а вместо $q_{т}$ в эти формулы вводится $q_{т} + q_{п}$;

в) в формулах (4.2) и (4.3) вместо 0,98 и 0,02 вводятся соответственно $(1 - \beta)$ и β .

4.11. Окончательный (проверочный) расчет на все виды воздействий, испытываемых ППФ, проводится после назначения размеров поперечных сечений основных элементов методом конечных элементов (МКЭ) с применением вычислительных комплексов SCAD, ЛИРА, МОНОМАХ, Stark-ES и т.п. При этом следует:

1) Максимальные усилия в элементах ППФ от воздействия кранов определять по линиям влияния;

2) Производить учет жесткости узлов системы вне зависимости от выполнения указаний п. 15.2.2. СП 16.133302017;

3) Производить учет эксцентрисности крепления решетки к ездовому поясу;

4) Производить учет влияния решетки при расчете ездового пояса на горизонтальный изгиб и кручение и учитывать дополнительные усилия, возникающие при этом в решетке;

4.12. Учет жесткости узлов допускается производить следующим путем:

1) Определить нормальные силы N_i в стержнях фермы по шарнирной схеме (ездовой пояс при этом рассматривается как неразрезной с шарнирным примыканием решетки);

2) Полагая нормальные силы неизменными использовать метод сил в форме:

$$\mathcal{D}X + \mathcal{D}_p = 0; \quad (4.11)$$

где

$$\mathcal{D} = [\delta_{ij}]; \quad \mathcal{D}_p = [\delta_{ip}]; \quad X = [X_j]. \quad (4.12)$$

3) Коэффициенты канонических уравнений вычислить по формулам:

$$\begin{aligned} \delta_{ij} = \delta_{ij}(M) + \delta_{ij}(N) &= \sum_{k=1}^m \int_0^{l_k} \frac{M_{ik}M_{jk}}{EI_k} dl + \sum_{k=1}^m \frac{N_{ik}N_{jk}}{EA_k} l_k ; \\ \delta_{ip} = \delta_{ip}(N) &= \sum_{k=1}^m \frac{N_{ik}N_{ip}}{EA_k} l_k ; \end{aligned} \quad (4.13)$$

где m – число стержней.

Интегралы Мора:

$$\int_0^{l_k} \frac{M_{ik}M_{jk}}{EI_k} dl = \begin{cases} \frac{l_k t}{3EI_k}; & i = j \\ \frac{l_k s}{6EI_k}; & i \neq j \end{cases}; \quad (4.14)$$

где t и s – функции Н. Е. Жуковского, имеющие вид, соответственно для сжато-изогнутых и растянуто-изогнутых стержней

$$\begin{aligned} t_c &= \frac{3(\tan v - v)}{v^2 \tan v}; \\ t_p &= \frac{3(\tanh \mu - \mu)}{\mu^2 \tanh \mu}; \\ s_c &= \frac{6(v - \sin v)}{v^2 \sin v}; \\ s_p &= \frac{6(\mu - \sinh \mu)}{\mu^2 \sinh \mu}; \end{aligned} \quad (4.15)$$

где

$$\nu = \sqrt{\frac{|N|l_k^2}{EI_k}} ;$$

$$\mu = \sqrt{\frac{Nl_k^2}{EI_k}} ; \quad (4.16)$$

4.13. Учет эксцентриситеты крепления решетки допустимо производить так: если D_i и D_{i+1} – усилия в раскосах, сходящиеся в узле ездового пояса, а α_i и α_{i+1} – углы наклона этих раскосов к оси пояса, то местный узловый момент M_i при эксцентриситете центровки раскосов относительно оси ездового пояса, равном e , будет:

$$M_i = (D_{i+1} \cos \alpha_{i+1} - D_i \cos \alpha_i)e ; \quad (4.17)$$

Эти моменты распределяются по элементам пояса в узле i пропорционально их погонным жесткостям и затем передаются на смежные узлы с помощью чисел влияния (величин обратных фокусным отношениям).

4.14. Учет влияния решетки при расчете ездового пояса на горизонтальный изгиб и кручение производится следующим образом:

а) При горизонтальном изгибе расчет пояса производится как неразрезной балки на упругих опорах, расположенных в узлах соединения пояса с решеткой. Необходимые для составления уравнений пяти моментов отпорности опор ($\chi_{\Delta i}$) и относительные (по отношению к жесткости пояса) отпорности $\overline{\chi_{\Delta i}}$ для i -х опор определяются так:

$$\chi_{\Delta i} = 3EI_{\text{прив.}i}h^{-3} ;$$

$$\overline{\chi_{\Delta i}} = \chi_{\Delta i}(EI_{\text{уп}})^{-1} ; \quad (4.18)$$

где h – высота ППФ по осям пояса;

$I_{\text{уп}}$ – момент инерции ездового пояса относительно вертикальной оси;

$I_{\text{прив.}i}$ – приведенный момент инерции k_i стержней решетки, сходящихся в узле i , равный:

$$I_{\text{прив.}i} = \sum_{j=1}^{k_i} I_j \sin \alpha_j ; \quad (4.19)$$

где α_j – угол наклона j -ого элемента решетки к оси ездового пояса.

б) При кручении расчет ездового пояса производится как неразрезной балки на упруго-поворачивающихся опорах по уравнениям пяти бимоментов. Соответствующие абсолютные и относительные отпорности:

$$\begin{aligned} \chi_{\gamma i} &= 4EI_{\text{прив.}i}h^{-1} ; \\ \overline{\chi}_{\gamma i} &= \chi_{\gamma i}(EI_{\omega})^{-1} ; \end{aligned} \quad (4.20)$$

4.15. По полученным в результате расчетов по п. 4.14. значениям «опорных» (узловых) изгибающих моментов M_{y_i} и бимоментов B_i строятся соответствующие эпюры в ездовом поясе, а также определяются дополнительные усилия в элементах решетки.

Для элемента решетки в виде стержня открытого профиля (элемент j) значения изгибающего момента M_j (максимальное), моментов чистого кручения $M_{\text{кр.}j}$, стесненного кручения $M_{\omega j}$ и бимоментов $B_{\omega j}$ подсчитываются соответственно по формулам:

$$\begin{aligned} M_j &= (R_i h + K_i) \sin \alpha_j I_{y_j} I_{\text{прив.}i}^{-1} ; \\ M_{\text{кр.}j} &= GI_{\text{кр.}j} k_j \theta_i \sin \alpha_j [\cosh k_j l_j - \cosh k_j (l_j - s_j)] A_k^{-1} ; \\ M_{\omega j} &= EI_{\omega j} k_j^3 \theta_i \sin \alpha_j \cdot \cosh k_j (l_j - s_j) \cdot A_k^{-1} ; \\ B_{\omega j} &= -EI_{\omega j} k_j^2 \theta_i \sin \alpha_j \cdot \sinh k_j (l_j - s_j) \cdot A_k^{-1} ; \end{aligned} \quad (4.21)$$

где k_j – изгибно-крутильная характеристика стержня по (3.20);

s_j – расстояние вдоль оси элемента от неездового пояса;

l_j – длина элемента решетки;

$$\begin{aligned} R_i &= R_i^o + \frac{M_{i-1}}{d_i} - M_i \left(\frac{1}{d_i} + \frac{1}{d_{i+1}} \right) + \frac{M_{i+1}}{d_{i+1}} ; \\ K_i &= K_i^o + \frac{B_{i-1}}{d_i} - B_i \left(\frac{1}{d_i} + \frac{1}{d_{i+1}} \right) + \frac{B_{i+1}}{d_{i+1}} ; \end{aligned} \quad (4.22)$$

есть реакция и реактивный крутящий момент в узле (с индексом «о» вверху – в основной системе). Здесь d_i – длина i -ой панели (см. рис. 4.1);

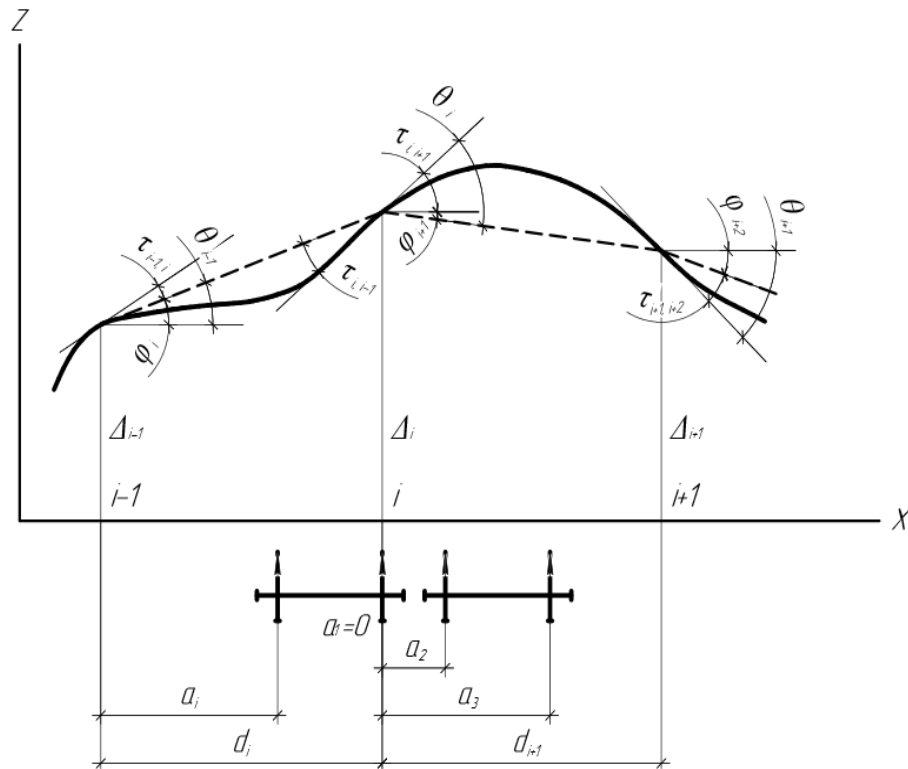


Рис. 4.1. Общая схема деформаций ездового пояса вблизи узла i

$$A_k = k_j l_j \cosh k_j l_j - \sinh k_j l_j ; \quad (4.23)$$

θ_i – угол поворота узла i в горизонтальной плоскости (рис. 4.1), равный сумме угла поворота узловой линии панели $i + 1$ и девиации на опоре i со стороны панели $i + 1$

$$\theta_i = \varphi_{i+1} + \tau_{i,i+1} ; \quad (4.24)$$

причем

$$\varphi_{i+1} = (\Delta_{i+1} - \Delta_i) d_{i+1} ; \quad (4.25)$$

где

$$\Delta_i = R_i \chi_{\Delta}^{-1} + K_i h (2EI_{\text{прив.}i})^{-1} ; \quad (4.26)$$

$$\tau_{i,i+1} = (6EI_y d_{i+1})^{-1} \left[\sum_{k=1}^{n_{i+1}} a_k (d_{i+1}^2 - a_k^2) - 2d_{i+1}^2 (M_i + 0,5M_{i+1}) \right] ; \quad (4.27)$$

где n_{i+1} – количество грузов в панели $n + 1$;

a_k – их удаление от левого конца панели (см. рис. 4.1).

5. Расчет основных напряжений

5.1. Основные (элементарные) напряжения вычисляются в элементах ППФ в общем случае (произвольное поперечное сечение, не имеющее осей симметрии) по формулам:

– от растяжения-сжатия:

$$\sigma_x = \frac{N}{A}; \quad (5.1)$$

– от изгиба в плоскости xOy

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M_z(I_{y_0}y_0 - I_{y_0z_0}z_0)}{\Delta I}; \\ \tau_{xs} &= \frac{-Q_y(I_{y_0}S_{z_0} - I_{y_0z_0}S_{y_0})}{\delta_s \Delta I}; \end{aligned} \quad (5.2)$$

– от изгиба в плоскости xOz

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M_y(I_{z_0}z_0 - I_{y_0z_0}y_0)}{\Delta I}; \\ \tau_{xs} &= \frac{-Q_z(I_{z_0}S_{y_0} - I_{y_0z_0}S_{z_0})}{\delta_s \Delta I}; \end{aligned} \quad (5.3)$$

где S_{y_0} и S_{z_0} определяются по п. 3.4. Для сечений, обладающих соответствующими осями симметрии формулы (5.2) и (5.3) переходят соответственно в формулы Л.Новье и Д.И.Журавского;

– от кручения в стержне замкнутого контура возникают:

– нормальные секториальные напряжения

$$\sigma_{x\omega} = \frac{B_\omega \omega}{I_\omega}; \quad (5.4)$$

– касательные напряжения чистого кручения (в замкнутой части контура)

$$\tau_{ks} = \frac{\mp M_x}{8bh\delta_s}; \quad (5.5)$$

где верхний знак относится к верхнему поясу и левой стенке, нижний - нижнему поясу и правой стенке;

– секториальные касательные напряжения (во всех точках контура)

$$\tau_{\omega s} = \frac{-M_{\omega} \bar{S}_{\omega}}{I_{\omega} \delta_s}; \quad (5.6)$$

где \bar{S}_{ω} определяется по п.3.13.

Для стержней открытого профиля напряжения (5.5) исключаются, а формулы (5.4) и (5.6) сохраняют силу.

6. Местные напряжения от катков кранов

6.1. Местные напряжения могут возникать от трех факторов: локального воздействия крановых (или других подобных) нагрузок, эксцентricности в передаче кранового давления на стенку стержня, местных подкреплений типа диафрагм и ребер жесткости. Практически эти напряжения свойственны лишь ездовым поясам ППФ.

6.2. Для расчета местных напряжений в стенках (полках) ППФ от давления катка мостового крана (или другой сосредоточенной нагрузки) ездовой пояс – стержень замкнутого поперечного сечения – трансформируется в эквивалентный двутавр, имеющий в общем случае одну ось симметрии. Трансформация производится так, чтобы изучаемый элемент (стенка, полка) сечения работал в эквивалентном стержне точно так же, как он работает в составе данного стержня замкнутого профиля.

6.3. При расчете стенки ($j = 3, 4$) замкнутый профиль трансформируется в двутавр (рис. 6.1б), в котором стенка сохраняет свои размеры, а площади эквивалентных поясов определяются по (6.1).

$$\begin{aligned} A_{\text{Э1}} &= \frac{1 - 3k}{3(1 - k)} \cdot \frac{B_1(x)}{1 - 2B_1(x)} A_j ; \\ A_{\text{Э2}} &= \frac{1 - 3k}{3(1 + k)} \cdot \frac{B_2(x)}{1 - 2B_1(x)} A_j ; \end{aligned} \quad (6.1)$$

где

$$\begin{aligned} B_1(x) &= q_1(x)h[K_j(x)]^{-1} ; \\ B_2(x) &= q_2(x)h[K_j(x)]^{-1} ; \\ k &= \frac{B_1(x) - B_2(x)}{3[1 - B_1(x) - B_2(x)]} ; \end{aligned} \quad (6.2)$$

где $q_1(x)$ и $q_2(x)$ – потоки касательных усилий на верхней и нижней кромках левой¹ стенки в данном поперечном сечении. В общем случае эти потоки определяются так (i – номер узла профиля по рис. 3.1):

$$q_i(x) = (\tau_{xi} + \tau_{ki} + \tau_{\omega i})\delta_{si}; \quad (6.3)$$

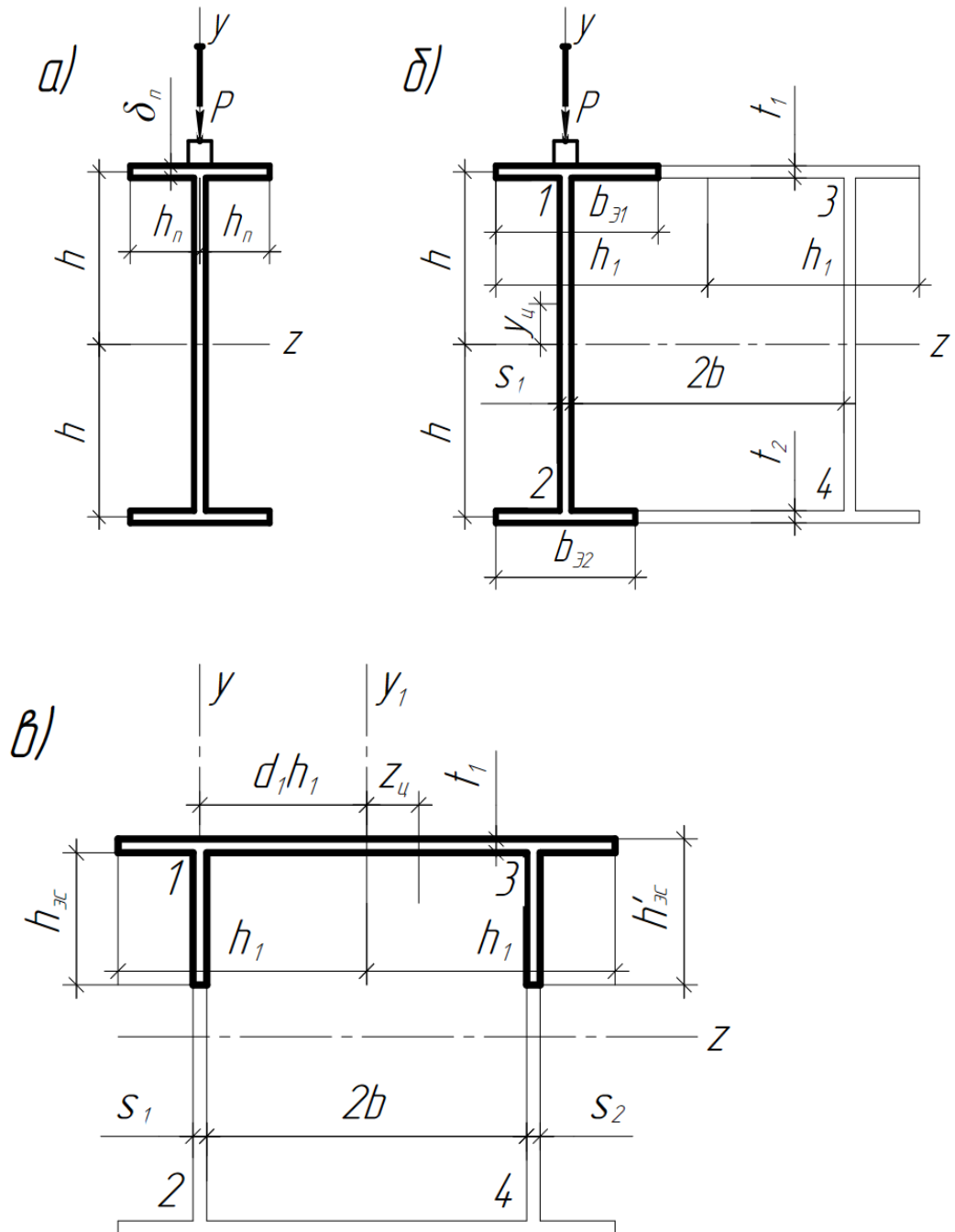


Рис. 6.1. К определению эквивалентных сечений элементов замкнутого профиля

¹ Для правой по рис. 6.1б стенки следует индексы 1 и 2 заменить соответственно на 3 и 4

$K_j(x)$ – равнодействующая касательных напряжений в стенке в данном поперечном сечении (правило расположения знаков как в (5.5))

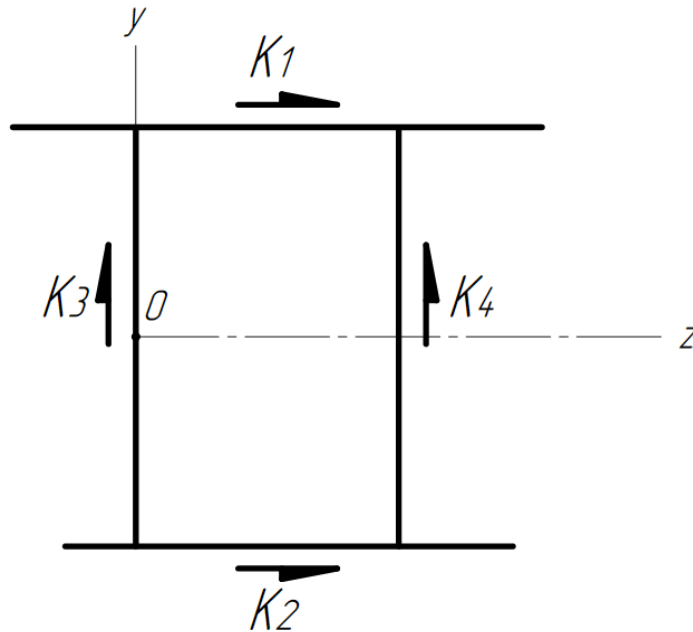
причем $l_j = h$, а значения R_{kj} подсчитываются по формулам, приведенным на рис. 6.2 и 6.3.

Для эквивалентного сечения положение центра тяжести и значение центрального момента инерции определяются формулами:

$$y_{\text{ц}} = kh ;$$

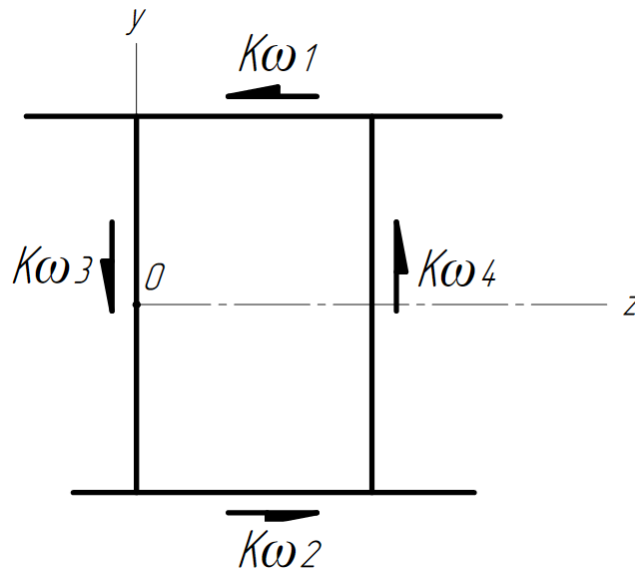
$$I_{z\text{ц}} = h^2 \left[A_j \left(\frac{1}{3} + k^2 \right) + A_{\text{Э}1}(1 - k)^2 + A_{\text{Э}2}(1 + k)^2 \right] . \quad (6.5)$$

Статические моменты эквивалентных поясов относительно центральной оси



Левая стенка	$R_{y3} = 2s_1 k_z h^2 y_3$ $R_{z3} = -2(1 + k_y) t_2 h^2 [(1 - d_2) h_2 + z_2] - 2s_1 h^3 \left(\frac{1}{3} + k_y \right)$
Правая стенка	$R_{y4} = -2s_1 k_z h^2 (h + y_3) + 2s_2 h^2 (2b - k_z h) - 4t_2 h_2 h (k_z h - d_2 h_2)$ $R_{z4} = -2(1 + k_y) t_2 h^2 [(1 + d_2) h_2 - z_2] - 2s_2 h^3 \left(\frac{1}{3} + k_y \right)$
Верхний пояс	$R_{y1} = -2t_1 h_1 \left[(k_z h - d_1 h_1) (2b - d_1 h_1) + \frac{1}{3} h_1^2 \right] - 2s_1 k_z h b (h - y_3)$ $R_{z1} = 2(1 - k_y) t_1 h_1 h (2b - d_1 h_1) - 2(1 + k_y) t_2 b h [(1 - d_2) h_2 + z_2] - 4s_1 k_y h^2 b$
Нижний пояс	$R_{y2} = -2t_2 h_2 \left[(k_z h - d_2 h_2) (2b - d_2 h_2) + \frac{1}{3} h_2^2 \right] - 2s_1 k_z h b (h + y_3)$ $R_{z2} = 2(1 + k_y) t_2 h \{ d_2 h_2^2 - b [(1 + d_2) h_2 - z_2] \}$

Рис. 6.2. Формулы для вычисления R_{yj} и R_{zj}



Левая стенка	$R_{\omega 3} = -\frac{A_3}{2} \left[(\omega_1 + \omega_2) y_{s3} - \frac{1}{2h} (\omega_1 - \omega_2) \left(\frac{h^2}{3} - y_{s3}^2 \right) \right]$
Правая стенка	$R_{\omega 4} = -\frac{A_3}{2} \left[(\omega_1 + \omega_2) (h - y_{s3}) + \frac{1}{2h} (\omega_1 - \omega_2) (h^2 - y_{s3}^2) \right] - \frac{A_4 h}{3} (2\omega_3 + \omega_4) - A_1 h \left[\omega_1 - \frac{d_1 h_1}{2b} (\omega_1 - \omega_3) \right]$
Верхний пояс	$R_{\omega 1} = s_1 b \left[(\omega_1 + \omega_2) (h - y_{s3}) + \frac{1}{2h} (\omega_1 - \omega_2) (h^2 - y_{s3}^2) \right] + A_1 \left\{ (2b - d_1 h_1) \omega_1 - (\omega_1 - \omega_3) \left[d_1 h_1 - \frac{h_1^2}{6b} (1 + 3d_1^2) \right] \right\}$
Нижний пояс	$R_{\omega 2} = s_1 b \left[(\omega_1 + \omega_2) (h + y_{s3}) - \frac{1}{2h} (\omega_1 - \omega_2) (h^2 - y_{s3}^2) \right] + A_2 \left\{ (2b - d_2 h_2) \omega_2 - (\omega_2 - \omega_4) \left[d_2 h_2 - \frac{h_2^2}{6b} (1 + 3d_2^2) \right] \right\}$

Рис. 6.3. Формулы для вычисления $R_{\omega j}$

$$S_{\mathcal{E}1} = A_{\mathcal{E}1} (1 - k) h ;$$

$$S_{\mathcal{E}2} = A_{\mathcal{E}2} (1 + k) h . \quad (6.6)$$

ЗАМЕЧАНИЕ: При учете кручения в некоторых случаях площади эквивалентных поясов, подсчитанные по (6.1) могут оказаться отрицательными. Это говорит о том, что эпюра касательных напряжений в стенке не выпуклая, а вогнутая. В таком случае все дальнейшие вычисления следует производить с сохранением при $A_{\mathcal{E}i}$ тех знаков, которые получены по (6.1).

6.4. При расчете полок ($j = 1, 2$) ездового пояса определяются эквивалентные сечения стенок (рис. 6.1в).

$$A_{\mathcal{E}3} = \frac{1 + 3k}{3(d_j + k)} \cdot \frac{B_3(x)}{1 - 2B_3(x)} A_j ;$$

$$A_{Э4} = \frac{1 + 3k}{3(2\xi - d_j - k)} \cdot \frac{B_4(x)}{1 - 2B_4(x)} A_j ; \quad (6.7)$$

где

$$\begin{aligned} B_3(x) &= q_i(x) h_j [K_j(x)]^{-1} ; \\ B_4(x) &= q_{i+2}(x) h_j [K_j(x)]^{-1} ; \\ k &= \frac{B_4(x) - B_3(x)}{3[1 - B_3(x) - B_4(x)]} ; \end{aligned} \quad (6.8)$$

$$\xi = \frac{b}{h_j} . \quad (6.9)$$

где $q_i(x)$ и $q_{i+2}(x)$ – потоки касательных усилий на верхних ($i = 1, i + 2 = 3$ при $j = 1$) и нижних ($i = 2, i + 2 = 4$ при $j = 2$) кромках стенок, определяемые по (6.3),

$$K_j(x) = \frac{-Q_z(I_{z_0} R_{y_j} - I_{y_0 z_0} R_{z_j})}{\Delta I} \mp \frac{2bM_x}{8bh} - \frac{M_\omega(R_{\omega_j} \pm 2A_\omega l_j)}{I_\omega} ; \quad (6.10)$$

равнодействующие касательных напряжений в рассматриваемой полке.

Для этого случая положение центра тяжести эквивалентного сечения и значение центрального момента инерции определяются формулами:

$$\begin{aligned} y_{ц} &= kh_j ; \\ I_{z_{ц}} &= h_j^2 \left[A_j \left(\frac{1}{3} + k^2 \right) + A_{Э3} (d_j + k)^2 + A_{Э4} (2\xi - d_j - k)^2 \right] . \end{aligned} \quad (6.11)$$

Статические моменты эквивалентных стенок относительно центральной оси:

$$\begin{aligned} S_{Э3} &= A_{Э3} (d_j + k) h_j ; \\ S_{Э4} &= A_{Э4} (2\xi - d_j - k) h_j . \end{aligned} \quad (6.12)$$

и замечание, сделанное в конце предыдущего пункта, сохраняет силу.

6.5. Между потоками $q_i(x)$ касательных усилий на кромках стенок по (6.3) и равнодействующими по (6.4) справедливо соотношение

$$q_i(x) = \frac{K_j(x)S_{\text{ЭК}}}{I_{\text{ЗЦ}}}; \quad (6.13)$$

где $i = 1, 2$ при $j = 3$ и $i = 3, 4$ при $j = 4$;

$k = 1$ при $i = 1, 3$ и $k = 2$ при $i = 2, 4$.

6.6. После трансформации стержня замкнутого профиля в эквивалентный двутавр задача определения местных напряжений в стенке от локальной нагрузки (например, давления колеса крана) сводится к схеме, показанной на рис. 6.1а. При этом вблизи от загрузочной силы $P_3(x = 0)$ эпюра $K(x)$ по (6.4) имеет вид, показанный на рис. 6.4.

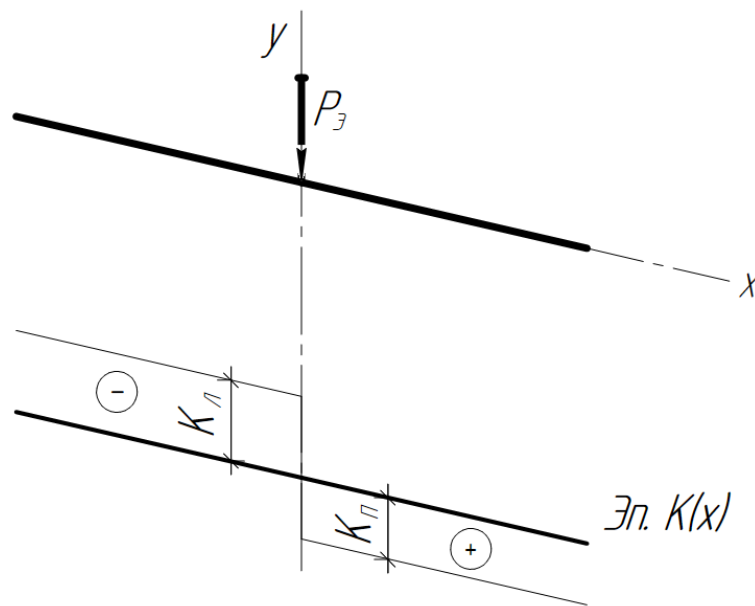


Рис. 6.4. Эпюра $K(x)$ вблизи от загрузочной силы P_3

6.7. Отделяя стенку от эквивалентных поясов, их влияние следует заменить системой усилий взаимодействия $p(x)$ и $q(x)$ (рис. 6.5)

$$p(x) = 2,6\psi \frac{P_3}{\lambda_0} \sum_{k=1,3,5} a_k \cos \frac{k\pi x}{\lambda_0}; \quad (6.14)$$

где

$$\lambda_{0j} = 2,6\lambda_j = 8,476 \sqrt[3]{\frac{I'_{nj}}{S_1}};$$

$$P_3 = K_{\text{п}}(0) + K_{\text{л}}(0); \quad (6.15)$$

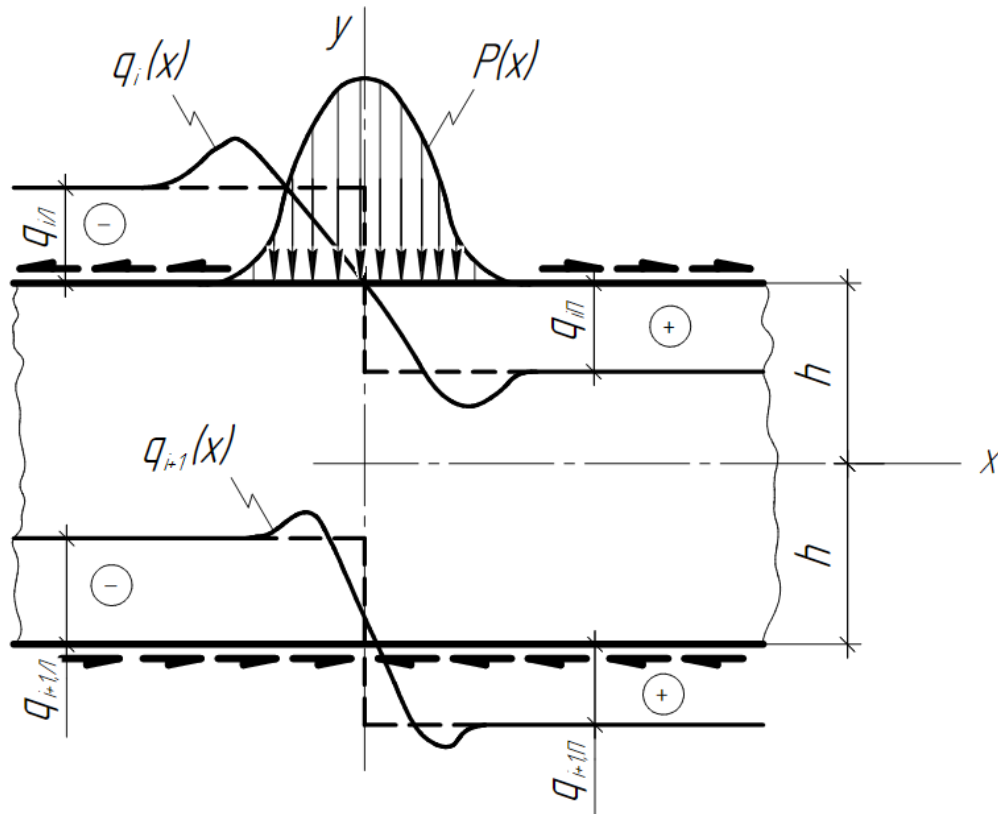


Рис. 6.5. Общая схема силовых воздействий на стенку

ψ – коэффициент, учитывающий влияние ребер жесткости при их шаге $a_p < \lambda_0$ (при $a_p > \lambda_0 \psi = 1$):

$$\psi = \left[0,95 \left(1 + 23 \frac{I'_n}{a_p^3 s_1} \right) \right]^{-1}; \quad (6.16)$$

$$a_1 = \frac{11}{16};$$

$$a_3 = \frac{13}{64};$$

$$a_5 = \frac{7}{96};$$

$$a_7 = \frac{7}{192};$$

$$I'_{nj} = I_p + \frac{A_{3j} s_j^2}{12}; \quad (6.17)$$

где $i = 1, 3; i + 1 = 2, 4;$

$$\Delta q_{i0} = 0,5(q_{i\text{п}} - q_{i\text{л}}); \quad (6.18)$$

$$k_1 = \frac{\pi\chi_1}{0,142} ;$$

$$k_2 = \frac{\pi\chi_2}{0,04} ; \quad (6.19)$$

$$\chi_j = \frac{\lambda_{oj}}{2h} ; \quad (6.20)$$

6.8. Местные напряжения в стенке возникают:

- 1) от усилий взаимодействия $p(x)$;
- 2) от усилий взаимодействия, определяемых первыми членами (6.18) – элементарных касательных усилий на кромках;
- 3) от «всплеска» касательных усилий взаимодействия, определяемых вторыми членами (6.18).

6.9. Местные напряжения от давления $p(x)$ определяются выражениями

$$\sigma'_{xp} = \frac{\alpha_p P_3}{s_1 h} ;$$

$$\sigma'_{yp} = \frac{\beta_p P_3}{s_1 h} ;$$

$$\tau'_{xyp} = \frac{\gamma_p P_3}{s_1 h} ; \quad (6.21)$$

где $\alpha_p, \beta_p, \gamma_p$ – функции влияния (безразмерные напряжения), табулированные в прил. 1 в зависимости от относительных координат ζ и μ точек стенки и параметра χ

$$\zeta = \frac{x}{h} ;$$

$$\mu = \frac{y}{h} ;$$

$$\chi = \frac{\lambda_o}{2h} ; \quad (6.22)$$

6.10. Местные напряжения от касательных усилий взаимодействия определяются так: эпюры $q_i(x)$ на кромках стенки в общем случае раскладываются на три составляющие: кососимметричную элементарную, симметричную элементарную и «всплеск» (рис. 6.6).

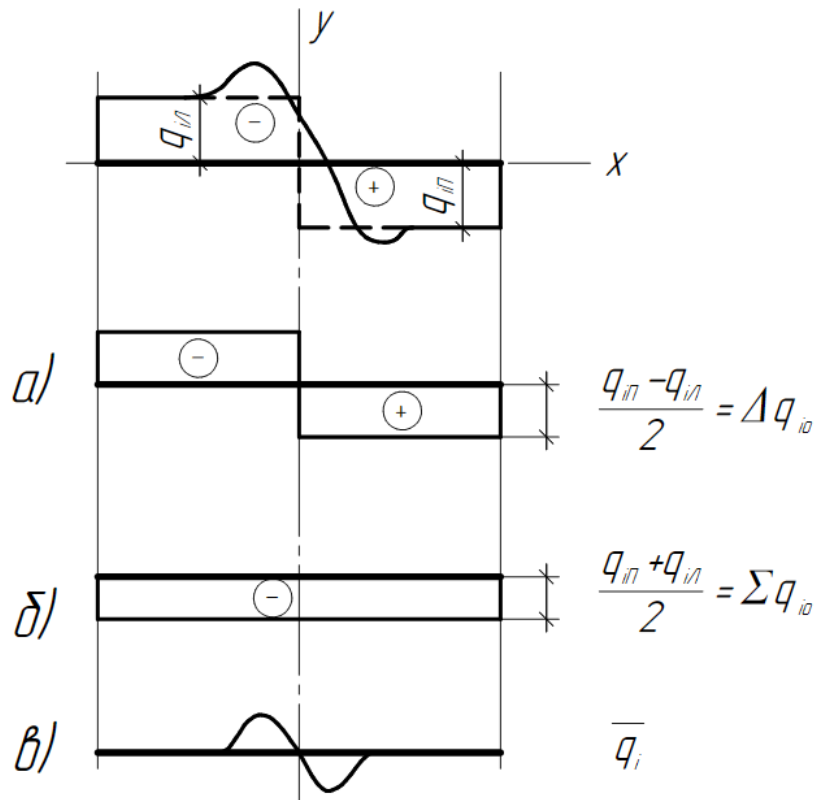


Рис. 6.6. К определению местных напряжений от касательных усилий

От потоков Δq_i на верхней и Δq_{i+1} на нижней кромках стенки местные напряжения вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned}\sigma'_{xq} &= \frac{\alpha_q c_q P_3}{s_1 h} ; \\ \sigma'_{yq} &= \frac{\beta_q c_q P_3}{s_1 h} ; \\ \tau'_{xyq} &= \frac{\gamma_p c_q P_3}{s_1 h} ;\end{aligned}\tag{6.23}$$

где

$$\begin{aligned}\alpha_q(\mu) &= \alpha_q^*(\mu) - k_q \alpha_q^*(-\mu) ; \\ \beta_q(\mu) &= \beta_q^*(\mu) - k_q \beta_q^*(-\mu) ; \\ \gamma_q(\mu) &= \gamma_q^*(\mu) - k_q \gamma_q^*(-\mu) ;\end{aligned}\tag{6.24}$$

причем

$$c_q = \frac{\Delta q_{i0} h}{P_3} ;$$

$$k_q = \frac{\Delta q_{i+1,0}}{\Delta q_{i0}} = \frac{S_{\varepsilon 2}}{S_{\varepsilon 1}} ; \quad (6.25)$$

а $\alpha_q^*, \beta_q^*, \gamma_q^*$ – табулированные в прил. 1 функции влияния.

От потоков $\sum q_i$ и $\sum q_{i+1}$ суммарные касательные напряжения в стенке

$$\tau'_{xyq} = \frac{K_j(x)[S_{\varepsilon 1} + 0,5s_1(h^2 - y^2)]}{s_1 I_{zy}} . \quad (6.26)$$

От «всплеска» \bar{q}_i и \bar{q}_{i+1} усилий взаимодействия на верхней и нижней кромках местные напряжения определяются выражениями

$$\begin{aligned} \sigma'_{xq} &= \frac{\Delta \alpha c_q P_{\varepsilon}}{s_1 h} ; \\ \sigma'_{yq} &= \frac{\Delta \beta c_q P_{\varepsilon}}{s_1 h} ; \\ \tau'_{xyq} &= \frac{\Delta \gamma c_q P_{\varepsilon}}{s_1 h} ; \end{aligned} \quad (6.27)$$

где

$$\begin{aligned} \Delta \alpha(\mu) &= \alpha^*(\mu) - k_q \Delta \alpha^*(-\mu) ; \\ \Delta \beta(\mu) &= \beta^*(\mu) - k_q \Delta \beta^*(-\mu) ; \\ \Delta \gamma(\mu) &= \gamma^*(\mu) + k_q \Delta \gamma^*(-\mu) ; \end{aligned} \quad (6.28)$$

$\alpha^*, \beta^*, \gamma^*$ – функции влияния, табулированные в прил. 2.

ЗАМЕЧАНИЕ: «Всплеск» оказывает практически заметное влияние лишь в фибрах, удаленных от кромок стенки не более, чем на $0,5h$. Поэтому при оценке местных напряжений (6.27) при $\mu > 0,5$ вторым членом в (6.28) можно пренебречь, а для $\mu < -0,5$ – первым.

Полные значения местных напряжений от касательных усилий (6.18) получаются суммированием (6.23), (6.26) и (6.27).

ЗАМЕЧАНИЕ: В любой точке поперечного сечения $x = 0$ под силой ($\zeta = 0$) касательные напряжения по (6.23) взаимно уничтожаются с элементарными (сумма (5.2), (5.3), (5.5) и (5.6)); «всплеск» не дает на этом сечении напряжений. Поэтому в сечении под силой имеют место касательные напряжения (6.26).

6.11. Местные напряжения в полках ездовых поясов следует учитывать лишь от касательных усилий взаимодействия, возникающих в местах их соединения со стенками. На рис. 6.7 показана схема этих усилий (6.18) в частной

системе координат $x_j z_j$. Здесь $j = 1, 2$ – номера поясов, $i = 1, 2$ – номера узлов пересечения стенки с поясами. От показанной загрузки возникают местные напряжения, складывающиеся из двух компонентов:

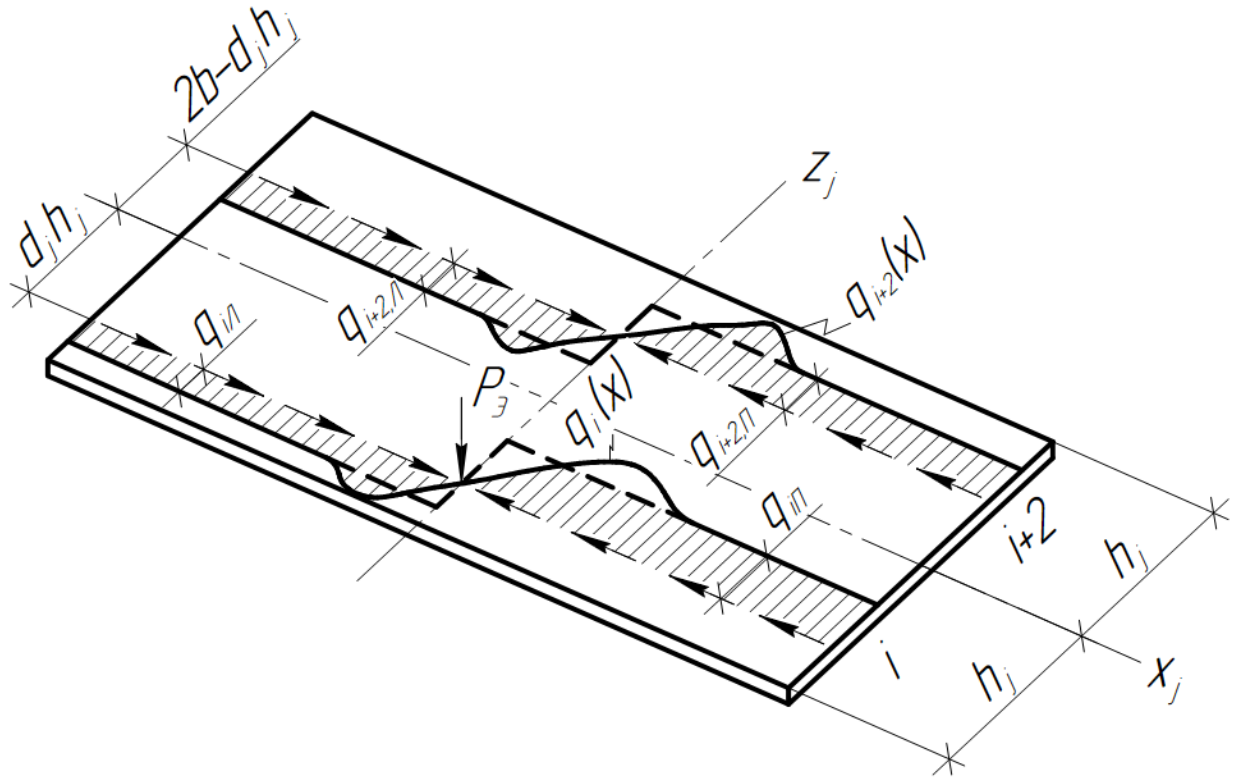


Рис. 6.7. Схема касательных усилий взаимодействия в полках ездовых поясов, возникающих в местах их соединения со стенками

– вызванные скачком касательных усилий и определяемые по формулам

$$\begin{aligned}\sigma'_{xq} &= \frac{[\alpha^*_q(\varepsilon_i) + k_q \alpha^*_q(\varepsilon_{i+2})] \Delta q_{io}}{\delta_j} ; \\ \sigma'_{yq} &= \frac{[\beta^*_q(\varepsilon_i) + k_q \beta^*_q(\varepsilon_{i+2})] \Delta q_{io}}{\delta_j} ; \\ \tau'_{xzq} &= \frac{[\gamma^*_q(\varepsilon_i) + k_q \gamma^*_q(\varepsilon_{i+2})] \Delta q_{io}}{\delta_j} ;\end{aligned}\tag{6.29}$$

где

$$k_q = \frac{\Delta q_{i+2,0}}{\Delta q_{io}} ;$$

$$\Delta q_{io} = \mp 0,5(q_{i\pi} - q_{il}) ; \quad (6.30)$$

$$\varepsilon_i = d_j ;$$

$$\varepsilon_{i+2} = \frac{2b}{h_j} - d_j ; \quad (6.31)$$

$\alpha_q^*, \beta_q^*, \gamma_q^*$ – функции влияния, табулированные в прил. 3. Верхний знак в (6.30) относится к верхнему, нижний – к нижнему поясу;

– вызванные «всплеском» касательных усилий и определяемые по формулам

$$\sigma'_{xq} = \frac{\Delta\alpha_{\pi}\Delta q_{io}}{\delta_j} ;$$

$$\sigma'_{yq} = \frac{\Delta\beta_{\pi}\Delta q_{io}}{\delta_j} ;$$

$$\tau'_{xzq} = \frac{\Delta\gamma_{\pi}\Delta q_{io}}{\delta_j} ; \quad (6.32)$$

где $\Delta\alpha_{\pi}, \Delta\beta_{\pi}, \Delta\gamma_{\pi}$ – функции влияния, табулированные в прил. 4.

