



ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
УПРАВЛЕНИЕ ДИСТАНЦИОННОГО ОБУЧЕНИЯ И ПОВЫШЕНИЯ
КВАЛИФИКАЦИИ

Кафедра «Эксплуатация транспортных систем и логистика»

Учебное пособие

«Расчеты металлических конструкций
перегрузочного оборудования наземных
транспортно-технологических комплексов»
по дисциплинам

**«Теоретические основы рискологии»,
«Транспортные мультимодальные
комплексы», «Строительная механи-
ка и металлические конструкции
транспортных систем»»**

Авторы

Короткий А. А., Павленко А. Н.,
Панфилова Э. А., Панфилов А. В.

Ростов-на-Дону, 2018

Аннотация

Предназначено для магистров направления 23.04.02 «Наземные транспортно-технологические комплексы» (программа «Подъемно-транспортные, строительные, дорожные машины и оборудование») при изучении дисциплины «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем».

Авторы

д.т.н., профессор, зав. кафедрой
«Эксплуатация транспортных систем и логистика»

Короткий А.А.,

к.т.н., доцент кафедры «Эксплуатация транспортных систем и логистика»

Павленко А.Н.,

к.ф.н., доцент кафедры «Эксплуатация транспортных систем и логистика»

Панфилова Э.А.,

к.т.н., к.с.н., доцент кафедры «Эксплуатация транспортных систем и логистика»

Панфилов А.В.



Оглавление

1. МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	5
1.1. Прокатные углеродистые и низколегированные стали	5
1.2. Прокат легких сплавов.....	7
1.3. Сортамент проката	8
1.4. Особенности работы конструкций при низких температурах	10
2. НАГРУЗКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	11
2.1. Классификация нагрузок.....	11
2.2. Нагрузки от сил тяжести.....	12
2.3. Нагрузки инерционные	13
2.4. Нагрузки сейсмические	17
2.5. Нагрузки ветровые.....	18
2.6. Нагрузки транспортные	19
3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗОК	20
3.1. Особенности работы металлических конструкций при переменных напряжениях.....	20
3.2. Стационарный режим нагружения	22
3.3. Нестационарный режим нагружения.....	24
4. МЕТОДЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	27
4.1. Расчетные случаи нагрузок.....	27
4.2. Расчет по методу допускаемых напряжений	29
4.3. Расчет по методу предельных состояний	31
5. КЛАССИФИКАЦИЯ ТИПОВ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	34
5.1. Общая характеристика соединений	34
5.2. Сварные соединения.....	35
5.3. Заклепочные и болтовые соединения	41
5.4. Шарнирные соединения.....	45
6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ, НАГРУЖЕННЫХ ОСЕВЫМИ СИЛАМИ И КРУТЯЩИМ	

МОМЕНТОМ	46
6.1. Центральное осевое нагружение	46
6.2. Внецентренное осевое нагружение.....	49
6.3. Сжатые составные стержни постоянного сечения	52
6.4. Сжатые стержни с переменным моментом инерции .	58
6.5. Понятие о кручении стержней некруглого сечения..	60
6.6. Кручение стержней открытого и замкнутого сечений	61
7. РАСЧЕТ И КОНСТРУКЦИИ ФЕРМ	64
7.1. Схемы и конструкции ферм.....	64
7.2. Расчет элементов ферм	68
7.3. Расчет поясов ферм на подвижную нагрузку	70
8. РАСЧЕТ И КОНСТРУКЦИИ БАЛОК	72
8.1. Конструкции балок	73
8.2. Основы проектирования и расчета балок	75
8.3. Местная устойчивость элементов балок.....	81
8.4. Общая устойчивость балок	83
8.5. Конструкции и расчет стыков балок.....	87
9. МОСТОВЫЕ КРАНЫ	92
9.1. Типы конструкций и их основные параметры.....	92
9.2. Расчетные нагрузки и их комбинации	96
9.3. Расчет двухбалочных мостов	99
10. КОЗЛОВЫЕ КРАНЫ И МОСТОВЫЕ ПЕРЕГРУЖАТЕЛИ .	103
10.1. Типы конструкций и их основные параметры.....	103
10.2. Расчетные нагрузки и их комбинации	107
10.3. Особенности расчета порталов	109
11. СТРЕЛЫ И УКОСИНЫ ПОВОРОТНЫХ КРАНОВ.....	112
11.1. Конструкции стрел и действующие нагрузки.....	112
11.2. Расчет стрел линейного и плоского типов.....	117
11.3. Расчет шарнирно-сочлененных укосин.....	122
12. ПОРТАЛЫ ПОВОРОТНЫХ КРАНОВ	126
12.1. Конструкции порталов и действующие нагрузки ..	126
12.2. Расчет порталов кранов с поворотным кругом	130
12.3. Расчет порталов кранов с вращающейся колонной	132
Список литературы	134

1. МАТЕРИАЛЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

Для металлических конструкций перегрузочного оборудования наземных транспортно-технологических комплексов применяются прокатные стали углеродистые и низколегированные и в отдельных случаях прокат из алюминиевых сплавов.

В зависимости от механических свойств все стали, применяемые для металлоконструкций, подразделяются на условные группы обычной, повышенной и высокой прочности. Механические свойства металла в значительной степени зависят от его химического состава и технологии металлургического производства.

Основные механические характеристики стали: предел прочности σ_B , предел текучести σ_m , предел выносливости σ_{-1} , относительное удлинение δ , ударная вязкость a_n .

1.1. Прокатные углеродистые и низколегированные стали

Для металлических конструкции перегрузочного оборудования наземных транспортно-технологических комплексов применяются, в основном, углеродистые стали обыкновенного качества и, в некоторых отдельных случаях, стали низколегированные [3].

Углеродистые стали (ГОСТ 380–71) содержат от 0,06 до 0,62 % углерода и соответственно подразделяются на марки, обозначаемые Ст.1, Ст.2, Ст.3 и т.д. до Ст.7 в порядке увеличения содержания углерода. С повышением содержания углерода увеличивается прочность стали, но одновременно снижается ее пластичность. Существенно повышает прочность стали марганец, содержащийся в количестве 0,3 – 0,65%, служащий хорошим раскислителем и при соединении с серой снижающий ее вредное воздействие.

Примеси фосфора и серы повышают хрупкость стали при низких температурах (хладноломкость) и при высоких (красноломкость). Эти примеси считаются вредными и ограничиваются величиной 0,04 – 0,05 %.

Основной маркой стали, применяемой в металлических конструкциях, является Ст.3, которая обладает достаточно высокими механическими свойствами ($\sigma_m \geq 230$ МПа, $\sigma_B = 380–490$ МПа, $\delta = 23\%$, $a_n \geq 3$ кг•см/см² при -20 °С).

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

Углеродистая сталь изготавливается по процессам: мартеновскому (М), конвертерному (К) и бессемеровскому (Б). Конвертерные и бессемеровские стали применять в краностроении не рекомендуется.

По степени раскисления углеродистые стали подразделяются на кипящую (индекс КП), спокойную (индекс СП) и полуспокойную (индекс ПС). Раскисление стали производится в основном кремнием.

Кипящая сталь, которая раскислению не подвергается, при разливе в изложницы кипит вследствие выделения газов. Она больше засорена газами, менее однородна, имеет крупнозернистое строение, а также обладает повышенной красно- и хладноломкостью. Кипящая сталь в крановых конструкциях применяется для вспомогательных тонкостенных элементов (лестницы, перила, обшивки и т.д.).

Спокойная сталь, подвергающаяся наиболее полному раскислению, обладает более равномерной и мелкой структурой, чем кипящая, и поэтому лучше сопротивляется ударным нагрузкам, а также имеет лучшие показатели хладноломкости. Спокойная сталь дороже кипящей примерно на 12%.

Полуспокойная сталь, подвергающаяся частичному раскислению, обладает свойствами, промежуточными между сталями кипящей и спокойной.

Поставляемая сталь получает заводской сертификат механических и химических характеристик по следующим трем группам:

- А – с гарантией по механическим свойствам;
- Б – с гарантией по химическому составу;
- В – с гарантией по механическим свойствам и химическому составу.

Для несущих металлоконструкций применяется сталь по группе В, обеспечивающая прочность, свариваемость, высокое сопротивление хрупкому разрушению и динамическим воздействиям.