Сумма (6.29) и (6.32) дает местные напряжения в полках ездовых поясов при загрузке последних сосредоточенными силами, приложенными в плоскостях стенок без эксцентриситетов.

7. Напряжения от местного кручения пояса

7.1. В зданиях тяжелого режима работы учитывается возможное смещение оси рельса относительно срединной плоскости соответствующей стенки – эксцентриситет. При этом использование формулы местного крутящего момента (2.4) по СП 16.13330.2017 неправомерно, так как она справедлива лишь для двутавровых балок (рис. 7.1а), а для подкрановых поясов ППФ (стержней коробчатого сечения) по рис. 7.1б не может быть использована.

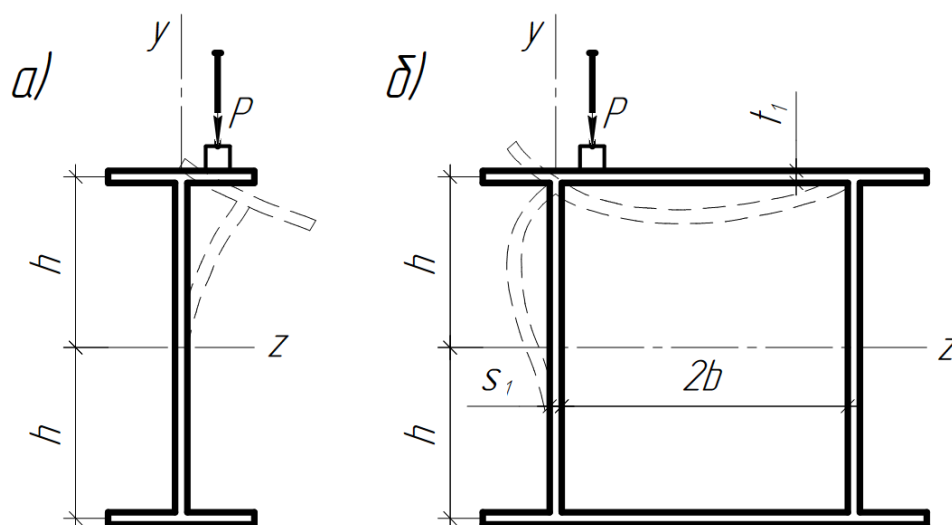


Рис. 7.1. Деформации балок при приложении сосредоточенной нагрузки с эксцентриситетом: а) двутаврового сечения; б) замкнутого сечения

7.2. Для случая, показанного на рис. 7.1б изгибные напряжения на кромках стенки и пояса определяются формулами

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 6m_c(x)s_1^{-2}; \\ \sigma_n &= 6m_n(x)t_1^{-2};\end{aligned}\quad (7.1)$$

где

$$\begin{aligned}m_c(x) &= m_c(0) \cos\left(\frac{\pi x}{a}\right); \\ m_n(x) &= m_n(0) \cos\left(\frac{\pi x}{a}\right);\end{aligned}\quad (7.2)$$

есть местные крутящие моменты на единицу длины стенки (индексы «с») и пояса (индексы «н»), причем эти моменты в сечении под силой

$$m_c(0) = PeR_a \left[2\lambda_p \left(1 + \frac{D_n S_c}{D_c S_n} \right) \right];$$

$$m_n(0) = PeR_a \left[2\lambda_p \left(1 + \frac{D_c S_n}{D_n S_c} \right) \right] ; \quad (7.3)$$

где

$$D_c = \frac{E S_1^3}{12(1 - \nu^2)} ;$$

$$D_n = \frac{E t_1^3}{12(1 - \nu^2)} ; \quad (7.4)$$

$$S_c = \alpha_c (\coth^2 \alpha_c - 1) - \coth \alpha_c ;$$

$$S_n = \alpha_n (\coth^2 \alpha_n - 1) - \coth \alpha_n ; \quad (7.5)$$

$$\alpha_c = \frac{2\pi h}{a} ;$$

$$\alpha_n = \frac{2\pi b}{a} ; \quad (7.6)$$

ν – коэффициент Пуассона.

$$\lambda_p = 1,66 \cdot \sqrt[4]{\frac{S_n I_p e^2 a (1 - \nu^2)}{t_1^3 \left(1 + \frac{S_1^3}{t_1^3} \right)}} ; \quad (7.7)$$

$$R_a = 1 - \frac{2\eta_{o,s}^2 a}{\eta_a + 1} ;$$

$$\eta_x = e^{\frac{-x}{\lambda_p}} \left(\cos \frac{x}{\lambda_p} + \sin \frac{x}{\lambda_p} \right) ; \quad (7.8)$$

I_p – момент инерции рельса;

a – шаг диафрагм или ребер жесткости;

$e = 15$ мм – эксцентриситет.

7.3. При учете эксцентриситета изменяются составляющие (6.21) и (6.27) местных напряжений по п. 6, так как при этом длина (6.15) распределения сосредоточенного давления по кромке стенки увеличивается и становится равной

$$\lambda_o = 2,6(\lambda + 2e) ; \quad (7.9)$$

что увеличивает параметр χ по (6.20) и уменьшает напряжения (6.21) и (6.27).

8. Учет диафрагм и ребер жесткости

8.1. При приложении сосредоточенной силы P в содержащем в себе подкрепление (силовым шпангоут, диафрагму) поперечном сечении (рис. 8.1) часть $c_p P$ силы передается непосредственно на это подкрепление, а другая часть $(1 - c_p)P$ через пояс на кромку стенки (рис.8.2).

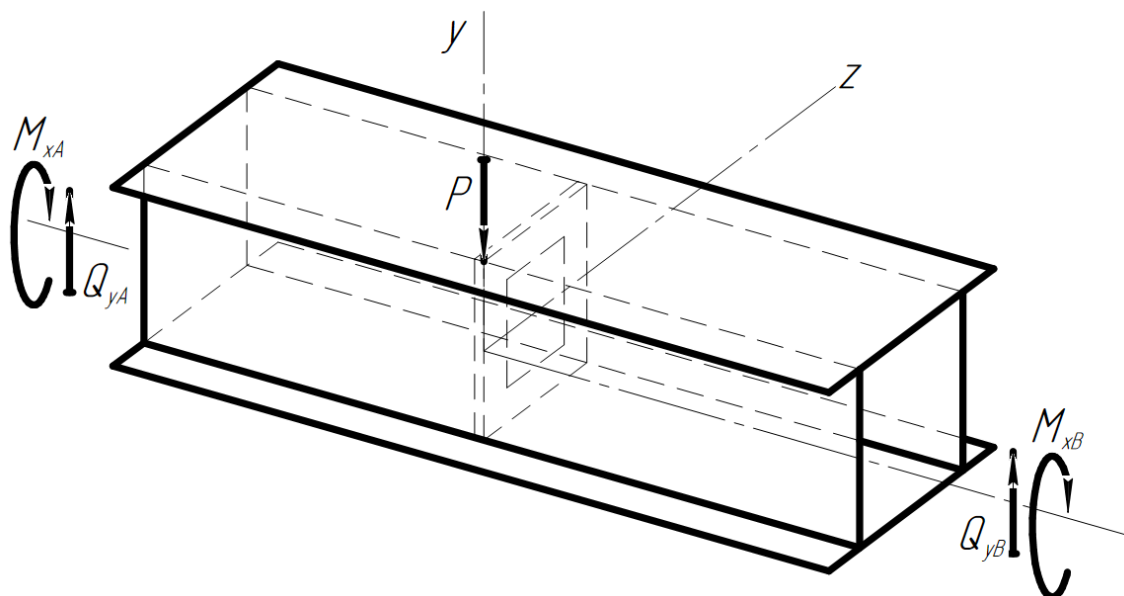


Рис. 8.1. Конструктивная схема подкрепления поперечного сечения стержня под силой силовым шпангоутом

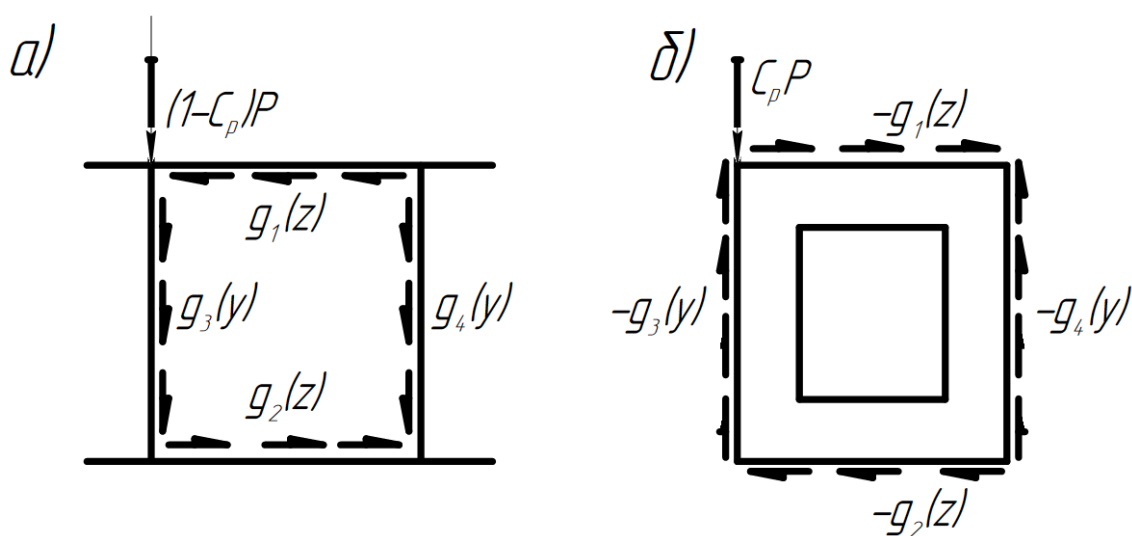


Рис. 8.2. Распределение под силой касательных усилий $g_i(y)$ и $g_i(z)$:
а) по кромке стенки; б) по шпангоуту

Между элементами пояса (стенки, полки) и шпангоута (стойки, ригеля) развиваются касательные усилия взаимодействия $g_i(y), g_i(z)$, причем

$$\begin{aligned} R_3 &= - \int_{-h}^h g_3(y) dy ; \\ R_4 &= - \int_{-h}^h g_4(y) dy ; \\ R_1 &= -R_2 = - \int_0^{2b} g_1(z) dz . \end{aligned} \quad (8.1)$$

Последние усилия связаны с эквивалентными силами, действующими на элементы пояса в плоскости шпангоута

$$\begin{aligned} P_{\varepsilon 1} &= -P_{\varepsilon 2} = -R_1 = R_2 = \Delta K_1 = \Delta K_2 ; \\ P_{\varepsilon 3} &= (1 - c_p)P - R_3 = \Delta K_3 ; \\ P_{\varepsilon 4} &= -R_4 = \Delta K_4 ; \end{aligned} \quad (8.2)$$

где ΔK_j – скачки перерезывающих сил в соответствующих элементах пояса, определяемые формулой

$$\Delta K_j = K_{j\pi}(0) - K_{jл}(0) ; \quad (8.3)$$

Причем $K_{jk}(0)$ подсчитываются для стенок по (6.4), для полок – по (6.10).

8.2. Положив

$$c_{p\varepsilon} = 1 - (1 - c_p) \frac{P}{P_{\varepsilon c}} ; \quad (8.4)$$

можно рассматривать работу эквивалентной двутавровой балки, выделенной из сечения ездового пояса, по рис. 8.3а. Сечение эквивалентной балки определяется по правилам, изложенным в п.п. 6.3. и 6.4.

8.3. В относительных координатах (6.22) усилие $g(\mu)$ взаимодействия стенки со стойкой шпангоута

$$g(\mu) = c_{p\varepsilon} P_{\varepsilon} \bar{g}(\mu) ; \quad (8.5)$$

где $\bar{g}(\mu)$ – функции, табулированные в прил. 5;

$c_{p\varepsilon}$ – коэффициент, который определяется по табл. 8.1 в функции параметров

Табл. 8.1. Значения коэффициента c_{p3}

λ_p	Значения коэффициента c_{p3} при							
	$\eta = 3$				$\eta = 6$			
	χ				χ			
	0,10	0,50	0,75	1,00	0,10	0,50	0,75	1,00
0,04	0,25	0,21	0,18	0,16	0,32	0,30	0,29	0,27
0,06	0,32	0,26	0,23	0,20	0,41	0,38	0,37	0,35
0,08	0,38	0,31	0,29	0,24	0,47	0,44	0,42	0,40
0,10	0,42	0,34	0,30	0,26	0,51	0,48	0,46	0,45
0,20	0,50	0,42	0,37	0,33	0,65	0,60	0,58	0,55
0,30	0,55	0,46	0,42	0,37	0,67	0,64	0,62	0,60
0,40	0,57	0,48	0,43	0,38	0,70	0,66	0,64	0,62
λ_p	$\eta = 9$				$\eta = 12$			
	χ				χ			
	0,10	0,50	0,75	1,00	0,10	0,50	0,75	1,00
	0,04	0,44	0,38	0,36	0,34	0,48	0,47	0,46
0,06	0,52	0,49	0,47	0,45	0,60	0,59	0,58	0,57
0,08	0,60	0,57	0,55	0,53	0,70	0,69	0,68	0,68
0,10	0,65	0,63	0,61	0,60	0,80	0,78	0,76	0,75
0,20	0,81	0,77	0,76	0,75	0,95	0,94	0,93	0,93
0,30	0,87	0,85	0,84	0,82	1,00	0,99	0,98	0,97
0,40	0,89	0,87	0,86	0,85	1,00	1,00	1,00	1,00

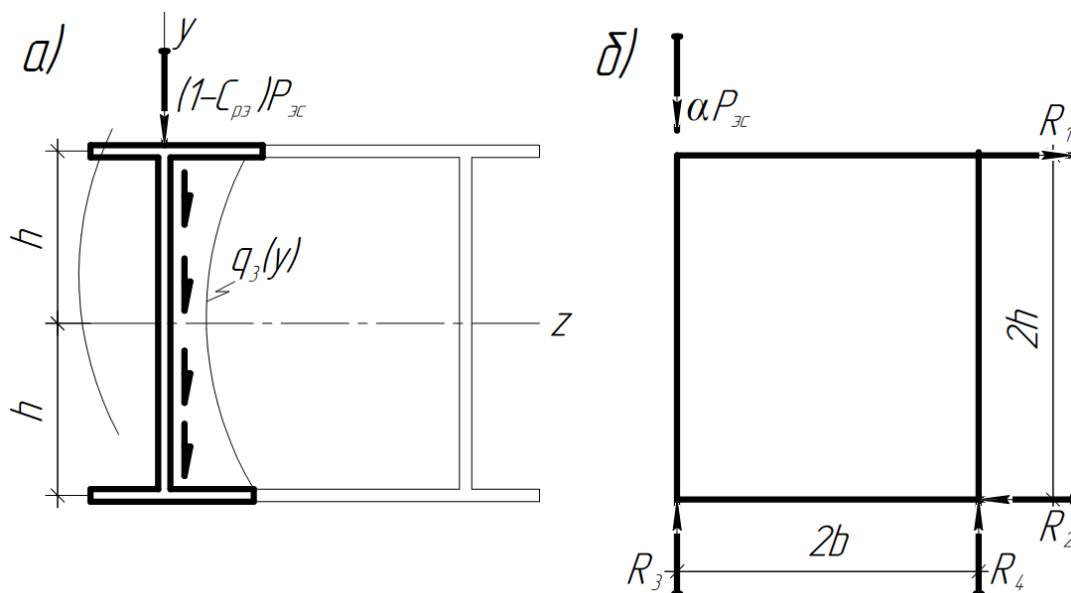


Рис. 8.3. Схема работы под силой эквивалентной двугавровой балки, выделенной из сечения:
 а) ездового пояса; б) силового шпангоута

$$\lambda_p = \frac{F_{ст}}{s_1 h} ;$$

$$\eta = \frac{l}{h} ; \quad (8.6)$$

где $F_{ст}$ – площадь сечения стойки шпангоута (включая и наружное ребро, если оно есть);

l – полупролёт соответствующей панели ездового пояса.

ЗАМЕЧАНИЕ: Если подкрепление выполнено не в виде силового шпангоута, а в виде диафрагмы, то следует принимать $c_{pэ} = 1$.

8.4. Расчет силового шпангоута приближенно можно производить по схеме рис. 8.3б.

Используя метод упругих грузов (рис. 8.4) для случая попарного равенства площадей сечения и моментов инерции стоек и ригелей шпангоута, имеем:

$$X_1 = -0,5R_2 h ;$$

$$X_2 = 0,5R_2 ;$$

$$X_3 = \frac{R_2 h}{2b} ; \quad (8.7)$$

Это дает возможность определить расчетные усилия в элементах шпангоута по обычным правилам строительной механики. Например, в левой (загруженной) стойке шпангоута

$$N_{max} = c_{pэ} P_э ;$$

$$M = X_1 + X_2 y + X_3 b = -0,5R_2 y . \quad (8.8)$$

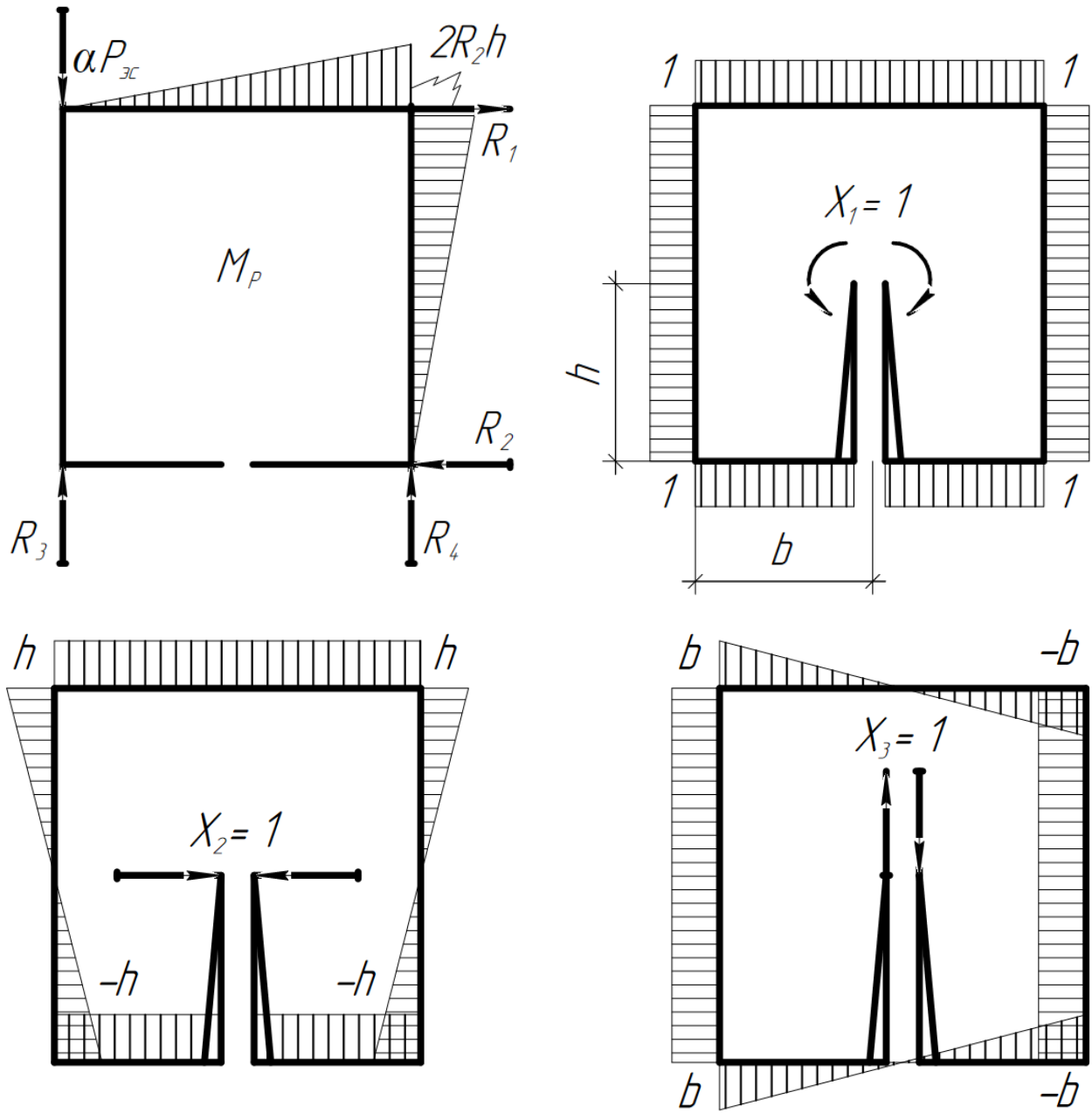


Рис. 8.4. К расчету силового шпангоута

9. Проверка прочности стенки

9.1. Проверка прочности стенок ездового пояса при местном воздействии сосредоточенных сил (в частности, давлений колес мостовых кранов) в соответствии с п.8.3.3. СП 16.13330.2017 производится по формуле

$$\frac{\beta}{R_y} \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq 1. \quad (9.1)$$

9.2. Входящие в (9.1) выражения элементарных напряжений определяются с учетом всех составляющих

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{N}{A} + \sigma_{xz} + \sigma_{xy} + \frac{B_\omega \omega}{I_\omega} ; \\ \tau_{xy} &= \frac{\Delta K_3(0) S_{\Sigma 1}}{s_1 I_{z\Omega}} ; \end{aligned} \quad (9.2)$$

где σ_{xz} и σ_{xy} – изгибные напряжения, определяемые для кромки стенки по первым формулам (5.2) и (5.3),

$$\Delta K_3(0) = 0,5[\Delta K_{3\text{п}}(0) + \Delta K_{3\text{л}}(0)] ; \quad (9.3)$$

есть полусумма равнодействующих касательных напряжений в стенке под силой, причем эти равнодействующие ($i = \text{п, л}$)

$$\begin{aligned} \Delta K_{3i}(0) &= \frac{-[Q_{yi}(I_{y_0} R_{z3} - I_{y_0 z_0} R_{y3}) + Q_{zi}(I_{z_0} R_{y3} - I_{y_0 z_0} R_{z3})]}{\Delta I} \mp \frac{2hM_{xi}}{8bh} \\ &\quad - \frac{M_{\omega i}(R_{\omega c} \pm 2A_\omega h)}{I_\omega} ; \end{aligned} \quad (9.4)$$

где верхние знаки относятся к левой стенке (при взгляде с положительного конца оси Ox), нижние – к правой.

9.3. Входящие в (9.1) значения местных напряжений в расчетной точке стенки (под силой) определяются формулами:

$$\begin{aligned} \sigma_{loc,x} &= \left\{ \frac{(4,33 + \Delta\alpha(0))S_{\Sigma 1} - 0,47S_{\Sigma 2}}{2I_{z\Omega}} + \frac{\alpha_p(0)}{h} \right\} P_3 S_1^{-1} ; \\ \sigma_{loc,y} &= \frac{\beta_p(0)n_1 P_3}{s_1 h} ; \\ \tau_{loc,xy} &\equiv 0 ; \end{aligned} \quad (9.5)$$

где $\alpha_p(0), \beta_p(0), \Delta\alpha(0)$ – функции, определяемые по графикам, приведенным на рис. 9.1, в функции параметра χ по (6.20). Реальные значения этого параметра колеблются от 0,25 до 1,00.

9.4. Коэффициент β в правой части (9.1) принимается согласно п.8.3.3. СП 16.13330.2017.

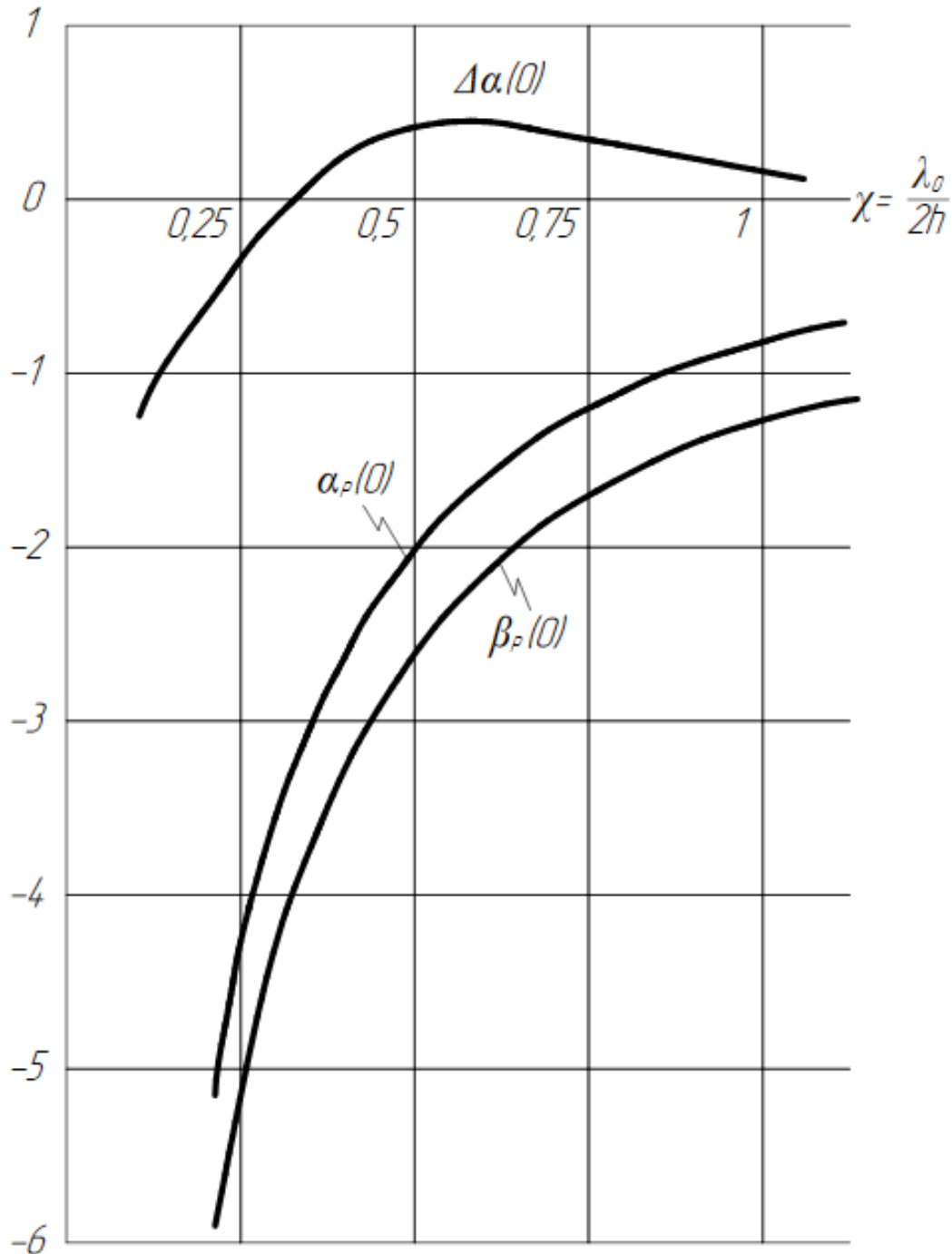


Рис. 9.1. К определению функций $\alpha_p(0), \beta_p(0)$ и $\Delta\alpha(0)$

10. Пример расчета произвольного стержня замкнутого поперечного сечения

Рассмотрим стержень, нагруженный по рис. 10.1, где нагрузка $P = 200$ кН, $e = \alpha_z$, т.е. силовая плоскость совпадает со срединной плоскостью левой стенки, пролет $2l = 12$ м. Поперечное сечение стержня показано на рис. 10.1 и имеет размеры: $h = 29$ см, $b = 13$ см, $h_1 = 20,5$ см, $h_2 = 21,5$ см, $t_1 = 1$ см, $t_2 = 0,8$ см, $s_1 = 0,4$ см, $s_2 = 0,6$ см, $d_1 = 0,902$, $d_2 = 0,395$.

Площади сечений: $A_1 = 41$ см², $A_2 = 34,4$ см², $A_3 = 23,2$ см², $A_4 = 34,8$ см², $A = 133,4$ см²,

По формулам (3.1) находим:

$$k_y = 0,0495, \quad k_y h = 1,4348 \text{ см};$$

$$k_z = 0,5054, \quad k_z h = 14,6557 \text{ см}.$$

По формулам (3.2):

$$I_{y_0} = 22415 \text{ см}^4,$$

$$I_{z_0} = 79395,849 \text{ см}^4,$$

$$I_{y_0 z_0} = 10708,58 \text{ см}^4,$$

По формуле (3.5):

$$\Delta I = 166,5 \cdot 10^7 \text{ см}^8.$$

Угол наклона главных центральных осей инерции к осям $O_o y_o$ и $O_o z_o$

$$\alpha = \frac{1}{2} \arctan \left[-\frac{2I_{y_0 z_0}}{I_{z_0} - I_{y_0}} \right] = \frac{1}{2} \arctan \left[-\frac{2 \cdot 10708,58}{79395,849 - 22415,336} \right] = -10^0 18'.$$

1) Определение центра изгиба. Сделаем разрез нижнего пояса в узле 2, т.е. при $\bar{z} = 0$. По рис. 6.2 находим

$$h\bar{R}_{z2} + b\bar{R}_{z4} = -989,049 \cdot 10^3 \text{ см}^5,$$

$$h\bar{R}_{y2} + b\bar{R}_{y4} = 59,657 \cdot 10^3 \text{ см}^5,$$

$$2b\bar{R}_{z3} + h(\bar{R}_{z1} - \bar{R}_{z2}) = -396,850 \cdot 10^3 \text{ см}^5,$$

$$2b\bar{R}_{y3} + h(\bar{R}_{y1} - \bar{R}_{y2}) = -1047,809 \cdot 10^3 \text{ см}^5,$$

По (3.11) находим координаты центра изгиба стержня с разрезом

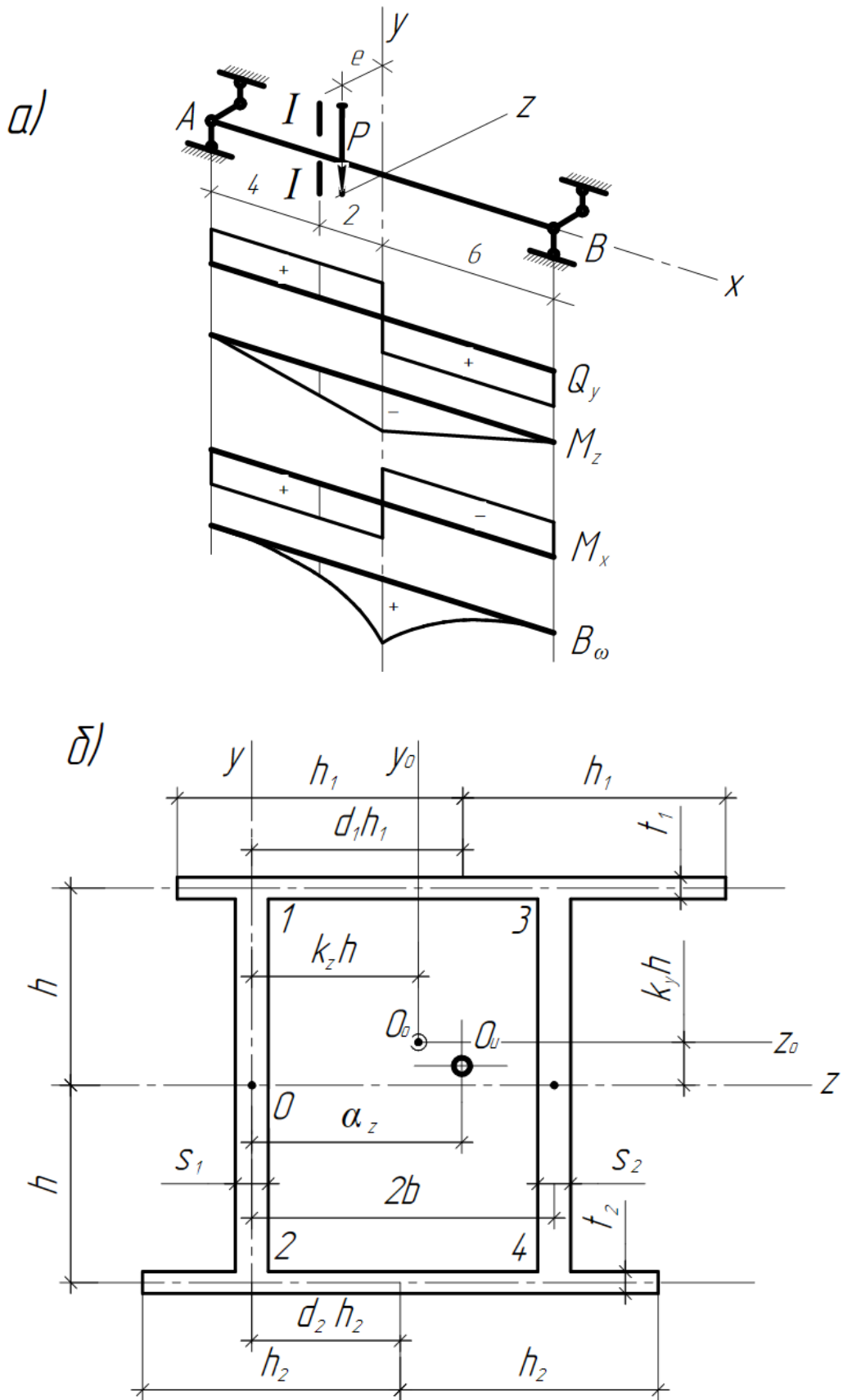


Рис. 10.1. Рассматриваемый стержень: а) схема нагружения; б) поперечное сечение

$$\bar{\alpha}_z = 27,3978 \text{ см};$$

$$\bar{\alpha}_y = 47,4126 \text{ см}.$$

По формулам (3.6) и (3.7) вычисляем

$$S_p = 300,167 ;$$

$$\sum y = -91,467 \cdot 10^3 \text{ см}^3 ;$$

$$\sum z = 36,6748 \cdot 10^3 \text{ см}^3 ;$$

Тогда потоки касательных усилий по (3.5)²

$$q_{ky} = -6001,858 \cdot 10^3 \frac{\text{ед. силы}}{\text{см}} ;$$

$$q_{kz} = 25501,920 \cdot 10^3 \frac{\text{ед. силы}}{\text{см}} .$$

Координаты центра изгиба стержня замкнутого поперечного сечения по (3.10)

$$\alpha_z = 27,3978 - \frac{8 \cdot 13 \cdot 29}{166,5 \cdot 10^7} \cdot 6001,858 \cdot 10^3 = 16,526 \text{ см} ;$$

$$\alpha_y = 47,4126 - \frac{8 \cdot 13 \cdot 29}{166,5 \cdot 10^7} \cdot 25501,92 \cdot 10^3 = 1,218 \text{ см} ;$$

По формулам (3.4) можно определить положения нулевых точек: в левой стенке $y_3 = -14,58 \text{ см}$, в нижнем поясе $z_2 = 5,02 \text{ см}$.

2) Изгиб. Используя принцип суперпозиций изгиб и кручение рассмотрим отдельно. Для случая изгиба по рис. 6.2 вычислим

$$R_{z1} = -3791,099 \text{ см}^4 ; \quad R_{y1} = -11205,66 \text{ см}^4 ;$$

$$R_{z2} = -6917,560 \text{ см}^4 ; \quad R_{y2} = -11210,19 \text{ см}^4 ;$$

$$R_{z3} = -32925,000 \text{ см}^4 ; \quad R_{y3} = -4956,68 \text{ см}^4 ;$$

$$R_{z4} = -46470,650 \text{ см}^4 ; \quad R_{y4} = -5751,43 \text{ см}^4 .$$

Рассмотрим, напряженное состояние в сечении I-I по рис. 10.1, в котором действуют поперечная сила $Q_y = -100 \text{ кН}$ и изгибающий момент $M_z =$

² Это при действии перерезывающих сил, численно равных величине $\Delta I = 166,5 \cdot 10^7 \text{ ед. силы}$

–400 кН · м. Тогда равнодействующие потоков касательных усилий по (6.4) будут

$$K_1(x) = -K_2(x) = 2,1 \text{ кН};$$

$$K_3(x) = -41,14 \text{ кН};$$

$$K_4(x) = -58,86 \text{ кН};$$

По табл. 3.1 и 3.2 находим статические моменты «отсеченных» частей в характерных точках профиля

$$S_{z_01} = -472,23 \text{ см}^3; \quad S_{y_01} = -255,478 \text{ см}^3;$$

$$S_{z_02} = -438,94 \text{ см}^3; \quad S_{y_02} = 84,534 \text{ см}^3;$$

$$S_{z_03} = -657,97 \text{ см}^3; \quad S_{y_03} = 98,234 \text{ см}^3;$$

$$S_{z_04} = -608,04 \text{ см}^3; \quad S_{y_04} = -296,548 \text{ см}^3;$$

Тогда усилия взаимодействия на кромках стенок в узлах по (6.3)

$$q_1(x) = -0,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}}; \quad q_2(x) = -0,645 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$q_3(x) = -0,938 \frac{\text{кН}}{\text{см}}; \quad q_4(x) = -0,628 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Эпюры основных напряжений приведены на рис. 10.2.

В данном случае (силовая плоскость не совпадает с главной) стержень испытывает кривой изгиб.

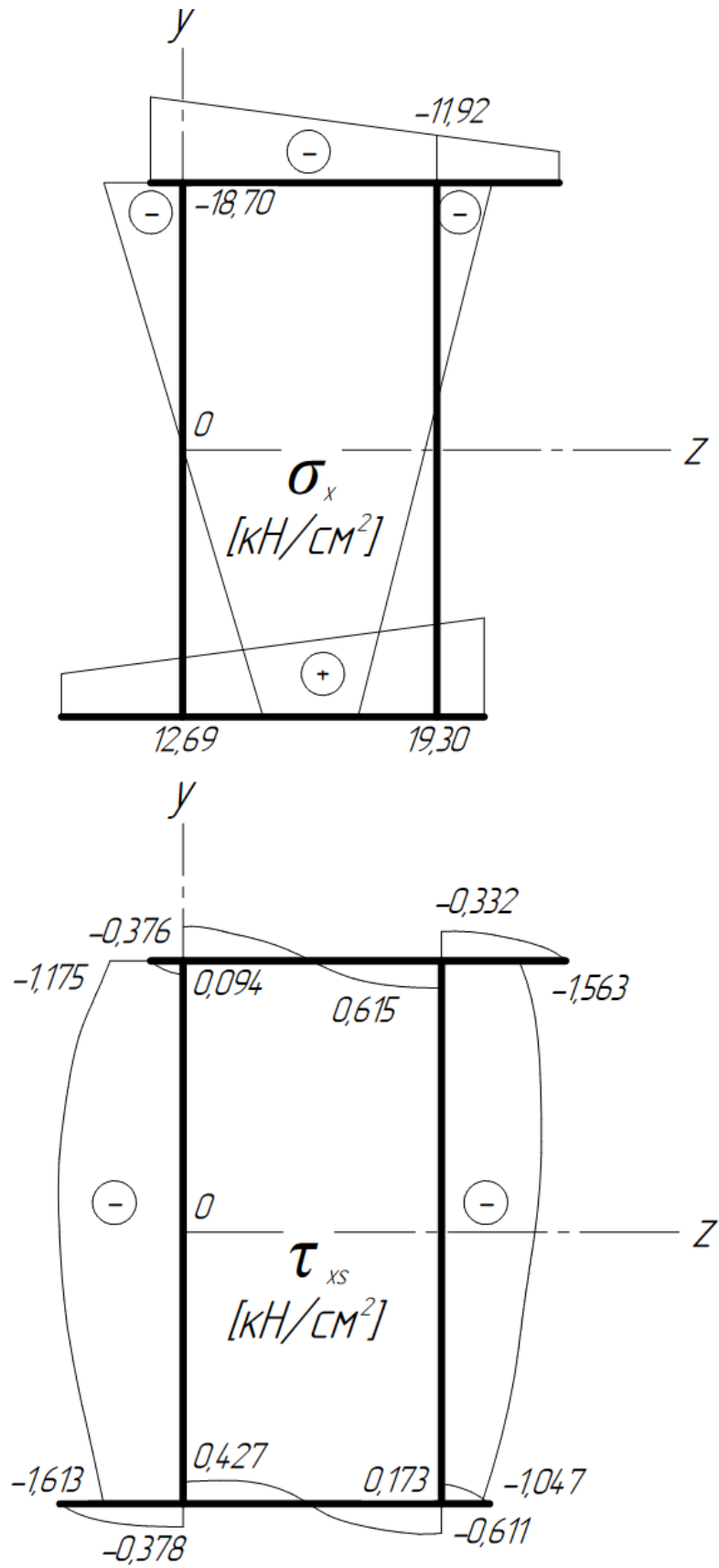
3) Кручение. Используя (3.10), строим эпюру главных обобщенных секториальных площадей. Получаем средний радиус по (3.15) $\rho = 10,0475 \text{ см}^2$.

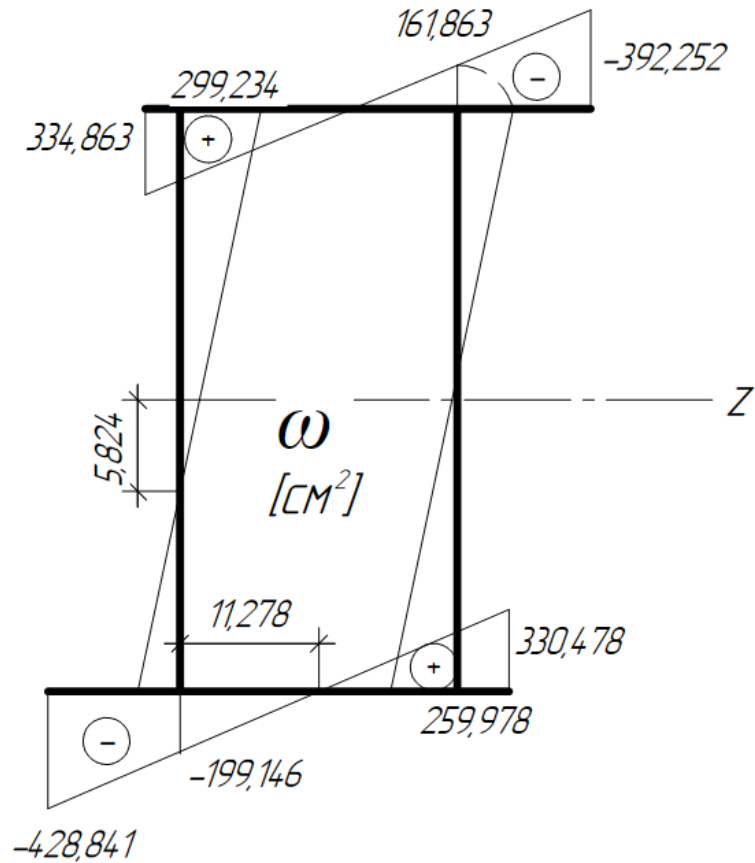
По (3.14) находим

$$y_{\omega 3} = -5,824 \text{ см};$$

$$z_{\omega 2} = 11,278 \text{ см};$$

Через $y_{\omega 3}$ по рис. 3.5 вычисляем главные обобщенные секториальные площади в характерных точках профиля. Эпюра ω приведена на рис. 10.3.

Рис. 10.2. Эпюры напряжений σ_x и τ_{xs}

Рис. 10.3. Эпюра ω

Тогда по (3.18)

$$A_{\omega} = -\frac{9175943}{8 \cdot 13 \cdot 29} = -3042,42 \text{ см}^4.$$

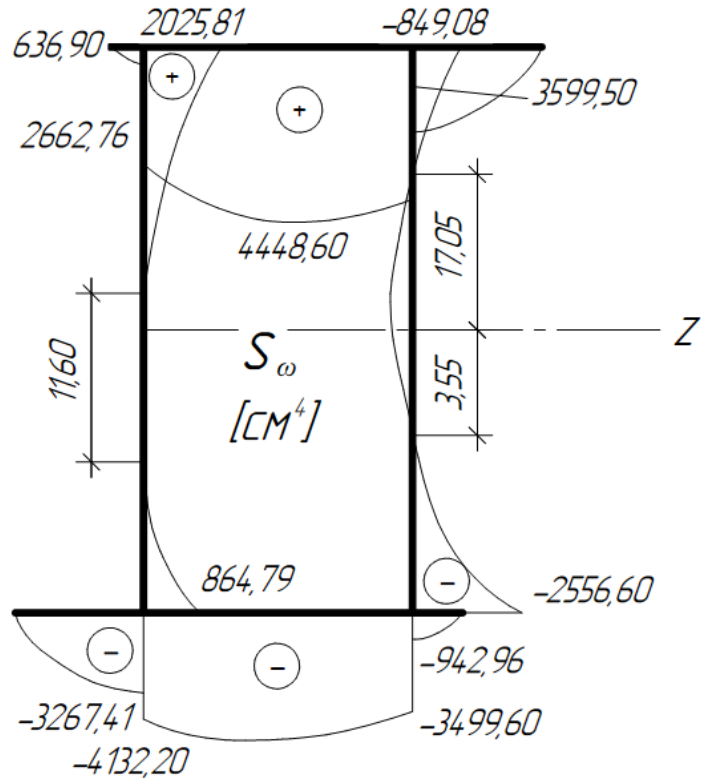
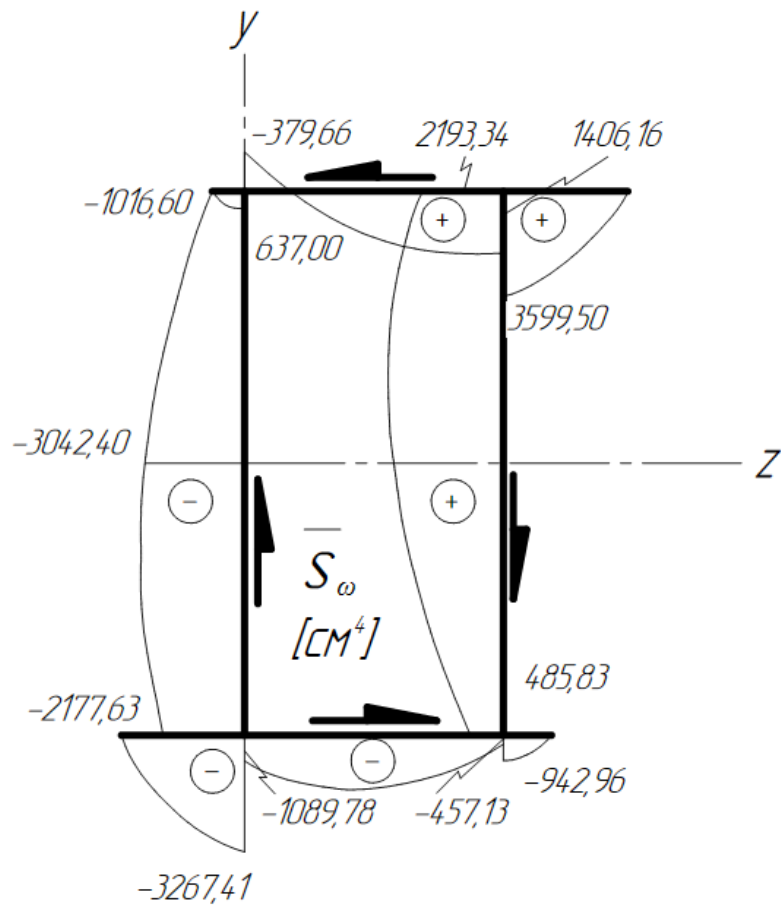
Далее по табл. 3.3, положив $y_{S3} = 0$, вычисляем значения статических секториальных моментов «отсеченных» частей поперечного сечения. Их эпюра приведена на рис. 10.4. Площади участков эпюры S_{ω} подсчитываем по рис. 6.3:

$$R_{\omega 1} = 145693,59 \text{ см}^5; \quad R_{\omega 3} = 27942,5 \text{ см}^5;$$

$$R_{\omega 2} = -145693,59 \text{ см}^5; \quad R_{\omega 4} = -27942,5 \text{ см}^5;$$

$$\int_s S_{\omega} d\omega = -9175943 \text{ см}^6.$$

По полученным данным подсчитываем по (3.17) величины $\overline{S_{\omega}}$. Их эпюра приведена на рис. 10.5. Эпюра ω характеризует распределение по поперечному сечению напряжений σ_{ω} , эпюра $\overline{S_{\omega}}$ – секториальных касательных напряжений τ_{ω} . Касательные напряжения чистого кручения в замкнутой части контура подсчитываются по (5.5).