Углеродистые стали по ГОСТ 380–71 в зависимости от предъявляемых требований разделены на 6 категорий. Маркировка стали производится следующим образом: сначала ставится буквенное обозначение группы стали (А, Б, В), затем марка (Ст.2, Ст.3), далее способ раскисления (СП, ПС, КП), а в конце категория. Например, ВСт.ЗСП.5.

Низколегированные стали существенно снижают вес кон-

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

струкций в тех случаях, когда размеры сечений определяются из условий прочности, а не из условий устойчивости или усталости. Поэтому чем больше грузоподъемность конструкции, тем рациональнее для нее применение низколегированной стали.

Низколегированные стали содержат легирующие добавки хрома (Х), никеля (Н), марганца (Г), меди (Д), молибдена (М), ванадия (Ф), бора (Р), алюминия (Ю) и кремния (С) в сумме до 3,5%. Эти стали обладают высоким пределом текучести $\sigma_m=300 - 400$ МПа при удовлетворительном относительном удлинении $\delta = 15 - 18\%$.

В настоящее время основными марками низколегированной стали для несущих элементов металлических конструкций являются стали 09Г2, 09Г2С (с содержанием марганца 1–2% и углерода 0,09%), 10ХСНД, 15ХСНД (с содержанием хрома, никеля, меди и кремния в количестве от 0,3 до 1%).

По сравнению со сталью типа Ст.3 низколегированные стали имеют почти в полтора раза большее значение предела текучести, низкий порог хладноломкости, повышенную стойкость против атмосферной коррозии.

Основными недостатками низколегированных сталей по сравнению со сталью Ст.3 является большая стоимость, большая чувствительность к концентрации напряжений при переменных нагрузках. При использовании низколегированных сталей для конструкций кранов среднего и тяжелого режимов работы следует применять дополнительные конструктивные и технологические мероприятия по уменьшению коэффициентов концентрации напряжений.

1.2. Прокат легких сплавов

Одним из наиболее эффективных путей облегчения крановых конструкций является применение для них алюминиевых сплавов [1]. При введении в алюминий в количестве от 0,8 до 2,0% легирующих добавок (магния, марганца, кремния, цинка, меди и др.), механические показатели сплава существенно повышаются.

Положительные свойства алюминиевых сплавов: низкий удельный вес – приблизительно в три раза меньше, чем у стали; высокая коррозионная стойкость; хорошая пластичность и обрабатываемость; отсутствие склонности к хрупким разруше-

ниям.

Недостатки этих сплавов: высокая стоимость, превышающая в 10–19 раз стоимость стали; дорогостоящие методы сварки, требующие применение инертных газов; низкий модуль упругости, что делает исполняемые из них конструкции значительно более деформативными, чем стальные; возможность местной коррозии при контакте со сталью; низкая выносливость.

В качестве материала крановых сварных конструкций следует использовать только термически не упрочняемые сплавы, так как термически упрочняемые теряют свои высокие прочностные свойства вследствие нагрева при сварке.

Алюминиево-магниево-цинковые сплавы допускают соединение сваркой и обладают относительно высокими механическими показателями. Так, для одного из таких сплавов АМг61–М предел прочности $\sigma_s \geq 380$ МПа, предел текучести $\sigma_{0,2} \geq 180$ МПа и относительное удлинение $\delta = 12\%$. Предел выносливости при симметричном цикле примерно в два с половиной раза меньше, чем у стали марки Ст.3.

Алюминиево-цинково-магниево-медные сплавы, применяемые как для сварных, так и клепаных конструкций, близки по механическим показателям к стали Ст.3. Так, сплав В92–Т имеет предел текучести $\sigma_{0,2} \geq 240$ МПа и относительное удлинение $\delta = 15\%$.

Алюминиево-магниево-медные сплавы, применяемые для тяжело нагруженных клепаных конструкций, обладают повышенными механическими характеристиками, в частности, сплав Д16–Т имеет предел текучести $\sigma_{0,2} \geq 310$ МПа при относительном удлинении $\delta = 10\%$.

В крановых алюминиевых конструкциях применяются сварные и болтовые соединения, последние для монтажных стыков. Наиболее распространенным видом сварки является аргонодуговая.

1.3. Сортамент проката

Конструктивные формы элементов перегрузочного оборудования наземных транспортно-технологических комплексов создаются из прокатных изделий, изготавливаемых на металлургических заводах. Каталоги прокатных листов и профилей, содержащие их геометрические параметры и характеристики формы и массы, называются сортаментами, которые представляются в виде

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

государственных стандартов (ГОСТ).

Общая тенденция развития сортамента: стремление к снижению относительной толщины стенок сечений, укрупнение профилей, увеличение числа градаций размеров наиболее употребляемых профилей.

Прокатные стали делятся на две основные группы – листовую и профильную. Сталь листовая разделяется на толстолистовую, широкополосную и полосовую.

Профильная сталь разделяется на сортовую (полоса, квадрат, уголки) и фасонную (двутавры, швеллеры и др.).

Листовая сталь употребляется преимущественно в виде толстолистовой ($\delta = 4 - 160$ мм) по ГОСТ 82–70. Применение широкополосной и полосной стали требуемой ширины позволяет уменьшить трудоемкость обработки металла при изготовлении конструкций. Заводами-изготовителями установлены заказные размеры листов как по ширине, так и по длине. Ширина листа достигает 2400 мм при длине до 6 м. Из толстолистовой стали изготавливаются сплошностенчатые конструкции, нашедшие в последнее время широкое распространение в краностроении.

Сталь широкополосная прокатывается между четырьмя валами, что обеспечивает у листа равные края. Толщина полосы 4–60 мм, ширина 200 – 1060 мм, длина 5 – 18 м. Наибольшее распространение этот профиль получил для изготовления одностенчатых балок и колонн.

Профильная сталь включает уголки, швеллеры, тавры, двутавры и др. Угловый профиль является самым ходовым из фасонных профилей. Уголки делятся на равнобокие с шириной полки 20–250 мм и неравнобокие с отношением ширин полок 1,33–1,67 и размерами 25–250 мм. Длина профиля может быть от 4 до 19 м. Каждый из уголков имеет ряд толщин полки. Более экономичны уголки с меньшими толщинами полок, они лучше работают на продольный изгиб и, следовательно, их применение выгоднее в сжатых стержнях.

Швеллеры прокатывают длиной до 13 м. Размеры их сечений и геометрические характеристики определяются номером, который соответствует высоте стенки в сантиметрах. Швеллеры применяются в элементах, работающих на осевые усилия, и в виде балок, работающих на изгиб. В металлоконструкциях наибольшее применение швеллеры нашли в рамах поворотных платформ.

Двутавровые балки, как и швеллеры, характеризуются номерами, соответствующими их высоте в сантиметрах. Их высота

от 100 до 700 мм. Применяются в монорельсовых тележках в качестве ходовых балок. Широкое распространение нашли сварные двутавровые балки, благодаря широкому развитию автоматической сварки.

Трубы из стали (ГОСТ 8732–78) применяются для элементов, работающих на осевые усилия. Для сжатых стержней трубы является наилучшим типом сечения. Поэтому трубы особенно выгодны для конструкций с большим числом сжатых элементов – таких, как башни, мачты, опоры и т.д. Трубы бесшовные и электросварные изготавливаются диаметром до 1620 мм при толщине стенки до 16 мм из стали обычной и высокой прочности с пределом текучести до 500 МПа.

В последнее время все большее распространение получают профили, изготавливаемые из листовой или полосовой стали путем гибки на специальных гибочных прессах или холодной прокаткой. Особенностью этих профилей является наличие такой тонкой стенки, которая не может быть получена в прокатных профилях, что дает экономию металла при изготовлении до 10%.

1.4. Особенности работы конструкций при низких температурах

Опыт эксплуатации крановых металлических конструкций при низких температурах (ниже $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$) показывает наличие большого числа хрупких разрушений. Хрупкое разрушение – это разрушение путем отрыва под действием нормальных напряжений. Основными факторами, обуславливающими хрупкие разрушения, являются те, которые препятствуют пластическим деформациям: низкие температуры эксплуатации, высокие скорости нагружения, недостаточная хладостойкость стали, высокие локальные напряжения, низкая пластичность материала [1].