Рис. 10.4. Эпюра S_{ω} Рис. 10.5. Эпюра \bar{S}_{ω}

В рассматриваемом примере полный крутящий момент в сечении I-I равен

$$M_x = \frac{1}{2} Pe = \frac{1}{2} 200 \cdot 0,16526 = 16,526 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

поэтому касательные напряжения чистого кручения (только в замкнутой части контура)

$$\tau_{ks} = \mp \frac{16,526 \cdot 10^2}{8 \cdot 13 \cdot 29 \cdot \delta_s} = \mp 0,548 \frac{1 \text{ кН}}{\delta_s \text{ см}^2},$$

а их поток в любой точке контура

$$q_{ok} = \mp \frac{16,526 \cdot 10^2}{8 \cdot 13 \cdot 29} = \mp 0,548 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

где верхние знаки относятся к верхнему поясу и левой стенке, а нижние – к нижнему поясу и правой стенке.

Геометрические характеристики по (3.19) и (3.16) $I_d = 0,303 \cdot 10^5 \text{ см}^4$, $I_p = 1,290 \cdot 10^5 \text{ см}^4$, $I_\omega = 47,0 \cdot 10^5 \text{ см}^6$, тогда по (3.20) коэффициент искажаемости деформации $\mu = 0,765$ и при $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, $G = 0,8 \cdot 10^5 \text{ МПа}$, изгибно-крутильная характеристика (3.20) $k = 0,0567 \text{ см}^{-1} = 5,67 \text{ м}^{-1}$.

Полагая что концы стержня закреплены только от поворота и могут свободно деформироваться, получаем уравнение углов закручивания при $-l < x < 0$

$$\theta = \frac{Pe}{2k^3 EI_\omega} \left[k(l+x) - \frac{\sinh[k(l+x)]}{\cosh kl} \right],$$

где $kl = 34,02$. Дифференцируя, последовательно получаем

$$B_\omega = -\frac{EI_\omega}{\mu} \frac{d^2\theta}{dx^2} = \frac{Pe}{2k\mu} \frac{\sinh[k(l+x)]}{\cosh kl} = 3,81 \frac{\sinh[k(l+x)]}{\cosh kl};$$

$$M_\omega = -\frac{EI_\omega}{\mu} \frac{d^3\theta}{dx^3} = \frac{Pe}{2\mu} \frac{\cosh[k(l+x)]}{\cosh kl} = 21,60 \frac{\cosh[k(l+x)]}{\cosh kl}.$$

Для вычисления значений секториальных напряжений при наличии эпюр ω и \bar{S}_ω (рис. 10.3 и 10.5) следует воспользоваться формулами (5.4) и (5.6), т.е. помножить эпюру ω на величину (при $x \geq 0$)

$$\frac{B_\omega}{I_\omega} = \frac{3,81 \cdot 10^4}{47 \cdot 10^5} \frac{\sinh[k(l \pm x)]}{\cosh kl} = 0,81 \cdot 10^{-2} \frac{\sinh[k(l \pm x)]}{\cosh kl} \frac{\text{кН}}{\text{см}^4},$$

а ординаты эпюры \overline{S}_ω – на величину

$$\frac{M_\omega}{I_\omega \delta_s} = \pm \frac{2,1 \cdot 10^2}{47 \cdot 10^5} \frac{1}{\delta_s} \frac{\cosh[k(l \pm x)]}{\cosh kl} = \pm 4,60 \cdot 10^{-4} \frac{\cosh[k(l \pm x)]}{\delta_s \cosh kl} \frac{\text{кН}}{\text{см}^6},$$

где учтено, что при $x = \pm x_1$ значения моментов M_ω отличаются только знаком и все верхние знаки относятся к случаю $x < 0$, а нижние – к случаю $x > 0$.

Для сечения I-I ($x = -2$ м) $k(l + x) = 22,68$, а $kl = 34,02$, поэтому в пределах точности вычисления для таких больших значений аргумента $\sinh a \approx \cosh a \approx 0,5e^a$, или

$$\frac{\sinh[k(l + x)]}{\cosh kl} \approx \frac{\cosh[k(l + x)]}{\cosh kl} \approx e^{-11,34} = 0,119 \cdot 10^{-4},$$

Следовательно, в сечении I-I значения σ_ω и τ_ω очень малы по сравнению с соответствующими изгибными напряжениями. Максимальное напряжение σ_ω будет на свободной кромке левой консоли нижнего пояса, где оно равно $\max \sigma_\omega = -0,414 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2$, а максимальное касательное – на примыкающей к узлу №2 кромке этой же консоли – $\max \tau_\omega = 0,223 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2$.

Но в сечениях $x = \mp 0$, для которых $k(l \pm x) = kl$ будет в тех же точках контура $\max \sigma_\omega = -3,476 \text{ кН/см}^2$ и $\max \tau_\omega = \mp 1,879 \text{ кН/см}^2$, что имеет один порядок с изгибными напряжениями.

Перейдем к расчетам, связанным с вычислением местных напряжений на основании п. 6. Рассмотрим сначала сочетание изгиба с чистым кручением в сечении $x = +0$. Получаем:

$$q_1 = 0,470 + 0,548 = 1,018 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$q_2 = 0,645 + 0,548 = 1,193 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$q_3 = 0,938 - 0,548 = 0,390 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$q_4 = 0,628 - 0,548 = 0,080 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$K_3 = 41,14 + \frac{200 \cdot 16,526 \cdot 10}{2 \cdot 3016} = 72,924 \text{ кН};$$

$$K_4 = 58,86 - \frac{200 \cdot 16,526 \cdot 10}{2 \cdot 3016} = 27,076 \text{ кН};$$

где второе слагаемое есть равнодействующая касательных усилий от чистого кручения.

Рассмотрим левую стенку, в плоскости которой приложена нагрузка. Для неё вычисляем по (6.2)

$$B_1(0) = 0,4048;$$

$$B_2(0) = 0,4744;$$

$$k = \frac{0,4048 - 0,4744}{3 \cdot (1 - 0,4048 \cdot 0,4744)} = -0,1915.$$

Для эквивалентного сечения положение центра тяжести по (6.5):

$$y_{\text{ц}} = kh = -0,1915 \cdot 29 = -5,5535 \text{ см}.$$

Тогда по (6.1) эквивалентные площади поясов

$$A_{\text{Э1}} = \frac{1 + 3 \cdot 0,1915}{3 \cdot (1 + 0,1915)} \cdot \frac{0,4048}{1 - 2 \cdot 0,4048} 23,2 = 21,726 \text{ см}^2,$$

$$A_{\text{Э2}} = \frac{1 + 3 \cdot 0,1915}{3 \cdot (1 - 0,1915)} \cdot \frac{0,4744}{1 - 2 \cdot 0,4048} 23,2 = 37,369 \text{ см}^2.$$

Момент инерции и статические моменты поясов эквивалентного сечения по (6.5) и (6.6):

$$I_{\text{зц}} = 29^2 \cdot \frac{23,2}{3} + 21,726 \cdot (1 + 0,1915) + 37,369 \cdot (1 - 0,1915) = 53698 \text{ см}^4;$$

$$S_{\text{п1}} = 21,726 \cdot (1 + 0,1915) \cdot 29 = 750,71 \text{ см}^3;$$

$$S_{\text{п2}} = 37,369 \cdot (1 - 0,1915) \cdot 29 = 876,17 \text{ см}^3.$$

Проверим правильность вычислений, подсчитав касательные усилия на кромках условного сечения по (6.13):

$$q_1 = 72,924 \cdot \frac{750,71}{53698} = 1,019 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

$$q_2 = 72,924 \cdot \frac{876,17}{53698} = 1,190 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Максимальная ошибка составляет 0,25%.

Эпюры элементарных напряжений

$$\sigma_x = \alpha_0 \frac{P_3}{s_1 h} ;$$

$$\tau_{xy} = \gamma_0 \frac{P_3}{s_1 h} .$$

приведены на рис. 10.6. Здесь

$$\alpha_0 = -1,8724 \cdot (\mu + 0,1915) ,$$

$$\gamma_0 = 0,2024 + 0,04542 \cdot (1 - \mu)(1,383 + \mu) ,$$

$$\mu = \frac{y}{h} , \quad \mu_{ц} = -0,1915 , \quad m = -10,344 ,$$

$$P_3 = 2K_3 = 2 \cdot 72,924 = 145,848 \text{ кН} ,$$

$$\frac{P_3}{s_1 h} = \frac{145,848}{0,4 \cdot 29} = 12,573 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} .$$

Предположим, что нагрузка $P = 200$ кН передается на стержень через квадратный рельс сечением 56×56 мм с моментом инерции $I_p = 81 \text{ см}^4$. Эквивалентная площадь верхнего пояса (по отношению к левой стенке) $A_{э1} = 21,72 \text{ см}^2$ при толщине $t_1 = 1$ см соответствует эквивалентной ширине $b_{э1} = 21,72$ см. Эквивалентная нагрузка для левой стенки согласно (6.15) $P_{э3} = 145,848$ кН.

Подсчитаем необходимые геометрические характеристики. Собственный момент инерции пояса в плоскости стенки

$$I_n = \frac{b_{э1} t_1^3}{12} = \frac{1 \cdot 21,72}{12} = 1,81 \text{ см}^4$$

и приведенный момент инерции пояса с рельсом

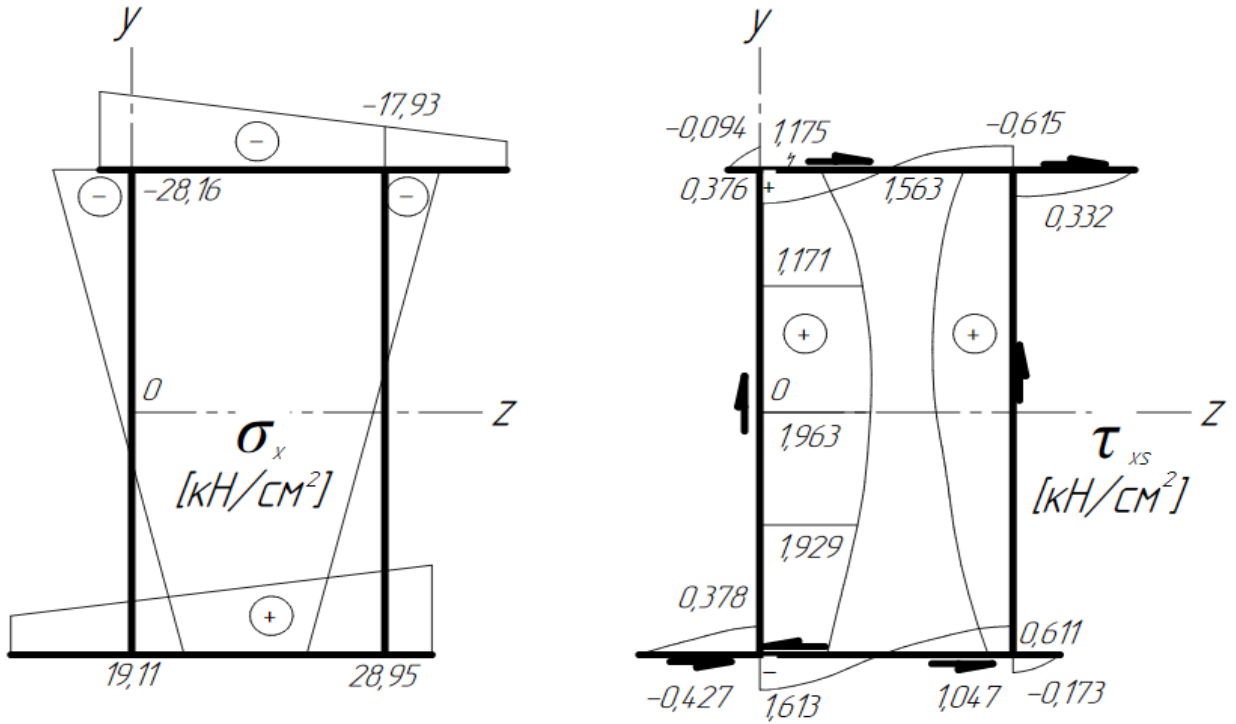
$$I'_n = I_n + I_p = 1,81 + 81 = 82,81 \text{ см}^4$$

Тогда по (6.15)

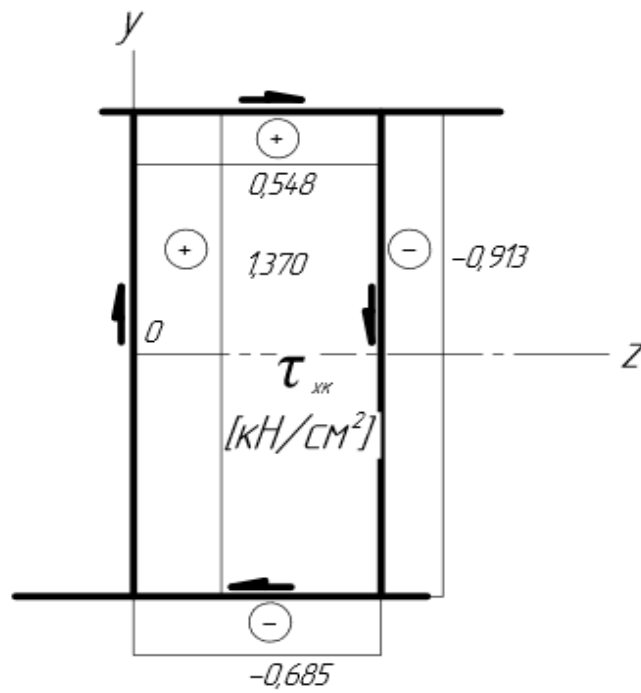
$$\lambda_{o1} = 2,6 \cdot 3,26 \cdot \sqrt[3]{\frac{82,81}{0,4}} = 50,18 \text{ см}$$

и параметр (6.20)

$$\chi_1 = \frac{50,18}{2 \cdot 29} = 0,865$$



ИЗГИБ



КРУЧЕНИЕ

Рис. 10.6. Эпюры σ_x , τ_{xs} , τ_{xk}

Предположим, что ребра жесткости или силовые шпангоуты отстоят от сечения, в котором приложена нагрузка, более чем на $0,5\lambda_{01} = 25,09$ см. Тогда они не влияют на напряженное состояние, и мы имеем по (6.14)

$$p(x) = 0,0518 \cdot P_{\Sigma 3} \sum_{k=1,3,5,7} a_k \cos \frac{k\pi x}{50,18}$$

Местные напряжения в поперечных сечениях стенки вычисляются по (6.23), где функции влияния $\alpha_p, \beta_p, \gamma_p$ при заданном χ_1 принимаются по таблице прил. 1, причем

$$\frac{P_{\Sigma 3}}{s_1 h} = \frac{145,848}{0,4 \cdot 29} = 12,573 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

В указанных таблицах ближайшие к $\chi_1 = 0,865$ значения этого параметра $\chi = 0,75$ и $\chi = 1$. Поэтому произведем интерполяцию по формуле (для $\alpha_p, \beta_p, \gamma_p$)

$$\alpha(0,865) = \alpha(1) + 0,54[\alpha(0,75) - \alpha(1)] .$$

В частности, для $\chi = +0$ получаем данные, приведенные в табл. 10.1 (напряжения в $\text{кН}/\text{см}^2$).

Табл. 10.1.

μ	α_p	σ_{xp}	β_p	σ_{yp}	γ_p	$\tau_{хур}$
1	-1,048	-13,176	-1,533	-19,270	0,00000	0,0000
0,99	-0,998	-11,919	-1,532	-19,262	-0,00746	-0,0908
0,98	-0,865	-10,876	-1,528	-19,212	-0,01485	-0,1867
0,96	-0,695	-8,738	-1,512	-19,010	-0,02940	-0,3696
0,90	-0,351	-4,413	-1,431	-17,992	-0,07125	-0,8959
0,80	-0,062	-0,779	-1,265	-15,905	-0,13500	-1,6974
0,70	0,103	1,295	-1,106	-13,906	-0,19125	-2,4046
0,60	0,178	2,238	-0,966	-12,146	-0,24000	-3,0175
0,50	0,205	2,577	0,843	-10,599	-0,28125	-3,5362
0,30	0,188	2,364	-0,637	-8,009	-0,34500	-4,3377
0,00	0,089	1,119	-0,396	-4,979	-0,37500	-4,7149
-0,30	0,090	1,132	-0,212	-2,665	-0,34125	-4,2905
-0,50	-0,077	-0,968	-0,117	-1,471	-0,28125	-3,5362
-0,70	-0,095	-1,194	-0,046	-0,578	-0,19125	-2,4046
-0,90	-0,039	-0,485	-0,006	-0,073	-0,07125	-0,8958
-1,00	-0,012	-0,150	0,000	0,000	0,00000	0,0000

Если ребра жесткости или силовые шпангоуты (и диафрагмы) имеют шаг $a < \lambda_0$, а нагрузка распределена между ребрами, то коэффициент ψ выражается формулой (6.16) достаточно точно при

$$0,0023 \leq \frac{I'_n}{a^3 s_1} \leq 0,09 .$$

В этом случае вместо нагрузки $P_{\varepsilon 3}$ учитывается величина $\psi P_{\varepsilon 3}$. Следовательно, все напряжения уменьшаются в ψ раз и получим

$$\sigma_{xp} = \alpha_p \frac{\psi P_{\varepsilon 3}}{s_1 h}$$

и т.д., причем $\alpha_p, \beta_p, \gamma_p$ вычисляются при $\chi_1 = a/2h$.

Учет местных напряжений от скачков потоков касательных усилий $q_1(x)$ и $q_2(x)$ при $\chi = +0$ производится по (6.23), функции влияния $\alpha^*_q, \beta^*_q, \gamma^*_q$ приведены в прил. 1. В рассматриваемом примере по (6.25)

$$k_q = \frac{1,193}{1,018} = 1,172 ;$$

$$\frac{q_1}{t_1} = 2,545 = 0,2024 \frac{P_{\varepsilon 3}}{s_1 h} ;$$

$$c_q = 0,2024 ;$$

поэтому для перевода местных напряжений от q_1 , получающихся в долях q/s_1 в напряжения в долях $P_{\varepsilon 3}/s_1 h$ необходимо учесть коэффициент перехода, равный 0,2024. Т.е. следует применять формулы

$$\sigma_{xq} = 0,2024 \alpha_q \frac{P_{\varepsilon 3}}{s_1 h} \text{ и т. д.}$$

Вычисление напряжений для сечения $\chi = +0$ приведено в табл. 10.2. Напряжения (6.26) в силу симметрии задачи отсутствуют.

Учет влияния «всплесков» касательных усилий производится по (6.27) и имеет вид

$$\sigma_{x\Delta} = 0,2024 \Delta \alpha \frac{P_{\varepsilon 3}}{s_1 h} \text{ и т. д.}$$

Где $\Delta \alpha, \Delta \beta, \Delta \gamma$ определяются по (6.28), а функции влияния $\Delta \alpha^*, \Delta \beta^*, \Delta \gamma^*$ приведены в прил. 2.

Вычисления для $\chi = +0$ приведены в табл. 10.2.

Табл. 10.2.

μ	α_q	σ_{xq}	β_q	σ_{yq}	γ_q	τ_{xyq}
1,00	0,765	9,619	0,000	0,000	-0,2024	-2,545
0,99	0,612	7,695	0,023	0,288	-0,1961	-2,466
0,98	0,463	5,825	0,041	0,522	-0,1901	-2,389
0,96	0,292	3,667	0,069	0,873	-0,1777	-2,389
0,90	0,078	0,975	0,108	1,364	-0,1415	-1,779
0,80	-0,057	-0,720	0,116	1,466	-0,0888	-1,117
0,70	-0,115	-1,448	0,110	1,384	-0,0395	-0,496
0,60	-0,132	-1,662	0,097	1,219	-0,0020	-0,003
0,50	-0,131	-1,641	0,083	1,041	0,0362	0,456
0,30	-0,089	-1,119	0,048	0,603	0,0854	1,074
0,00	-0,014	0,171	-0,012	-0,145	0,1099	1,382
-0,30	0,119	1,496	-0,071	-0,893	0,0751	0,944
-0,50	0,145	1,819	-0,106	-1,328	0,0188	0,237
-0,60	0,139	1,756	-0,119	-1,507	-0,0208	-0,262
-0,70	0,113	1,417	-0,132	-1,664	-0,0638	-0,802
-0,80	0,040	0,506	-0,139	-1,674	-0,1166	-1,466
-0,90	-0,122	-1,537	-0,127	-1,603	-0,1728	-2,173
-0,96	-0,376	-4,726	-0,082	-1,026	-0,2111	-2,654
-0,98	-0,578	-7,267	-0,049	-0,613	-0,2240	-2,817
-0,99	-0,753	-9,464	-0,027	-0,336	-0,2305	-2,899
-1,00	-0,933	-11,726	0,000	0,000	-0,2372	-2,983

ПРИМЕЧАНИЕ: При вычислении $\alpha_q, \beta_q, \gamma_q$ учтен переходный коэффициент $c_q = 0,2024$

Практически в области $\mu > 0,5$ будет сказываться лишь влияние всплеска на кромке $y = h$, а для области $\mu < -0,5$ – на кромке $y = -h$. Поэтому вычисления в этих областях можно выполнять не по общим формулам (6.28), а по формулам:

– для области $\mu > 0,5$

$$\Delta\alpha = \Delta\alpha^*(\mu); \quad \Delta\beta = \Delta\beta^*(\mu); \quad \Delta\gamma = \Delta\gamma^*(\mu);$$

– для области $\mu < -0,5$

$$\Delta\alpha = -k_q\Delta\alpha^*(-\mu); \quad \Delta\beta = -k_q\Delta\beta^*(-\mu); \quad \Delta\gamma = k_q\Delta\gamma^*(-\mu).$$

На рис. 10.7 показана общая схема силовых воздействий на рассматриваемую стенку.

Суммируя напряжения, приведенные в табл. 10.1, 10.2 и 10.3, получаем полные местные напряжения, которые затем суммируются с элементарными. На рис. 10.8, 10.9, 10.10 приведены эпюры полных напряжений в стенке под силой (сплошные линии). Пунктирными линиями показаны элементарные напряжения.

Как видно из эпюр, местные нормальные напряжения σ'_x в некоторых областях существенно изменяют значения полных напряжений по сравнению с элементарными. В данном примере при наличии рельса в точке $y = h$ сечения под грузом они превышают напряжения на 10,5%, а при отсутствии рельса – на 167%. Кроме того, относительно небольшое изменение напряжений в примере обусловлено тем, что при наличии рельса и тонкой стенки ($s_1 = 0,4$ см) длина распределения нагрузки поясом (λ_0) велика ($\chi = 0,865$). Это сглаживает влияние местных напряжений. Но в ещё большей степени сказывается очень большой относительный пролет $\eta = l/h = 20,7$. В реальных конструкциях относительный пролёт составляет 6–10. Если пролет $2l = 12$ м при всех прочих равных условиях уменьшить до $2l = 4$ м, т. е. довести относительный пролет до реальной величины $\eta = 6,89$, то элементарные изгибные напряжения уменьшатся в три раза, а местные, как независимые от пролета, останутся теми же. Тогда различие между элементарными и полными напряжениями, как это показано на рис. 10.11 будет заметно существеннее.

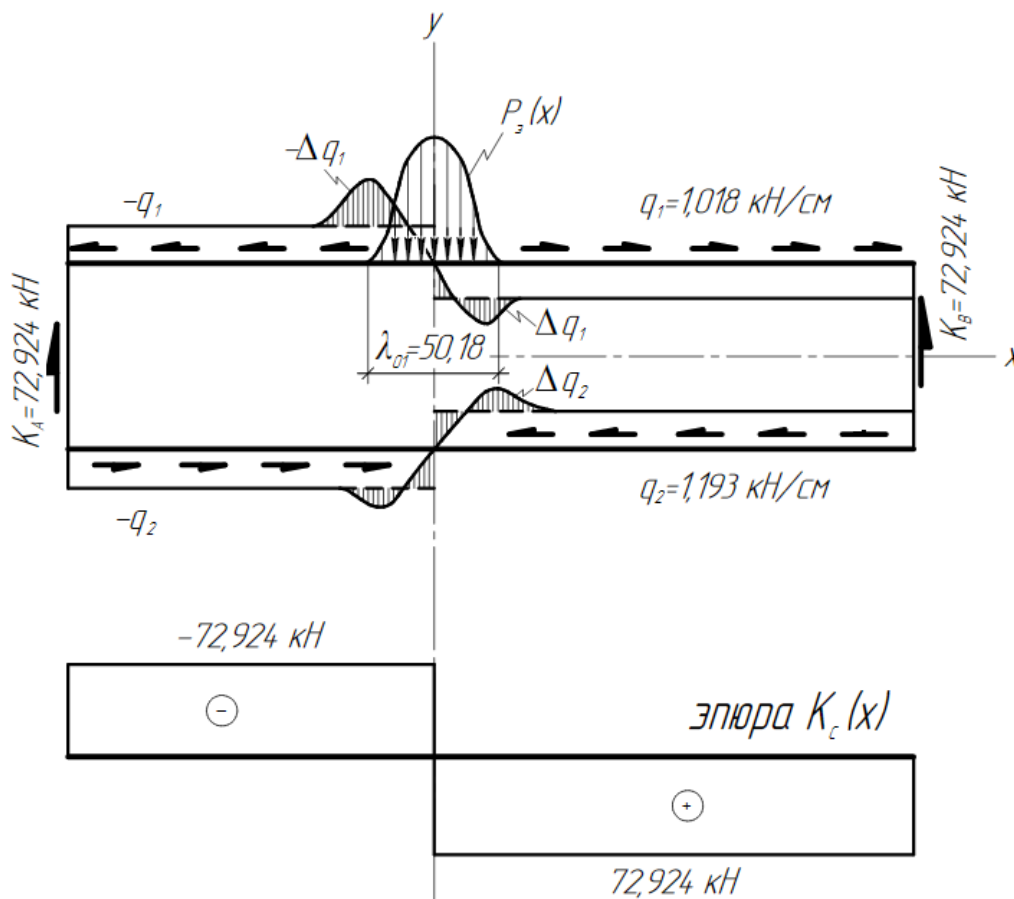


Рис. 10.7. Общая схема силовых воздействий на рассматриваемую стенку.

μ	$\Delta\alpha$	$\sigma_{x\Delta}$	$\Delta\beta$	$\sigma_{y\Delta}$
1,00	0,0578	0,726	0,0000	0,000
0,99	0,0480	0,605	0,0031	0,038
0,98	0,0401	0,504	0,0053	0,067
0,96	0,0279	0,352	0,0081	0,102
0,90	0,0099	0,124	0,0094	0,118
0,80	0,0021	0,026	0,0061	0,076
0,70	0,0007	0,008	0,0036	0,045
0,60	0,0003	0,004	0,0022	0,028
0,50	0,0002	0,003	0,0015	0,019

ПРИМЕЧАНИЕ: При $x = 0$ все коэффициенты Δy равны нулю.

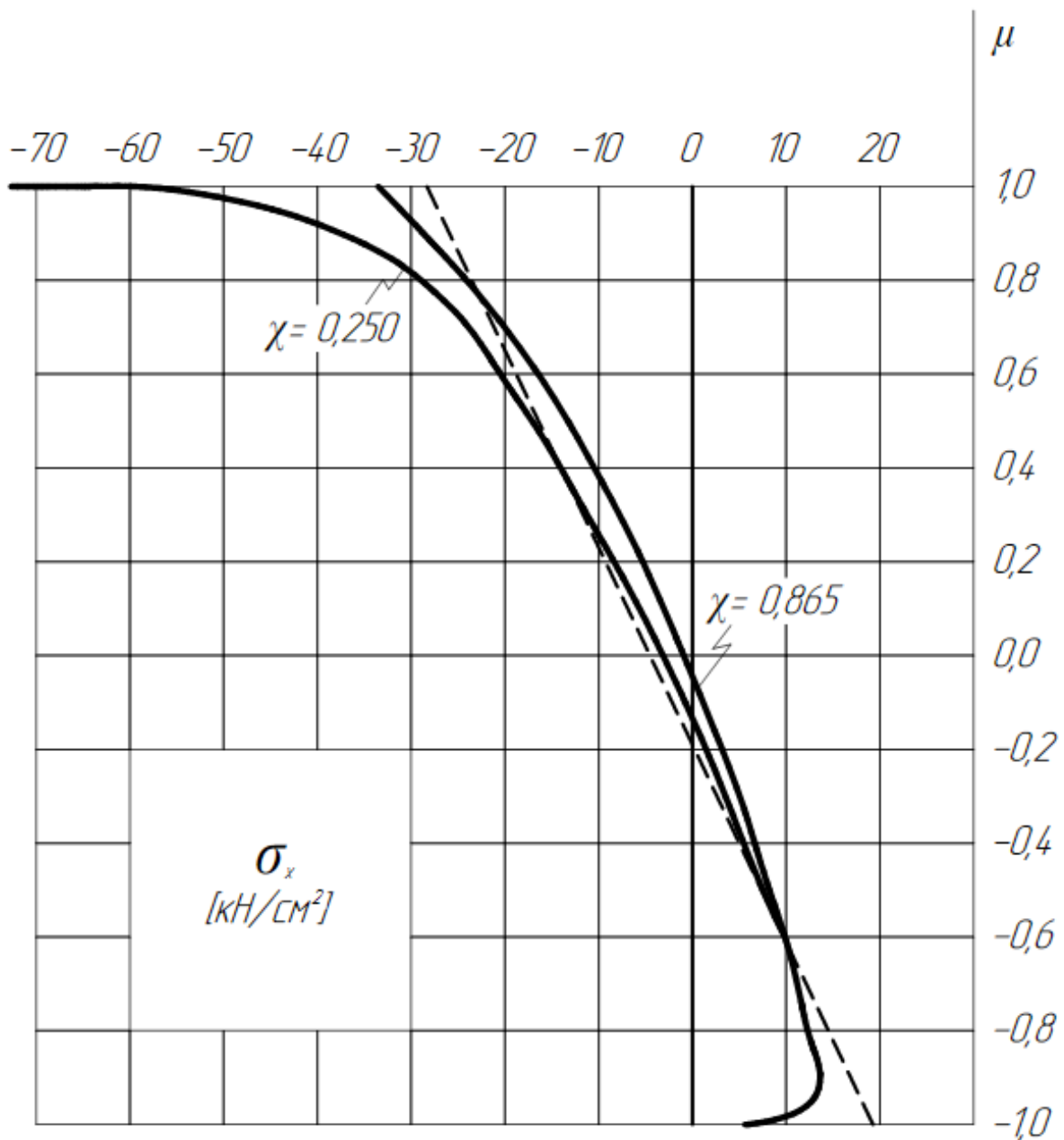


Рис. 10.8. Эпюры полных (сплошной линией) и элементарных (пунктирной линией) напряжений σ_x в стенке под силой

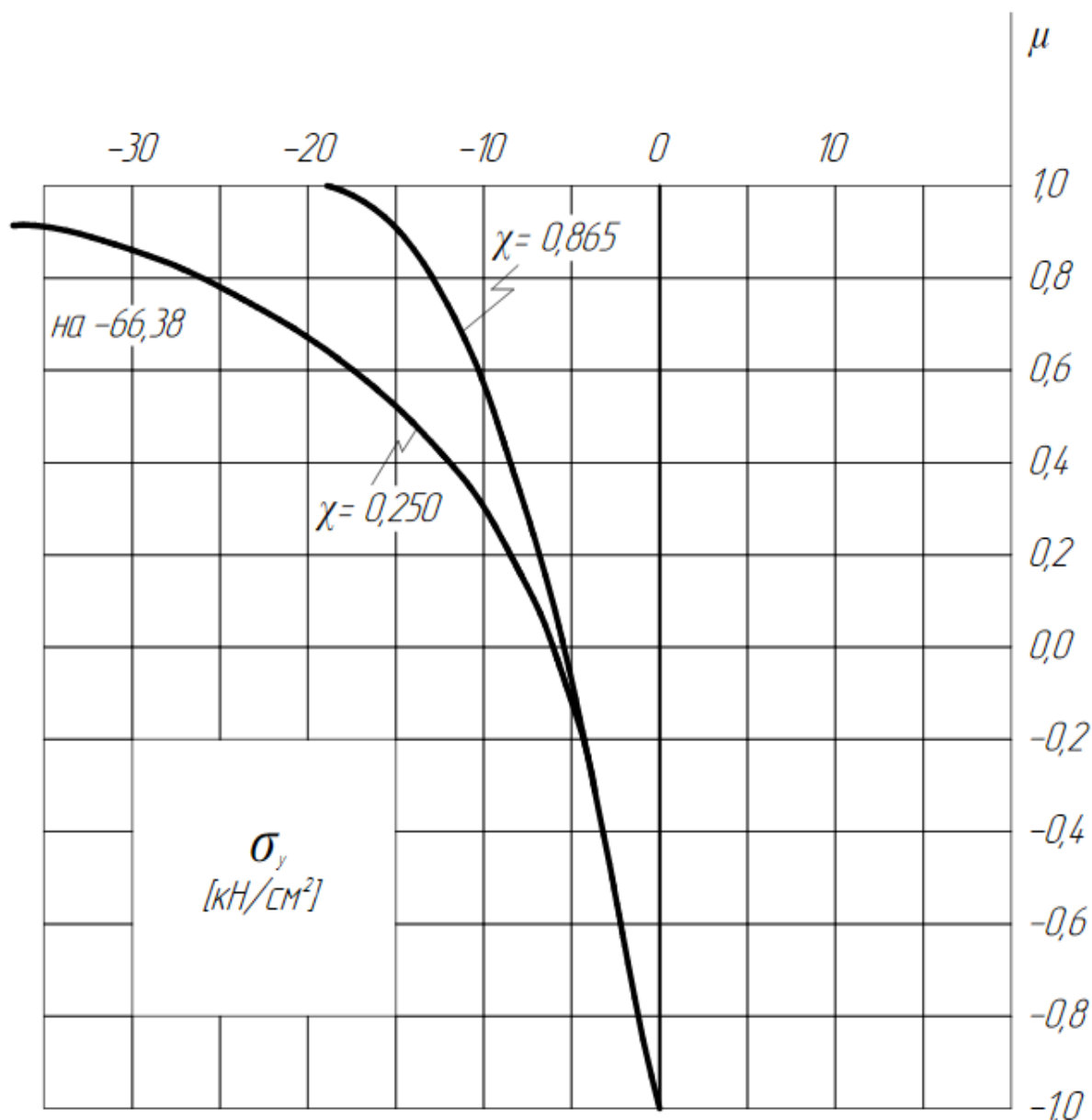


Рис. 10.9. Эпюры полных напряжений σ_y в стенке под силой

Напряжения $\sigma_y = \sigma'_y$, не учитываемые в элементарном расчете, имеют порядок, соответствующий порядку напряжений σ_x . Касательные напряжения в сечении под грузом в отличии от элементарного решения тождественно равны нулю. Это объясняется тем, что при распределении давления P_{33} на участке $-0,5\lambda_0 < x < 0,5\lambda_0$ стенки поперечная сила в стенке меняется не скачкообразно, как это предполагается в элементарном решении, а переходит через нуль плавно. Для сравнения на рис. 10.10 показана еще эпюра τ_{xy} для сечения $\zeta = x/h = 0,25$, где элементарное напряжение (пунктирная линия) заметно разнится с уточненным полным (сплошная линия).

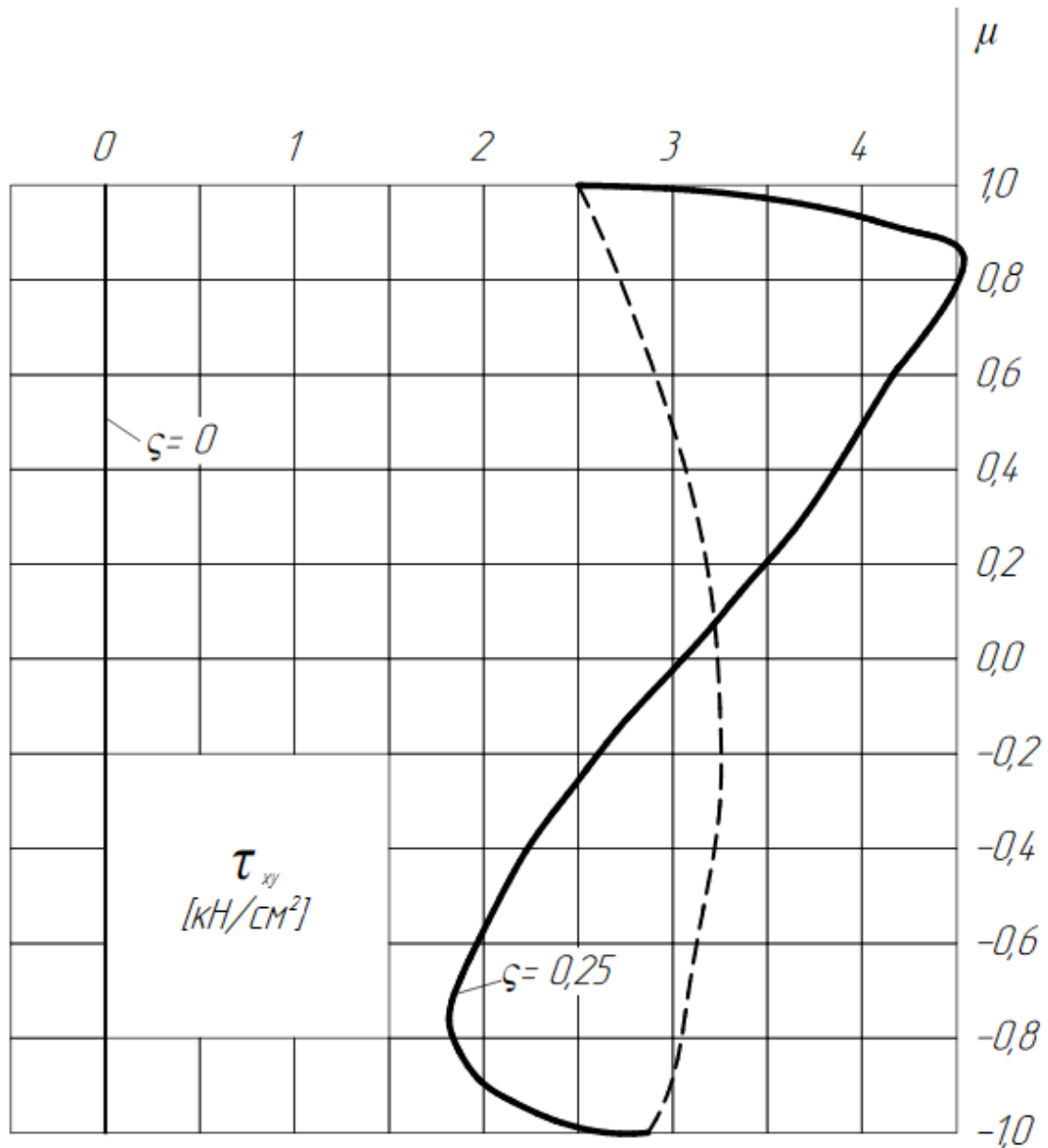


Рис. 10.10. Эпюры полных (сплошной линией) и элементарных (пунктирной линией) напряжений τ_{xy} в стенке под силой

Влияние местных напряжений заметно в области, имеющей протяженность по $(0,5\lambda_0 + h)$ в обе стороны от поперечного сечения, в котором приложена сосредоточенная сила. Если нагрузка локальная не сосредоточенная, то область влияния местных напряжений увеличится и будет занимать протяженность от $(0,5\lambda_0 + h)$ в каждую сторону от концов нагрузки.

Рассмотрим влияние подкрепления. Пусть обшивка стержня в сечении под силой укреплена силовым шпангоутом по схеме рис. 8.1. Сечения стоек $A_{ст} = 2 \cdot 0,4 \cdot 6 = 4,8 \text{ см}^2$, ригелей $A_p = 0,4 \cdot 6 = 2,4 \text{ см}^2$. По (7.7)

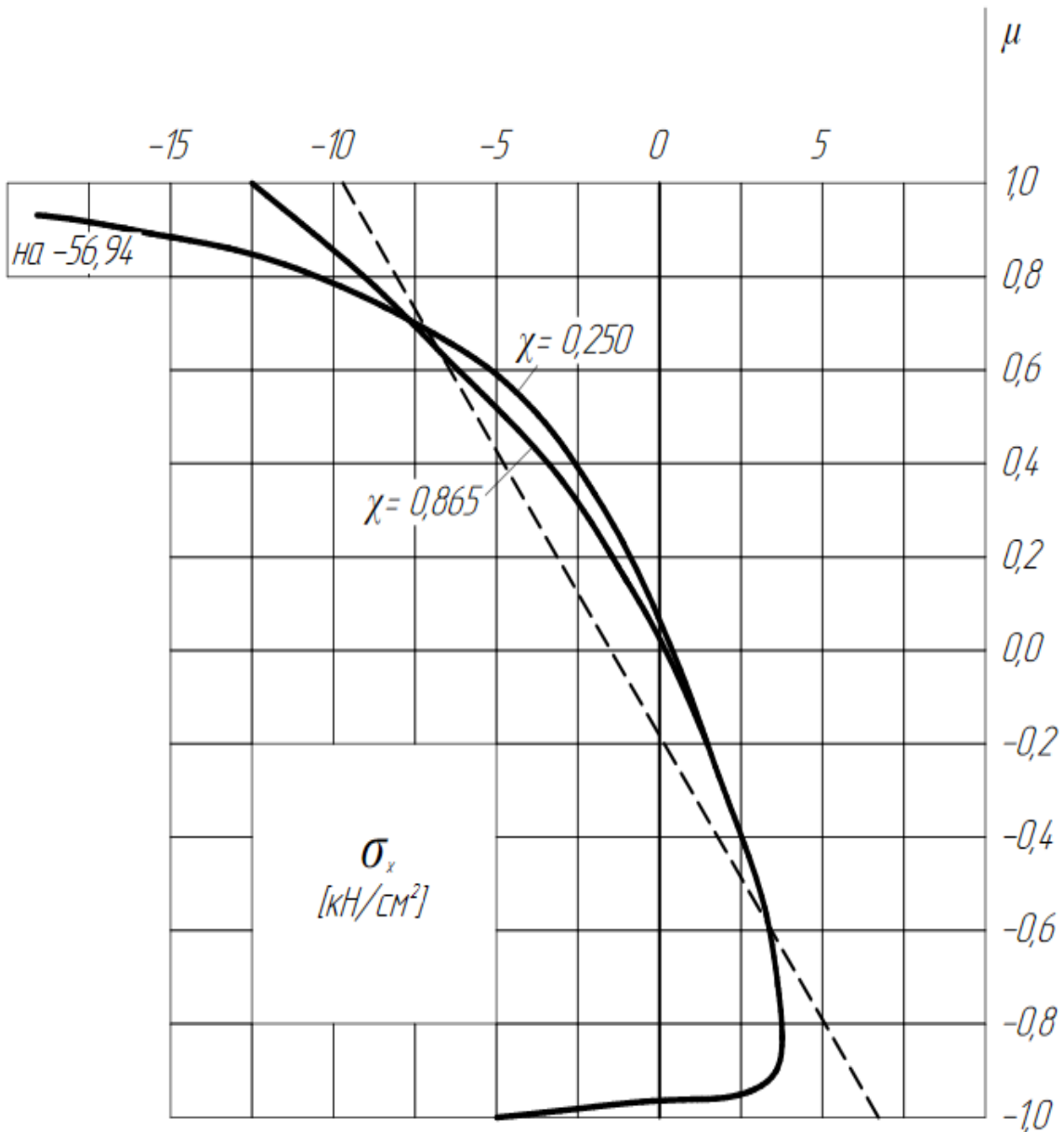


Рис. 10.11. Эпюры полных (сплошной линией) и элементарных (пунктирной линией) напряжений σ_x в стенке под силой при относительном пролете $\eta = 6,89$

$$\lambda_p = \frac{4,8}{0,4 \cdot 29} = 0,414 ;$$

что совместно со значением относительного пролета $\eta = 20,7 > 12$ согласно табл. 8.1 приводит к $c_{pз} = 1$. То есть вся нагрузка сначала воспринимается шпангоутом, а с него переходит на обшивку в виде касательных усилий $g(y)$ и $g(z)$.

Для подкрановой стенки получим

$$\int_{-h}^h g_3(y) dy = P_{\Sigma 3} \int_{-1}^1 \bar{g}_3(\mu) d\mu = P_{\Sigma 3} = 145,848 \text{ кН};$$

а значение функции передачи усилий

$$g_3(y) = P_{\Sigma 3} \bar{g}_3(\mu).$$

При этом:

- а) элементарные напряжения останутся те же;
- б) напряжения $\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \tau_{xyp}$ обратятся в нуль, так как кромка стенки не испытывает непосредственно от пояса нормального давления (6.14);
- в) влияние скачков касательных усилий $q_1(x)$ и $q_2(x)$ приложенных к кромке стенки, будет прежним;
- г) влияние всплесков касательных усилий останется прежним;
- д) добавятся местные напряжения от касательных усилий $g_3(y)$.

На рис. 10.12 приведена эпюра функции влияния $\bar{g}_3(\mu)$ для данного примера, а на рис. 10.13, 10.14, 10.15 – эпюры напряжений в сечении $x = +0$ подкрановой стенки.

Сопоставление этих напряжений с напряжениями для неподкрепленного стержня показывает, что подкрепление заметно изменяет картину напряженного состояния, причем по нормальным напряжениям σ_x и σ_y подкрепление существенно «сглаживает» распределение напряжений по высоте стенки и, в частности, уменьшает пиковые значения обоих этих напряжений в верхней (сжатой) области.

Учтем теперь и стесненное кручение для левой стенки в сечении $x = +0$, где $M_\omega = -21,6$ кНм.