Сопротивление отрыву $\sigma_{отр}$ пластичных металлов мало зависит от температуры, в то время как предел текучести σ_m заметно возрастает при понижении температуры: при обычной комнатной температуре при растяжении $\sigma_m < \sigma_{отр}$, а с понижением температуры $\sigma_m = \sigma_{отр}$, что соответствует критической температуре хрупкости t_k или порогу хладноломкости (ударная вязкость стали $a_n = 2 - 4\text{ кгс}\cdot\text{м}/\text{см}^2$). Поэтому для низких температур предпочтительнее выбирать низколегированные стали.

Для хладостойкости конструкций наряду с правильным выбором марки стали важнейшее значение имеет конструктивное исполнение узла.

Для предотвращения снижения хладостойкости важно избегать также объемного напряженного состояния. Этим определяются ограничения применяемой толщины проката в сварных конструкциях.

Таким образом, хрупкие разрушения имеют место при неблагоприятном сочетании конструктивных, технологических и эксплуатационных факторов. Оценка сопротивляемости сварных стальных конструкций хрупкому разрушению производится по трем основным критериям: качественная оценка стали, оценка служебных свойств, оценка хрупкой устойчивости в целом в эксплуатационных условиях. Для кранов северного исполнения существуют технические требования по ГОСТ 14892 – 69.

2. НАГРУЗКИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Классификация нагрузок

Металлические конструкции перегрузочного оборудования наземных транспортно-технологических комплексов испытывают воздействия от разнообразных нагрузок статического и динамического характера. Для удобства расчетов нагрузки разделяют по признакам происхождения, длительности действия и эксплуатационным условиям.

По происхождению нагрузки разделяются на весовые (от силы тяжести груза и металлических конструкций), атмосферные (ветер, снег, наледь) и особые (температурные, монтажные, транспортные, сейсмические).

По длительности действия нагрузки разделяются на постоянные (по величине и месту приложения) и временные (меняющиеся в процессе эксплуатации машины по величине, направлению и месту приложения).

По эксплуатационным условиям нагрузки разделяются на нагрузки рабочего состояния, возникающие при использовании конструкции по ее прямому назначению и нагрузки нерабочего состояния, которые возникают при неработающей конструкции и

силу погодных условий.

В общем случае, на металлические конструкции грузоподъемных машин действуют: сила тяжести груза, сила тяжести конструкции, вертикальные и горизонтальные силы инерции, сила ветрового давления. Кроме того, в отдельных случаях могут возникать различные специальные нагрузки – монтажные, транспортные, нагрузки от качки на волне, особые технологические и т.д.

В условиях работы грузоподъемной машины нагрузки от груза, сил инерции, ветра так же, как и их сочетание между собой, не являются постоянными. Эти нагрузки имеют вероятностный характер и могут быть установлены эксплуатационными испытаниями машины. Менее трудоемкий метод получения нагрузок – моделирование на ЭВМ.

В настоящее время в краностроении распространен метод расчета по максимальным и эквивалентным нагрузкам, учитываемым при различных сочетаниях [3].

2.2. Нагрузки от сил тяжести

Сила тяжести конструкций и расположенного на них оборудования является вертикальной статической нагрузкой в стационарных конструкциях и динамической – в вертикальной и горизонтальной плоскостях в подвижных конструкциях.

На первой стадии проектирования, когда сила тяжести неизвестна, ею приходится предварительно задаваться по аналогии с существующими конструкциями или на основе предварительных прикидок сечений элементов по наиболее существенным нагрузкам. Впоследствии сила тяжести конструкции уточняется по материалам рабочего проекта.

Для расчетов элементов конструкции на прочность и устойчивость расчетная сила тяжести принимается номинальной

$$G_p = g \cdot Q_H, \quad (2.1)$$

где Q_H – номинальная грузоподъемность крана, т; g – ускорение силы свободного падения.

Сила тяжести груза для расчета на выносливость может быть установлена исходя из опыта эксплуатации крана. Переменность груза учитывается коэффициентом эквивалентности φ_Σ . При известной диаграмме повторяемости относительного значе-

ния массы поднимаемого груза величина коэффициента эквивалентности определяется зависимостью

$$\varphi_{\text{Э}} = \sqrt[m]{\sum_{i=1}^{i_0} \left(\frac{Q_i}{Q_H}\right)^m \cdot \frac{Z_i}{\sum Z_i}}, \quad (2.2)$$

где τ - показатель усталостной кривой; Q_i - значение i -й массы поднимаемого груза; Q_H - номинальная грузоподъемность крана; Z_i - количество подъемов, соответствующих Q_i ; $\sum Z_i$ - суммарное число подъемов; h - количество разрядов диаграммы повторяемости.

Эквивалентная величина силы тяжести груза

$$G_{\text{ЭП(э)}} = \varphi_{\text{Э}} \cdot g \cdot Q_H, \quad (2.3)$$

где $\varphi_{\text{Э}} \leq 1$ - коэффициент эквивалентности, называемый также коэффициентом переменности нагрузки, зависящий от закона изменения нагрузки крана и являющийся характеристикой режима работы.

Для среднего режима работы можно ориентировочно принимать $\varphi_{\text{Э}} = 0,7 - 0,8$; для тяжелого режима $\varphi_{\text{Э}} = 0,8 - 0,9$; $m = 4 - 6$.

2.3. Нагрузки инерционные

Инерционные нагрузки возникают при неустановившемся движении механизмов, наездах на упоры, качке плавучих сооружений и т.д. При этом в металлических конструкциях появляются колебания, причем наибольшая амплитуда является в то же время наибольшей деформацией конструкции. Нагрузки от сил инерции в общем случае учитываются условным увеличением статических нагрузок путем умножения их значений на динамический коэффициент. Для нагрузки, возрастающей по линейному закону, динамический коэффициент определяется по формуле (2.2):

$$\psi = \frac{Y_{\text{max}}}{Y_{\text{ст}}} = 1 + \frac{\tau}{\pi T} \cdot \left| \sin \frac{\pi T}{\tau} \right| = 1 + K_H, \quad (2.4)$$

где Y_{max} и $Y_{\text{ст}}$ - деформации конструкции под динамическими и статическими нагрузками; τ - период собственных колебаний конструкции; T - время развития нагрузки; K_H - дина-

мическая добавка.

Величина K_H меняется от 0 до 1,0. Наибольшее значение $K_H=1,0$ получается при $T \rightarrow 0$. При значениях $T/\tau > 0,5$ величину K_H и значение ψ можно рассчитывать по формуле

$$\psi = 1 + K_H = 1 + \frac{\tau}{\pi T} \quad (2.5)$$

Период собственных колебаний системы с одной степенью свободы определяется зависимостью

$$\tau = 2\pi \sqrt{\frac{m_z + m_M}{c_M}}, \quad (2.6)$$

где m_z и m_M – приведенные массы груза и металлоконструкции; c_M – приведенная жесткость конструкции.

В качестве расчетного случая соответствующего появлению максимальных вертикальных сил инерции, можно принять момент отрыва груза от земли при некоторой скорости каната v .

Тогда время развития нагрузки

$$T = \frac{(Y_{cm} + \lambda_{cm})^2}{v}, \quad (2.7)$$

где λ_{cm} – статическое удлинение грузовых канатов.

Подставляя значения T и τ в формулу (2.5), получаем величину коэффициента динамичности

$$\psi = 1 + \frac{2v}{Y_{cm} + \lambda_{cm}} \cdot \sqrt{\frac{m_z + m_M}{c_M}} \quad (2.8)$$

Этому выражению может быть придан следующий вид:

$$\psi = 1 + \xi \cdot v \quad (2.9)$$

По результатам многочисленных измерений, проведенных на кранах, получены графики динамического коэффициента ψ в зависимости от значения ξ и скорости подъема v (рис. 2.1) [1]. При скоростях подъема $v \geq 1,0$ м/с значение коэффициента ψ принимается равным 1,3 или 1,6.

При горизонтальном перемещении металлической конструкции (движение тележки, крана) на переходе стыка рельс также могут возникнуть вертикальные силы инерции. Эти силы учитываются только при скоростях передвижения свыше 1 м/с

посредством коэффициента толчков $k_T \geq 1,0$.