По последнему члену (6.10) и по (6.13)

$$k_{\omega 3} = \frac{21,6 \cdot 10^2}{47 \cdot 10^5} (27942,5 - 2 \cdot 29 \cdot 3042,42) = -68,25 \text{ кН};$$

$$q_{\omega 1} = -0,467 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$q_{\omega 2} = -1,001 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Складывая это с усилиями от изгиба и чистого кручения, получим

$$k_3 = 4,674 \text{ кН};$$

$$q_1 = 0,551 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$$q_2 = 0,192 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

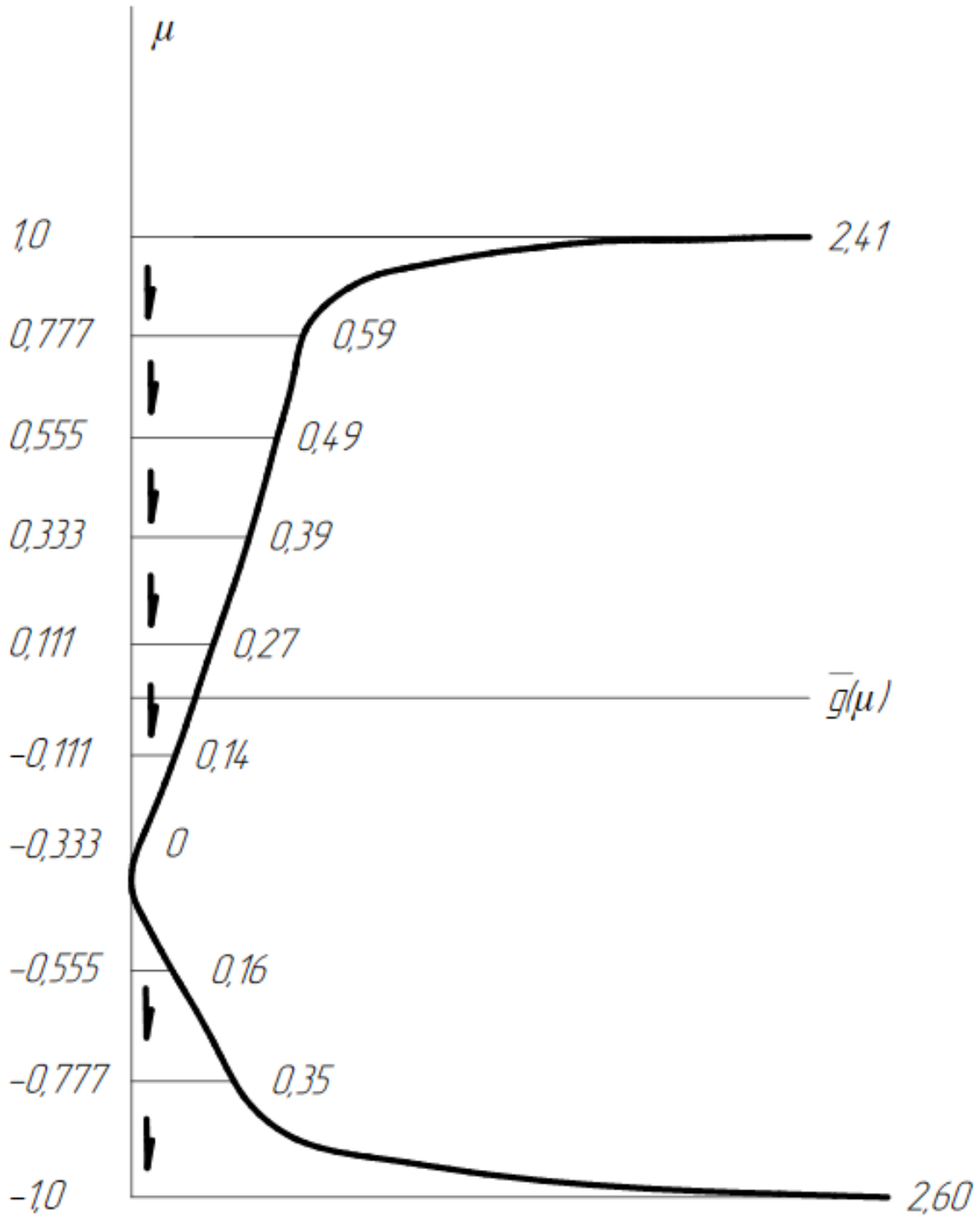


Рис. 10.12. Эюра функции влияния $\bar{g}_3(\mu)$

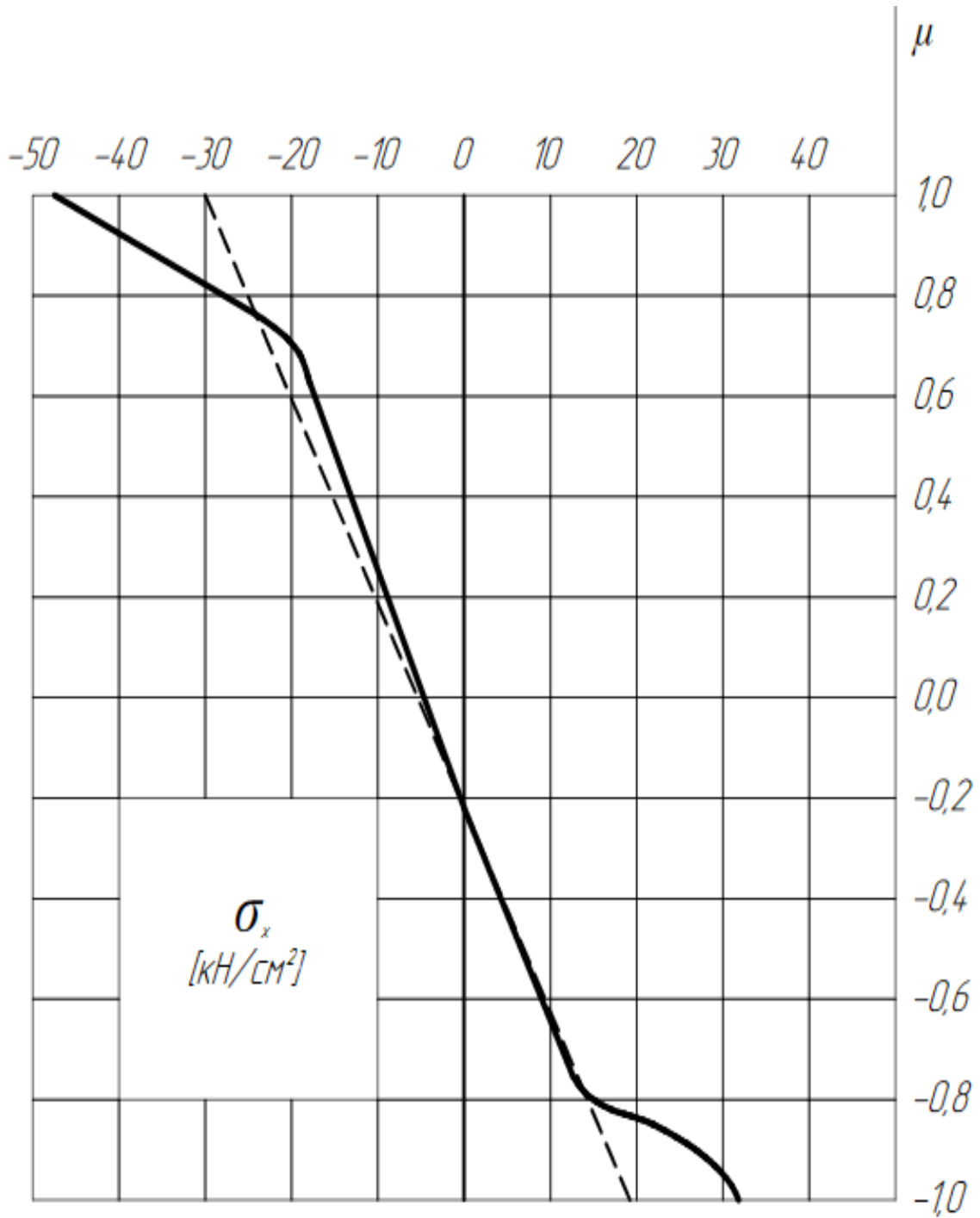


Рис. 10.13. Эпюры полных (сплошной линией) и элементарных (пунктирной линией) напряжений σ_x в сечении $x = +0$ подкрановой стенки

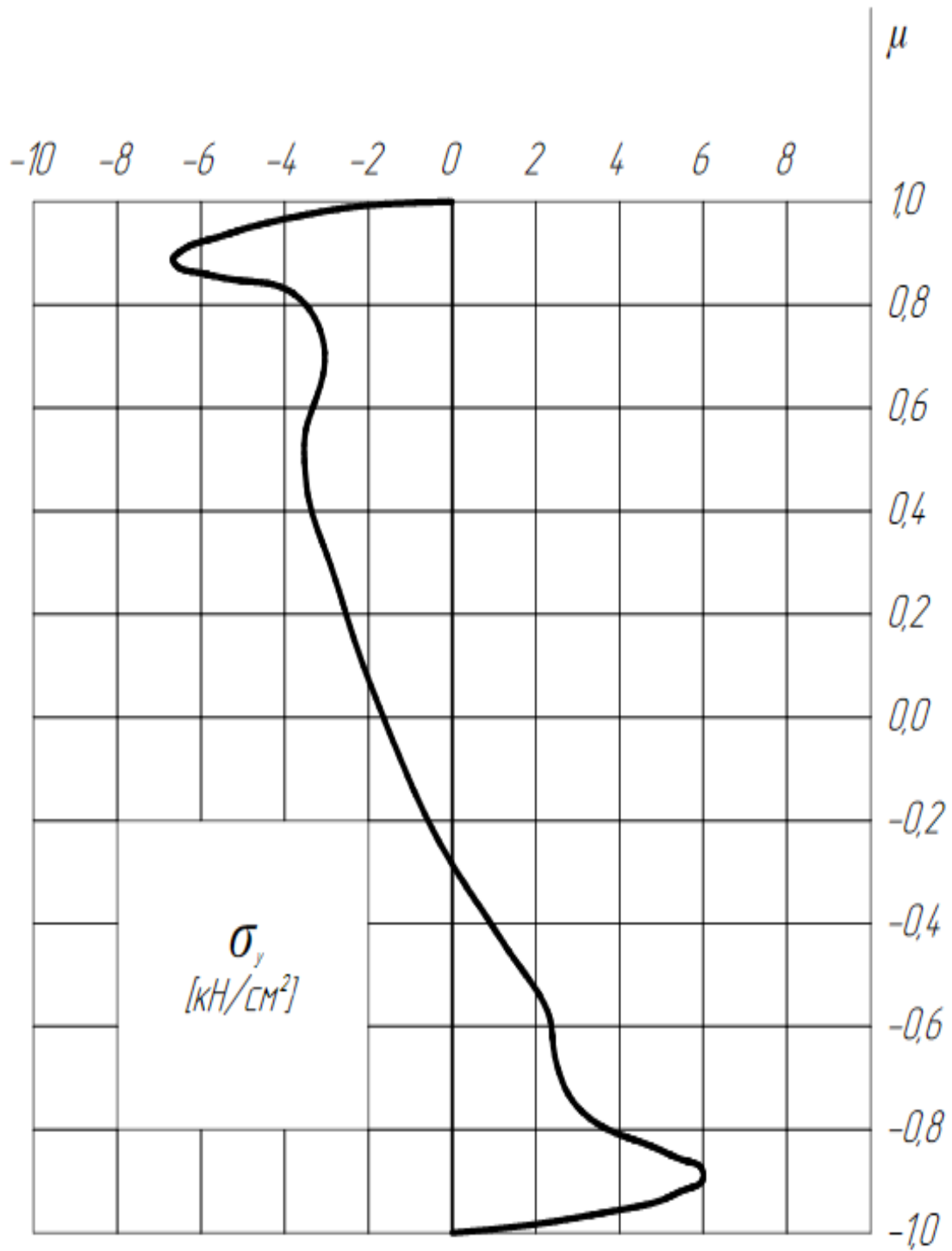


Рис. 10.14. Эпюра полных напряжений σ_y в сечении $x = +0$ подкрановой стенки

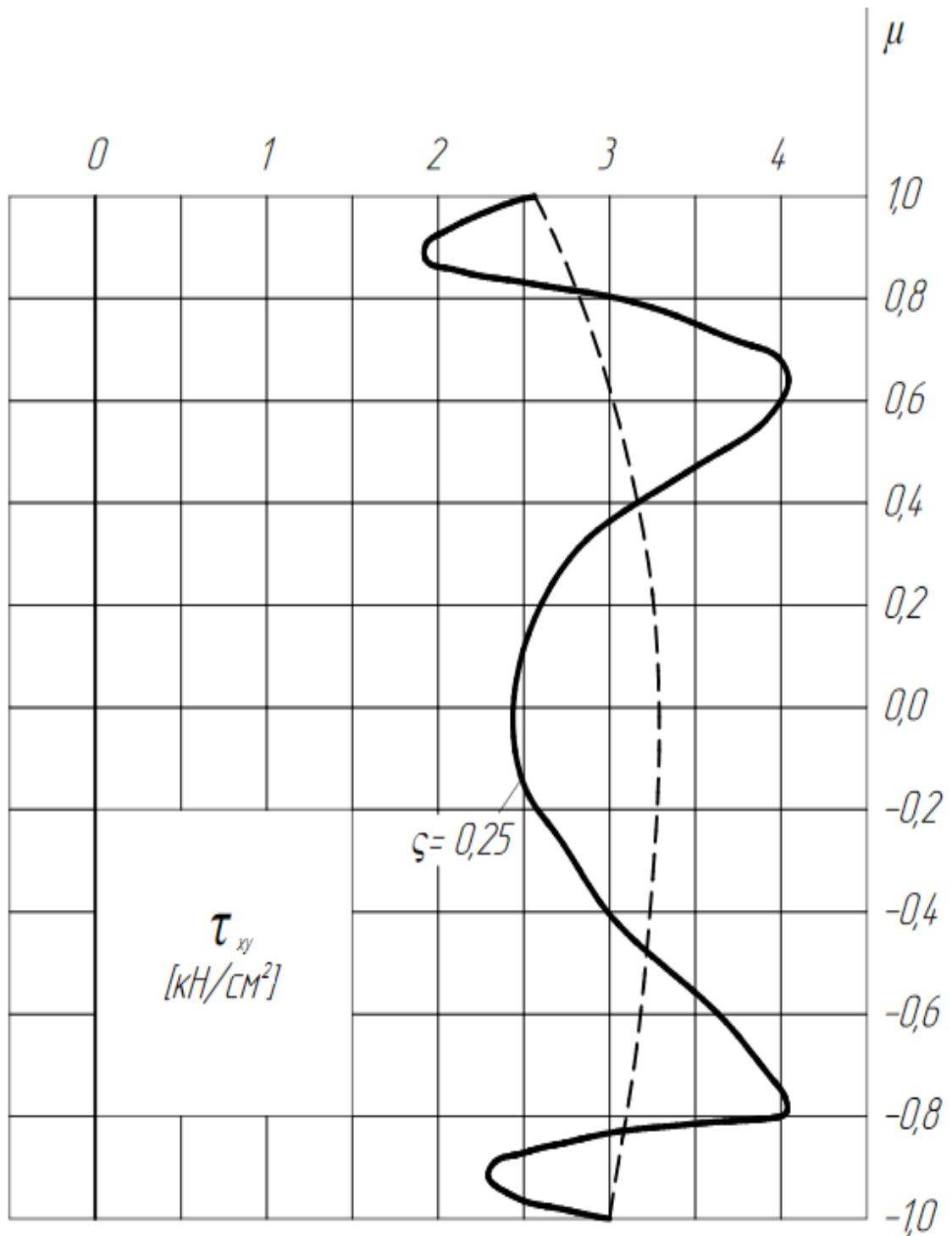


Рис. 10.15. Эпюры полных (сплошной линией) и элементарных (пунктирной линией) напряжений τ_{xy} в сечении $x = +0$ подкрановой стенки

На рис. 10.16 показаны эпюры потоков касательных усилий в левой стенке от каждого вида деформации и суммарная эпюра. Последняя получается вогнутой, что в соответствии с замечанием в конце п. 6.3. должно привести к отрицательным значениям эквивалентных площадей поясов. В самом деле получаем по (6.2)

$$B_1(+0) = 3,418 > 0,5 ;$$

$$B_2(+0) = 1,19 > 0,5 ;$$

$$k = -0,2$$

а эквивалентные площади поясов по (6.1)

$$A_{Э1} = \frac{1 + 3 \cdot 0,2}{3(1 + 0,2)} \cdot \frac{3,418}{1 - 2 \cdot 3,418} \cdot 23,2 = -6,039 \text{ см}^2 ;$$

$$A_{Э2} = \frac{1 + 3 \cdot 0,2}{3(1 - 0,2)} \cdot \frac{1,19}{1 - 2 \cdot 3,418} \cdot 23,2 = -3,154 \text{ см}^2 ;$$

Из условия равенства нулю статического момента всего эквивалентного сечения, момент инерции условного сечения

$$\begin{aligned} I_{zц} &= h^2 \left[\left(\frac{1}{3} - k \right) A_3 + 2(1 - k) A_{Э1} \right] \\ &= 29^2 \left[\left(\frac{1}{3} + 0,2 \right) \cdot 23,2 - 2 \cdot (1 + 0,2) \cdot 6,039 \right] = -1783,14 \text{ см}^4 . \end{aligned}$$

Статические моменты поясов относительно центральной оси условного сечения по (6.6)

$$S_{Э1} = -6,039 \cdot (1 + 0,2) \cdot 29 = -210,157 \text{ см}^3 ;$$

$$S_{Э2} = -3,154 \cdot (1 + 0,2) \cdot 29 = -73,173 \text{ см}^3 .$$

Эти значения с учетом их знаков приводят в точности к вычисленным выше значениям суммарных потоков на кромках стенки. Для её внутренних точек, имея в виду, что статический момент отсеченной части стенки по отношению к центральной оси поперечного сечения представляется так

$$S_3(y) = \frac{1}{2} (h - y) [h(1 - 2k) + y] s_1 ,$$

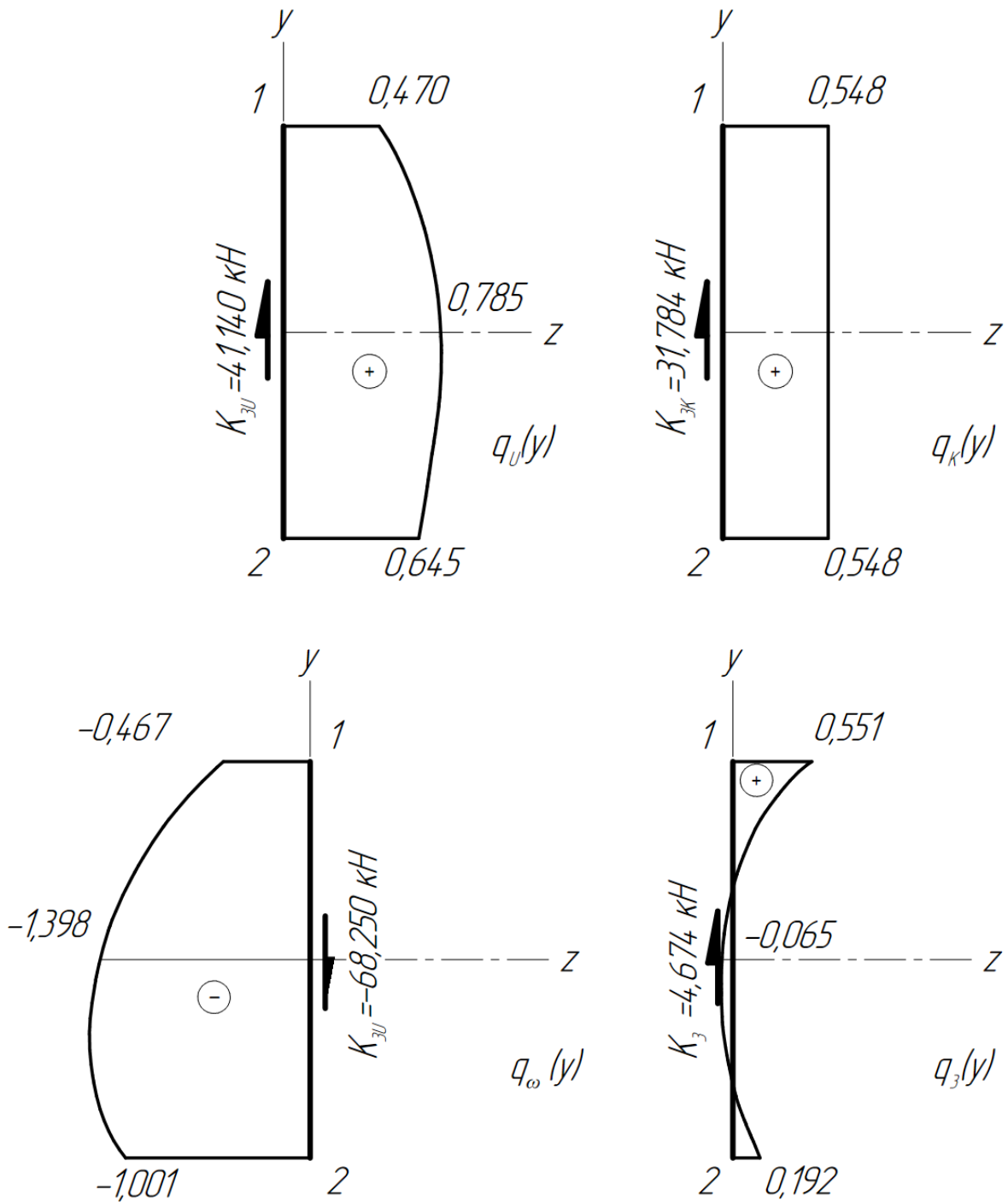


Рис. 10.16. Эпюры потоков касательных усилий в левой стенке

получим

$$q_3(y) = \frac{K_c}{I_{zц}} [S_{Э1} + S_3(y)] = -\frac{4,674}{1783} \left[-210,157 + \frac{29-y}{2} (40,6 + y) \cdot 0,4 \right] = 0,551 - 5,21 \cdot 10^{-4} (29 - y)(40,6 + y),$$

что в точности совпадает с соответствующей эпюрой по рис. 10.16.

Если рассматривать только стесненное кручение, то будет $B_1 = 0,198$; $B_2 = 0,425$; $k = -0,2$; $A_{э1} = 3,380 \text{ см}^2$; $A_{э2} = 10,883 \text{ см}^2$; $I_{зц} = 17228,16 \text{ см}^4$; $S_{э1} = 117,624 \text{ см}^3$ и поток q_ω по высоте стенки представляется выражением

$$q_\omega(y) = -0,466 - 7,923 \cdot 10^{-4}(29 - y)(40,6 + y).$$

Здесь эпюра выпуклая, $B_i > 0, A_{эi} > 0$, а значения $q_\omega(y)$ в точности совпадают с их эпюрой по рис. 10.16.

Исследуем полученные результаты. С формальной точки зрения всё верно и введение отрицательных значений площадей и других геометрических факторов поясов выглядит оправдано. В чем здесь физический или, точнее, механический смысл?

На рис. 10.17 показана схема воздействий на рассматриваемую стенку в случае одновременного учета изгиба и чистого кручения стержня. Здесь при $P_{э3} = 145,848 \text{ кН}$

$$\int_{-0,5\lambda_{01}}^{0,5\lambda_{01}} P_э(x) dx = 0,0518 P_{э3} \sum_{k=1,3,\dots} a_k \int_{-0,5\lambda_{01}}^{0,5\lambda_{01}} \cos \frac{k\pi x}{\lambda_{01}} dx = P_{э3}$$

и стенка находится в статическом равновесии. При учете и стесненного кручения будет

$$P_{э4} = 2K_3(0) = 2 \cdot 4,674 = 9,348 \text{ кН},$$

а поперечная сила в стенке станет переменной

$$K_3(x) = K_{3u}(x) + K_{3k}(x) + K_{3\omega}(x) = \mp \left[41,14 + 31,784 - 68,25 \frac{\cosh[k(l \pm x)]}{\cosh kl} \right],$$

где все верхние знаки относятся к случаю $x < 0$, нижние – к случаю $x > 0$. Последний член в этом выражении очень быстро затухает при увеличении x по модулю. При $kl = 34,02$ уже при $|x| = 70 \text{ см}$ (т. е. на расстоянии от сечения $x = 0$ примерно в $1/17$ пролета) его значение становится меньше 1% от значения при $x = 0$. Поэтому эпюра $K_3(x)$ по длине стенки будет выглядеть так, как это показано на рис. 10.17. Отличие этой эпюры от эпюры $K_3(x)$ при учете только

изгиба с чистым кручением, невелико, но принципиально весьма существенно.

Теперь

$$\int_{-0,5\lambda_{01}}^{0,5\lambda_{01}} P'_3(x) dx = P'_3 = 9,348 \text{ кН},$$

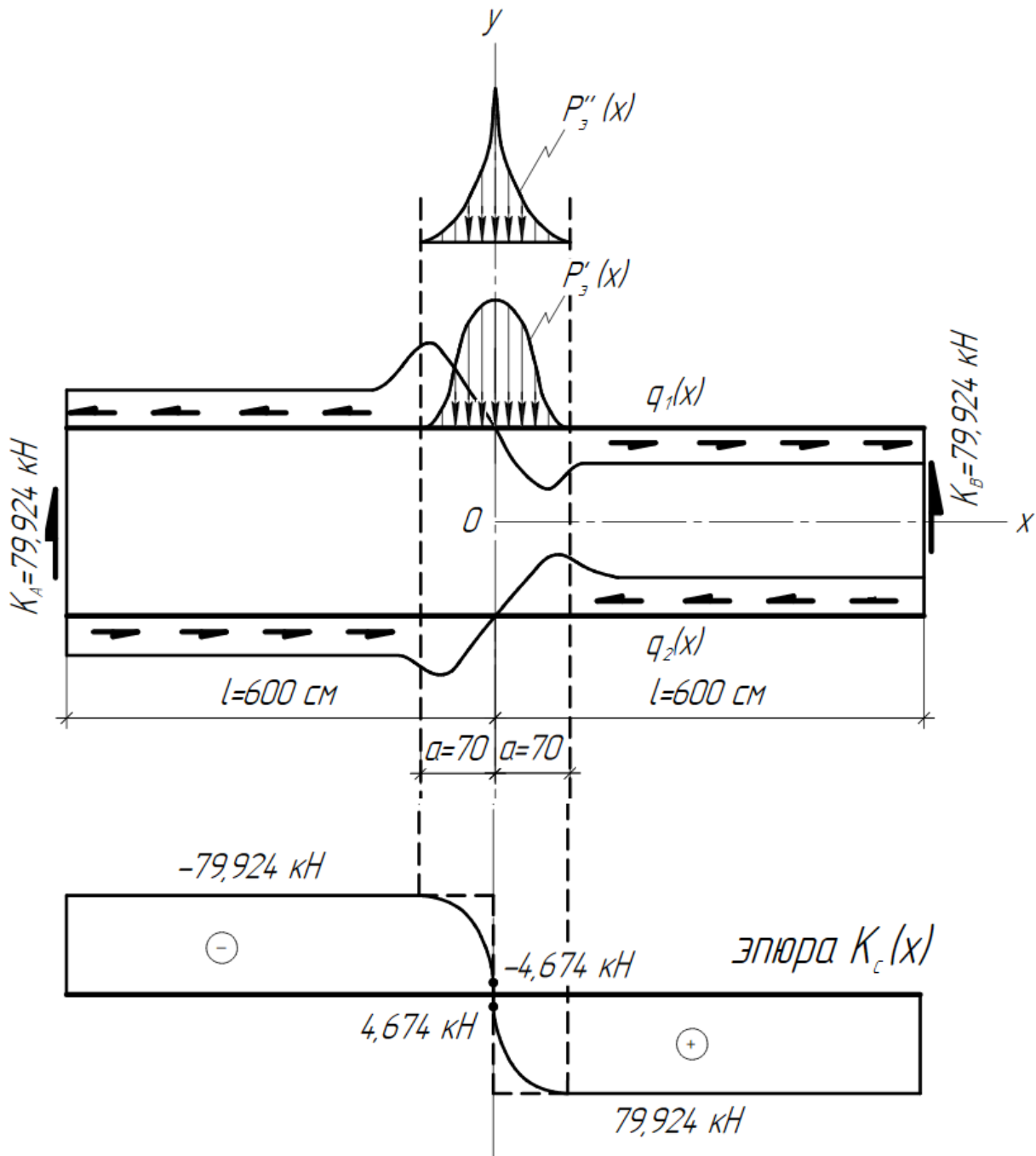


Рис. 10.17. Схема силовых воздействий на стенку

а так как K_A и K_B практически по-прежнему равны 72,924 кН, то статическое равновесие стенки нарушается. Фактически она находится в равновесии. Этот парадокс можно объяснить так: резкая локальная деформация, вызванная стесненным кручением в ограниченной области около сечения $x = 0$, создает дополнительное давление загруженного пояса на соответствующую кромку стенки (рис. 10.17) в виде давления $P''_{\omega}(x)$:

$$\int_{-l}^l P''_{\omega}(x) dx = \int_{-a}^a P''_{\omega}(x) dx = K_A + K_B - P'_{\omega} = 2 \cdot 79,924 - 9,348 = 136,5 \text{ кН.}$$

В соответствии с эпюрой $K_3(x)$ на рис. 10.17 должно быть

$$\int_{-l}^x P''_{\omega}(x) dx = K_{3\omega}(x),$$

откуда

$$P''_{\omega}(x) = \frac{d}{dx} K_{3\omega}(x).$$

Это общая формула. Применяемая в любых аналогичных расчетах. В данном случае получаем ($k = 0,0567 \text{ см}^{-1}$)

$$P''_{\omega} = k \cdot K_{3\omega}(x) = 3,869 \frac{\sinh[k(l - |x|)]}{\cosh kl} \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$$

Аналогично в области $|x| < a$ несколько изменяются и касательные усилия взаимодействия стенки с поясами. Будет

$$q_i(x) = q_{iu}(x) + q_{ik}(x) + q_{i\omega}(x),$$

причем $q_{i\omega}(x)$ можно рассматривать как дополнительный ко вторым членам (6.18) «всплеск» касательных усилий.

Расчет местных напряжений в стенке при её загрузке по схеме рис. 10.17 можно производить так:

а) эквивалентные размеры поясов определять, учитывая лишь изгиб и чистое кручение. Это обосновано тем, что общие смещения (прогибы, углы поворота) сечения определяются только этими воздействиями, так как при двухсвязном поперечном сечении касательные напряжения чистого кручения

полностью уравнивают крутящий момент. Секториальные же касательные напряжения самоуравновешены в сечении;

б) вычислив местные напряжения от воздействий $P'_z(x)$

$$q_i(x) = q_{iu}(x) + q_{ik}(x),$$

наложить на них местные напряжения от воздействий $P''_z(x)$ и $q_{i\omega}(x)$, для этого можно использовать соответствующие функции влияния

$$\alpha_1(x, y), \beta_1(x, y), \gamma_1(x, y) \text{ и } \alpha_2(x, y), \beta_2(x, y), \gamma_2(x, y)$$

для единичных сосредоточенных сил на кромке полосы, табулированные в [20]. Применив к ним формулу Грина, получим, например, для воздействия $P''_z(x)$

$$\alpha'_p(x, y) = \int_{-l}^l P''_z(\varepsilon) \cdot \alpha_1(x - \varepsilon, y) d\varepsilon \quad \text{и т. д.},$$

с достаточным приближением пределы интегрирования вместо l могут быть взяты равными a .

11. Расчетное исследование деформативно-жесткостных характеристик и анализ упрощенных расчетных схем ППФ

11.1. Усиление стальных подкрановых балок при модернизации технологического процесса³

Необходимость в проведении усиления эксплуатируемых подкрановых балок действующих промышленных предприятий может быть вызвано различными факторами. Во многих случаях это связано с появлением и накоплением в конструкции недопустимых повреждений коррозионного, механического или усталостного характера. Чаще всего такие повреждения устраняются локальным усилением и не затрагивают принципиального изменения конструктивной схемы подкрановых балок [31,33].

Необходимость в более серьезных усилениях связана с резкими изменениями технологического процесса, в частности с его модернизацией, требующей, например, применения более грузоподъемного кранового оборудования. Несомненно, что решение задачи в этом случае может быть выполнено кардинально путем замены существующих подкрановых балок новыми, спроектированными под новую технологическую нагрузку. В этом случае само понятие «усиление» достаточно условно, так как этот подход не затрагивает каких-либо конструктивных изменений существующей подкрановой балки, ее просто заменяют новой. Подобный путь решения сложен в исполнении, требует значительных капитальных вложений на демонтаж существующих подкрановых балок, изготовление новых и последующий их монтаж. Кроме этого, значительное увеличение крановой нагрузки приводит и к увеличению высоты поперечного сечения новой балки, а потому не позволит ее установить на прежнее место (уступ колонны или подкрановую консоль) без реконструкции этого ответственного опорного узла, а часто и колонны в целом. Существенным

³ Лампси, Б. Б., Лампси, Б. Б., Маркина Ю. Д. Приволжский научный журнал. 2022. № 2. С. 24–28.

отрицательным фактором такого решения является и то, что его практически невозможно осуществить без остановки технологического процесса.

Другой путь усиления подкрановых балок подразумевает увеличение их поперечного сечения путем приварки, как правило, к поясам дополнительных элементов из листовой или профильной стали (швеллеров, уголков и др.). Такое усиление достаточно широко применяется при относительно небольшом увеличении крановой нагрузки (например, замена мостового крана грузоподъемностью 10,0 тс на новый, грузоподъемностью 20,0 тс), оно относительно просто с точки зрения производства работ и не требует значительных капитальных вложений [25].

В двух пролетном корпусе одного из промышленных предприятий Нижнего Новгорода возникла технологическая необходимость в замене в пролете «А-Д» мостового крана грузоподъемностью 10,0 тс на 50,0 тс. Размеры каждого из пролетов – 24,0 м, шаг колонн по среднему ряду «Д» – 12,0 м, по крайним рядам – 6,0 м. Несущие конструкции каркаса здания полностью выполнены в металле с покрытием стропильными фермами типа «Молодечно», уложенными с шагом 4,0 м на подстропильные балки по крайним рядам и подстропильные фермы по среднему ряду. Колонны постоянного сечения с консолями, на которые и опираются подкрановые балки, предназначенные для перемещения вдоль цеха мостовых кранов (в каждом пролете «А-Д» и «Д-К» – по два крана грузоподъемностью 10,0 и 25,0 тс, соответственно).

В нашем случае по технологическим соображениям в пролете «А-Д» потребовалась замена мостового крана грузоподъемностью 10,0 тс на грузоподъемность 50,0 тс, что несомненно влечет за собой резкое увеличение усилий в подкрановых балках от крановых воздействий и делает невозможным их безопасную эксплуатацию без дополнительного усиления. При этом, отмеченные выше возможные варианты замены или усиления балок были отклонены по причине очень высокой трудоемкости их исполнения и стоимости работ в сочетании с длительностью проведения всех монтажных работ, требующих и остановки технологического процесса в цеху.

В связи со значительным увеличением усилий в подкрановых балках крайнего и среднего рядов пролета «А-Д» было принято решение выполнить усиление путем изменения конструктивных схем балок. С этой целью была разработана необходимая проектная документация в соответствии с СП 294.1325800.2017.

По ряду «Д», в связи со значительным количеством габаритного технологического оборудования (станков), расположенного вблизи, и по этой причине невозможностью увеличения высоты балок, было принято решение в проектировании дополнительных промежуточных опор в виде стальных рам, устанавливаемых в середине пролета существующих двенадцатиметровых подкрановых балок и превращающих их на длине каждого шага колонн в двухпролетные неразрезные статически неопределимые системы (рис.11.1).

По крайнему ряду «А» было разработано усиление шестиметровых подкрановых балок путем введения по длине каждой из них шпренгельной системы, в которой подкрановая балка одновременно становится неразрезным верхним поясом фермы. Введение шпренгельной системы усиления подкрановых балок позволило существенно уменьшить их деформативность, снизить расчетные усилия и обеспечить выполнение условий прочности и устойчивости для всех элементов новой конструктивной схемы в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017 (рис. 11.2).

Полученные расчетные усилия на обрезах фундаментов и последующие проверочные конструктивные расчеты СП 22.13330.2016 с учетом фактических физико-механических характеристик грунта основания подтвердили надежность их работы при замене кранового оборудования.

Предложенные варианты усиления подкрановых балок в сочетании с локальными усилениями других конструкций каркаса полностью реализованы в 2020 году без остановки производственного процесса на одном из промышленных предприятий Нижнего Новгорода, что позволило обеспечить безопасную эксплуатацию всего каркаса промышленного здания при значительно возросших технологических нагрузках (рис. 11.3, 11.4).

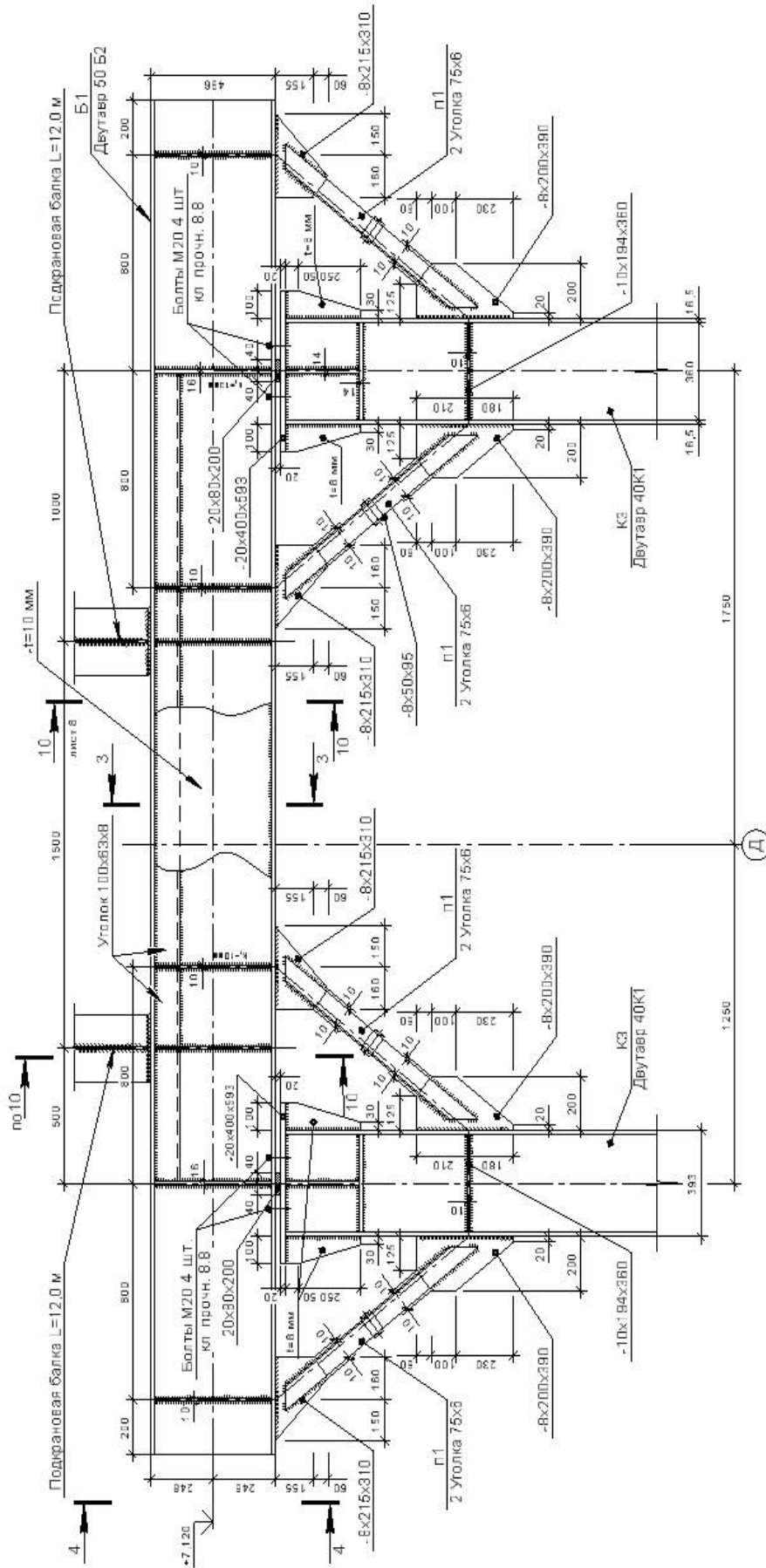


Рис. 11.1. Фрагмент проектной разработки опорной поперечной рамы усиления подкрановых балок пролетом $L=12,0$ м по ряду «Д»

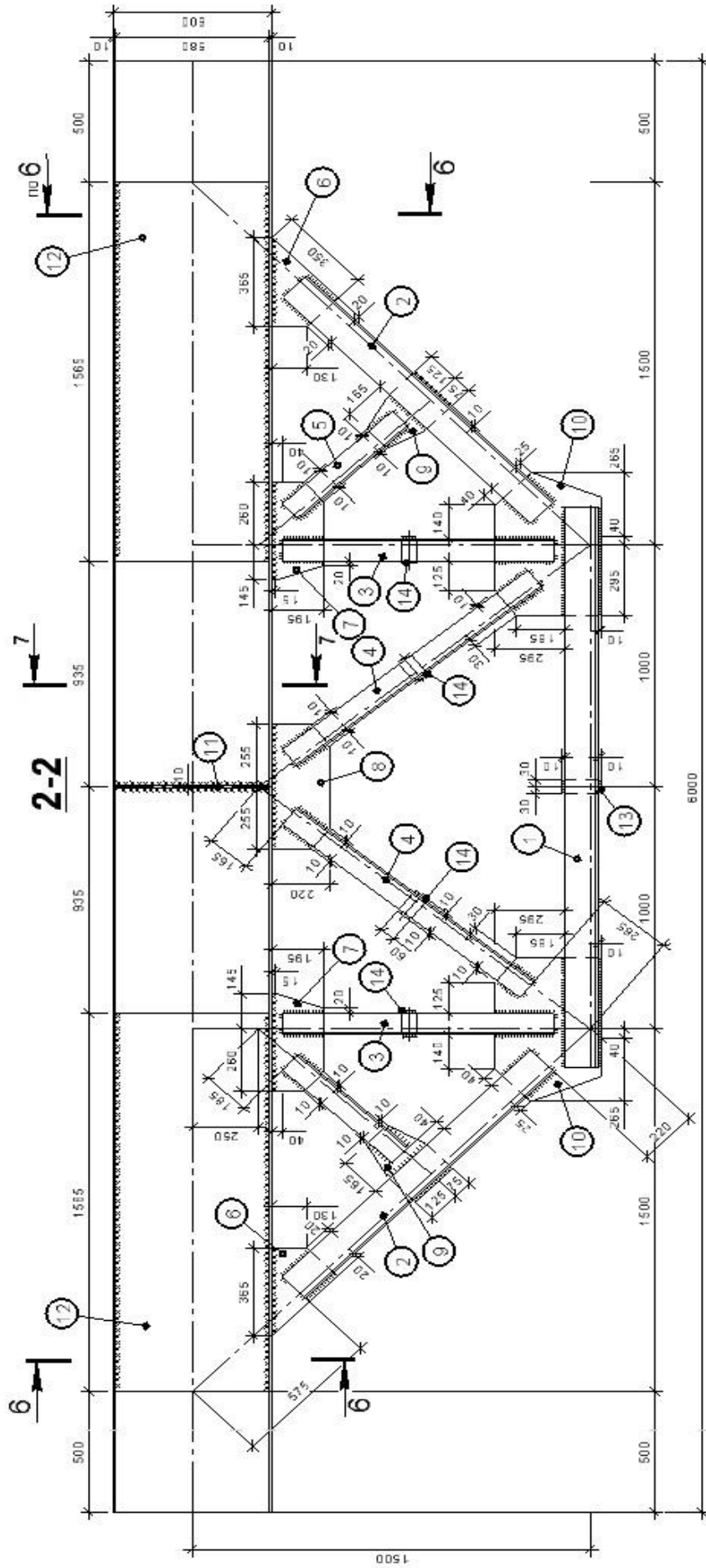


Рис. 11.2. Фрагмент проектной разработки шпренгельной системы усиления подкрановых балок пролетом $L=6,0$ м по ряду «А»



Рис. 11.3. Реализованный проект усиления подкрановых балок пролетом 12 м по ряду «Д»



Рис. 11.4. Реализованный проект усиления подкрановых балок пролетом 6 м по ряду «А»

Следует подчеркнуть, что разработке предложенных вариантов усиления предшествовал детальный расчет двух пролетного каркаса здания. С этой целью была создана пространственная расчетная модель всего каркаса в расчетном комплексе *SCAD Office 21.1*, загруженная всей совокупностью постоянных и временных (снеговой, ветровой, крановой) нагрузок СП 20.13330.2016. Проверочные конструктивные расчеты элементов всего каркаса и узлов их сопряжения подтвердили выполнение условий первого и второго предельных состояний для всех элементов, за исключением подкрановых частей колонн и консолей колонн, являющихся опорами подкрановых балок. Для них были разработаны локальные усиления, обеспечивающие безопасную работу при новых технологических нагрузках.

11.2. Влияние жесткости элементов решетки на податливость ездового пояса подкраново-подстропильной фермы (ППФ)⁴

Подкраново-подстропильная ферма (ППФ) совмещает в себе функции подкрановой и подстропильной конструкции. Ее основные отличия от классических ферм заключаются в больших габаритах и развитом ездовом поясе коробчатого сечения, способном равноценно работать на изгиб в двух плоскостях и сопротивляться деформациям закручивания [23]. Применение ППФ целесообразно при значительных пролетах и нагрузках на конструкцию, тяжёлом режиме работы кранового оборудования. С увеличением пролёта и нагрузок на подкрановую систему или кровлю эффективность применения ППФ возрастает [12]. В этом случае совмещение в одной конструкции функций подкрановой балки и подстропильной системы в сочетании с использованием сталей повышенной и высокой прочности дает значительный экономический эффект в сравнении с отдельными конструкциями. В то же время область применения ППФ ограничивается повышенной сложностью её изготовления, наибольшую трудность создают сварные монтажные стыки ездового пояса.

Особую сложность представляет и расчет ППФ. Ездовой пояс находится в сложном напряженном состоянии, в том числе испытывает стесненное кручение, вызванное возможной односторонней крановой нагрузкой и силами поперечного торможения кранов. При этом само сечение пояса в виде призматического тонкостенного стержня закрытого профиля часто оказывается несимметричным, имеет консоли (выпуски поясных листов за пределы стенок) и усиливается диафрагмами, ребрами жесткости и др. подкрепляющими элементами [47].

В данной статье представлены промежуточные результаты анализа влияния элементов решетки на податливость ездового пояса ППФ, окончательной целью которого является увеличение точности и упрощение методики расчета ППФ.

⁴ Лампси, Б.Б., Хазов П.А., Маркина Ю.Д., Бриккель Д.М. Приволжский научный журнал. 2022. № 2. С. 29–37.

Первым этапом исследования является выбор расчетной схемы.