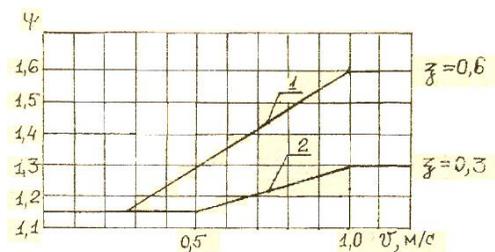


Рис.2.1. График динамического коэффициента ψ :
1 – мостовые краны; 2 – стреловые краны

Горизонтальные силы инерции возникают при ускорениях горизонтального поступательного движения кранов и крановых тележек.

В большинстве крановых механизмов передвижение осуществляется за счет силы трения между ходовыми колесами машины и рельсом. Эта сила трения ограничивает величину инерционных сил. Ускорение механизма передвижения не может превышать значения

$$a \leq \mu \cdot g \frac{N_{ПП}}{G}, \quad (2.10)$$

где μ – коэффициент трения между колесом и рельсом,
 $\mu = 0,12 - 0,14$;

g – ускорение силы тяжести; G – сила тяжести движущейся системы; $N_{ПП}$ – давление на приводные колеса.

Соответственно сила инерции не превышает величины

$$F_{ин} \leq a \frac{G}{g}. \quad (2.11)$$

Боковые нагрузки, возникающие при установившемся движении системы, воспринимаются ребрами колес, и их величина принимается в пределах $0,1G$.

При вращении поворотной части крана каждая ее элементарная масса, находящаяся на радиусе r от оси вращения, подвергается действию центробежной силы инерции

$$P_{ц} = m\omega^2 r, \quad (2.12)$$

где ω – угловая скорость поворота.

В периоды неустановившейся скорости вращения возникает также касательная сила инерции

$$P_K = m\varepsilon r, \quad (2.13)$$

где ε – угловое ускорение при повороте.

Угловое ускорение ε вращающихся масс крана ограничивается защитным фрикционом, в результате чего оно не может превышать значения

$$\varepsilon \leq \frac{M_\Phi + M_C}{J_{нов}}, \quad (2.14)$$

где M_Φ – момент срабатывания фрикциона; M_C – момент статических сопротивлений; $J_{нов}$ – момент инерции поворотной части.

Силы P_ψ и P_K условно приводятся к нескольким сосредоточенным силам.

Под влиянием сил P_ψ и P_K происходит отклонение грузовых канатов от вертикали подвеса на величину углов α_n (в плоскости качания) и α_δ (из плоскости качания). При этом в силу медленного затухания качаний и благодаря сохранению плоскости качания крана, амплитуды качаний, вызванных отдельными силами, могут арифметически складываться. Учитывая, что угол отклонения грузового каната определяется не только силами инерции, но и давлением ветра, наибольшую расчетную величину α_{max} можно рассчитать по зависимости

$$tg\alpha_{max} = \frac{a_\kappa + a_\psi}{g} + \frac{P_{\delta 2}}{G_p}, \quad (2.15)$$

где a_κ – касательное ускорение; a_ψ – центробежное ускорение; $P_{\delta 2}$ – максимальная ветровая нагрузка рабочего состояния; G_p – номинальная сила тяжести груза.

Для расчетов на выносливость средний угол отклонения

$$\alpha = (0,3 - 0,5)\alpha_{max}.$$

Расчетные величины углов отклонения груза устанавлива-

ются на основе натуральных исследований и принимаются для прочностного расчета в пределах $6 - 14^\circ$ и для расчета на выносливость в пределах $3 - 6^\circ$.

Сила, вызванная отклонением грузовых канатов от вертикали на угол α ,

$$P_\alpha = G_{ep} \cdot \operatorname{tg} \alpha, \quad (2.16)$$

где G_{ep} – расчетная сила тяжести груза.

2.4. Нагрузки сейсмические

При установке сооружений в районах, поврежденных землетрясениями силой до 9 баллов по картам сейсмического районирования (районы Сибири, Дальнего Востока, Кавказа и т.д.), сейсмостойкость их следует обеспечивать надлежащим расчетом на сейсмические воздействия. Сейсмические силы представляют собой горизонтальные силы инерции, которые в сочетании с другими нагрузками относятся к третьему случаю действия особых нагрузок [1].