Объектом исследования служит продольная ППФ пролётом 36 м (рис. 11.5), расположенная в литейном цехе металлургического предприятия. При расчёте задаётся нагрузка от двух двухбалочных мостовых кранов 180+63/20–33,5–36–3–220 режима работы 7К, выполняющих функцию заливки и разлива жидкой стали в изложницы, нагрузка от собственного веса ППФ и веса поддерживаемых ею элементов сооружения, технологические и климатические нагрузки.

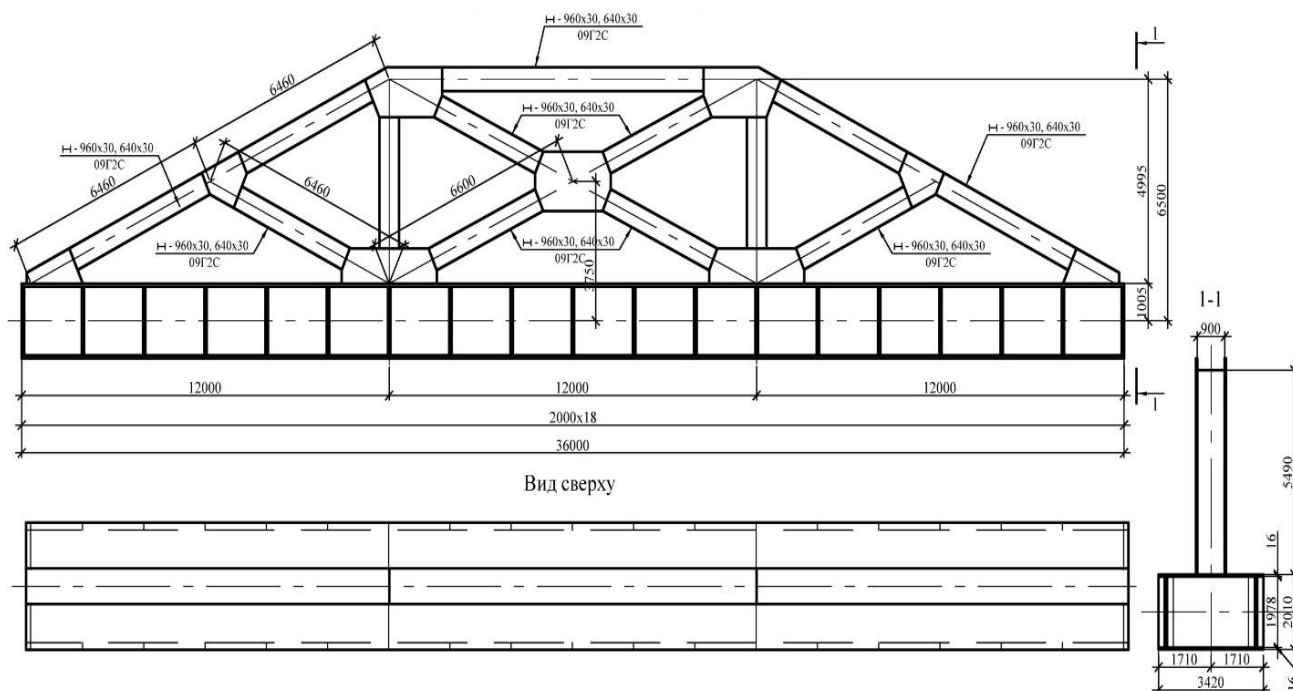


Рис. 11.5. Схема ППФ пролётом 36 м

С помощью программно-вычислительного комплекса SCAD проанализировано 14 вариантов расчетных схем. За эталонную расчетную схему принята полная пространственная модель с пластинчатыми элементами поясов, решетки, ребрами жесткости и фасонками. Для дальнейшего исследования выбрана плоская расчетная схема с жестким соединением стержней в узлах и учетом эксцентриситета крепления решетки, т. к. она дает минимальную погрешность 11% при определении перемещений по сравнению с полностью пространственной моделью и является значительно менее трудоемкой в построении. Погрешность 11% соответствует погрешности 10–15%,

присутствующей при переходе от пространственной к плоской модели для большинства систем.

После выбора расчетной схемы произведен анализ влияния на угловую и линейную податливость ездового пояса ППФ соотношений жесткостей элементов решетки и ППФ.

Объектами исследования являются 4 ППФ с характеристиками:

1. Пролет 36 м, высота 6,5 м, ездовой пояс 3х2 м, элементы решетки 0,64х0,96х0,03 м (рис 11.6а);
2. Пролет 36 м, высота 15,44 м, ездовой пояс 2,35х2,7 м, элементы решетки 0,96х0,96х0,02 м (рис 11.6б);
3. Пролет 48 м, высота 13 м, ездовой пояс 2,75х2,7 м, элементы решетки 0,75х0,03х0,63х0,02 м (рис 11.6в);
4. Пролет 9 м, высота 3,3 м, ездовой пояс 0,9х0,7 м, элементы решетки 0,12х0,18х0,006 м (рис 11.6г).

Для каждой ППФ последовательно в 6 этапов изменялась жесткость элементов решетки. В каждом случае в исследуемый узел прикладывалась единичная нагрузка для получения перемещения.

Рассмотрены варианты приложения нагрузки в трех направлениях: линейная в плоскости, линейная из плоскости, крутящий момент. По итогу изучено по 18 расчетных схем для каждой из 4 ППФ. Также для вычленения жесткости решетки из общей жесткости ППФ определены перемещения от единичных нагрузок в трех направлениях 4-ех балок сечением и пролетом, идентичными ездовым поясам соответствующих ППФ.

Жесткость решетки определена по формуле 1:

$$C_p = \frac{1}{\delta_{ППФ}} - \frac{1}{\delta_б}; \quad (11.1)$$

где $\delta_{ППФ}$ – податливость ППФ, м (рис. 11.7а);

$\delta_б$ – податливость эквивалентной балки, м (рис. 11.7б).

После вычисления жесткостей решетки для ППФ пролетом 36 м высотой 6,5 м (рис. 11.5а) построены модели балок на упругих опорах с соответствующими

жёсткостями (рис. 11.8). Определена погрешность перемещений и внутренних усилий данных расчетных схем в сравнении с моделями ППФ в зависимости от жесткости решетки при действии нагрузки в плоскости фермы.

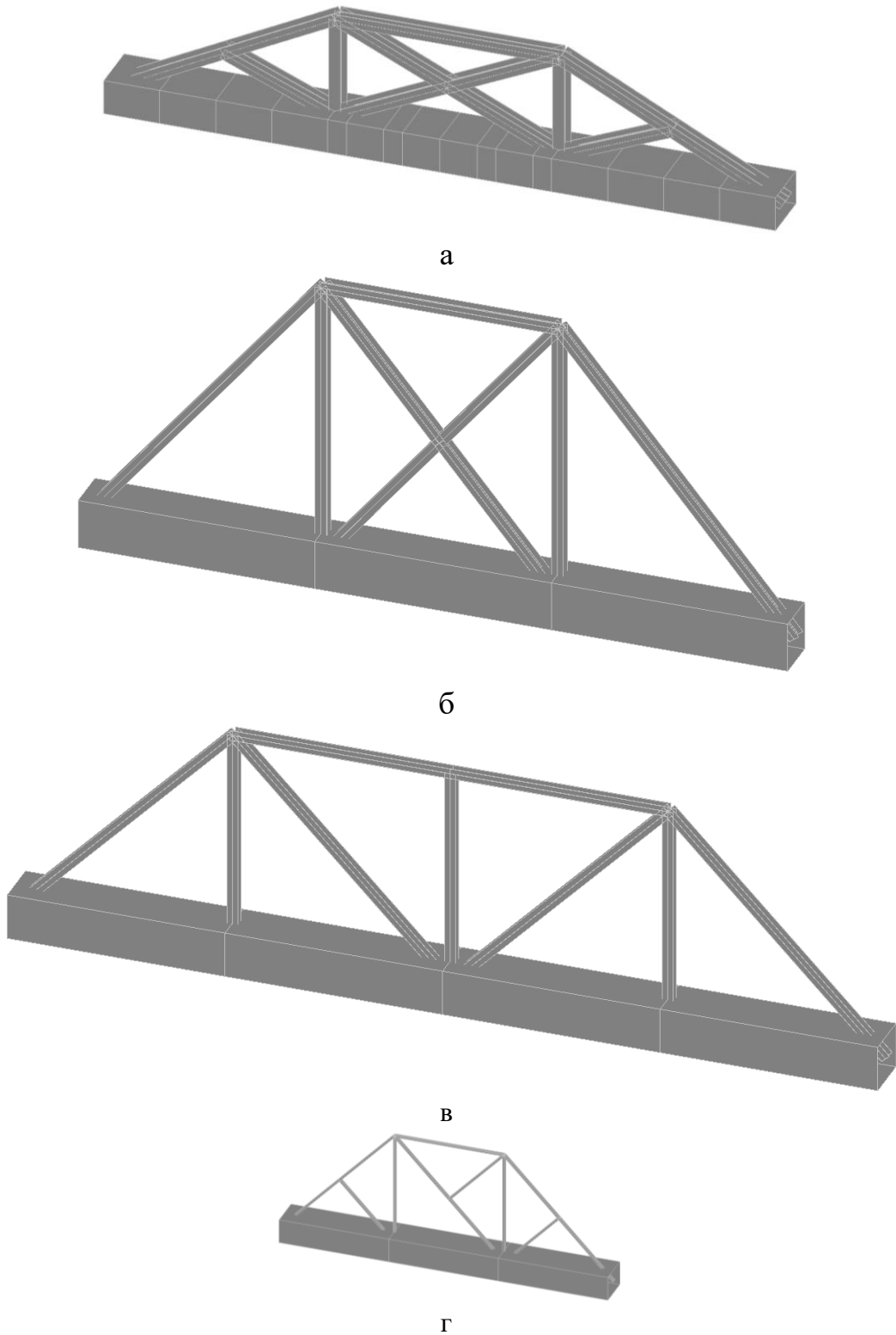
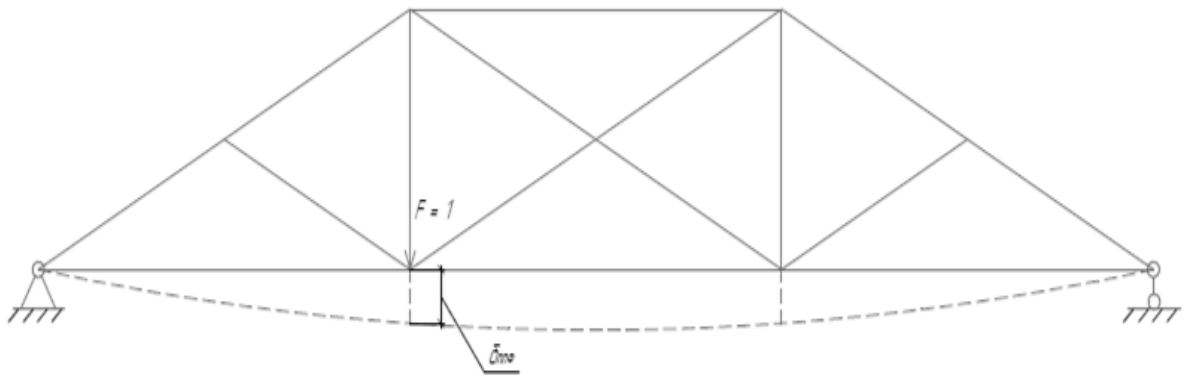
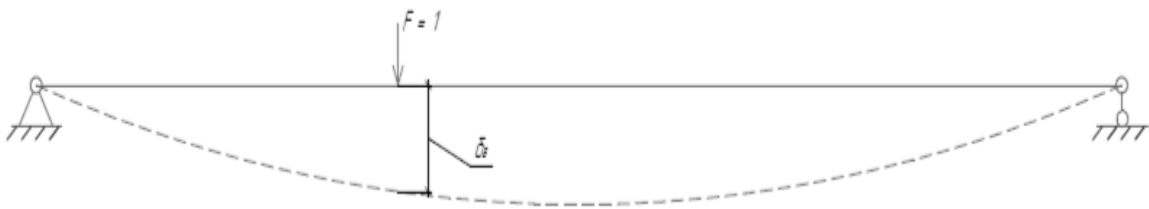


Рис. 11.6. ППФ: а – пролетом 36 м, высотой 6,5 м; б – пролетом 36 м, высотой 15,44 м; в – пролетом 48 м, высотой 13 м; г – пролетом 9 м, высотой 3,3 м.



а



б

Рис. 11.7. – Расчетные схемы для определения податливости: а – ППФ; б – балки сечением эквивалентной ездовому поясу ППФ.

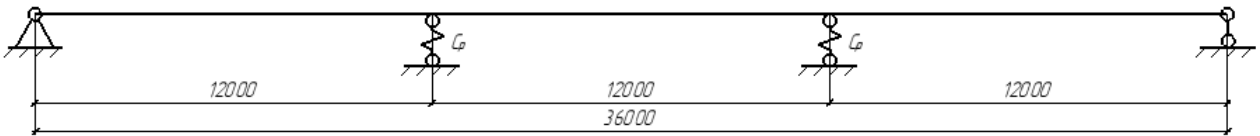


Рис. 11.8. Расчетная схема балки на упругих опорах

Результаты подбора расчетной схемы приведены на рис. 11.9 и в табл. 11.1.

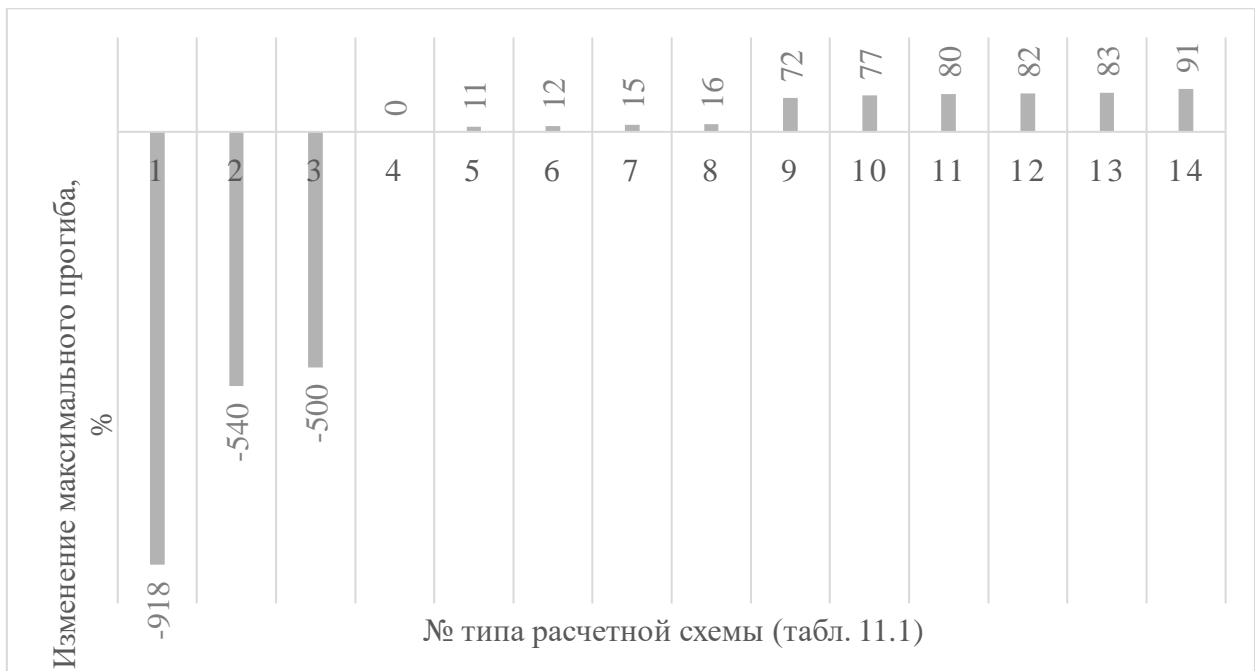
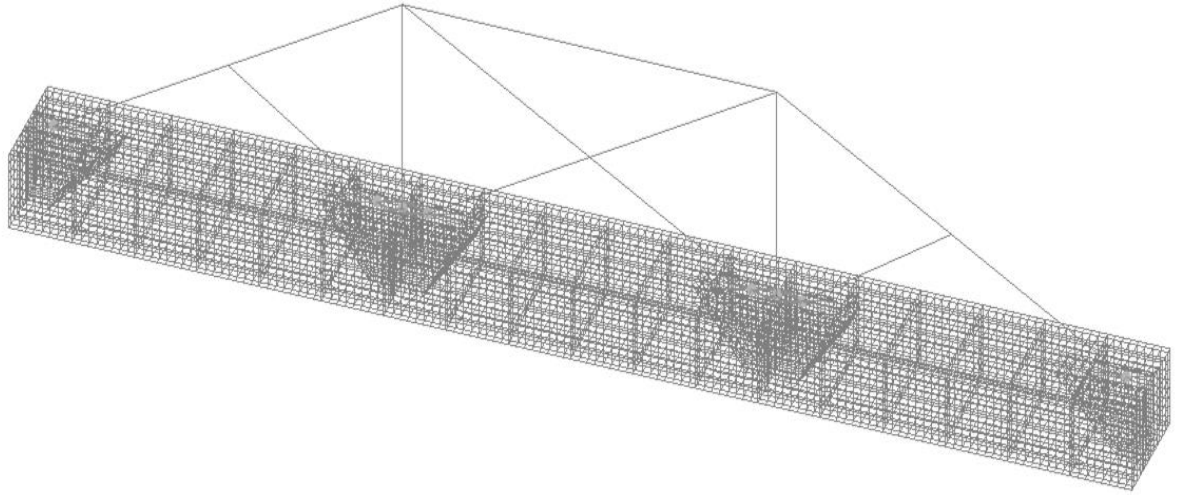


Рис. 11.9 - Изменение максимального прогиба ППФ в зависимости от типа расчетной схемы

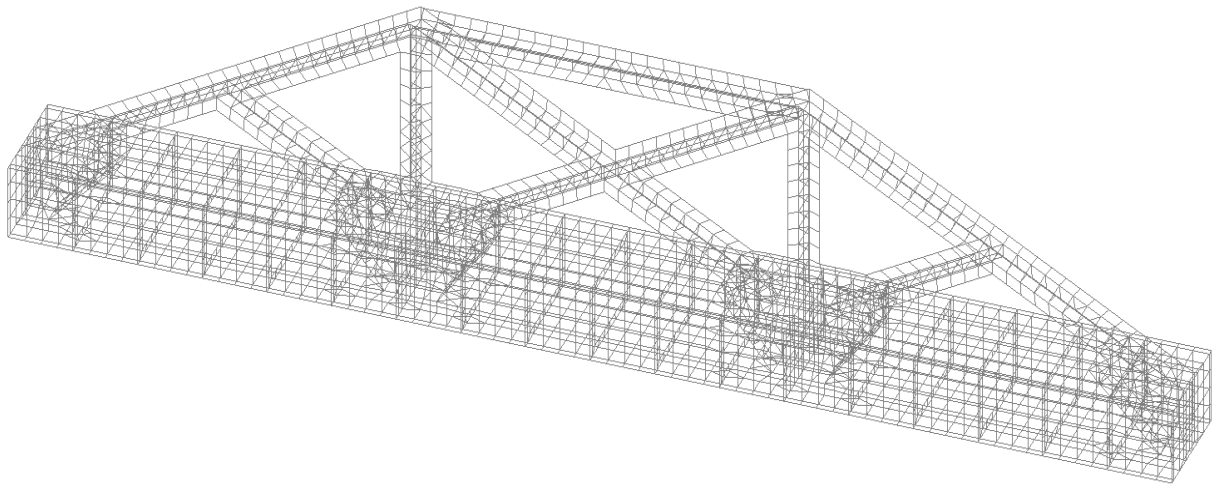
Табл. 11.1

№ типа РС	Тип расчетной схемы ППФ пролётом 36м (рис. 11.5)	Макс. прогиб, мм	Изм. макс. прогиба, %
1	плоская многопролетная балка	3,52	-918
2	пространственная с жестким соединением стержней в узлах и пластинчатым ездовым поясом с ребрами жесткости и фасонками, шаг сетки конечных элементов (КЭ) 0.5м (рис. 11.10а)	5,6	-540
3	пространственная с жестким соединением стержней в узлах и пластинчатым ездовым поясом с ребрами жесткости и фасонками, шаг сетки КЭ 0.25м	5,97	-500
4	полная пространственная с ребрами жесткости и фасонками (рис. 11.10б)	35,82	0
5	плоская с жесткими узлами с учетом эксцентриситета крепления решетки	40,35	11
6	плоская с шарнирными узлами с учетом эксцентриситета крепления решетки	40,78	12
7	плоская с жесткими узлами без учета эксцентриситета крепления решетки	42,18	15
8	плоская с шарнирными узлами без учета эксцентриситета крепления решетки	42,57	16
9	пространственная с шарнирным креплением стержневой решетки и пластинчатым ездовым поясом с ребрами жесткости и фасонками, шаг сетки КЭ 0.5м (рис. 11.10в)	126,99	72
10	пространственная с шарнирным креплением стержневой решетки и пластинчатым ездовым поясом с ребрами жесткости и фасонками, шаг сетки КЭ 0.25м	158	77
11	пространственная без ребер жесткости и фасонок	182,2	80
12	пространственная с шарнирным креплением стержневой решетки и пластинчатым ездовым поясом без ребер жесткости и фасонок	196	82
13	пластинчатый ездовой пояс без ребер жесткости и фасонок	214,95	83
14	плоская балка пролетом 36м	384,22	91

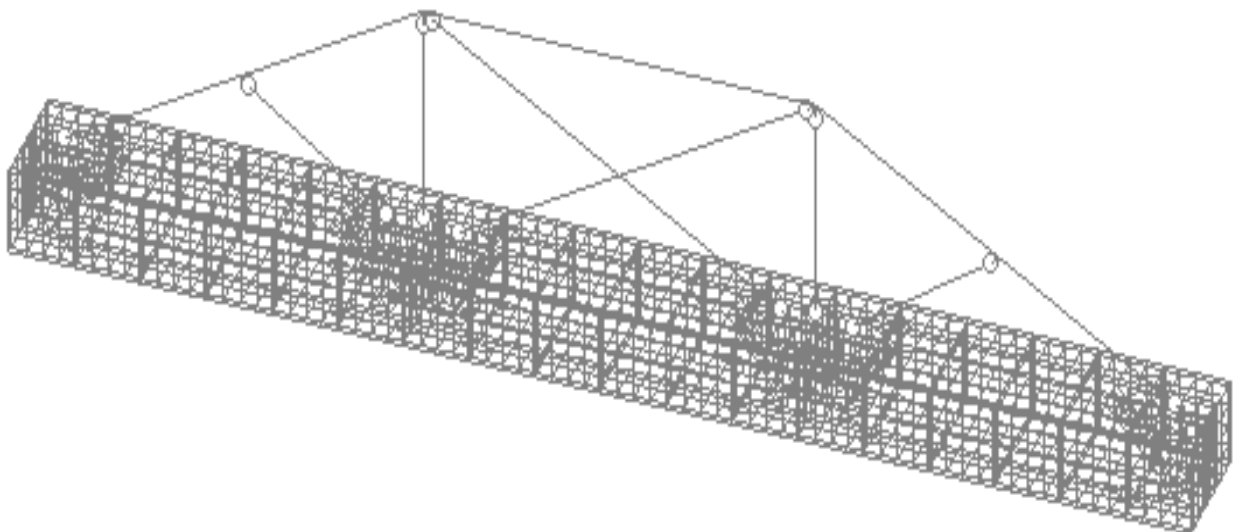
Результаты анализа влияния на линейную податливость ездового пояса в плоскости и из плоскости ППФ соотношений жесткостей элементов решетки и ППФ приведены на рис. 11.11, 11.13–11.14. Результаты анализа влияния на угловую податливость ездового пояса ППФ соотношения изгибной жесткости решетки и крутильной жесткости ездового пояса приведены в табл. 11.2 и на рис. 11.12, 11.15.



а



б



в

Рис. 11.10 - Расчетные схемы ППФ

Табл. 11.2

Соотношение жесткостей решетки и ездового пояса $EI_z/GI_{кр}$	Угол поворота узла ездового пояса ППФ, $рад*10^{-5}$	Угол поворота узла эквивалентной балки, $рад*10^{-5}$	Соотношение жесткостей решетки и ездового пояса $EI_z/GI_{кр}$	Угол поворота узла ездового пояса ППФ, $рад*10^{-5}$	Угол поворота узла эквивалентной балки, $рад*10^{-5}$
ППФ №1			ППФ №2		
0,001	29,18	5,71	0,002	53,4	4,01
0,004	10,31		0,007	14,6	
0,013	4,72		0,020	6	
0,026	3,05		0,040	4,3	
0,075	1,8		0,065	2,86	
ППФ №3			ППФ №4		
0,003	39,1	2,51	0,00006	1,73	0,0057
0,006	18,12		0,00020	0,38	
0,009	12,2		0,00068	0,11	
0,012	8,5		0,00144	0,06	
0,032	4,2		0,00269	0,03	

Результаты определения погрешностей перемещений и внутренних усилий балки на упругих опорах в сравнении с моделью ППФ приведены на рис. 11.16 – 11.17.

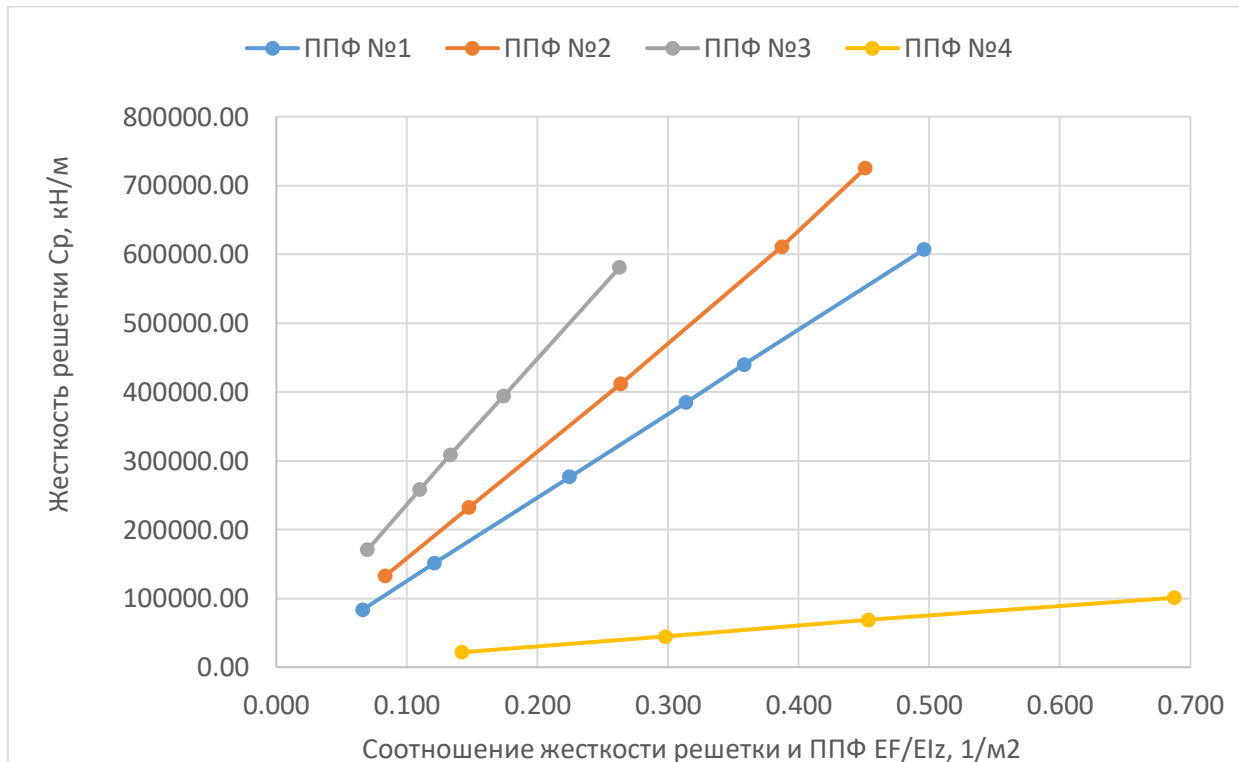


Рис. 11.11 - Влияние жесткости решетки на линейную податливость ездового пояса в плоскости ППФ

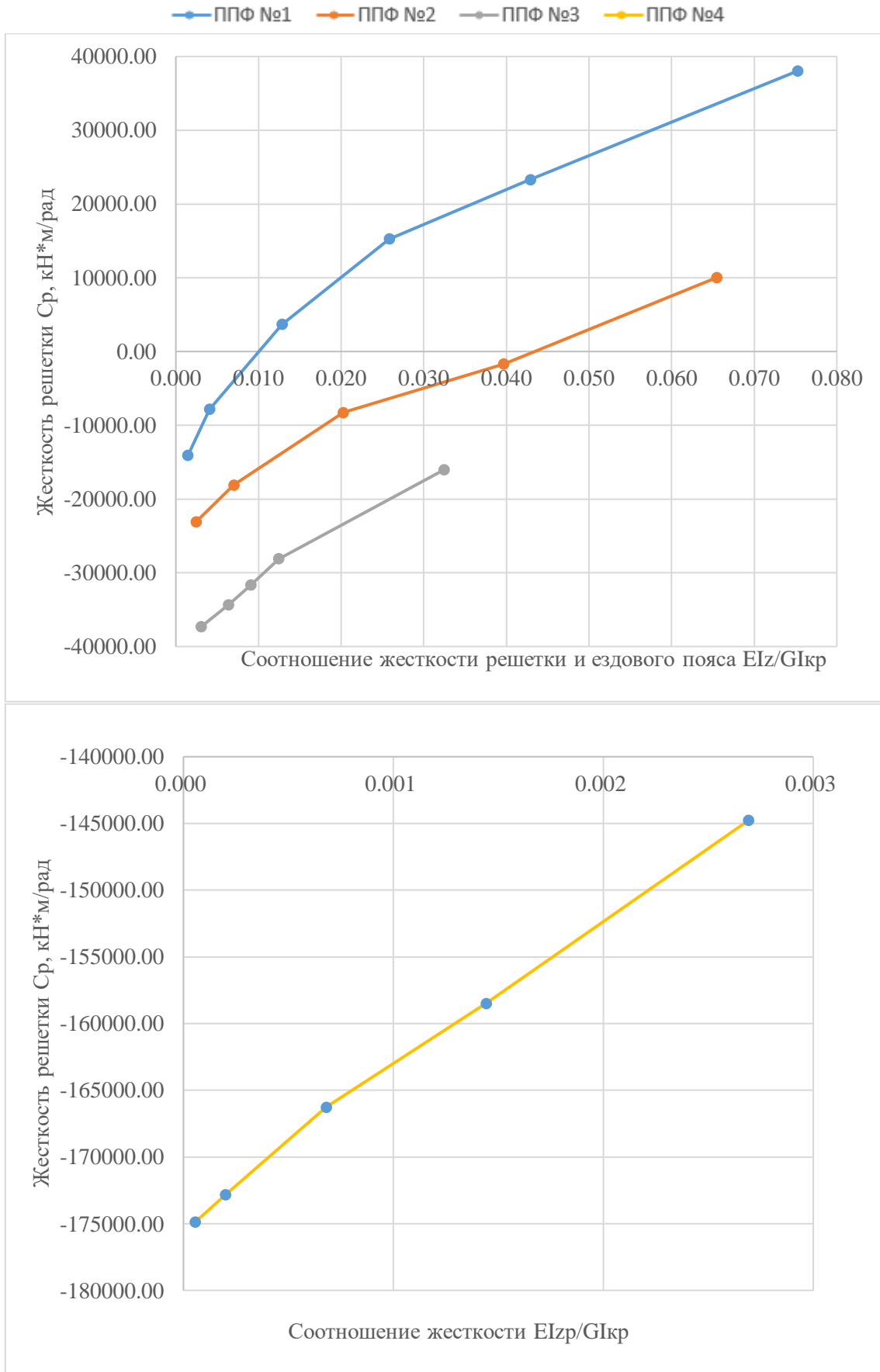


Рис. 11.12 - Влияние жесткости решетки на угловую податливость ездового пояса

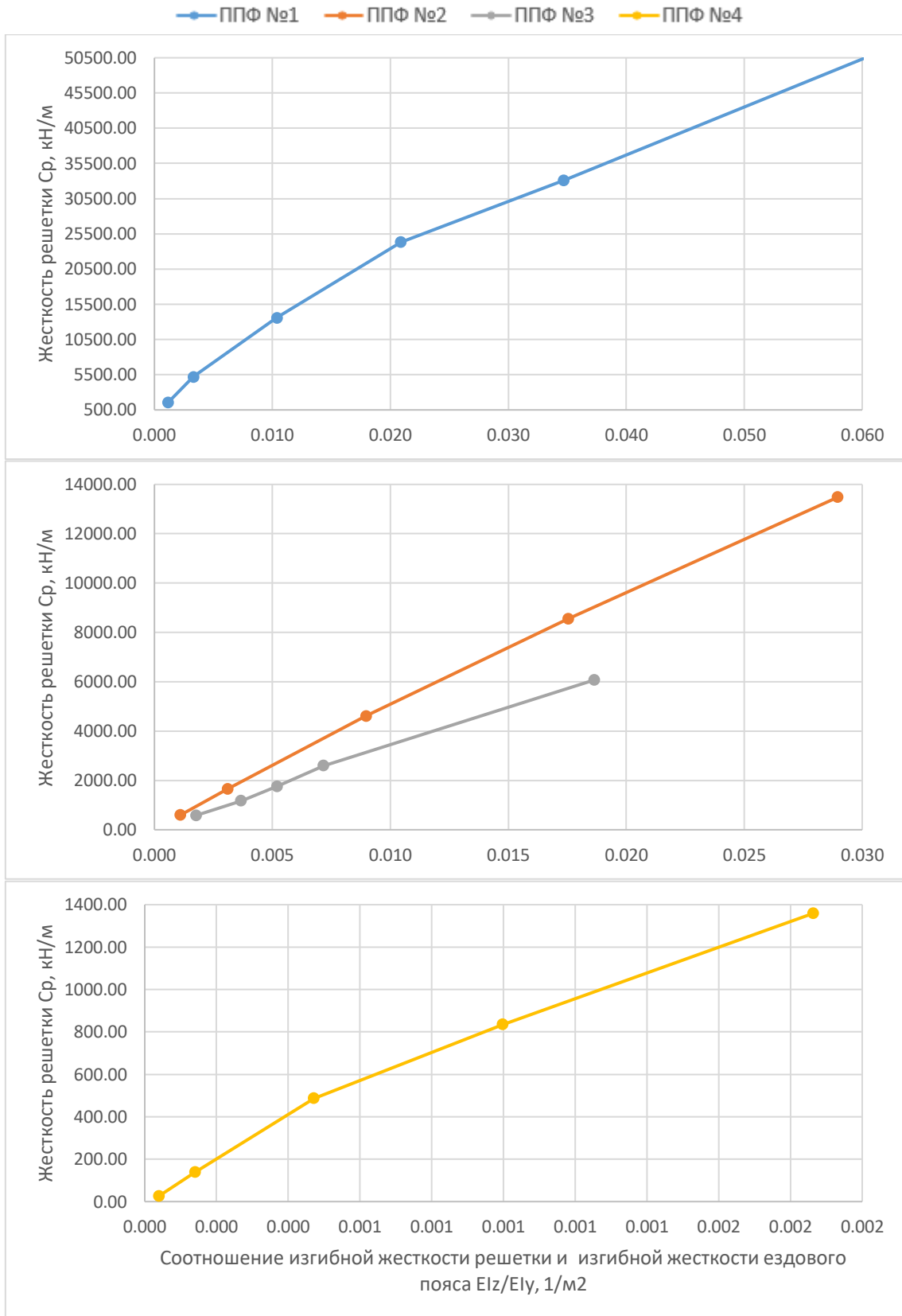


Рис. 11.13 - Влияние жесткости решетки на линейную податливость ездового пояса из плоскости ППФ

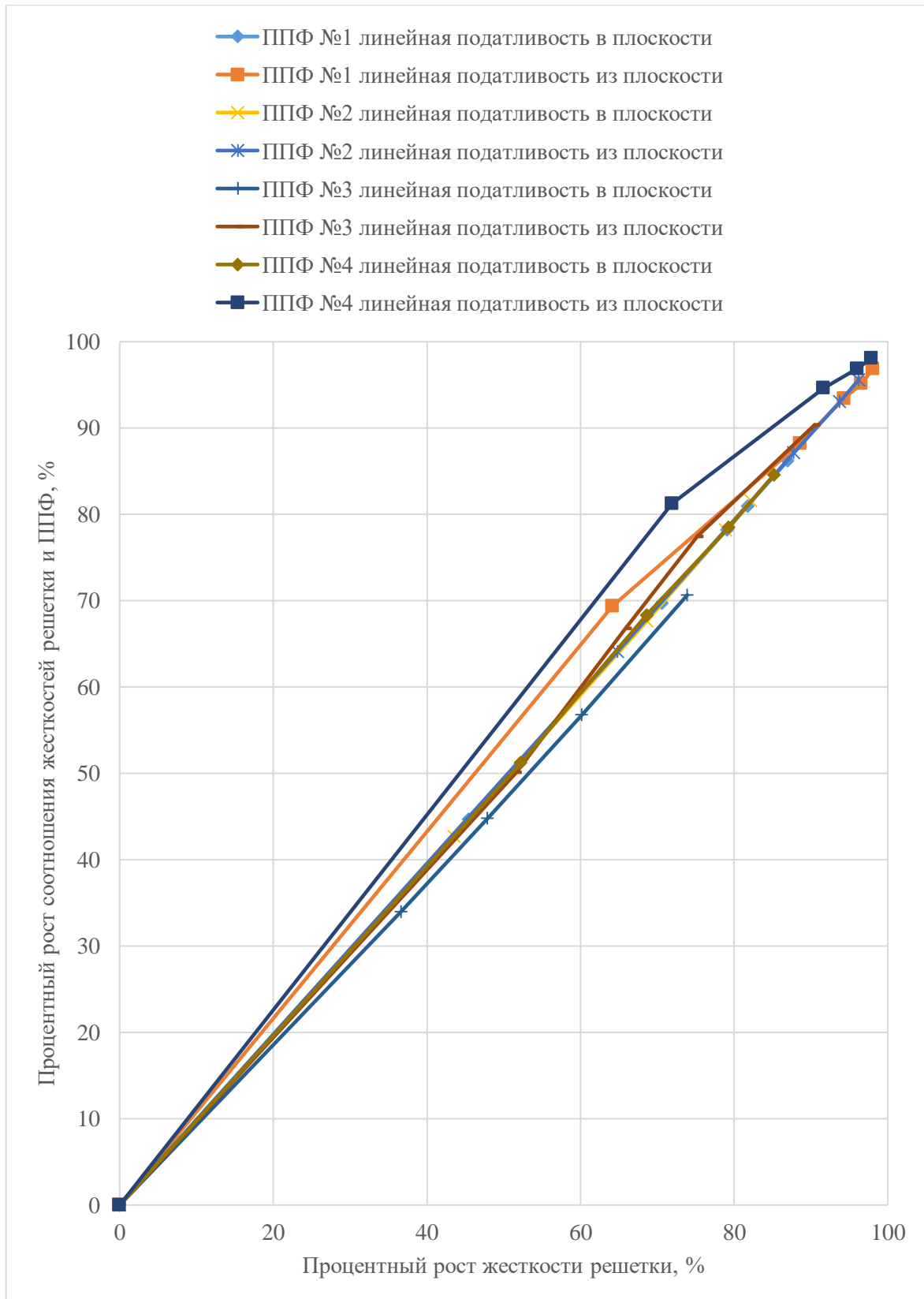
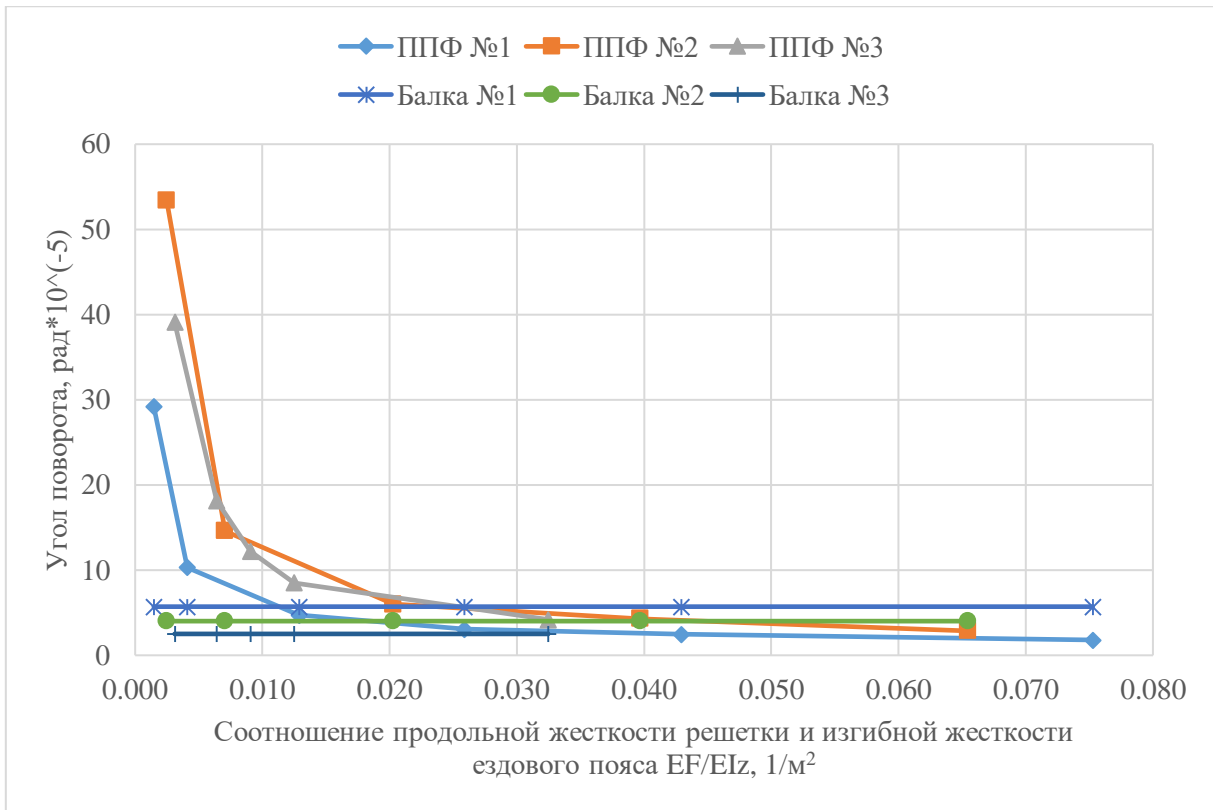
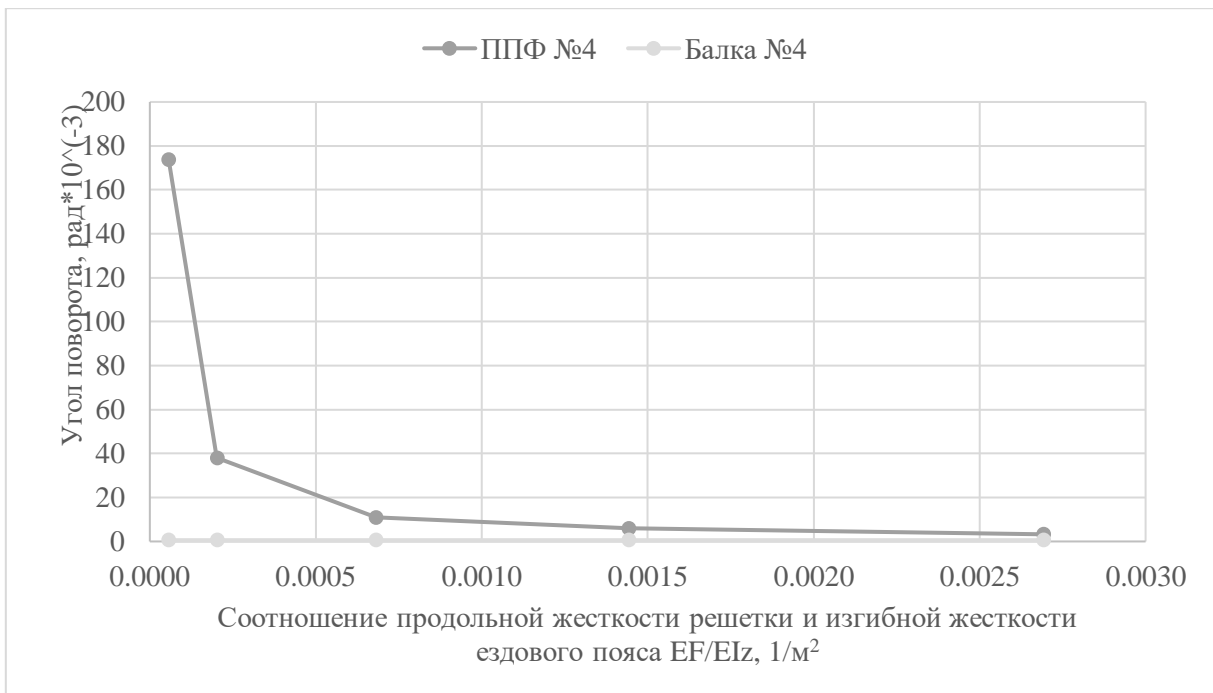


Рис. 11.14 – Процентный рост жесткости решетки

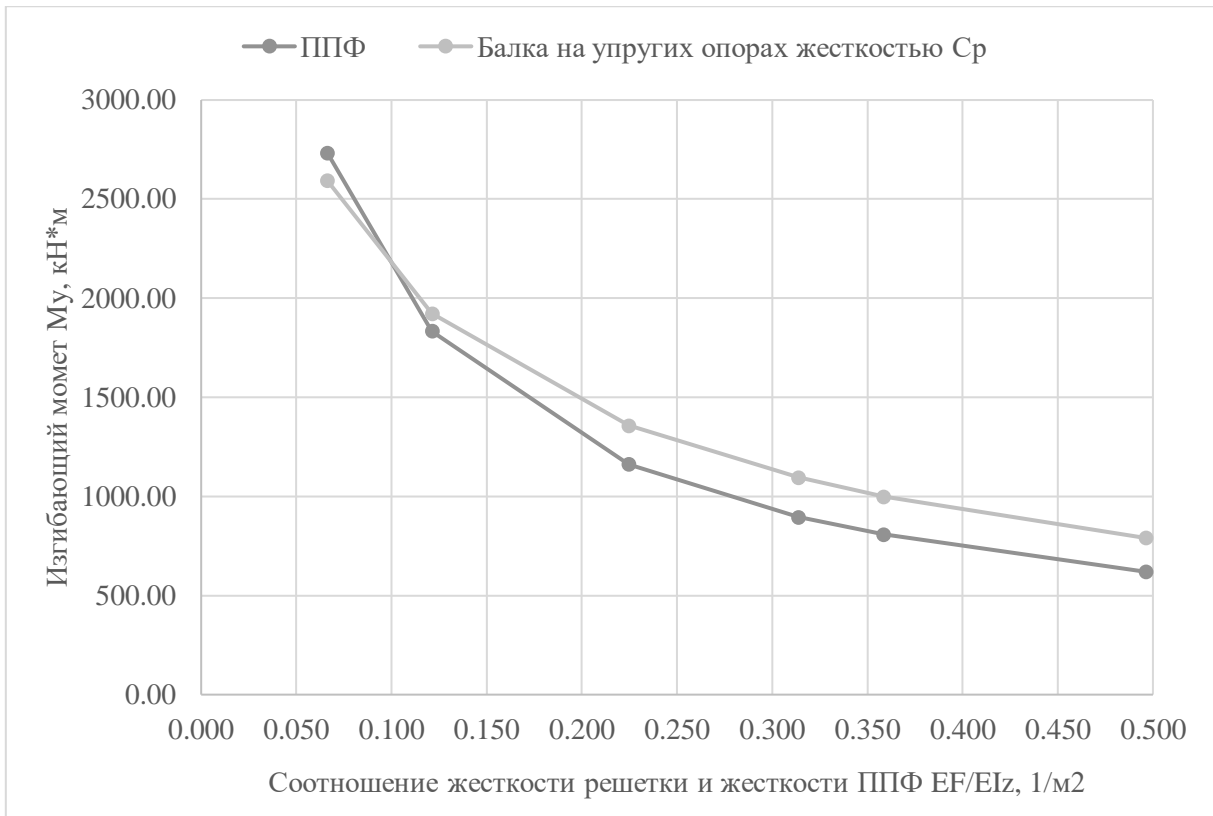


а

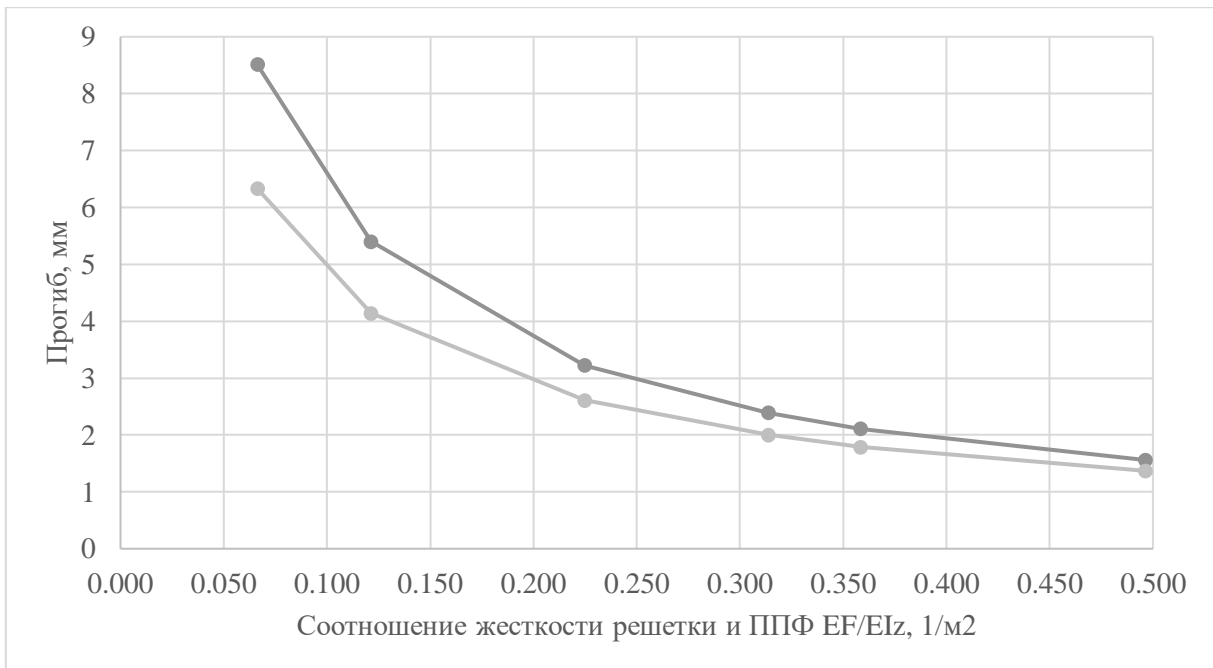


б

Рис. 11.15 – Влияние жесткости решетки на угол поворота ездового пояса ППФ при кручении: а – для ППФ №1–3 и эквивалентных их ездовым поясам балок №1–3; б – для ППФ №4 и эквивалентной её ездовому поясу балке №4



а



б

Рис. 11.16: а – влияние жесткости решетки на изгибающий момент M_u ездового пояса ППФ; б – влияние жесткости решетки на прогиб ездового пояса ППФ

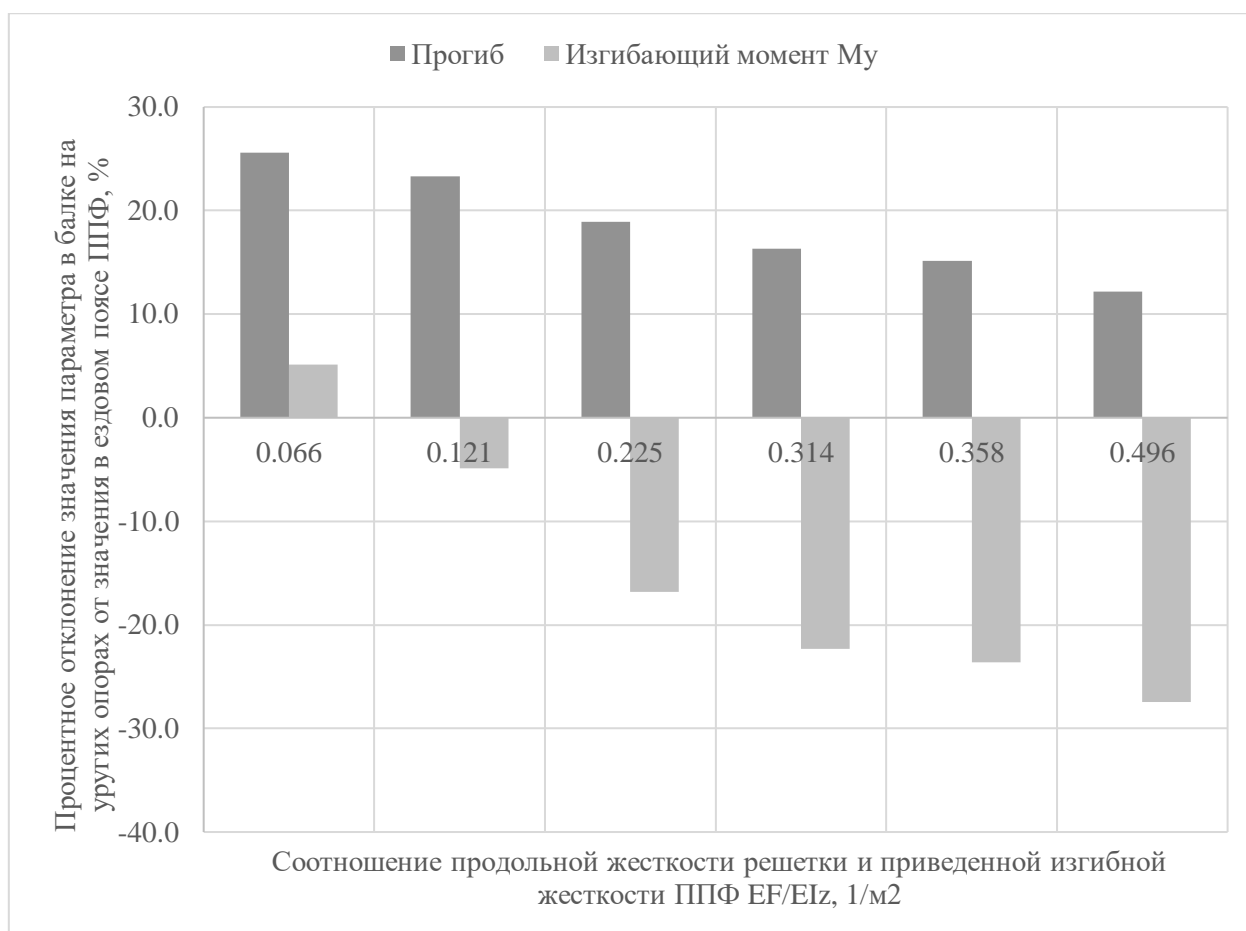


Рис. 11.17. Оценка точности замены решетки ППФ упругими опорами

Выводы:

1. Плоские расчетные схемы дают более точный результат в сравнении с моделями с пластинчатым поясом и стержневой решеткой. Все плоские схемы с жестким и шарнирным креплением решетки, с учетом и без учета эксцентриситета дают погрешность в пределах 15%. Наименьшее отклонение 11% у плоской расчетной схемы с жестким креплением узлов и учетом эксцентриситета крепления решетки.

Модели с пластинчатым ездовым поясом и стержневой решеткой нуждаются в дополнительном изучении, т. к. в рассмотренном случае при жестком креплении элементов решетки работа конструкции уподобляется многопролетной балке, а при шарнирном креплении элементов - однопролетной балке длиной, соответствующей пролету ППФ.

При использовании полностью пространственной расчетной схемы необходимо учитывать подкрепляющие и соединительные элементы, отсутствие их в модели дает погрешность 83%.

2. Линейная податливость узлов ездового пояса в плоскости ППФ находится в обратно пропорциональной линейной зависимости от соотношения продольной жесткости решетки и изгибной жесткости ездового пояса.

Учет сопротивления элементов решетки при работе ездового пояса из плоскости ППФ снижает в нем уровень напряжений. Линейная податливость узлов ездового пояса из плоскости ППФ находится в обратно пропорциональной линейной зависимости от соотношения изгибной жесткости решетки и изгибной жесткости ездового пояса.

Угловая податливость ездового пояса в большой степени зависит от соотношения изгибной жесткости решетки и крутильной жесткости ездового пояса. Учет элементов решетки в работе пояса на кручение может не только разгрузить, но и увеличить нагрузку на него в зависимости от конфигурации ППФ и соотношения жесткостей элементов решетки и нижнего пояса. При соотношении изгибной жесткости решетки и крутильной жесткости ездового пояса $EI_z/EI_z < 0,02/m^2$ решетка оказывает значительное отрицательное влияние на сопротивляемость ездового пояса кручению.

3. Простая замена элементов решетки упругими опорами эквивалентной жесткости не обеспечивает необходимую точность решения. С ростом соотношения продольной жесткости решетки и приведенной изгибной жесткости ППФ погрешность в определении прогиба ездового пояса уменьшается, в определении изгибающего момента - увеличивается.

11.3. Влияние высоты подкраново-подстропильной фермы (ППФ) на податливость ездового пояса⁵

Подкраново-подстропильные фермы (ППФ) используются в цехах черной металлургии, на судостроительных заводах и других большепролетных зданиях с поперечным расположением кранов в уровне покрытия. Тяжелые условия работы предприятий и большая грузоподъемность кранов обуславливают значительные размеры ППФ, особенно их ездовых поясов прямоугольного замкнутого сечения, ширина которых составляет 2–3 м.

Стержневая модель ППФ представляет собой плоскую систему. При этом ППФ воспринимает большие нагрузки, действующие из плоскости, следовательно, все же является пространственной конструкцией. Узлы соединения решетки с нижним поясом обладают в плоскости системы большей изгибной жесткостью, чем сами элементы решетки [23]. Поэтому в отличие от классической фермы все стержни ППФ испытывают изгиб в ее плоскости. При максимальном загрузении пролета ППФ наблюдается образование пластических деформаций именно в присоединяемых элементах (в стойке и раскосах), а не в самом узле [15]. Таким образом, крепление системы решетки к ездовому поясу нельзя считать шарнирным. Элементы решетки вовлекаются и в пространственную работу ездового пояса, испытывая изгиб из плоскости и кручение, оказывая поддерживающее влияние для ездового пояса.

Далее представлены результаты анализа влияния на угловую и линейную податливость ездового пояса ППФ, соотношения высоты ППФ и длины ее пролета, результаты анализа влияния жесткости узловых соединений на напряжения в ездовом поясе.

⁵ Лампси, Б.Б., Маркина Ю.Д., Хазов П.А. Приволжский научный журнал. 2023. № 1. С. 28–34.

Для исследования влияния высоты ППФ на податливость ездового пояса выбрана плоская расчетная схема с жестким соединением стержней в узлах и с учетом эксцентриситета крепления решетки.

Объекты исследования – 4 ППФ:

1) пролетом 36 м, высотой 6,5 м, ездовой пояс 3×2 м, элементы решетки $0,64 \times 0,96 \times 0,03$ м (рис. 11.18);

2) пролетом 36 м, высотой 15,44 м, ездовой пояс $2,35 \times 2,7$ м, элементы решетки $0,96 \times 0,96 \times 0,02$ м (рис. 11.19);

3) пролетом 48 м, высотой 13 м, ездовой пояс $2,75 \times 2,7$ м, элементы решетки $0,75 \times 0,03 \times 0,63 \times 0,02$ м (рис. 11.20);

4) пролетом 9 м, высотой 3,3 м, ездовой пояс $0,9 \times 0,7$ м, элементы решетки $0,12 \times 0,18 \times 0,006$ м (рис. 11.21).

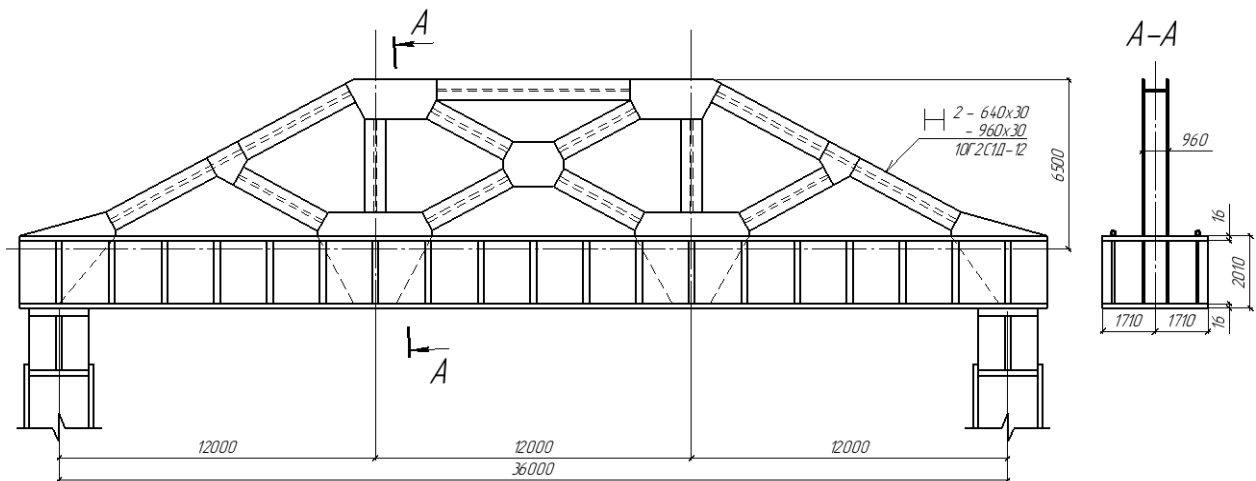


Рис. 11.18. ППФ пролетом 36 м, высотой 6,5 м

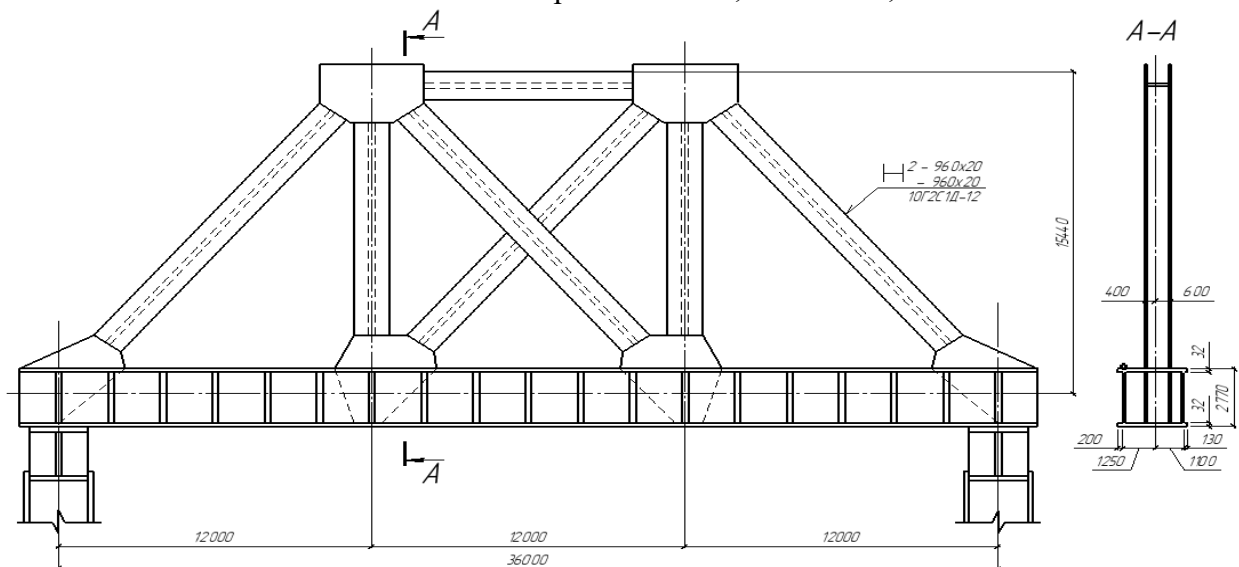


Рис. 11.19. ППФ пролетом 36 м, высотой 15,44 м

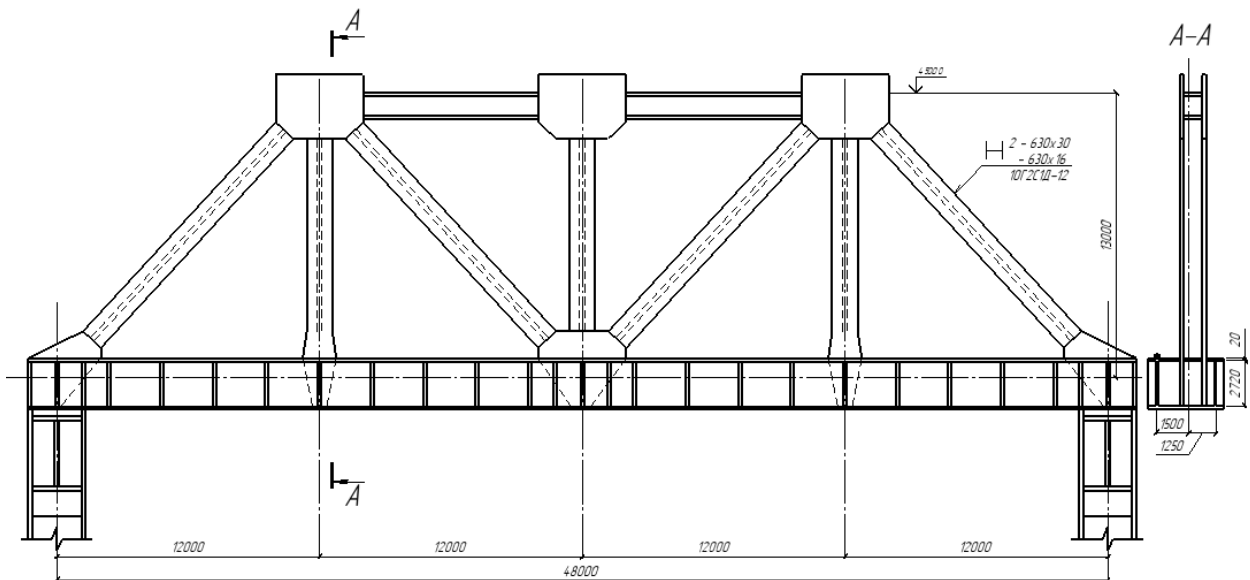


Рис. 11.20. ППФ пролетом 48 м, высотой 13 м

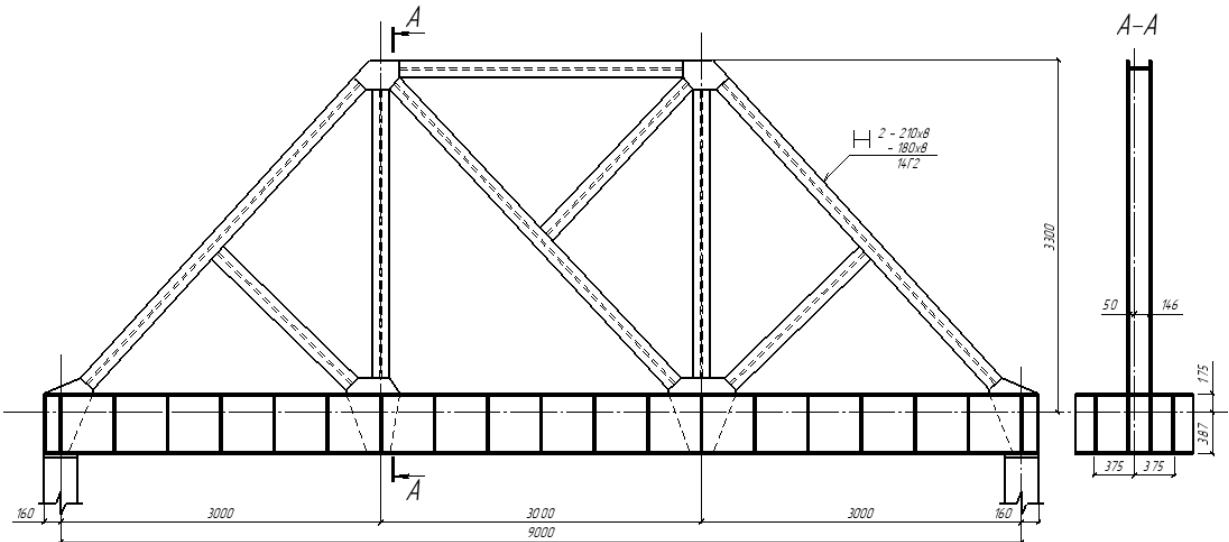


Рис. 11.21. ППФ пролетом 9 м, высотой 3,3 м

Высота каждой ППФ последовательно снижалась в 5 этапов таким образом, чтобы отношение высоты фермы к длине пролета h/l уменьшилось от 0,5 до 0,1. В каждом случае в исследуемый узел ездового пояса прикладывалась единичная нагрузка для получения перемещения. Рассмотрены варианты приложения нагрузки в трех направлениях: линейная в плоскости ППФ, линейная из плоскости, крутящий момент. В итоге изучено по 15 расчетных схем для каждой из 4 ППФ. Также для вычленения жесткости решетки из общей жесткости ППФ определены перемещения от единичных нагрузок в трех направлениях 4 балок сечением и пролетом, идентичными ездовым поясам соответствующих ППФ.

Для исследования влияния жесткости узловых соединений на напряжения в ездовом поясе выбраны 2 пространственные расчетные схемы ППФ с пластинчатым ездовым поясом при учете подкрепляющих и соединительных узловых элементов. Размер сетки конечных элементов определен методом итераций и принят 0,25 м. В первой расчетной схеме стержневые элементы решетки примыкают к нижнему поясу ППФ шарнирно (рис. 11.22а), во второй – жестко (рис. 11.22б). Жесткое крепление решетки к поясу выполнено с помощью абсолютно твердых тел. Их использование обусловлено особенностью стыковки конечных элементов различной размерности [29].

Объект исследования – продольная ППФ пролетом 36 м (рис. 5а), расположенная в литейном цехе металлургического предприятия. Все нагрузки заданы в соответствии с СП 20.13330.2016. Крановая нагрузка задана от двух двухбалочных мостовых кранов режима работы 7К. Грузоподъемность кранов в 4 шага увеличена от 100 до 225 т. Так как в некоторых зонах ездового пояса напряжение превышает предел упругости, произведен нелинейный расчет.

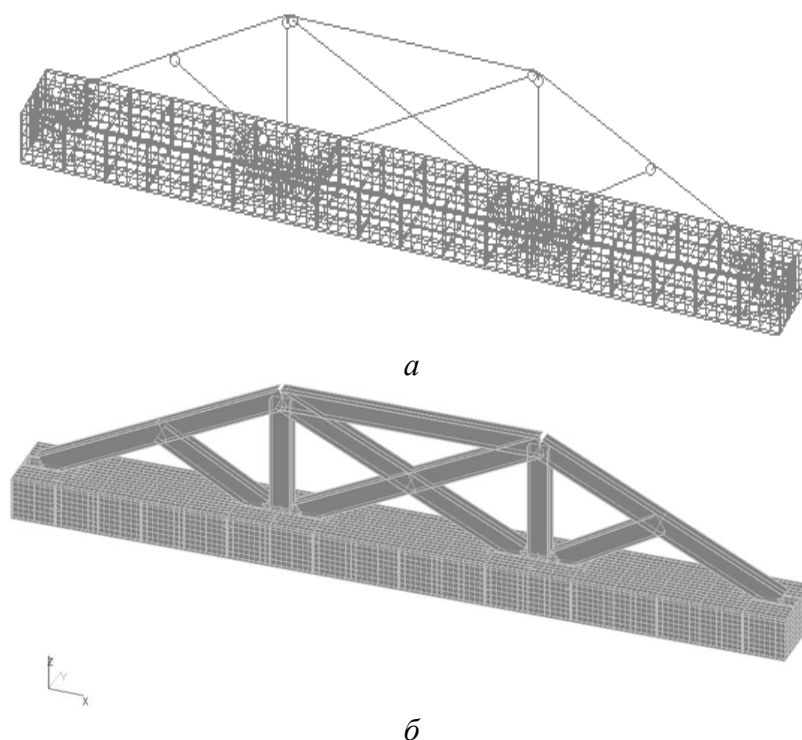


Рис. 11.22. Расчетные схемы ППФ: а – с шарнирным примыканием элементов решетки к нижнему поясу ППФ; б – с жестким примыканием элементов решетки к нижнему поясу ППФ

Результаты анализа влияния на податливость ездового пояса высоты ППФ приведены на рис. 11.23–11.28.

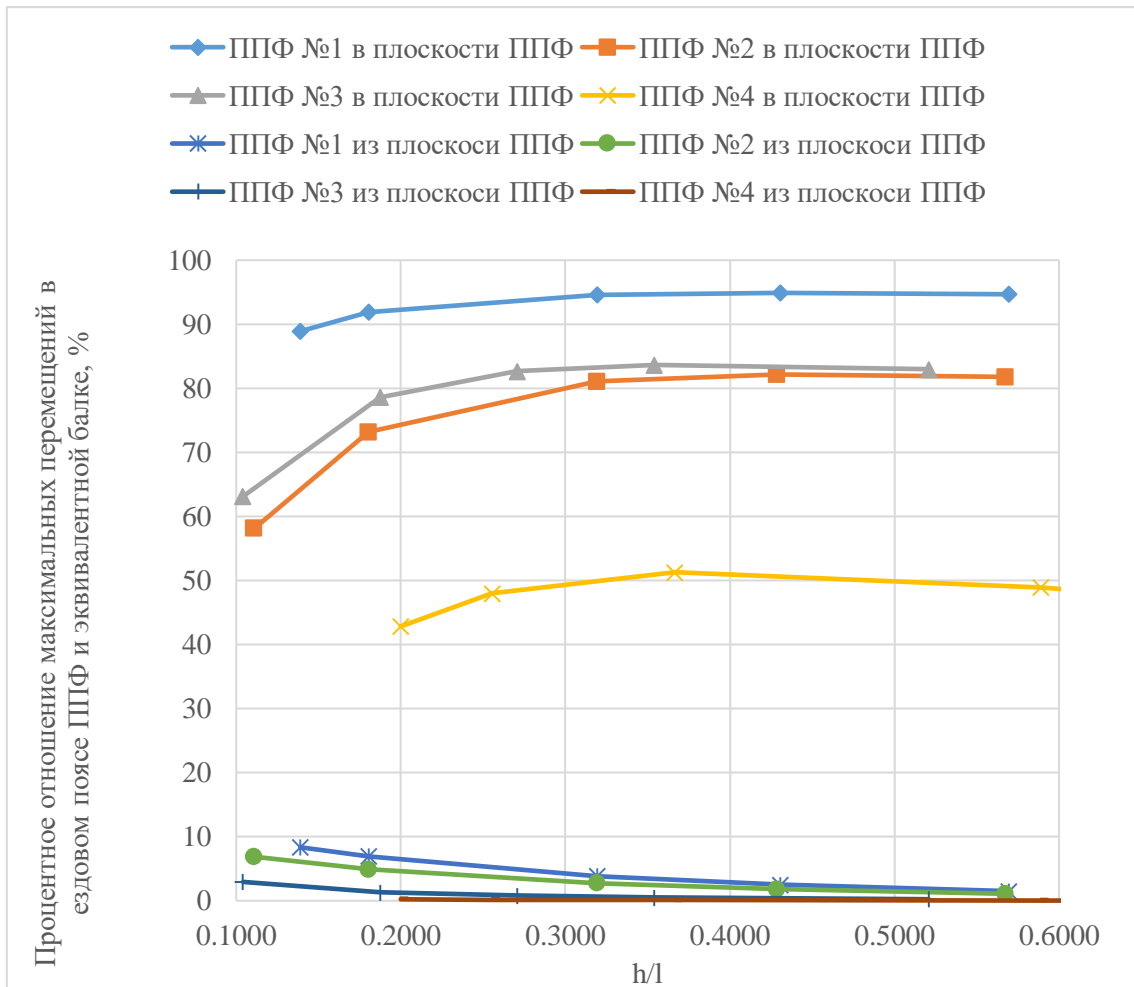


Рис. 11.23. Снижение отношения линейных перемещений в ездовом поясе ППФ и эквивалентной балке в зависимости от высоты ППФ

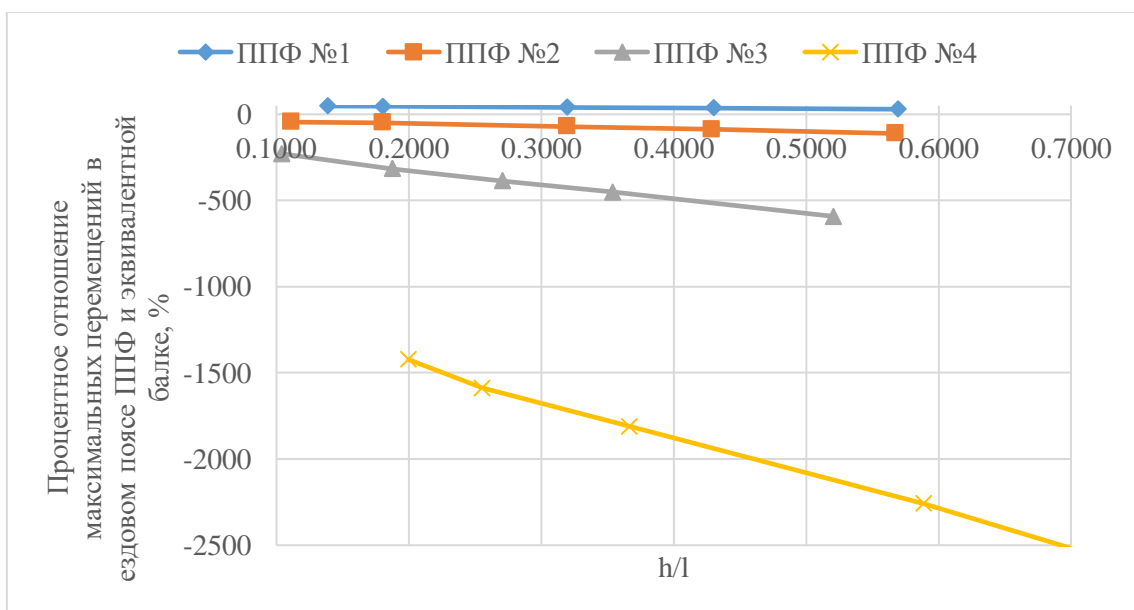


Рис. 11.24. Снижение отношения угловых перемещений в ездовом поясе ППФ и эквивалентной балке в зависимости от высоты ППФ

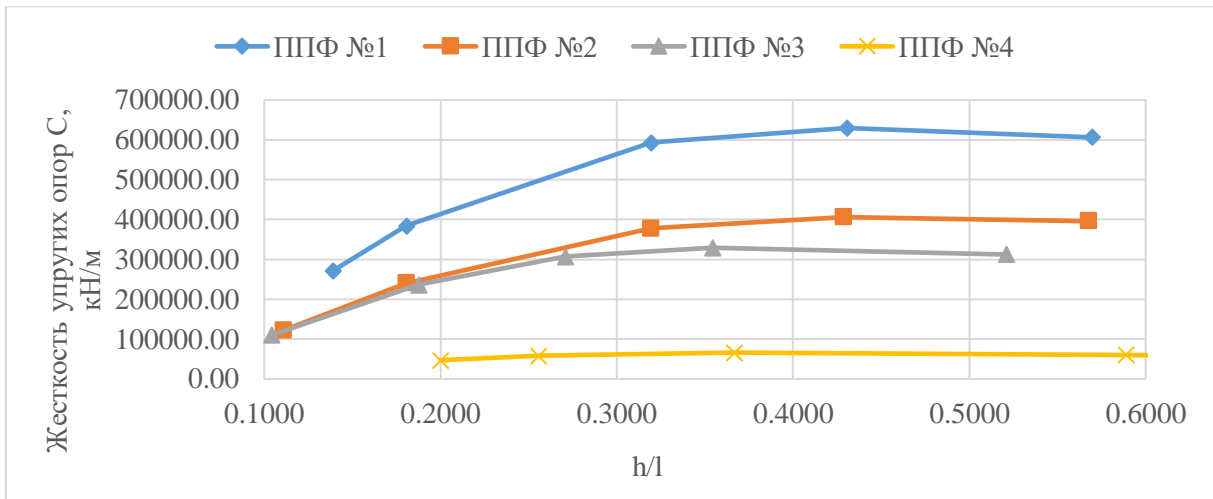


Рис. 11.25. Влияние высоты ППФ на линейную податливость ездового пояса в плоскости ППФ

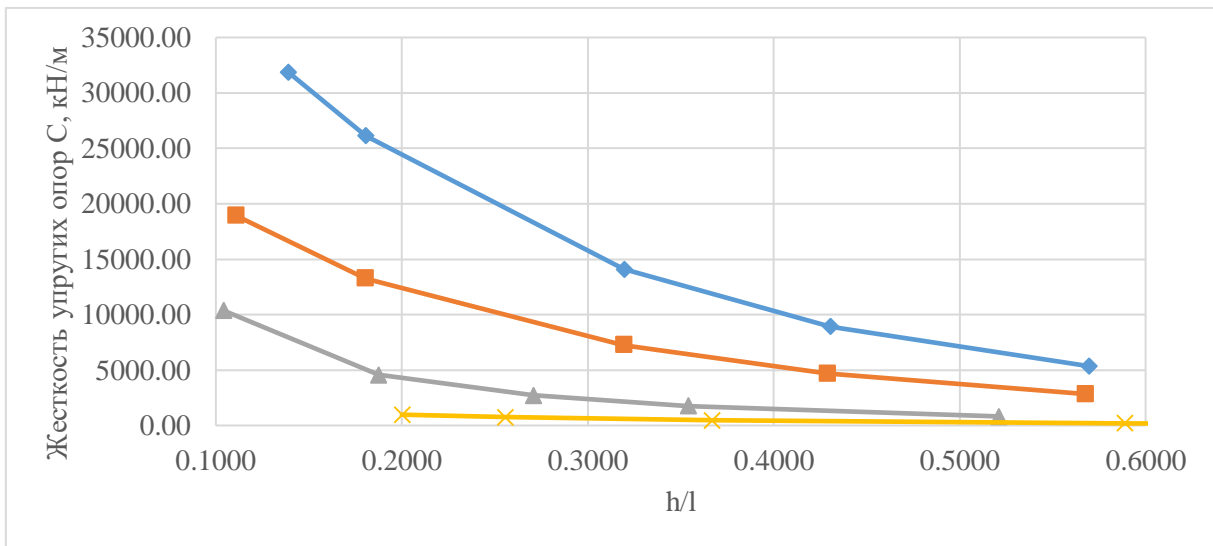


Рис. 11.26. Влияние высоты ППФ на линейную податливость ездового пояса из плоскости ППФ

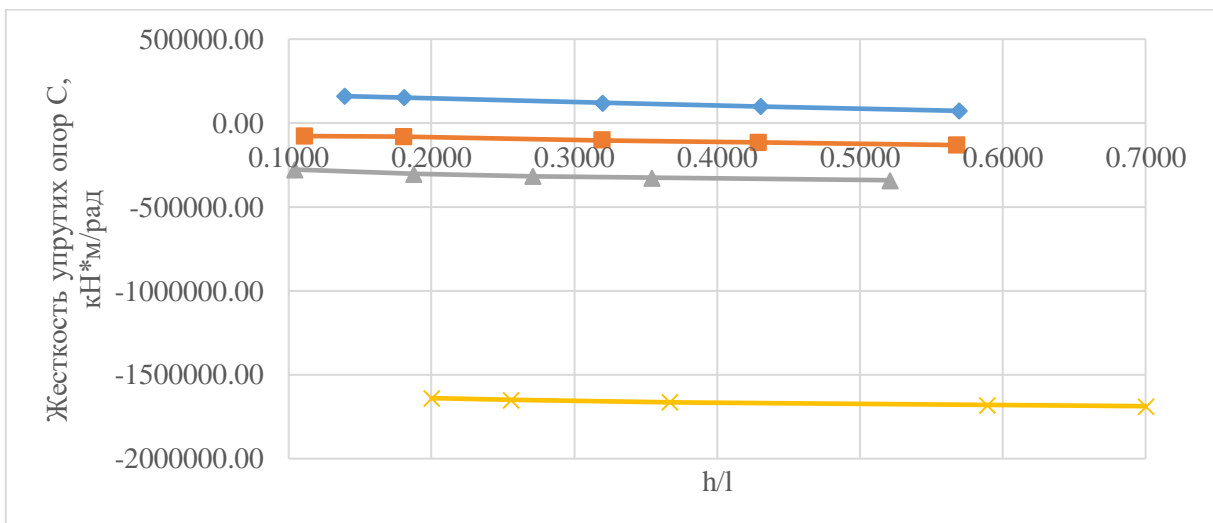


Рис. 11.27. Влияние высоты ППФ на угловую податливость ездового пояса

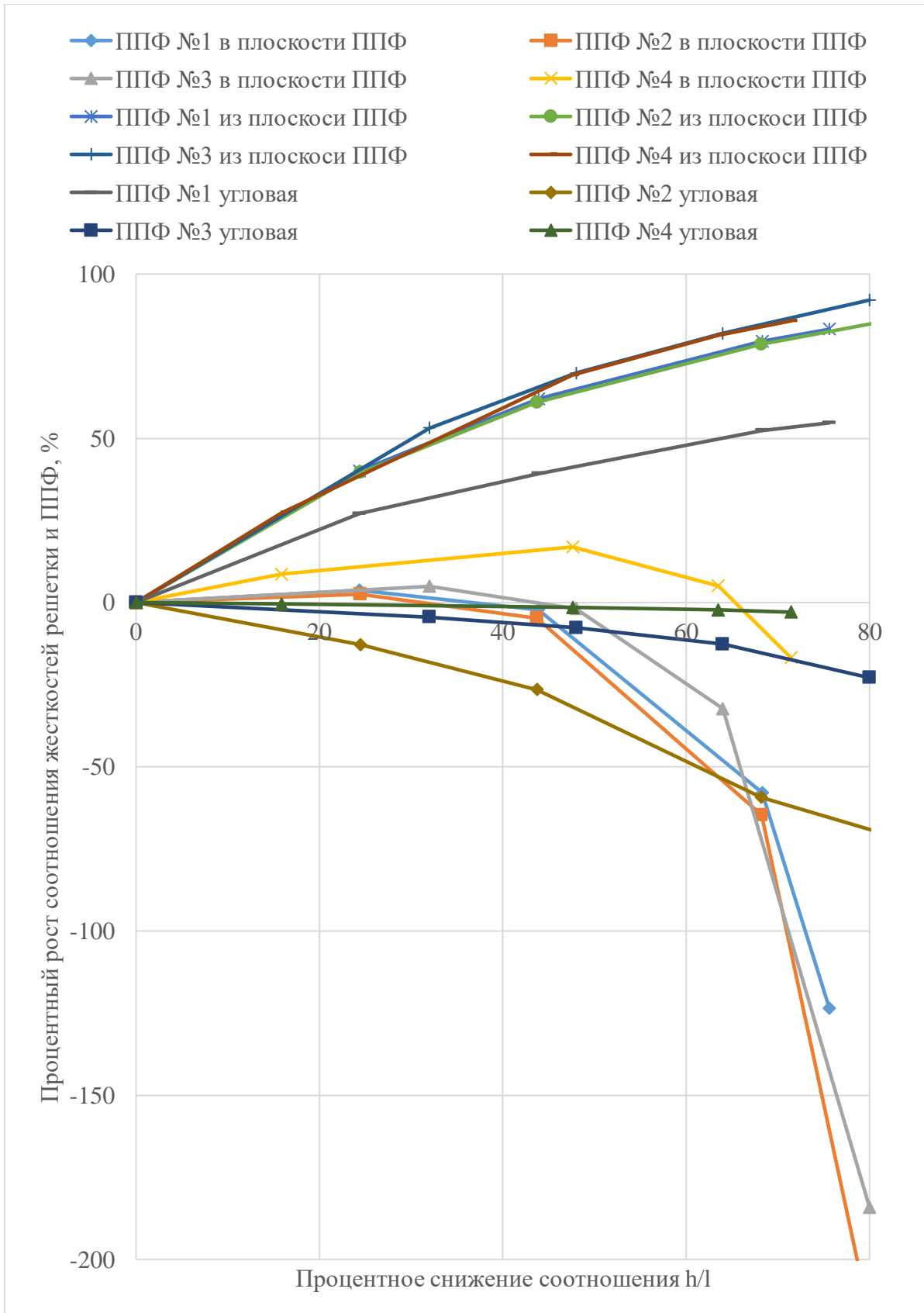


Рис. 11.28. Зависимость жесткости решетки от высоты ППФ

Результаты анализа влияния жесткости узловых соединений на напряжения в ездовом поясе приведены в табл.11.3 и на рис. 11.29–11.30.

Табл. 11.3. Напряжение в нижнем поясе ППФ при жестком и шарнирном примыкании элементов решетки

Грузо-подъемность кранов, т	Эквивалентное напряжение $\sigma_{E4}=\sigma_{S4}$ средний слой, кН/см ²					
	Верхняя полка в узле у стойки		Верхняя полка в узле у раскоса		Верхняя полка стык со стенкой у узла	
	Примыкание решетки					
	Жесткое	Шарнирное	Жесткое	Шарнирное	Жесткое	Шарнирное
2×100	10	28	35	23	17,5	29,8
2×140	13,8	34,8	42	28,7	20,2	34,4
2×180	16	38,4	49,4	33,3	23,5	41,4
2×225	18,9	44,1	58,3	39,7	27,8	45,4
	Верхняя полка в середине пролета		Стенка стык с верхней полкой у узла		Стык стенки с верхним поясом в середине пролета	
	Примыкание решетки					
	Жесткое	Шарнирное	Жесткое	Шарнирное	Жесткое	Шарнирное
2×100	28,4	33,7	13,9	24,2	22,8	28,1
2×140	34,1	40,4	16,7	29	27,4	33,7
2×180	39,6	46,9	19,4	33,7	31,8	39
2×225	46,8	56,1	24,9	40,1	37,6	46,5

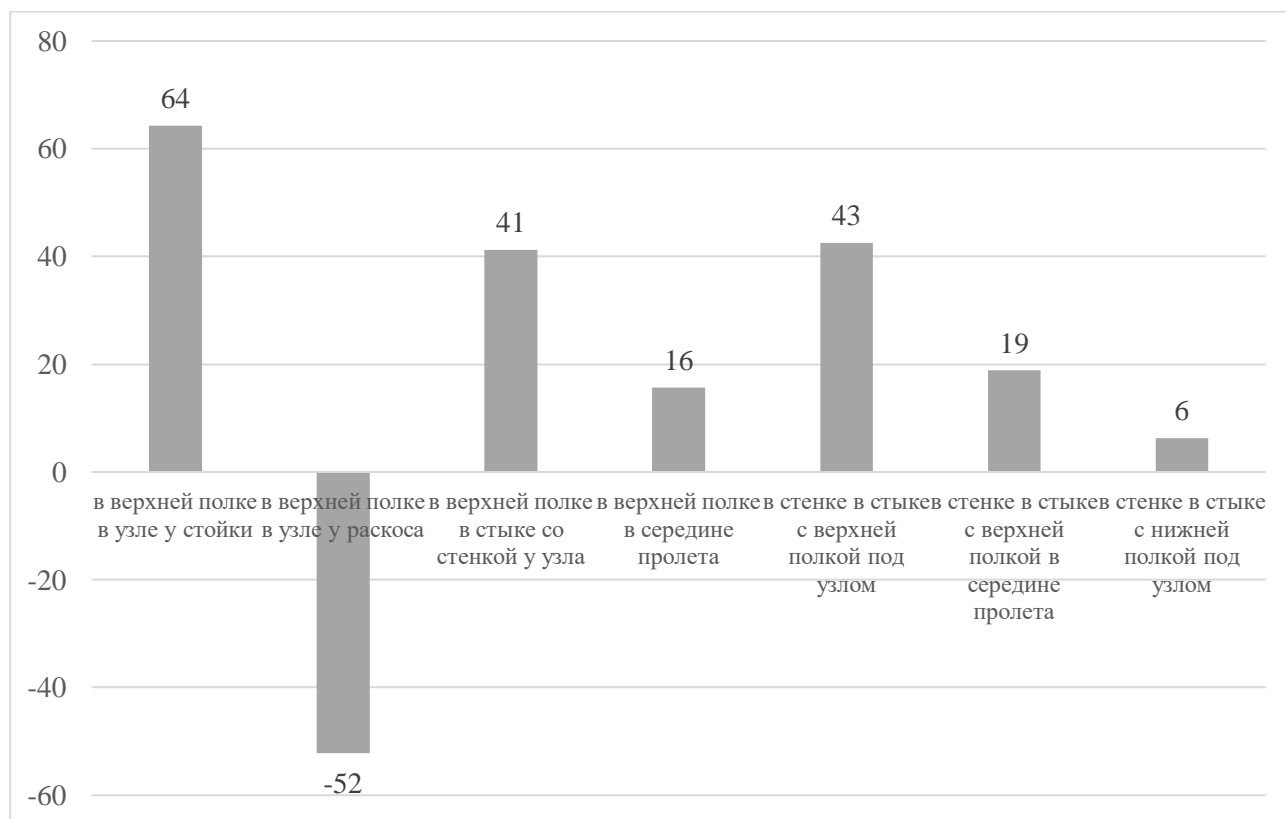


Рис. 11.30. Снижение уровня напряжений в ездовом поясе ППФ при учете жесткости крепления решетки, %

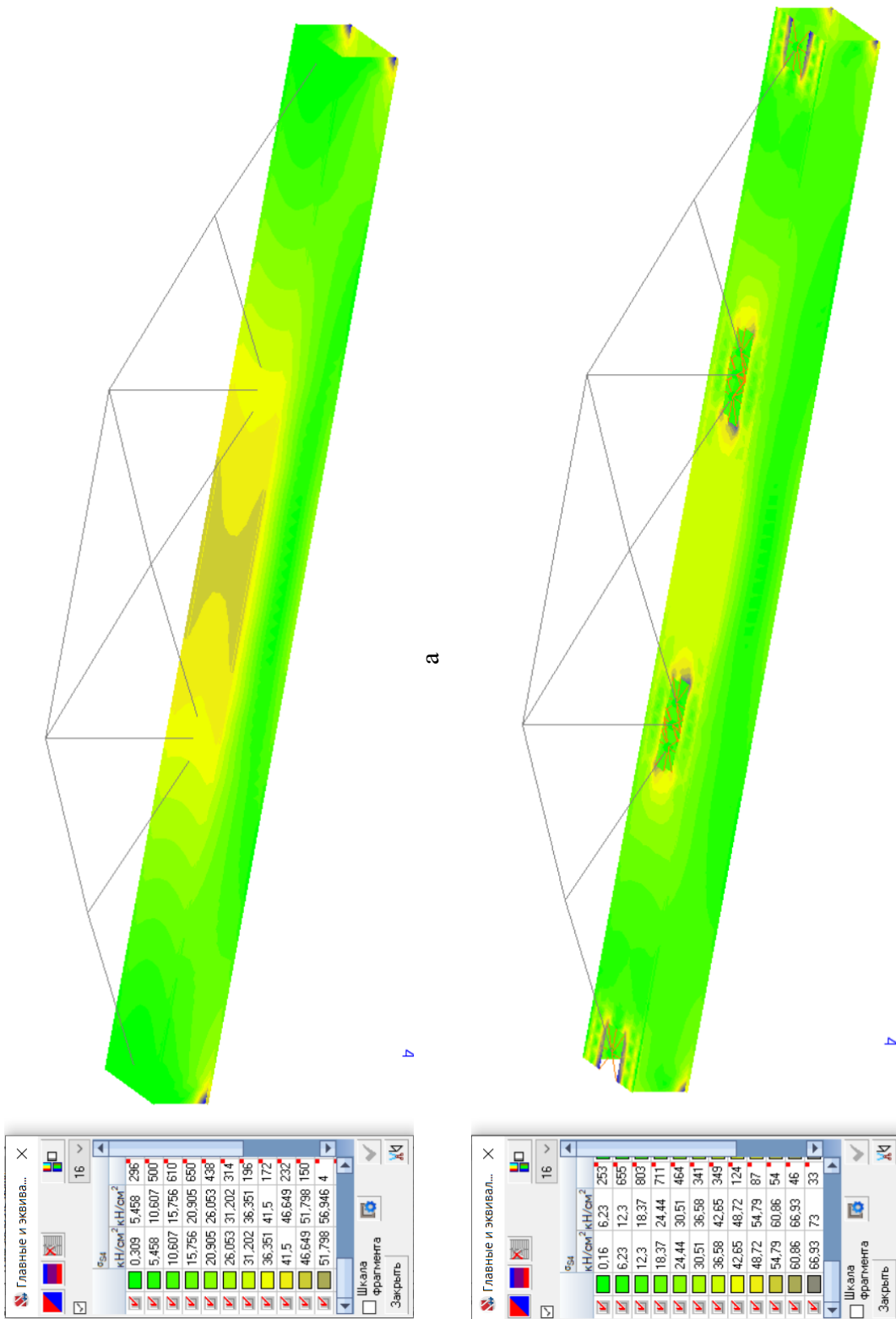


Рис. 8. Эквивалентное напряжение нижнего пояса ПШФ (2 крана 180+63/20–33,5–36–3–220 7К):
 а – при шарнирном; б – при жестком креплении элементов решетки

Выводы:

1. Включение в работу ездового пояса элементов решетки не оказывает существенного влияния на линейную податливость ездового пояса из плоскости ПШФ. Снижение отношения максимальных перемещений в ездовом поясе и эквивалентной балке составляет от 0,2 до 0,8 % в зависимости от характеристик ПШФ.