При расчете крановых конструкций, имеющих период колебаний первого (основного) тона менее $0,5$ с, допускается учитывать колебания конструкций только первого тона. Если период первого тона свободных колебаний больше $0,5$ с, следует учесть высшие формы колебаний, как правило, не более трех. Расчетная сейсмическая нагрузка, соответствующая i -му тону колебаний конструкции, в какой-либо точке конструкции K , где сосредоточена масса весом G_k , определяется по формуле

$$S_{ik} = G_k \cdot K_c \cdot \beta_i \cdot \eta_{ik}, \quad (2.17)$$

где G_k – нагрузка, вызывающая инерционную силу и принятая сосредоточенной в точке K ; K_c – коэффициент сейсмичности, равен $0,025$ (при 7 баллах), $0,05$ (при 8 баллах) и $0,1$ (при 9 баллах); β_i – коэффициент динамичности соответствующий i -ой форме свободных колебаний конструкции и равный $\beta_i = 1/T_i$ (T_i – численное значение периода свободных колебаний конструкции); η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформации конструкции при ее свободных колебаниях (при расчете только

по основному тону колебаний $\eta_{ik} = 1,0$).

При проведении расчетов принимается наиболее невыгодное направление сейсмических сил в горизонтальной плоскости.

2.5. Нагрузки ветровые

Ветровые нагрузки на конструкции регламентированы по ГОСТ 1451 – 77. Применительно к краностроению различают максимальное давление ветра рабочего P_{e2} и нерабочего состояния P_{e3} (второй и третий случай нагрузок) [3].

Давление ветра на кран является горизонтальной силой и определяется для рабочего состояния выражением

$$P_{e2} = \sum P_B \cdot F_K + P_G \cdot F_G, \quad (2.18)$$

где P_B – распределенная ветровая нагрузка на наветренную поверхность конструкции крана в данной зоне его высоты.

Значение P_B определяется по формуле

$$P_B = q_0 \cdot n \cdot c \cdot \beta,$$

где q_0 – скоростной напор ветра (берется не более 250 н/м², так как далее работа крана должна быть прекращена), $q_0 = 150$ н/м², n – поправочный коэффициент на возрастание скоростного напора в зависимости от высоты над поверхностью земли; c – аэродинамический коэффициент, учитывающий обтекаемость конструкций ($c = 1,2$ для коробчатых конструкций; $c = 0,6 - 1,2$ – для трубчатых и решетчатых конструкций); β – коэффициент динамичности, учитывающий пульсационный характер ветрового давления, $\beta = 1,4 - 1,8$; F_K – наветренная площадь конструкции; F_G – наветренная площадь груза.

Приближенно F_K определяется выражением

$$F_K = K_{cn} \cdot F_{ок}, \quad (2.19)$$

где K_{cn} – коэффициент сплошности (равен 0,2 – 0,6 для

решетчатых ферм; 1,0 – для листовых конструкций); $F_{\text{бк}}$ – площадь передней со стороны ветра грани конструкции (брутто), ограниченная ее контуром.

Условная наветренная площадь груза F_z принимается по справочным данным в зависимости от номинальной грузоподъемности при коэффициенте сплошности, равном 1. Удельная ветровая нагрузка рассчитывается аналогично P_e .

Давление ветра на кран в нерабочем состоянии определяется по формуле

$$P_{\text{вз}} = \sum P_e \cdot F_k, \quad (2.20)$$

где P_e – распределенная ветровая нагрузка рассчитывается по приведенной выше зависимости, причем величина скоростного напора ветра q_0 принимается в зависимости от географического положения крана.

Вся территория страны поделена на семь районов с величиной скоростного напора 280–1000 H/M^2 на высоте до 10 м над поверхностью земли, причем с увеличением высоты значения q_0 должно уточняться поправочным коэффициентом l .

Наветренная площадь F_k определяется так же, как и для рабочего состояния.

При расчетах на выносимость давления время нормального рабочего состояния P_e , как правило, не учитывается вследствие