Учет в работе ездового пояса элементов решетки значительно влияет на линейную податливость ездового пояса в плоскости ППФ. Снижение отношения максимальных перемещений в ездовом поясе и эквивалентной балке составляет от 40 до 100 % в зависимости от характеристик ППФ.

На угловую податливость ездового пояса учет элементов решетки оказывает наибольшее, чаще отрицательное влияние. Снижение отношения максимальных перемещений в ездовом поясе и эквивалентной балке составляет от -2500 до $+50$ % в зависимости от характеристик ППФ.

2. При увеличении отношения высоты ППФ к ее пролету h/l линейная податливость ездового пояса в плоскости ППФ снижается, линейная податливость ездового пояса из плоскости ППФ возрастает. На тип зависимости угловой податливости влияют геометрические характеристики ППФ.

3. Учет жесткости сопряжения элементов решетки с ездовым поясом может привести к:

- снижению максимального прогиба ППФ до 20 %;
- снижению напряжений в верхней полке ездового пояса в зоне сопряжения со стенкой до 41 %;
- снижению напряжений в верхней полке ездового пояса в середине пролета до 16 %;
- снижению напряжений в стенке ездового пояса в узле в зоне сопряжения с верхней полкой до 42 %, с нижней полкой – до 6 %;
- снижению напряжений в стенке ездового пояса в середине пролета на 19 %;
- значительному перераспределению усилий в верхней полке ездового пояса в узле примыкания элементов решетки.

Исследования влияния жесткости узловых соединений на напряжения в ездовом поясе носит теоретический характер, т. к. в моделях с пластинчатым ездовым поясом и стержневой решеткой при жестком креплении элементов решетки работа конструкции уподобляется многопролетной балке, а при шарнирном креплении элементов – однопролетной балке длиной, соответствующей пролету ППФ [3]. При этом проведенное исследование наглядно показывает необходимость корректного учета работы решетки для обеспечения точности расчета ездового пояса.

Приложение 1

Функции влияния местных напряжений

$$\alpha_p, \beta_p, \gamma_p, \alpha^*_q, \beta^*_q, \gamma^*_q$$

χ	μ	$\alpha_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
0	1	62079	55972	46465	32803	22325	14497	5187
	0,99	64394	13299	33334	30355	21206	13940	5179
	0,98	64212	-25578	25947	27820	20202	13482	5085
	0,96	63812	-84775	6492	22805	18184	12552	4886
	0,9	62345	-103796	-32449	9038	12237	9690	4210
	0,8	59090	-15333	-34030	-6123	3673	5062	2913
	0,7	54958	20562	-10992	-10773	-2148	1132	1547
	0,6	50094	31047	5877	-8916	-5124	-1781	249
	0,5	44636	32614	14458	-4883	-5954	-3648	-881
	0,3	32461	26814	17572	1404	-4645	-4973	-2435
	0	12949	11942	9266	2268	-2563	-4188	-2955
	-0,3	-4933	-2612	-1409	-1257	-2094	-1509	-1773
	-0,5	-13955	-9651	-6448	-2725	-1246	-713	-292
	-1	-13610	-4955	1545	8869	10609	9291	4538
0,25	1	-460790	-109586	47072	33092	22410	14556	5333
	0,99	-313509	-104074	23953	30148	21206	13944	5134
	0,98	-261311	-93102	7714	27329	20150	13470	5038
	0,96	-179659	-81979	-14818	21786	18028	12507	4833
	0,9	-46893	-56402	-38987	7018	11740	9558	4144
	0,8	22027	-2209	-20907	-7581	3545	4833	2828
	0,7	38003	20876	-4960	-10693	-2464	784	1687
	0,6	40525	29324	8781	-7930	-5163	-1874	203
	0,5	38446	30933	15566	-3760	-5771	-3678	-921
	0,3	29474	25824	17539	2083	-4293	-4879	-2461
	0	12457	11534	9059	2421	-2358	-4071	-2954
0,25	-0,3	-3555	-2769	-1602	-1312	-2072	-2475	-1766
	-0,5	-11446	-9726	-6652	-2859	-1316	-740	-286
	-0,7	-15290	-12753	-8093	-1754	1181	2098	1597
	-1	-8569	-5095	1121	8530	10394	9206	4589
0,5	1	-205384	-117055	-35564	33715	22923	14976	5591
	0,99	-173301	-114221	-34398	26988	21505	14305	5356
	0,98	-151318	-105045	-36805	22186	20230	13771	5248
	0,96	-115060	-87777	-34933	14255	17691	12688	5021
	0,9	-46840	-45956	-33207	-522	10507	9415	4260
	0,8	2588	-4762	-13389	-8909	1461	4357	2790
	0,7	21486	14694	2283	-8139	-3102	380	594
	0,6	28514	23168	11726	-4339	-5082	-2209	135
	0,5	29849	25761	16300	-556	-5021	-3748	-1006
	0,3	25010	22691	16910	3769	-3226	-4561	-2514
	0	11197	10463	8459	2766	-1791	-3717	-2945
	-0,3	-2802	-2488	-1926	-1510	-2003	-2362	-1760

χ	μ	$\alpha_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
	-0,5	-9621	-8755	-6864	-3281	-1490	-790	-299
	-0,7	-12555	-11235	-8289	-2392	815	1924	1581
	-1	-4881	-3140	646	7491	9840	9010	4669
0,75	1	-122985	-92789	-41823	492	23793	15693	6013
	0,99	-110474	-85570	-41812	-225	20741	14879	5750
	0,98	-99048	-78665	-41332	-811	18452	14197	5620
	0,96	-79378	-66065	-39191	-2035	14601	12827	5349
	0,9	-38534	-36443	-28587	-5024	6399	8833	4463
	0,8	-3505	-6310	-9977	-5931	-756	3271	2865
	0,7	12507	9498	3176	-3413	-3422	-484	1294
	0,6	20185	17380	11016	53	-3746	-2537	-16
	0,5	22784	20471	14831	2891	-3135	-3569	-1158
	0,3	20552	19085	15261	5448	-1493	-3854	-2577
	0	9606	9066	7569	3063	-1012	-3130	-2901
0,75	-0,3	-2399	-2260	-1991	-1781	-1975	-2214	-1737
	-0,5	-8185	-7688	-6495	-3802	-3802	-1832	-318
	-0,7	-10305	-9529	-7631	-3172	168	1592	1550
1	-1	-2014	-1039	1276	6178	8858	8608	4788
	1	-83517	-70372	-42085	-7065	8073	16704	6606
	0,99	-76402	-65149	-40457	-7593	7186	14951	6304
	0,98	-69728	-60093	-38641	-7888	6542	13678	6135
	0,96	-57830	-50882	-34891	-8292	5327	11507	5786
	0,9	-31113	-29127	-23639	-8212	2319	6622	4680
	0,8	-5279	-6287	-7896	-5359	-621	1655	2794
	0,7	8094	6453	2863	-1434	-1555	-974	1073
	0,6	14929	13317	9448	2134	-1263	-2163	-269
	0,5	17759	16346	12768	4548	-626	-2660	-1357
	0,3	16836	15873	13295	6242	390	-2656	-2591
	0	8034	7648	6559	3150	-247	-2378	-2779
	-0,3	-2216	-2149	-2008	-1899	-2022	-2091	-1689
	-0,5	-7081	-6773	-5980	-3989	-2291	-1158	-351
	-0,7	-8518	-8030	-6758	-3469	-650	1065	1483
-1	90	667	2126	5489	7604	7931	4921	

χ	μ	$(-1) \cdot \beta_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
0	1		0	0	0	0	0	0
	0,99	6629780	265	14	-2	-2	-2	-1
	0,98	3314879	2054	122	-2	-7	-7	-4
	0,96	1657398	14254	987	25	-23	-25	-16
	0,9	662692	100618	12335	726	-19	-116	-90
	0,8	330392	170331	49421	5333	616	-204	-299
	0,7	218651	158121	74694	13393	2387	8	-546
	0,6	161777	133624	81849	21693	5039	601	-768
	0,5	126687	111587	79115	27861	7944	1491	-929

χ	μ	$(-1) \cdot \beta_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
	0,3	84202	78512	64275	32121	12325	3445	-1026
0	0	47878	45985	40828	25991	12853	4745	-813
	-0,3	24718	23987	21929	15390	8548	3548	-545
	-0,5	13513	13149	12115	8727	4991	2105	-387
	-0,7	5336	5196	4798	3475	1984	809	-210
	-0,9	666	648	597	427	236	87	-36
0,25	1	520000	164697	0	0	0	0	0
	0,99	432606	164697	2133	-1	-2	-2	-1
	0,98	427968	166313	4827	2	-7	-7	-4
	0,96	412752	170201	11698	54	-22	-25	-16
	0,9	348879	176112	36713	1102	-42	-110	-90
	0,8	253343	179799	73859	7040	1530	-167	-296
	0,7	189982	152517	83752	16064	2976	19	-333
	0,6	148368	127871	84795	24303	5741	798	-765
	0,5	119438	107360	79534	29888	8732	1751	-901
	0,3	81440	76427	63591	32982	13001	3773	-970
	0	46953	45186	40339	26123	13178	5000	-741
	-0,3	24359	23661	21692	15377	8669	3684	-490
	-0,5	13334	12984	11989	8708	5047	2179	-353
	-0,7	5268	5133	4748	3465	2005	839	-195
-0,9	657	640	590	425	238	91	-34	
0,5	1	260000	169341	82348	0	0	0	0
	0,99	252345	175789	77694	501	-2	-2	-1
	0,98	250808	175638	78250	1057	-6	-7	-4
	0,96	245646	174907	80035	2378	-8	-23	-16
	0,9	222436	169046	86787	7597	193	-88	-91
	0,8	182181	151380	92948	17535	1802	-15	-327
	0,7	149748	131397	91445	26314	5033	504	-1110
	0,6	124523	112965	85562	32039	8247	1460	-695
	0,5	104550	96913	77800	35158	11350	2645	-798
	0,3	74811	71106	61238	34954	14990	4813	-788
	0	44501	43030	38932	26360	14060	5754	-513
0,5	-0,3	23372	22758	21017	15305	8988	4074	-320
	-0,5	12836	12523	11630	8638	5194	2390	-248
	-0,7	5075	4954	4607	3433	2060	924	-151
	-0,9	632	617	572	421	246	102	-28
0,75	1	173333	141638	86783	33854	0	0	0
	0,99	173137	141536	86896	33887	218	-2	-1
	0,98	172523	141318	87114	33861	447	-6	-4
	0,96	170387	140500	87795	33816	954	-17	-16
	0,9	159919	135709	90046	34155	2870	3	-88

χ	μ	$(-1) \cdot \beta_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
	0,8	139189	123574	90379	36342	6728	507	-269
	0,7	120216	110066	86352	38843	10540	1631	-445
	0,6	103920	97050	79918	40264	13737	3104	-555
	0,5	89925	85089	72497	40236	16074	4570	-579
	0,3	67062	64455	57329	36584	17935	6687	-424
	0	41220	40068	36817	26371	15234	6946	-97
	-0,3	21966	21457	20003	15103	9397	4657	-24
	-0,5	12113	11849	11090	8493	5380	2701	-68
	-0,7	4794	4691	4394	3370	2128	1048	-75
	-0,9	596	583	545	414	255	118	-19
1	1	130000	115805	84671	41174	16750	0	0
	0,99	129870	115775	84668	41215	16834	121	-1
	0,98	129599	115609	84696	41245	16844	244	-4
	0,96	128621	114996	84764	41359	16885	504	-16
	0,9	123389	111535	84663	42029	17193	1420	-81
	0,8	111573	102969	82516	43420	18249	3235	-214
	0,7	99419	93315	78110	44137	19591	5077	-285
	0,6	88101	83710	72339	43737	20747	6707	-256
	0,5	77779	74548	65923	42255	21409	7998	-135
	0,3	59755	57893	52727	36893	20881	9335	223
	0	37726	36841	34321	25937	16326	8406	552
	-0,3	20370	19962	18785	14726	9761	5341	405
1	-0,5	11275	11060	10436	8261	5542	3059	188
	-0,7	4465	4380	4134	3273	2188	1190	31
	-0,9	554	543	512	401	263	137	-5

χ	μ	$\gamma_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
0	0,99	-746	2649	-206	-437	-305	-255	-115
	0,98	-1485	11510	423	-764	-667	-496	-227
	0,96	-2940	41920	3971	-1099	-1201	-936	-441
	0,9	-7125	119484	25498	176	-2044	-1927	-1000
	0,8	-13500	94372	51618	715	-1395	-2578	-1654
	0,7	-19125	48742	47813	12875	621	-2288	-1973
	0,6	-24000	20232	33016	15207	2669	-1475	-2003
	0,5	-28125	2667	18291	13885	3942	-553	-1809
	0,3	-34125	-16554	-2775	6104	3648	719	-1031
	0	-37500	-27640	-17666	-4830	-94	805	330
	-0,3	-34125	-27684	-20395	-9036	-2502	407	1319
	-0,5	-28125	-23277	-17607	-8323	-2429	524	1627
	-0,7	-19125	-15853	-11999	-5572	-1360	797	1503
	-0,9	-7125	-5823	-4310	-1798	-183	598	722
0,25	0,99	-746	23868	3925	1728	682	-835	-186

χ	μ	$\gamma_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
	0,98	-1485	42389	8597	2809	996	-1460	-335
	0,96	-2940	67147	18759	3801	959	-2264	-564
	0,9	-7125	86297	43583	6575	-520	-2973	-1045
	0,8	-13500	62447	53521	9414	-787	-2767	-1644
	0,7	-19125	35716	42840	14377	1100	-2122	-1959
	0,6	-24000	16604	27975	15541	3060	-1197	-1983
	0,5	-28125	3496	14552	13386	4153	-248	-1782
	0,3	-34125	-12087	-4594	5001	3468	956	-998
	0	-37500	-21702	-18422	-5824	-524	894	343
	-0,3	-34125	-22100	-20811	-9781	-2909	421	1307
0,25	-0,5	-28125	-18645	-17902	-8900	-2762	520	1608
	-0,7	-19124	-12698	-12190	-3938	-1591	786	1488
	-0,9	-7125	-4649	-4383	-1946	-273	592	717
0,5	0,99	-746	8640	4332	1290	11	-461	-140
	0,98	-1485	15263	8501	2438	-73	-837	-265
	0,96	-2940	24975	16078	4451	-365	-1397	-488
	0,9	-7125	35551	31226	9404	-908	-2202	-1031
	0,8	-13500	30417	36235	15241	565	-2271	-1659
	0,7	-19125	20885	29614	17184	2985	-1577	-1945
	0,6	-24000	12194	20240	15659	4654	-600	-1935
	0,5	-28125	5259	11319	12055	5139	285	-1707
	0,3	-34125	-4189	-2345	3127	3401	1126	-913
	0	-37500	-10902	-13085	-6976	-1118	575	356
	-0,3	-34125	-11843	-15285	-10370	-3451	-45	1244
	-0,5	-28125	-101,6	-13225	-9281	-3198	91	1531
	-0,7	-19125	-6884	-8986	-6202	-1896	473	1428
	-0,9	-7125	-2487	-3198	-2050	-399	467	697
0,75	0,99	-746	3795	3118	1307	4	-247	-127
	0,98	-1485	6945	5922	2530	78	-476	-249
	0,96	-2940	11669	10663	4758	378	-870	-478
	0,9	-7125	17788	19301	10009	1868	-1525	-1051
	0,8	-13500	16778	22216	14730	4414	-1280	-1659
	0,7	-19125	12427	18820	15362	5946	-321	-1880
	0,6	-24000	8004	13559	13309	6282	618	-1806
	0,5	-28125	4165	8193	9867	5617	1224	-1537
	0,3	-34125	-1560	-698	2131	2560	1310	-749
	0	-37500	-6104	-8358	-6351	-2355	31	367
	-0,3	-34125	-7004	-10205	-9132	-4471	-756	1123
	-0,5	-28125	-6040	-8888	-8115	-4004	-546	1387
	-0,7	-19125	-4095	-6010	-5390	-2455	10	1317
	-0,9	-7125	-1454	-2101	-1767	-626	282	658
1	0,99	-746	1793	2164	634	620	-75	-135
	0,98	-1485	3336	4075	1298	1184	-118	-264
	0,96	-2940	5787	7236	2668	2167	-128	-501
	0,9	-7125	9565	12775	6546	4293	202	-1066
	0,8	-13500	9936	14581	10598	6193	1093	-1586
	0,7	-19125	7884	12500	11455	6768	1800	-1688
	0,6	-24000	5414	9213	10140	6336	2128	-1520

χ	μ	$\gamma_p \cdot 10^5$ при ζ , равном						
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
	0,5	-28125	3104	5771	7677	5172	2072	-1211
	0,3	-34125	-557	-167	1900	1770	1121	-502
	0	-37500	-3671	-5579	-4650	-2905	-856	334
	-0,3	-34125	-4399	-7002	-6868	-4711	-1714	903
	-0,5	-28125	-3814	-6111	-6098	-4144	-1376	1146
	-0,7	-19125	-2569	-4100	-4001	-2559	-585	1135
	-0,9	-7125	-893	-1404	-1273	-689	44	591

μ	$\alpha_q^* \cdot 10^5$ при ζ , равном						
	0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
1	433664	133049	67796	21227	5717	-395	-12228
0,99	357393	132712	70241	22666	6134	-444	-12596
0,98	283223	132470	69292	22559	6496	-76	-12625
0,96	196951	125794	68430	23045	7021	231	-12768
0,90	86988	88374	59449	22153	7906	782	-12412
0,80	13320	30897	32485	18111	7437	1266	-9358
0,70	-22265	-4156	7035	9580	5165	1235	-4726
0,60	-41600	-24809	-11403	581	1980	840	-14
0,50	-51645	-36496	-23289	-7071	-1317	255	3901
0,30	-55276	-43655	-32856	-15997	-6215	-928	8314
0,00	-38363	-32156	-26118	-15329	-7199	-1486	7846
-0,30	-9601	-8825	-7776	-5200	-2624	-468	2866
-0,50	10958	8137	5903	2935	1358	475	1190
-0,60	20260	15665	23715	6337	2927	744	-3026
-0,70	29562	23193	17812	9738	4495	1013	-4862
-0,80	35536	27456	20687	10716	4513	644	-5791
-0,90	41509	31719	23561	11694	4532	274	-6721
-0,96	45093	34277	22286	12281	4543	53	-7278
-0,98	46288	35129	25861	12476	4546	-21	-7464
-0,99	46886	35556	26149	12574	4548	-58	-7557
-1,00	47483	35982	26436	12672	4550	-95	-7650

μ	$\beta_q^* \cdot 10^5$ при ζ , равном						
	0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
0,99	11340	3296	-1958	-329	590	265	-137
0,98	20649	6656	-3001	-458	996	434	-263
0,96	34552	13275	-3044	-308	1444	592	-502
0,90	54274	29876	5095	1735	1753	562	-1330
0,80	60715	45154	22474	7136	2866	690	-3562
0,70	59828	50751	33833	13276	5208	1265	-6349
0,60	57397	51773	39548	18703	7900	2026	-8806
0,50	54257	50536	41590	22614	10323	2805	-10496

μ	$\beta_q^* \cdot 10^5$ при ζ , равном						
	0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
0,30	46692	44760	39625	25619	13254	4018	-11502
0,00	33388	32492	29970	21832	12642	4345	9310
-0,30	19633	19236	18007	13759	8406	3102	5659
-0,50	11370	11139	10469	8107	5029	1889	3310
-0,60	8018	7856	7386	5727	3556	1334	2344
-0,70	4665	4572	4303	3346	2082	778	1378
-0,80	2631	2578	2426	1886	1172	437	779
-0,90	596	584	549	425	262	95	180
-0,96	238	234	220	170	104	38	72
-0,98	119	117	110	85	52	19	36
-0,99	60	59	55	42	26	10	18

μ	$\gamma_q^* \cdot 10^5$ при ζ , равном						
	0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5
1	-100000	0	0	0	0	0	0
0,99	-98000	-2257	-2723	-121	-726	-1980	1414
0,98	-96030	-14380	-5709	-473	-328	-116	228
0,96	-92120	-32497	-12152	-3399	-1457	-1065	-656
0,90	-80750	-56858	-29196	-10668	-4137	-1623	-1258
0,80	-63000	-57988	-41332	-17595	-7577	-3925	-3813
0,70	-46750	-47053	-39641	-20737	-10020	-5770	-5507
0,60	-32000	-34441	-32265	-20344	-11008	-6781	-5433
0,50	-18750	-21761	-23142	-17352	-10525	-6894	-6025
0,30	3250	-1670	-5354	-7710	-6329	-4780	-4206
0,00	25000	19311	14127	6478	2531	1135	-756
-0,30	33250	27792	22614	13958	8248	5469	3311
-0,50	31250	28239	26858	32648	39475	43108	43975
-0,60	27250	24008	21661	43304	23022	21764	19726
-0,70	23250	19778	16443	10656	6568	421	-4523
-0,80	16250	13801	11449	7368	4488	982	-1749
-0,90	9250	7824	6455	4080	2408	1542	1025
-0,96	3700	3129	2584	1632	964	616	412
-0,98	1850	1565	1292	816	482	308	206
-0,99	925	782	646	408	241	154	103

Приложение 2

Функции влияния местных напряжений

$\Delta\alpha^*$, $\Delta\beta^*$, $\Delta\gamma^*$ для стенок

χ	μ	$\Delta\alpha^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1
0,125	1	-118406	20665	126129	53257	-45527	-15150
	0,99	-94050	19163	110922	49046	-38729	-14271
	0,98	-73655	18309	97896	45469	-32855	-13498
	0,96	-42294	17876	77146	39715	-23349	-12136
	0,9	5372	20104	42014	28569	-6384	-8483
	0,8	22964	21503	21971	18213	4241	-2996
	0,7	21275	18793	15420	12573	7060	834
	0,6	16745	15022	11998	9457	7311	2947
	0,5	12622	11583	9536	7566	6714	3864
0,25	1	-37250	63715	62468	-14176	-11938	-7718
	0,99	-23131	54830	52974	-14452	-9799	-5980
	0,98	-12102	47525	42067	-14159	-8136	-4668
	0,96	2970	36511	33004	-12533	-5839	-2947
	0,9	17850	19652	14847	-5653	-2966	-1210
	0,8	13710	10189	6901	1172	-1220	-770
	0,7	7845	6241	4832	3045	138	-338
	0,6	4511	4019	3644	3156	1031	129
	0,5	2755	2677	2733	2776	1448	494
0,5	1	41996	14288	-16724	839	-417	-1138
	0,99	36523	13398	-13337	93	-532	-924
	0,98	31803	12537	-10494	-479	-611	-758
	0,96	24209	10922	-6121	-1213	-691	-531
	0,9	11063	7054	391	-1543	-654	-275
	0,8	3469	3376	2396	-380	-371	-187
	0,7	1358	1711	1925	450	-70	-97
	0,6	670	949	1309	743	166	6
0,5	0,5	398	576	871	751	307	94
0,75	1	33517	1657	-14584	-2521	1566	1557
	0,99	28015	2491	-11743	-1991	1097	1103
	0,98	23445	3062	-9372	-1604	734	758
	0,96	16486	3640	-5755	-1120	240	307
	0,9	5966	3282	-454	-602	-263	-127
	0,8	1338	1681	1214	-168	-204	-118
	0,7	436	808	987	172	-49	-53
	0,6	211	423	648	319	64	-1
	0,5	133	248	416	335	131	39

χ	μ	$\Delta\alpha^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1
1	1	22703	-450	-9929	-2389	1361	1520
	0,99	18794	373	-8006	-1814	985	1093
	0,98	15571	969	-6403	-1389	691	770
	0,96	10717	1670	-3963	-848	288	343
	0,9	3597	1870	-402	-317	-140	-72
	0,8	694	991	719	-86	-126	-78
	0,7	203	467	586	93	-32	-33
	0,6	98	239	380	177	34	-1
	0,5	65	138	241	189	72	22

χ	μ	$\Delta\beta^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1
0,125	0,99	-7787	413	4848	1321	-2203	-299
	0,98	-13663	522	8641	2341	-3960	-550
	0,96	-21104	211	13782	3762	-6640	-981
	0,9	-24855	-1476	18108	5739	-9123	-2200
	0,8	-14566	-1286	14219	6670	-8038	-3975
	0,7	-5530	897	10138	6283	-5800	-4736
	0,6	-214	2812	7696	5327	-3883	-4635
	0,5	2544	3935	6280	4343	-2493	-4104
0,25	0,99	-4429	2810	3014	30	-674	-544
0,25	0,98	-7380	4864	5264	-204	-1122	-886
	0,96	-10162	7359	8055	-1084	-1567	-1178
	0,9	-7348	8723	9321	-3789	-1544	-924
	0,8	1080	6940	6078	-4598	-1448	-534
	0,7	4342	5603	3936	-3355	-1694	-638
	0,6	4775	4664	2962	-2083	-1744	-816
	0,5	4281	3888	2465	-1169	-1573	-920
0,5	0,99	1755	293	-1082	231	34	-68
	0,98	3146	570	-1901	379	50	-113
	0,96	5072	1069	-2934	488	50	-157
	0,9	6863	2063	-3361	104	-41	-141
	0,8	5507	2457	-1712	-697	-203	-101
	0,7	3783	2167	-436	-897	-328	-132
	0,6	2593	1745	185	-751	-394	-178
	0,5	1831	1369	427	-520	-396	-212
0,75	0,99	1748	-254	-905	-164	146	141
	0,98	3049	-383	-1584	-260	242	229
	0,96	4660	-397	-2425	-331	330	303
	0,9	5438	237	-2728	-281	244	212
	0,8	3582	947	-1413	-335	-4	26

χ	μ	$\Delta\beta^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1
	0,7	2150	987	-463	-394	-122	-44
	0,6	1355	823	-20	-344	-168	-75
	0,5	909	646	154	-248	-175	-92
1	0,99	1240	-254	-613	-178	117	132
	0,98	2151	-399	-1070	-285	196	216
	0,96	3252	-476	-1636	-367	270	286
	0,9	3672	-68	-1832	-277	210	205
	0,8	2294	483	-950	-205	22	37
	0,7	1320	556	-324	-222	-62	-20
	0,6	808	472	-35	-195	-92	-41
	0,5	532	371	78	-142	-98	-51

χ	μ	$\Delta\gamma^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1
0,125	1	-	-65939	-9194	31795	18088	605
	0,99	-	-51388	-9656	30022	18094	987
	0,98	-	-39407	-9436	28047	17831	1424
	0,96	-	-21490	-7740	23850	16780	2351
	0,9	-	3397	-284	12556	12170	4589
	0,8	-	9358	5793	2466	5630	5413
	0,7	-	6606	5412	-832	1764	4220
	0,6	-	3756	3384	-1779	-328	2609
	0,5	-	1838	1562	-2087	-1422	1195
0,25	1	-	-24300	39763	-7692	-3013	2096
	0,99	-	-15793	31071	-3491	-1709	1465
	0,98	-	-9259	24182	-290	-743	1002
	0,96	-	-592	14425	3861	503	444
	0,9	-	6902	2272	6772	1801	190
	0,8	-	5540	-1184	3578	2052	674
	0,7	-	551	-1654	987	1687	879
	0,6	-	-583	-1729	-282	1075	815
	0,5	-	-856	-1623	-842	484	614
0,5	1	-	16866	8271	177	-708	-154
	0,99	-	13678	7522	142	-447	-82
	0,98	-	10986	6789	167	-244	-29
	0,96	-	6843	5411	320	35	41
	0,9	-	608	2226	890	360	121
	0,8	-	-1546	-273	1030	449	177
	0,7	-	-1352	-913	599	418	207
	0,6	-	-944	-916	175	314	198
	0,5	-	-640	-759	-94	182	160

χ	μ	$\Delta\gamma^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0	0,125	0,25	0,5	0,75	1
0,75	1	-	13826	67	1827	886	-456
	0,99	-	10709	963	1257	570	-306
	0,98	-	8184	1558	842	348	-192
	0,96	-	4500	2120	346	93	-40
0,75	0,9	-	-296	1613	107	-11	105
	0,8	-	-1281	127	334	138	106
	0,7	-	-886	-389	262	173	98
	0,6	-	-547	-442	96	140	89
	0,5	-	-343	-371	-29	85	72
1	1	-	9397	-1016	1502	881	-359
	0,99	-	7201	-161	1035	568	-244
	0,98	-	5435	438	688	344	-156
	0,96	-	2887	1092	258	80	-39
	0,9	-	-321	1077	-14	-60	73
	0,8	-	-869	144	152	58	67
	0,7	-	-567	-210	143	94	57
	0,6	-	-337	-254	57	79	50
	0,5	-	-206	-215	-14	49	41

Приложение 3

Функции влияния местных напряжений

$\alpha^*_q, \beta^*_q, \gamma^*_q$ для поясов

ε	μ	$\alpha^*_q \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	1,00	34945	27516	19528	-1459	-53352	-113574
	0,75	11736	5246	-2297	-19647	-65667	-115523
	0,50	-15185	-20792	-27781	-41569	-82499	-122370
	0,25	-76171	-79895	-86346	-91073	-116451	-133880
	0,00	-277668	-243844	-264503	-231596	-218640	-142739
	-0,25	-76171	-79895	-86346	-91073	-116451	-133880
	-0,50	-15185	-20792	-27781	-41569	-82499	-122370
	-0,75	11736	5246	-2297	-19647	-65667	-115623
	-1,00	34945	27516	19528	-1459	-53352	-113574
0,25	1,00	113527	110515	106459	90913	41166	-17557
	0,75	53871	51457	47105	36850	-3115	-45787
	0,50	-31336	-32793	-37413	-39205	-62855	-80831
	0,25	-255457	-220478	-240202	-205724	-192675	-115718
	0,00	-76662	-80376	-86824	-91519	-116876	-134204
	-0,25	-43201	-49497	-57190	-71324	-112659	-151169
	-0,50	-37425	-45995	-55284	-74845	-121400	-168799
	-0,75	-45951	-55979	-66394	-88633	-137723	-189540
	-1,00	-52968	-64622	-76210	-101831	-154901	-212809
0,5	1,00	164717	166929	167990	162269	120178	73682
	0,75	50985	54053	53295	57945	40937	29302
	0,50	-192347	-153907	-170897	-131868	-115220	-39472
	0,25	-33471	-34871	-39470	-41063	-64470	-81834
	0,00	-17394	-22949	-29920	-43539	-84299	-123625
	-0,25	-38817	-47359	-56639	-76109	-122568	-169619
	-0,50	-72298	-83333	-94608	-117844	-167082	-217169
	-0,75	-108564	-121995	-135183	-161796	-213259	-265183
0,5	-1,00	-141475	-157453	-172614	-203188	-257836	-313142
0,75	1,00	26432	133613	142160	160972	155423	153530
	0,75	-12768	-67796	-80032	-31140	-6457	78597
	0,50	43542	46839	45896	50606	30994	15258
	0,25	46111	43950	39695	30357	-8325	-48396
	0,00	5632	-695	-8207	-25083	-70864	-119845
	-0,25	-49894	-59819	-70196	-92101	-140814	-191551
	-0,50	-110395	-123782	-36955	-163426	-214732	-266170
	-0,75	-170325	-187187	-203142	-234209	-288067	-340118
	-1,00	-224668	-245150	-263939	-300091	-357069	-411253

ε	μ	$\alpha^*_q \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
1,00	1,00	-140521	-85268	-88255	-17684	81446	244466
	0,75	114153	123351	129439	143262	150503	160482
	0,50	79500	82937	84649	86761	74929	62031
	0,25	33876	32447	29877	22887	-1649	-26685
	0,00	-14342	-20930	-27957	-43862	-81132	-121288
	-0,25	-83835	-94789	-105804	-127966	-172930	-218627
	-0,50	-134692	-150575	-165974	-197114	-256457	-316190
	-0,75	-175574	-199906	-219043	-261958	-332741	-408217
	-1,00	-247744	-272886	-296733	-343856	-423998	-503152

ε	μ	$\beta^*_q \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	-3099	-2857	-2844	-1955	-443	1128
	0,50	-6671	-6002	-6203	-4071	170	4250
	0,25	-1802	545	-1017	890	4895	9750
	0,00	73311	64549	67278	56038	43393	14637
	-0,25	-1802	545	-1017	890	4895	9750
	-0,50	-6671	-6002	-6203	-4071	170	4250
	-0,75	-3099	2857	-2844	-1955	-443	1128
0,25	0,75	-3401	-3059	-3352	-2506	-543	1063
	0,50	3254	6361	4696	5726	5092	6016
0,25	0,25	72881	64044	66718	55104	41572	11869
	0,00	-3434	-1053	-2607	-597	3480	8670
	-0,25	-9362	-8557	-8689	-6005	-785	4831
	-0,50	-6622	-6159	-6048	-4274	-1200	2560
	-0,75	-2385	-2230	-2176	-1576	-565	761
0,5	0,75	101	1940	415	396	546	2347
	0,50	79132	61135	63790	51478	36433	6123
	0,25	-26161	-16907	-20807	-14502	-11438	2674
	0,00	-14031	-13189	-13334	-10639	-5829	69
	-0,25	-11165	-10604	-10463	-8383	-5049	-271
	-0,50	-6387	-6092	-5978	-4857	-3061	-218
	-0,75	-2066	-1975	-1935	-1584	-1018	-83
0,75	0,75	56120	47338	50862	40593	27413	1800
	0,50	-24886	-22667	-23294	-19788	-14478	-3698
	0,25	-29166	-27983	-27959	-24079	-17857	-7577
	0,00	-23391	-22582	-22351	-19474	-15388	-7653
	-0,25	-14124	-13552	-13408	-11638	-10168	-7372
	-0,50	-8196	-7962	-7871	-7041	-5943	-3390
	-0,75	-2484	-2415	-2387	-2139	-1808	-1024
1,00	0,75	-48184	-43535	-44464	-36150	-26107	-8673

ε	μ	$\beta_q^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	0,50	-45296	-43316	-42946	-35776	-25149	-9400
	0,25	-17529	-18180	-18613	-18069	-12562	-4751
	0,00	-23871	-23032	-22635	-19458	-14437	-4692
	-0,25	-14861	-14590	-14430	-12851	-9766	-3934
	-0,50	-6952	-6646	-6537	-5862	-5218	-2771
	-0,75	-2939	-2952	-2905	-2613	-2103	-1375

ε	μ	$\gamma_q^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	12500	9830	9960	4473	1075	7821
	0,50	25000	19692	21381	9469	1291	16724
0,00	0,25	37500	28842	36853	16609	-559	28555
	0,00	50000	50000	50000	50000	50000	50000
	-0,25	-37500	-28842	-35624	-11692	21043	17330
	-0,50	-25000	-19692	-21381	-9469	-1291	-16724
0,25	-0,75	-12500	-9830	-9960	-4473	-1075	-7821
	0,75	4297	269	1531	-7951	-15382	-2157
	0,50	10937	2493	9618	-10239	-28323	1468
	0,25	19922	19211	18450	17116	15472	17767
	0,00	-68750	-60765	-70123	-51087	-36145	-62535
	-0,25	-55078	-50241	-53132	-42076	-35812	-48917
	-0,50	-39063	-36228	-37201	-31426	-28957	-34807
0,5	-0,75	-20703	-19494	-19832	-17554	-16791	-18610
	0,75	-3906	-11210	-5339	-21526	-37455	-12815
	0,50	-3125	-3604	-4094	-5093	-6613	-5117
	0,25	-97656	-88542	-97915	-78172	-64742	-89292
	0,00	-87500	-82492	-86841	-78382	-76047	-82542
	-0,25	-72656	-70717	-73358	-70461	-71811	-71579
	-0,50	-53125	-53116	-55199	-56178	-63230	-68513
0,75	-0,75	-28906	-30630	-32164	-33293	-33634	-28868
	0,75	-12109	-9695	-7169	-2208	5508	-1612
	0,50	-117118	-105779	-114804	-90936	-75559	-99932
	0,25	-115234	-110027	-113663	-103372	-101415	-105010
	0,00	-106250	-105592	-108696	-107832	-113707	-107712
	-0,25	-90234	-92325	-95506	-99981	-109863	-100989
	-0,50	-67188	-70194	-72960	-79107	-89325	-81281
1,00	-0,75	-37109	-39388	-41026	-45629	-52476	-47488
	0,75	-120313	-120507	-114008	-111410	-82857	-113835
	0,50	-131250	-131925	-125964	-126639	-122648	-126153
	0,25	-132812	-134949	-128444	-134167	-136883	-133519
	0,00	-125000	-128986	-124208	-133347	-137423	-126937

ε	μ	$\gamma_q^* \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	-0,25	-107812	-112053	-108269	-117803	-122462	-111028
1,00	-0,50	-81250	-85243	-82794	-91534	-96111	-85305
	-0,75	-45313	-46558	-46391	-49154	-51148	-45835

Приложение 4

Функции влияния местных напряжений

$\Delta\alpha_n, \Delta\beta_n, \Delta\gamma_n$ для поясов

$\chi_i = 0,125; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	1,00	-78049	-68934	-58973	-38733	-5027	19535
	0,75	-57724	-48610	-39036	-22913	-3923	8762
	0,50	-34897	-24236	-13643	-288	2253	-113
	0,25	22091	26917	31686	31286	5435	-9783
	0,00	201475	141170	98430	25403	-2885	-15124
	-0,25	22091	26917	31686	31286	5435	-9783
	-0,50	-34897	-24236	-13643	-288	2253	-113
	-0,75	-57724	-48610	-39036	-22913	-3923	8762
0,25	1,00	-118819	-99232	-78798	-43326	-193	23138
	0,75	-72388	-57345	-41972	-19255	-1216	8520
	0,50	-1511	5689	13043	17692	472	-6526
	0,25	189888	130721	89210	18525	-5848	-14248
	0,00	22486	27368	32190	31815	5766	-9715
	-0,25	-18370	-8490	882	10524	5464	-1562
	-0,50	-30277	-23333	-16801	-6619	939	3290
	-0,75	-29549	-25556	-22088	-14732	-3452	5243
0,50	1,00	-136729	-103224	-70212	-22643	8220	12727
	0,75	-43644	-29552	-14884	1028	-8265	-15854
	0,50	57805	102666	65518	2787	-9881	-7990
	0,25	258	7822	15123	19720	1474	-6668
	0,00	-33098	-22217	-11419	1972	3534	-39
	-0,25	-29161	-22350	-15360	-5110	1824	3310
	-0,50	-14419	-11834	-9120	-4631	127	2500
0,5	-0,75	2595	1287	-30	-1512	-995	140
	-1,00	16573	11540	6401	-262	-1896	-618
0,75	1,00	-65662	-29258	3808	37839	7724	-13270
	0,75	124946	79059	51653	2243	-5079	-5522
	0,50	-37044	-23121	-8594	7565	1726	1430
	0,25	-65768	-50444	-34866	-12855	851	7129
	0,00	-52648	-43094	-33123	-17030	-146	10511
	-0,25	-26332	-22360	-18146	-10786	-1378	5068
	-0,50	4080	2961	1822	374	42	101
	-0,75	33959	27812	21369	11159	996	5632

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	-1,00	49231	47593	35427	16523	-870	-11205

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	3465	2121	814	-1229	-2516	-925
	0,50	8298	3495	-870	-6711	-7876	-1675
	0,25	4539	-5351	-13121	-21168	-12316	411
	0,00	-64404	-51348	-41852	-23978	-9432	2509
	-0,25	4539	-5351	-13121	-21168	-12316	411
	-0,50	8298	3495	-870	-6711	-7876	-1675
	-0,75	3465	2121	814	-1229	-2516	-925
0,25	0,75	4460	1216	-1351	-4309	-3058	1623
	0,50	-2338	-9186	-14167	-19040	-7204	4520
	0,25	-64366	-50762	-40684	-21827	-6448	5210
	0,00	5854	-3850	-11443	-19411	-11214	641
	-0,25	10760	5788	1204	-5425	-8626	-3801
	-0,50	6885	4988	3060	-492	-4507	-4008
	-0,75	2379	1889	1365	265	-1322	-1548
0,50	0,75	398	-5063	-8600	-10913	-1315	3991
0,50	0,50	-63234	-47475	-35266	-13699	999	7663
	0,25	22269	7476	-2846	-16721	-4811	4046
	0,00	14292	10223	6540	823	-3607	-1439
	-0,25	10554	9160	7707	4329	-1601	-3596
	-0,50	5808	5441	4993	3440	-431	-2761
	-0,75	1850	1782	1685	1234	-67	-974
0,75	0,75	-52346	-32858	-18030	3333	5187	281
	0,50	22519	16535	12278	5868	2647	-1131
	0,25	26420	24229	22269	17001	4850	-3089
	0,00	20325	20459	20450	17700	6299	-3215
	-0,25	12405	12367	12140	10280	4938	2953
	-0,50	6833	7393	7878	7526	3384	-1080
	-0,75	2062	2247	2409	2320	1046	-366

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	17308	18743	17877	13871	3776	-3615
	0,50	38950	41044	37456	26219	4396	-7157

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	0,25	63735	64653	54260	30891	16	-6910
	0,00	0	0	0	0	0	0
	-0,25	-63735	-64653	-54573	-36704	-33030	-63540
	-0,50	-38950	-41044	-37456	-26219	-4396	7157
	-0,75	-17308	-18743	-17877	-13871	-3776	3615
	0,25	0,75	33444	34349	31491	21165	2551
0,50		65711	66649	56436	32531	399	-7366
0,00		-56190	-56450	-45756	-23745	2642	5515
-0,25		-32619	-34218	-30394	-20389	-2381	5852
-0,50		-15022	-16424	-15424	-12077	-3491	2879
-0,75		-5534	-5710	-5570	-4879	-2105	627
0,50	0,75	52849	53669	45657	27125	2598	-4188
	0,50	4818	5134	5082	4063	1623	-10
	0,25	-51508	-52807	-43775	-25823	-2277	4139
	0,00	-12401	-13960	-12498	-11283	-6509	379
	-0,25	2027	1408	1567	-402	-2598	-1480
	-0,50	6144	6356	6724	6831	11252	19739
	-0,75	4372	5839	7703	9320	4296	-7804
0,75	0,75	-23644	-25276	-25139	-20353	-8705	-786
	0,50	-58636	-61689	-53522	-36622	-11101	-1056
	0,25	-15497	-17963	-16694	-15189	-9156	-4032
	0,00	13629	13262	12808	7854	19	-3258
	-0,25	27158	28427	27895	21444	8353	758
	-0,50	28256	30110	29775	24126	11612	3846
	-0,75	18888	20284	20200	16639	8691	3666

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	1,00	-78094	-72971	-66602	-79546	-20159	-5810
	0,75	-57724	-50611	-43224	-31812	-15184	824
	0,50	-34897	-24205	-14590	-8255	-5834	-1369
	0,25	22091	32891	41154	31578	9532	-1607
	0,00	201475	138676	113855	71428	47404	-366
	-0,25	22091	32891	41154	31578	9532	-1607
	-0,50	-34897	-24205	-14590	-8255	-5834	-1369
	-0,75	-57724	-50611	-53224	-31812	-15184	824
	-1,00	-78094	-72971	-66602	-49546	-20159	5810
0,25	1,00	-118819	-105360	-90884	-63041	-24926	6390

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	0,75	-72388	-58758	-45747	-32207	-16631	771
	0,50	-1311	11117	21365	15286	583	-2254
0,25	0,25	189888	128015	104167	63288	42580	-1288
	0,00	22486	33352	41671	32087	9881	-1447
	-0,25	-18370	-7242	2029	4116	-512	72
	-0,50	-30277	-24676	-19139	-12391	-5545	336
	-0,75	-29549	-27112	-24361	-18695	-8906	495
	-1,00	-30684	-30941	-30442	-24298	-10140	3101
0,50	1,00	-136729	-108131	-81817	-50970	-23614	1346
	0,75	-43644	-25931	-10135	-7506	-14516	-14149
	0,50	157805	99134	78719	43292	32663	-260
	0,25	258	13139	23583	17316	1758	-1950
	0,00	-33098	-22122	-12272	-6042	-4425	-854
	-0,25	-29161	-23371	-17671	-10935	-4590	653
	-0,50	-14419	-12490	-10448	-7108	-2853	634
	-0,75	2595	1204	-60	-634	-259	-56
0,75	-1,00	16573	11686	7072	3571	1900	80
	1,00	-75672	-18784	15638	16565	-9677	-6197
	0,75	124946	74495	62467	35324	30105	330
	0,50	-37044	-18892	-2848	-1083	-5585	928
	0,25	-65768	-51377	-37850	-25510	-13367	1028
	0,00	-52648	-44821	-36887	-25983	-11149	3415
	-0,25	-26332	-23385	-20224	-14808	-6568	1159
	-0,50	4080	2927	1861	1210	891	294
	-0,75	33959	28730	23455	16810	7861	1259
-1,00	59231	49252	39236	27019	11599	3793	

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	3465	2785	2054	1	-1288	-819
	0,50	8298	4869	1981	-2847	-4097	-2254
0,00	0,25	4539	-6447	-12961	-15104	-7178	-3372
	0,00	-64404	-51365	-46096	-34903	-22670	-4484
	-0,25	4539	-6447	-12961	-15104	-7178	-3372
	-0,50	8298	4869	1981	-2847	-4097	-2254
	-0,75	3465	2785	2054	1	-1288	-819
0,25	0,75	4460	1718	-271	-2076	-935	611
	0,50	-2338	-11405	-15875	-15717	-5831	214
	0,25	-64366	-51052	-45428	-33285	-20228	-1985

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	0,00	5854	-4912	-11240	-13409	-6015	-2839
	-0,25	10760	7487	4616	-1171	-4214	-3614
	-0,50	6885	6229	5314	1525	-2237	-2988
	-0,75	2379	2304	2104	860	-609	-1082
0,50	0,75	398	-7696	-11435	-8426	670	1099
	0,50	-63234	-48478	-41380	-26782	-13922	1388
	0,25	22269	3125	-5037	-8077	1789	1227
	0,00	14292	11812	9702	4528	596	-545
	-0,25	10554	10504	10101	6195	877	-1696
	-0,50	5808	6127	6181	4229	809	-1361
0,75	-0,75	1650	1989	2040	1455	314	-484
	0,75	-52346	-32007	-21660	-10807	-9597	-905
	0,50	22519	15948	12963	10426	8383	786
	0,25	26420	26192	25928	20203	9951	1396
	0,00	20325	22015	23096	19059	9320	1270
	-0,25	12405	13663	14305	11094	6166	4617
	-0,50	6833	7772	8481	7614	4145	702
-0,75	2062	2356	2581	2336	1273	189	

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	13254	14329	13638	9636	6241	-114
	0,50	31627	32818	29167	16161	11074	-438
	0,25	60744	58177	44621	8264	15963	239
	0,00	0	0	0	0	0	0
	-0,25	-60744	-58177	-44754	-11307	-40764	-57034
	-0,50	-31827	-32818	-29167	-16161	-11074	438
	-0,75	-13254	-14329	-13638	-9636	-6241	114
0,25	0,75	27751	28221	24597	12529	8554	-478
	0,50	62174	59702	46132	9497	11643	202
	0,25	4539	5067	5090	4221	2834	184
	0,00	-55343	-52101	-38430	-2935	-12392	45
	-0,25	-27248	-27724	-24030	-11848	-8238	539
	-0,50	-11552	-12530	-11903	-8331	-5569	-114
	-0,75	-3646	-4177	-4241	-3577	-2618	-452
0,50	0,75	51310	49025	37395	6579	16465	1472
	0,50	3703	3962	3782	2780	2255	779
	0,25	-50485	-48282	-36540	-5464	-15841	-1275

$\chi_i = 0,125 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	0,00	-12305	-12372	-10244	-4261	-9947	-1462
	-0,25	945	861	866	634	-2536	-1056
	-0,50	4674	4958	4801	4461	9805	16915
	-0,75	2721	3997	5227	6804	5645	-4658
0,75	0,75	-18130	-19488	-18689	-13940	-11689	-4549
	0,50	-14159	-53708	-43568	-14702	-23728	-7493
	0,25	-11361	-13064	-13129	-10922	-9933	-6163
	0,00	12131	11648	9527	3596	3459	-1123
	-0,25	22048	22886	20871	13305	12673	4662
	-0,50	22373	23742	22265	15634	15323	7618
	-0,75	14827	15876	15041	10916	10940	6054

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	1,00	-22375	-22826	-21731	-17147	-6427	-144
	0,75	-19976	-17773	-15316	-10786	-3992	-584
	0,50	-18070	-13062	-8431	-2890	100	-57
	0,25	-9031	5654	11430	11138	4120	486
	0,00	93556	95928	47508	20882	5785	662
	-0,25	-9031	5654	11430	11138	4122	486
	-0,50	-18070	-13062	-8431	-2890	100	-57
	-0,75	-19976	-17773	-15316	-10786	-3992	-584
	-1,00	-22375	-22826	-21731	-17147	-6427	-144
0,25	1,00	-38453	-37585	-33317	-22842	-6062	375
	0,75	-29608	-23877	-18437	-10854	-3373	-381
	0,50	-16446	-1009	5358	6144	1284	-291
	0,25	89876	92656	44554	18453	4301	140
	0,00	-8996	5732	11537	11273	4244	548
	-0,25	-14247	-9301	-4027	1788	1833	533
	-0,50	-12079	-10112	-8017	-4623	-784	47
	-0,75	-9123	-8650	-7944	-6195	-2695	-463
	-1,00	-6711	-8135	-8705	-7989	-3887	-285
0,50	1,00	-54850	-49807	-37909	-18545	-1894	609
	0,75	-31027	-13794	-5861	-1880	-1515	-2952
	0,50	79111	83382	36336	12024	1197	-343
	0,25	-16270	-630	5865	6731	1719	-125
	0,00	-17904	-12698	-7931	-2280	609	170
	-0,25	-11981	-9896	-7711	-4240	-431	200
	-0,50	-5054	-4553	-3917	-2626	-628	47

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	-0,75	1964	1114	520	104	-341	-116
	-1,00	8564	5940	3960	1537	-272	-156
0,75	1,00	-62846	-32258	-6612	8419	3562	-337
	0,75	63516	72231	28105	8097	1957	212
	0,50	-30133	-11999	-3756	39	-150	139
0,75	0,25	-28871	-22318	-16442	-8749	-2137	-41
	0,00	-19471	-16677	-13851	-9105	-2722	213
	-0,25	-8823	-8003	-7049	-5097	-1822	-116
	-0,50	2101	1112	920	401	86	59
	-0,75	12925	10634	8723	5787	1918	91
	-1,00	23299	18882	15207	9637	2569	-360

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	930	1622	1424	495	-716	-404
	0,50	3343	5148	3603	67	-2452	-1208
	0,25	8946	8127	1208	-4978	-4463	-1820
	0,00	-24813	-25800	-15802	-10064	-5354	-2015
	-0,25	8946	8127	1208	-4978	-4463	-1820
	-0,50	3343	5148	3603	67	-2452	-1208
	-0,75	930	1622	1424	495	-716	-404
0,25	0,75	2381	3396	1946	-564	-1225	-260
	0,50	7736	3723	-2689	-5015	-3430	-822
	0,25	-24925	-25995	-15950	-9930	-4631	-1335
	0,00	9062	8384	1566	-4527	-4056	-1614
	-0,25	3671	5822	4424	797	-2368	-1465
	-0,50	1475	2703	2654	1409	-934	-915
	-0,75	427	821	881	580	-214	-294
0,50	0,75	6769	4642	-1198	-4396	-1005	80
	0,50	-25420	-26716	-16188	-8881	-2188	13
	0,25	22906	15310	850	-3276	-1982	-270
	0,00	3896	6361	5269	2100	-756	-453
	-0,25	1803	3426	3658	2665	175	-385
	-0,50	808	1627	1921	1676	373	-211
0,50	-0,75	238	490	590	556	158	-65
0,75	0,75	-27062	-27111	-13056	-2686	616	201
	0,50	9755	10097	5830	2086	1729	580
	0,25	4843	8564	8544	6416	2912	866

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	0,00	2617	5258	6281	6077	3290	987
	-0,25	1440	3035	3906	3919	1686	1191
	-0,50	693	1490	1980	2252	1575	522
	-0,75	204	442	593	685	490	158

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	3440	4336	4544	4474	2285	491
	0,50	9020	11341	11031	9300	3512	585
	0,25	24826	27643	20466	10843	2661	334
	0,00	0	0	0	0	0	0
	-0,25	-24826	-27643	-20466	-10843	-4724	-11352
	-0,50	-9020	-11341	11031	-9300	-3512	-585
	-0,75	-3440	-4336	4544	-4474	-2285	-491
0,25	0,75	7857	10056	9702	7852	2540	337
	0,50	24971	28111	21043	11391	2912	381
	0,25	986	1441	1604	1683	1065	292
	0,00	-23733	-25937	-18532	-8780	-1313	49
	-0,25	-8115	-9871	-9372	-7586	-2440	-307
	-0,50	-3191	-3758	-3878	-3860	-2023	-479
	-0,75	-993	-1107	-1188	-1353	-976	-329
0,50	0,75	22043	24513	17270	8151	3026	807
	0,50	652	1279	1334	1209	711	310
	0,25	-22644	-24134	-16633	-7745	-2858	738
	0,00	-6231	-6616	-3956	-1095	-2902	-1128
0,50	-0,25	-1052	-412	598	1170	-763	-490
	-0,50	896	1676	1776	1561	1461	3475
	-0,75	1123	1543	910	734	2893	36
0,75	0,75	-4296	-6309	-6497	-5925	-3645	-1704
	0,50	-22955	-24409	-17736	-10277	-5497	-2595
	0,25	-3502	-3297	-3492	-4139	-3122	-1921
	0,00	3361	5354	4627	2649	837	-72
	-0,25	6020	8563	7948	6185	3641	1706
	-0,50	6113	8405	7937	6653	4417	2472
	-0,75	4100	5511	5213	4492	3136	1884

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	1,00	-22375	-22783	-21919	-18198	-7498	-893
	0,75	-19976	-18399	-16333	-11828	-4658	-994
	0,50	-18070	-14434	-10480	-4149	-147	-49
	0,25	-9031	2050	7413	11016	4781	921
	0,00	93556	97645	52071	27105	7270	1299
	-0,25	-9031	2050	7413	11016	4781	921
	-0,50	-18070	-14434	-10480	-4149	-147	-49
	-0,75	-19976	-18399	-16333	-11828	-4658	-994
0,25	1,00	-38453	-38006	-34525	-25199	-7619	-412
	0,75	-29608	-25454	-20823	-12592	-4091	-746
	0,50	-16446	-4813	1054	5767	1695	-97
	0,25	89876	94265	48963	24552	5674	664
	0,00	-8996	2116	7505	11146	4907	990
	-0,25	-14247	-10693	-6236	511	1847	680
	-0,50	-12079	-10666	-8895	-5397	-1121	-60
0,25	-0,75	-9123	-8794	-8207	-6599	-3053	-728
	-1,00	-6711	-7785	-8300	-8155	-4339	-708
0,50	1,00	-54850	-51566	-41644	-22811	-3335	268
	0,75	-31027	-18086	-10895	-3008	-1515	-2790
	0,50	79111	84599	40204	17696	2208	-129
	0,25	-16270	-4487	1491	6336	2151	100
	0,00	-17904	-14121	-10051	-3564	380	210
	-0,25	-11981	-10481	-8637	-5033	-758	115
	-0,50	-5054	-4700	-4168	-2922	-811	-36
	-0,75	1964	1337	825	41	-328	-141
	-1,00	8564	6636	4938	2101	-129	-163
0,75	1,00	-62846	-40442	-17345	4763	3979	118
	0,75	63516	72291	30372	12757	2605	435
	0,50	-30133	-16511	-9034	-1053	-177	105
	0,25	-28871	-24103	-19088	-10515	-2755	-302
	0,00	-19471	-17456	-15068	-10197	-3340	-142
	-0,25	-8823	-8238	-7439	-5548	-2144	-321
	-0,50	2101	1593	1177	525	114	64
	-0,75	12925	11251	9622	6471	2295	311
	-1,00	23299	20071	16939	10934	3242	-3

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	930	1476	1340	690	-634	-436
	0,50	3343	4822	3603	800	-2297	-1341
	0,25	8946	8655	2547	-3652	-4572	-2121
	0,00	-24813	-26041	-16613	-11407	-5872	-2412
	-0,25	8946	8655	2547	-3652	-4572	-2121
	-0,50	3343	4822	3603	800	-2297	-1341
0,00	-0,75	930	1476	1340	690	-634	-436
0,25	0,75	2381	3243	2071	-53	-1201	368
	0,50	7736	4933	-1085	-4418	-3936	-1124
	0,25	-24925	-26220	-16758	-11338	-5192	-1728
	0,00	9062	8875	2854	-3222	-4154	-1893
	-0,25	3671	5410	4324	1550	-2151	-1557
	-0,50	1475	2629	2434	1674	-755	-910
	-0,75	427	729	793	645	-150	-283
0,50	0,75	6769	5407	134	-3701	-1279	-53
	0,50	-25420	-26915	-17071	-10569	-2815	-260
	0,25	22906	17698	3906	-2139	-2116	-467
	0,00	3896	5862	5034	2748	-541	-478
	-0,25	1803	3048	3295	2872	386	-314
	-0,50	808	1427	1695	1727	494	-141
	-0,75	238	427	526	565	197	-38
0,75	0,75	-27062	-27773	-14927	-4995	328	235
	0,50	9755	10637	6339	2884	1823	713
	0,25	4843	7726	7812	6831	3263	1110
	0,00	2617	4609	5533	6104	3589	1258
	-0,25	1440	2630	3394	3918	1871	1254
	-0,50	693	1285	1711	2189	1666	644
	-0,75	204	380	512	664	518	196

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	2469	3041	4291	4499	2519	702
	0,50	6411	8049	10584	9686	4066	936
	0,25	17882	19800	21217	12884	3412	626
	0,00	0	0	0	0	0	0
0,00	-0,25	-17882	-19800	-21217	-12884	-4962	-10617
	-0,50	-6411	-8049	-10584	-9686	-4066	-936
	-0,75	-2469	-3041	-4291	-4499	-2519	-702

$\chi_i = 0,50 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,25	0,75	5480	7251	9268	8258	3031	605
	0,50	17833	20290	21650	13435	3693	697
	0,25	600	1124	1427	1665	1141	382
	0,00	-17287	-18401	-19542	-10852	-1973	-131
	-0,25	-5944	-6823	-9157	-7987	-2916	-566
	-0,50	-2439	-2476	-3766	-3877	-2221	-661
	-0,75	-801	-679	-1168	-1322	-1029	-403
0,50	0,75	15684	17817	18060	10051	3543	1077
	0,50	509	1006	1202	1232	764	357
	0,25	-16733	-16894	-17884	-9618	-3354	-996
	0,00	-4848	-4342	-4670	-1647	-2856	-1326
	-0,25	-1163	114	75	1065	-635	-515
	-0,50	321	1526	1477	1596	1388	3246
	-0,75	626	1306	916	723	2849	355
0,75	0,75	-2588	-4959	-5870	-6029	-3894	-1932
	0,50	-17159	-16831	-18860	-11858	-6008	-2942
	0,25	-322	-1526	-3727	-4029	-3242	-2061
	0,00	1593	4687	4102	3034	1018	37
	-0,25	3566	6871	7284	6526	3915	1935
	-0,50	3801	6574	7337	6898	4666	2700
	-0,75	2617	4248	4850	4629	3290	2031

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	1,00	-10976	-11471	-11206	-9305	-3654	-483
	0,75	-10358	-9401	-8282	-5909	-2244	-517
0,00	0,50	-9910	-7637	-5321	-1789	31	-24
	0,25	-7630	298	4835	5962	2320	482
	0,00	28010	62685	28317	12075	2319	680
	-0,25	-7630	298	4835	5962	2320	482
	-0,50	-9910	-7637	-5321	-1789	31	-24
	-0,75	-10358	-9401	-8282	-5909	-2244	-517
	-1,00	-10976	-11471	-11206	-9305	-3654	-483
0,25	1,00	-19069	-19348	-17854	-12700	-3532	-244
	0,75	-15805	-13210	-10533	-6075	-1919	-391
	0,50	-11488	-3181	1656	3325	768	-39
	0,25	26089	60969	26764	10798	2515	357
	0,00	-7621	329	4882	6029	2385	516

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	-0,25	-7951	-5798	-3327	724	985	347
	-0,50	-6376	-5507	-4534	-2641	-472	-35
	-0,75	-4627	-4453	-4159	-3341	-1501	-377
	-1,00	-3029	-3840	4247	-4229	-2178	-374
	1,00	-27445	-26931	-22015	-10822	-1234	118
0,50	0,75	-19136	-9935	-4346	-1116	-684	-1384
	0,50	20396	56051	22405	7355	789	54
	0,25	-11443	-3030	1881	3622	1001	61
	0,00	-9867	-7493	-5103	-1485	302	107
	-0,25	-6351	-5422	-4403	-2453	-284	54
	-0,50	-2605	-2401	-2124	-1468	-369	-22
	-0,75	1157	718	398	-16	-181	-72
	-1,00	4809	3482	2450	955	-126	-82
	0,75	1,00	-34726	-24240	-7721	4049	2027
0,75		11568	49726	17550	4963	1139	228
0,50		-18902	-9176	-3348	-89	-93	51
0,25		-15616	-12573	-9628	-4981	-1244	-164
0,00		-10230	-8961	-7632	-5054	-1580	-88
0,75	-0,25	-4550	-4294	-3771	-2790	-1034	-170
	-0,50	1192	837	577	235	47	32
	-0,75	6907	5783	4825	3199	1094	166
	-1,00	12508	10338	8495	5389	1509	15

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	256	756	793	355	-365	-220
	0,50	966	2587	2262	303	-1273	-677
	0,25	3042	5626	1862	-2330	-2379	-1075
	0,00	-8321	-15937	-8810	-5446	-2905	-1225
	-0,25	3042	5626	1862	-2330	-2379	-1075
	-0,50	966	2587	2262	403	-1273	-677
	-0,75	256	756	793	355	-365	-220
0,25	0,75	705	1792	1376	-165	-659	-189
	0,50	2922	4040	-649	-2503	-1872	-576
	0,25	-8352	-16030	-8901	-5426	-2546	-883
	0,00	3072	5728	2017	-2107	-2164	-960
	-0,25	1051	2868	2645	707	-1206	-783
	-0,50	399	1218	1387	890	-448	-455

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	-0,75	113	358	439	348	-96	-141
0,50	0,75	2427	3903	312	-2325	-588	-33
	0,50	-8493	-16416	-9168	-5042	-1276	-143
	0,25	8352	12815	1651	-1566	-1093	-243
	0,00	1107	3069	2991	1317	-370	-240
	-0,25	483	1504	1823	1512	139	-153
	-0,50	211	687	908	921	230	-67
	-0,75	62	204	278	302	95	-18
0,75	0,75	-9108	-17291	-8418	-1833	298	119
0,75	0,50	3214	6428	3629	1141	934	363
	0,25	1342	3910	4369	3455	1599	567
	0,00	688	2218	2946	3190	1796	642
	-0,25	372	1240	1765	2099	889	630
	-0,50	178	600	880	1147	852	328
	-0,75	52	177	262	348	265	100

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	1588	1834	2155	2357	1260	361
	0,50	4018	4879	5482	5031	1967	485
	0,25	11121	13034	11602	6160	1532	327
	0,00	0	0	0	0	0	0
	-0,25	-11121	-13034	-11602	-6160	-2048	-5273
	-0,50	-4018	-4879	-5482	-5031	-1967	-485
	-0,75	-1588	-1834	-2155	-2357	-1260	-361
0,25	0,75	3397	4364	4856	4289	1437	315
	0,50	10950	13277	11861	6451	1672	364
	0,25	286	641	739	868	580	195
	0,00	-10919	-12251	-10722	-5100	-799	-74
	-0,25	-3952	-4201	-4721	-4146	-1382	-295
	-0,50	-1708	-1541	-1849	-2030	-1113	-339
	-0,75	-597	-434	-551	-688	-527	-205
0,50	0,75	9527	11767	10078	4598	1684	552
	0,50	241	567	648	634	382	181
	0,25	-10760	-11423	-9801	-4378	-1592	-510
	0,00	-3477	-2923	-2688	-465	-1537	-672
	-0,25	-1124	-124	20	704	-381	-259
	-0,50	-93	824	851	822	619	1612

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,00$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,50	-0,75	232	789	629	180	1588	193
0,75	0,75	-1229	2827	-3157	-3095	-1950	-977
	0,50	-11235	-11375	-10104	-5592	-2954	-1488
	0,25	-2759	-1107	-1634	-2106	-1636	-1037
	0,00	256	2665	2490	1474	485	24
	-0,25	1578	4012	4067	3270	1950	978
	-0,50	1878	3879	4005	3473	2335	1361
	-0,75	1360	2728	2620	2332	1649	1023

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	1,00	-10976	-11371	-11270	-9568	-3921	-670
	0,75	-10358	-9610	-8544	-6169	-2411	-619
	0,50	-9910	-8136	-5856	-2104	-31	-22
	0,25	-7630	-1617	3819	5931	2485	590
	0,00	28010	57290	34786	13830	3690	839
	-0,25	-7630	-1417	3819	5931	2485	590
	-0,50	-9910	-8136	-5856	-2104	-31	-22
	-0,75	-10358	-9610	-8544	-6169	-2411	-619
	-1,00	-10976	-11371	-11270	-9568	-3921	-670
0,25	1,00	-19069	-19307	-18206	-13289	-3922	-440
	0,75	-15805	-13779	-11153	-6509	-2098	-482
	0,50	-11488	-4078	570	3231	871	9
	0,25	26089	55539	33194	12323	2858	488
	0,00	-7621	-1391	3861	5997	2550	627
	-0,25	-7951	-6271	-3902	405	988	383
	-0,50	-6376	-5697	-4762	-2834	-556	-62
	-0,75	-4627	-4492	-4228	-3442	-1591	-443
	-1,00	-3029	-3668	-4153	-4271	-2291	-480
0,50	1,00	-27445	-27117	-23140	-11889	-1594	33
	0,75	-19136	-11923	-5610	-1398	-684	-1347
	0,50	20396	50456	28705	8773	1042	-1
	0,25	-11443	-4249	777	3523	1110	117
	0,00	-9867	-8014	-5655	-1806	245	117
	-0,25	-6351	-5625	-4541	-2651	-365	33
	-0,50	-2605	-2446	-2189	-1542	-414	-43
	-0,75	1157	812	473	20	-177	-78
	-1,00	4809	3767	2691	1095	-91	-84

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\alpha_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,75	1,00	-34726	-26844	-11274	3135	2131	195
	0,75	11568	43609	23495	6128	1301	284
	0,50	-18902	-11274	-4667	-362	-100	43
	0,25	-15616	-13238	-10310	-5423	-1399	-229
	0,00	-10230	-9237	-7943	-5327	-1734	-177
	-0,25	-4550	-4272	-3870	-2903	-1115	-221
	-0,50	1192	913	637	266	54	33
	-0,75	6907	6025	5049	3370	1188	221
	-1,00	12508	10805	8925	5713	1677	105

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	256	653	784	403	-344	-227
	0,50	966	2265	2332	486	-1234	-710
	0,25	3042	5238	2627	-1998	-2407	-1151
	0,00	-8321	-14739	-10144	-5782	-3035	-1324
	-0,25	3042	5238	2627	-1998	-2407	-1151
	-0,50	966	2265	2332	486	-1234	-710
	-0,75	256	653	784	403	-344	-227
0,25	0,75	705	1581	1466	-37	-653	-216
0,25	0,50	2922	4007	280	-2354	-1923	-652
	0,25	-8352	-14819	-10236	-5778	-2687	-981
	0,00	3072	5324	2770	-1781	-2189	-1029
	-0,25	1051	2504	2691	895	-1152	-806
	-0,50	399	1048	1348	956	-404	-453
	-0,75	113	207	421	365	-80	-138
0,50	0,75	2427	3639	1038	-2151	-657	-66
	0,50	-8493	-15156	-10531	-5464	-1432	-211
	0,25	8352	12404	3817	-1282	-1127	-293
	0,00	1107	2674	3003	1479	-316	-246
	-0,25	483	1290	1749	1564	192	-136
	-0,50	211	586	857	934	260	-49
	-0,75	62	174	261	304	104	-11
0,75	0,75	-9108	-16017	-10137	-2410	226	128
	0,50	3214	5898	4170	1341	957	396
	0,25	1342	3384	4256	3559	1687	628
	0,00	688	1895	2777	3197	1871	710
	-0,25	372	1055	1643	2099	935	646

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\beta_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
	-0,50	178	510	815	1132	874	358
	-0,75	52	151	243	343	272	110

$\chi_i = 1,00 ; \quad \psi_j = 1,50$							
ε	μ	$\Delta\gamma_n \cdot 10^5$ при ζ , равном					
		0,0	0,125	0,25	0,5	1,0	1,5
0,00	0,75	1179	1767	2083	2363	1319	414
	0,50	3005	4669	5353	5128	2106	573
	0,25	7982	12560	11926	6671	1720	400
	0,00	0	0	0	0	0	0
	-0,25	-7982	-12560	-11926	-6671	-2108	-5090
	-0,50	-3005	-4669	-5353	-5128	-2106	-573
0,00	-0,75	-1179	-1767	-2083	-2363	-1319	-414
0,25	0,75	2450	4122	4748	4391	1560	382
	0,50	7777	12713	12175	6862	1867	443
	0,25	156	561	712	864	600	218
	0,00	-7935	-11905	-11077	-5618	-964	-119
	-0,25	-3005	-4112	-4619	-4246	-1501	-360
	-0,50	-1345	-1564	-1784	-2034	-1162	-384
	-0,75	-489	-465	-528	-880	-540	-224
0,50	0,75	6699	11234	10452	5073	1813	619
	0,50	131	493	627	640	395	193
	0,25	-7928	-11227	-10185	-4846	-1716	-575
	0,00	-2782	-3014	-2779	-603	-1525	-722
	-0,25	-1046	-334	-36	678	-349	-265
	-0,50	-239	624	831	831	601	1555
	-0,75	75	665	662	177	1577	273
0,75	0,75	-669	-2465	-3068	-3121	-2012	-1034
	0,50	-8395	-11288	-10413	-5987	-3081	-1574
	0,25	-2435	-1445	-1547	-2078	-1666	-1072
	0,00	-247	2136	2501	1571	530	51
	-0,25	764	3466	4029	3355	2018	1035
	-0,50	1070	3427	3956	3534	2398	1418
	-0,75	824	2263	2588	2366	1688	1058

Приложение 5

Значения функции $\bar{g}(\mu)$ для $\eta = 3$

χ	$\lambda_p \backslash \mu$	1,00	0,77	0,55	0,33	0,11	-0,11	-0,33	-0,55	-0,77	-1,00
0,1	0,04	3,85	0,62	0,33	0,25	0,21	0,20	0,18	0,14	0,05	1,09
	0,06	4,01	0,64	0,38	0,30	0,25	0,29	0,18	0,12	0,01	1,19
	0,08	4,03	0,61	0,38	0,29	0,24	0,20	0,16	0,09	0,01	1,17
	0,10	4,18	0,63	0,39	0,31	0,26	0,20	0,15	0,04	0,05	1,20
	0,20	4,31	0,63	0,41	0,31	0,24	0,17	0,10	0,01	0,09	1,28
	0,30	4,37	0,61	0,40	0,29	0,21	0,15	0,07	0,01	0,10	1,28
	0,40	4,43	0,63	0,41	0,30	0,21	0,14	0,06	0,02	0,12	1,35
0,5	0,04	1,49	0,61	0,48	0,43	0,35	0,32	0,30	0,24	0,08	1,84
	0,06	2,00	0,65	0,53	0,43	0,39	0,32	0,28	0,18	0,01	1,87
	0,08	2,08	0,68	0,54	0,43	0,39	0,33	0,25	0,14	0,03	1,88
	0,10	2,40	0,65	0,52	0,47	0,36	0,30	0,22	0,10	0,06	1,77
	0,20	2,63	0,68	0,53	0,47	0,34	0,24	0,17	0,01	0,13	1,80
	0,30	2,82	0,68	0,53	0,41	0,31	0,21	0,10	0,01	0,15	1,82
	0,40	2,85	0,67	0,50	0,38	0,28	0,18	0,07	0,03	0,17	1,80
0,75	0,04	1,37	0,58	0,50	0,44	0,40	0,37	0,32	0,17	0,22	2,17
	0,06	1,62	0,60	0,52	0,46	0,41	0,36	0,29	0,16	0,11	2,10
	0,08	1,78	0,60	0,52	0,46	0,40	0,34	0,25	0,12	0,04	2,02
	0,10	2,00	0,64	0,55	0,46	0,40	0,33	0,23	0,09	0,06	2,04
	0,20	2,39	0,64	0,53	0,44	0,34	0,25	0,14	0,01	0,08	1,94
	0,30	2,59	0,64	0,52	0,42	0,31	0,21	0,10	0,02	0,11	1,95
	0,40	2,63	0,63	0,50	0,39	0,28	0,18	0,07	0,05	0,13	1,92
1,0	0,04	1,32	0,59	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,30	0,11	2,34
	0,06	1,46	0,53	0,48	0,44	0,40	0,36	0,30	0,20	0,01	2,10
	0,08	1,68	0,56	0,50	0,45	0,40	0,35	0,29	0,16	0,03	1,98
	0,10	1,80	0,57	0,51	0,45	0,39	0,33	0,34	0,12	0,07	1,04
	0,20	2,30	0,63	0,53	0,45	0,37	0,26	0,15	0,02	0,15	2,07
	0,30	2,40	0,62	0,51	0,41	0,31	0,22	0,10	0,02	0,17	2,02
	0,40	2,60	0,62	0,51	0,40	0,30	0,19	0,08	0,04	0,19	2,05

Значения функции $\bar{g}(\mu)$ для $\eta = 6$

χ	$\lambda_p \backslash \mu$	1,00	0,77	0,55	0,33	0,11	-0,11	-0,33	-0,55	-0,77	-1,00
0,1	0,04	2,13	0,72	0,48	0,40	0,36	0,33	0,29	0,22	0,01	1,99
	0,06	2,16	0,66	0,47	0,39	0,35	0,31	0,25	0,14	0,05	1,88
	0,08	2,23	0,58	0,43	0,36	0,22	0,26	0,19	0,08	0,09	1,72
	0,10	2,43	0,66	0,49	0,41	0,35	0,28	0,19	0,06	0,12	1,90

χ	$\lambda_p \backslash \mu$	1,00	0,77	0,55	0,33	0,11	-0,11	-0,33	-0,55	-0,77	-1,00
			0,20	2,53	0,68	0,51	0,40	0,31	0,22	0,10	0,03
	0,30	2,56	0,58	0,44	0,34	0,25	0,15	0,05	0,07	0,21	1,87
	0,40	2,78	0,61	0,45	0,34	0,24	0,14	0,03	0,09	0,23	1,98
0,5	0,04	1,27	0,51	0,44	0,40	0,36	0,34	0,30	0,22	0,01	2,09
	0,06	1,55	0,58	0,50	0,45	0,40	0,36	0,29	0,17	0,06	2,20
	0,08	1,74	0,59	0,51	0,45	0,40	0,34	0,25	0,11	0,11	2,17
	0,10	1,88	0,60	0,52	0,45	0,35	0,32	0,21	0,07	0,14	2,15
	0,20	2,10	0,57	0,47	0,39	0,30	0,21	0,10	0,03	0,20	2,00
	0,30	2,50	0,60	0,51	0,39	0,30	0,19	0,06	0,08	0,23	2,20
0,75	0,04	1,23	0,54	0,49	0,46	0,43	0,40	0,36	0,27	0,01	2,39
	0,06	1,34	0,51	0,46	0,43	0,39	0,35	0,29	0,16	0,06	2,20
	0,08	1,53	0,53	0,48	0,44	0,39	0,33	0,25	0,11	0,11	2,17
	0,10	1,68	0,55	0,49	0,44	0,38	0,31	0,21	0,07	0,14	2,16
	0,20	2,17	0,60	0,51	0,43	0,34	0,23	0,11	0,03	0,22	2,21
	0,30	2,32	0,59	0,49	0,39	0,29	0,18	0,06	0,08	0,25	2,21
1,0	0,04	1,10	0,50	0,46	0,44	0,42	0,40	0,36	0,26	0,01	2,49
	0,06	1,32	0,52	0,49	0,46	0,42	0,38	0,31	0,18	0,07	2,32
	0,08	1,40	0,50	0,47	0,43	0,39	0,33	0,24	0,11	0,11	2,17
	0,10	1,55	0,52	0,47	0,43	0,38	0,30	0,21	0,06	0,14	2,18
	0,20	2,04	0,57	0,50	0,42	0,33	0,23	0,11	0,03	0,22	2,21
	0,30	2,19	0,57	0,47	0,39	0,29	0,18	0,06	0,08	0,25	2,21
	0,40	2,39	0,59	0,48	0,38	0,27	0,16	0,03	0,11	0,28	2,33

Значения функции $\bar{g}(\mu)$ для $\eta = 9$

χ	$\lambda_p \backslash \mu$	1,00	0,77	0,55	0,33	0,11	-0,11	-0,33	-0,55	-0,77	-1,00
			0,04	1,68	0,61	0,44	0,39	0,36	0,34	0,30	0,21
0,1	0,06	1,86	0,61	0,47	0,42	0,38	0,34	0,27	0,14	0,10	2,15
	0,08	1,86	0,57	0,46	0,41	0,37	0,30	0,22	0,08	0,13	2,07
	0,10	2,02	0,59	0,48	0,42	0,41	0,30	0,19	0,05	0,17	2,12
	0,20	2,23	0,58	0,47	0,40	0,31	0,21	0,09	0,06	0,24	2,16
	0,30	2,28	0,56	0,46	0,36	0,26	0,16	0,04	0,10	0,27	2,18
	0,40	2,44	0,58	0,45	0,35	0,25	0,14	0,01	0,13	0,30	2,20
0,5	0,04	1,21	0,52	0,47	0,43	0,41	0,38	0,34	0,24	0,02	2,42
	0,06	1,40	0,52	0,48	0,44	0,41	0,36	0,29	0,15	0,10	2,32
	0,08	1,57	0,55	0,49	0,45	0,40	0,34	0,24	0,09	0,14	2,28
	0,10	1,72	0,56	0,50	0,45	0,39	0,31	0,21	0,05	0,18	2,29
	0,20	2,19	0,59	0,51	0,42	0,33	0,22	0,09	0,06	0,25	2,32

χ	$\lambda_p \backslash \mu$	1,00	0,77	0,55	0,33	0,11	-0,11	-0,33	-0,55	-0,77	-1,00
	0,30	2,26	0,58	0,48	0,39	0,28	0,17	0,03	0,18	0,28	2,32
	0,40	2,47	0,59	0,49	0,38	0,27	0,15	0,01	0,14	0,32	2,44
0,75	0,04	1,10	0,49	0,48	0,43	0,41	0,39	0,35	0,25	0,02	2,49
	0,06	1,34	0,52	0,49	0,45	0,47	0,38	0,30	0,16	0,10	2,46
	0,08	1,54	0,54	0,50	0,47	0,40	0,35	0,26	0,10	0,15	2,41
	0,10	1,61	0,53	0,50	0,44	0,39	0,31	0,20	0,05	0,18	2,30
	0,20	2,06	0,57	0,50	0,42	0,33	0,22	0,09	0,06	0,25	2,32
	0,30	2,26	0,58	0,49	0,39	0,29	0,17	0,04	0,10	0,29	2,38
1,0	0,40	2,40	0,59	0,48	0,38	0,27	0,14	0,10	0,14	0,31	2,45
	0,04	1,10	0,47	0,45	0,43	0,42	0,40	0,36	0,25	0,02	2,60
	0,06	1,28	0,49	0,47	0,45	0,42	0,37	0,30	0,16	0,10	2,43
	0,08	1,46	0,51	0,48	0,45	0,41	0,34	0,25	0,09	0,15	2,28
	0,10	1,57	0,52	0,48	0,44	0,38	0,31	0,20	0,05	0,18	2,28
	0,20	2,02	0,56	0,49	0,41	0,33	0,22	0,09	0,06	0,25	2,32
	0,30	2,23	0,57	0,48	0,39	0,29	0,17	0,04	0,11	0,29	2,38
0,40	2,27	0,56	0,46	0,36	0,25	0,14	0,05	0,14	0,30	2,36	

Список литературы

1. Александров, А.В. Строительная механика. Тонкостенные пространственные системы: учеб. для вузов / А.В. Александров, Б.Я. Лащеников, Н.Н. Шапошников; под ред. А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1983. - 488 с.
2. Апалько А.А. Напряженное состояние стенок сварных подкрановых балок под действием местных статических нагрузок: автореф.дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ А.А. Апалько. – М.: МИСИ, 1960.-20 с.
3. Березкина Ю.В. Остаточный ресурс сварных ездовых балок коробчатого сечения с учётом инерционных воздействий: автореф. дис. ... канд. техн. наук. - Магнитогорск, 2007. - 23 с.
4. Беляев Ю.И. Корниенко В.С. Причины аварий стальных конструкций и способы их устранения. М.: Стройиздат, 1968. – 206 с.
5. Броуде, Б.М. Предельные состояния стальных балок / Б.М. Броуде. – М.: Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1953. – 216 с.
6. Бычков Д.В., Крошинский А.К. Кручение металлических балок. – М.: Стройиздат, 1944. – 259 с.
7. Валь В.Н., Горохов Е.В., Уваров Б.Ю. Усиление стальных каркасов одноэтажных производственных зданий при их реконструкции. - М.: Стройиздат, 1987. - 219 с.
8. Власов В.З. Избранные труды. Т. 2 Тонкостенные упругие стержни. Принципы построения общей технической теории оболочек. – М.: Изд-во АН СССР, 1963. – 328 с.
9. Власов В.З. Строительная механика тонкостенных пространственных систем. – М.: Гостехиздат, 1950. – 695 с.
10. Ельников Н.А., Кочетова Е.А. Анализ применения систем типа «подкраново-подстропильные фермы» в большепролетных цехах одноэтажных промышленных зданий // Труды научного конгресса 14-го российского архитектурно-строительного форума. 2016. С. 143–146.
11. Ерёмин К.И., Нищета С.А., Нащекин М.В. Изучение действительной работы циклически нагруженных строительных металлоконструкций. – Магнитогорск: МГМА, 1996. – 228 с.
12. Еремин К.И., Шувалов А.Н., Павлова Г.А., Матвеюшкин С.А., Нащекин М.В., Алексеева Е.Л. Особенности эксплуатации металлических конструкций промышленных зданий: монография / К.И. Еремин [и др.]; под ред. К.И. Еремина: М-во образования и науки Росс. Федерации, ФГБОУ ВПО «Моск. гос. стр. ун-т». – Москва: Издательство МИСИ – МГСУ, 2012 – 248 с.

13. Ерёмин К.П., Шульга С.Н. Закономерность повреждений подкраново - подстропильных ферм па стадии эксплуатации // Промышленное и гражданское строительство. - 2013. - №4.- С. 34-36.
14. Ерёмин К.И., Шульга С.Н. Влияние эксцентриситета на напряженно-деформированное состояние верхней зоны стенок подкраново-подстропильных ферм // Наука и безопасность. 2015. № 5(18). С. 49–52.
15. Ерёмин К.И., Шульга С.Н. Напряженно-деформированное состояние узлов подкраново-подстропильных ферм // Промышленное и гражданское строительство. - 2012. - №4.- С. 52-54.
16. Ерёмин К.И., Шульга С.Н. Сценарии прогрессирующего обрушения неразрезных подкраново-подстропильных ферм с накопленными усталостными повреждениями // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. - №5 – С. 46 -49.
17. Ерёмин К.И., Шульга С.Н. Моделирование развития усталостных повреждений в подкраново-подстропильных фермах // Вестник МГСУ. -2014. - №5 – С. 30-38.
18. Кудишин Ю.И. Некоторые особенности работ сварных подкрановых балок: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Кудишин Юрий Иванович. – М., 1967. – 10 с.
19. Кузьмишкин А.А. Выносливость металлических подкрановых конструкций при тяжелом режиме циклических нагружений: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Кузьмишкин Алексей Александрович. – Пенза, 2006. – 23 с.
20. Лампси, Б.Б. Металлические тонкостенные несущие конструкции при локальных нарузках / Б.Б. Лампси. – М.: Стройиздат, 1979. – 270 с.
21. Лампси, Б. Б. Прочность тонкостенных металлических конструкций / Б. Б. Лампси. - Москва: Стройиздат, 1987. - 280 с.
22. Лампси, Б. Б. Металлические несущие конструкции из тонкостенных стержней : учеб. пособие / Б. Б. Лампси, Б. Б. Лампси ; Горьк. инж.-строит. ин-т. - Горький : ГГУ, 1983. - 72 с.
23. Лампси Б.Б. Оценка влияния особенностей конструкции и нагрузки на напряженное состояние и прочность ездовых поясов систем типа подкраново-подстропильных ферм: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01, 01.02.03/ Лампси Борис Борисович. – Горький: Горьковский ордена трудового красного знамени инженерно-строительный институт им. В.П. Чкалова 1983. – 220 с.
24. Лампси Б.Б., Хазов П.А., Маркина Ю.Д., Бриккель Д.М. Влияние жесткости элементов решетки на податливость ездового пояса подкраново-подстропильной фермы // Приволжский научный журнал. № 2 (62) - Н. Новгород, ННГАСУ, 2022, с. 29–36.

25. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Конструкции зданий/ В.В. Горев, Б. Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др. Под ред. В.В. Горева. – М.: «Высшая школа», 1999.
26. Митюгов, Е.А. Исследование кручения верхнего пояса и местного изгиба стенки в металлических подкрановых балках: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Митюгов Евгений Александрович. – М., 1970. – 20 с.
27. Нежданов К.К. Решение проблемы выносливости подкрановых балок при тяжёлом режиме эксплуатации: моногр. / К.К. Нежданов, А.К. Нежданов. – Пенза: ПГУАС, 2015. – 124 с.
28. Никитина Е.А., Хазов П.А., Бриккель Д.М. Определение остаточного ресурса подкраново-подстропильной фермы с учетом накопления повреждений в реальных условиях эксплуатации // Приволжский научный журнал. -2018. -№1 – С. 9-14.
29. Перельмутер, А. В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – Изд. 4-е, перераб. и доп. – Москва [и др.] : Изд-во СКАД Софт [и др.], 2011. – 709 с. : ил., табл. – ISBN 978-5-903683-12-3.
30. Романов М.В. Напряжённо-деформированное состояние опорных частей подкраново-подстропильных ферм: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Романов Михаил Викторович - Магнитогорск, 2002. - 166 с.
31. Руководство по восстановительному ремонту подкрановых конструкций. Министерство металлургии СССР, Москва, 1991 г.
32. Руководство по проектированию стальных подкрановых конструкций/ ЦНИИПроектстальконструкция. – М.: 1976. – 112 с.
33. Типовая серия 1.420.2-27 вып. 3. Усиление стальных конструкций производственных зданий. Подкрановые балки и пути подвешенного транспорта. МП, 2007. г.
34. Туснина О.А., Такки В.Ф., Егоров И.Ф. Опыт замены нижнего пояса находящейся под нагрузкой подкраново-подстропильной фермы // Промышленное и гражданское строительство. 2023. № 4. С. 21-28. doi: 10.33622/0869-7019.2023.04.21-28.
35. Уманский А.А. Кручение и изгиб тонкостенных авиаконструкций. — М. Оборониздат: 1939.— 112 с.
36. Уманский А.А. Расчет тонкостенных криволинейных балок // Труды научно-технической конференции ВВА им. Жуковского, вып. 2, 1944.
37. Федосеев, В.П. Экспериментально-теоретическое исследование усталостной прочности сжатой зоны стенки сварной подкрановой балки: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Федосеев В.П. – М., 1975.- 23 с.

38. Чалков, Г.В. Напряжения в стенках подкрановых балок повышенного ресурса при местном кручении верхнего пояса: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Чалков Геннадий Владимирович. – Новосибирск, 2012. – 184 с.
39. Шишов, К.А. Ресурс металлических конструкций промышленных зданий предприятий черной металлургии / К.А. Шишов, В.Ф. Сабуров, В.И. Камбаров // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1988. – №12. – С. 15-19.
40. Шульга С.Н. Остаточный ресурс подкраново-подстропильных ферм с неразрезным нижним поясом на стадии роста усталостной трещины: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01/ Шульга Степан Николаевич – М., 2015. - 133 с.
41. Chiskis A., Parnes R. On torsion of closed thin-wall members with arbitrary stress-strain laws: a general criterion for cross-sections exhibiting no warping // Journal of Applied Mechanics. 2000. Vol. 67. Pp. 460–464.
42. Doostfateme A., Hematiyan M., Arghavan S. Closed-form approximate formulas for torsional analysis of hollow tubes with straight and circular edges // Journal of Mechanics. 2009. Vol. 25. No. 4. Pp. 401–409.
43. Li L-Y., Easterbrook D. Free torsion of thin-walled structural members of open and closed-sections // Applied Mathematics and Mechanics. 2014. Vol. 35. № 1. Pp. 25–32.
44. Omidvari A., Hematiyan M. Approximate closed-form formulae for buckling analysis of rectangular tubes under torsion // International Journal of Engineering. 2015. Vol. 28. No. 8. Pp. 1226–1232.
45. Rykaluk K., Marcinczak K., Rowicki S. Fatigue hazards in welded plate crane runway girders - locations, causes and calculations [Усталостные дефекты в сварных подкрановых балках - расположение, причины и расчет] // Archives of Civil and Mechanical Engineering. 2018. No. 18. Pp. 69-82.
46. Srinivasan V., Purushothaman T., Chatterjee S. Stress analysis of thin-walled circular and rectangular tubes subjected to torsion // International Journal of Mechanical Engineering and Technology. 2017. Vol. 8. № 8. Pp. 1580–1587.
47. Tusnina O.A. Finite element analysis of crane secondary truss // Magazine of Civil Engineering. 2018. № 1(77). Pp. 68-89. doi: 10.18720/MCE.77.7.
48. Wardenier J., de Vries P., Timmermann G. Evaluation of cracks in an offshore crane runway girder [Оценка трещин в подкрановой балке морского крана] // Steel Construction. 2017. No. 10. Pp. 67-71.

Лампси Борис Борисович
Маркина Юлия Дмитриевна

Подкраново-подстропильные фермы.
Особенности конструкции, работы и расчета

Монография

Подписано в печать Формат 60x90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 10,3. Усл. печ. л. 10,6. Тираж 500 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru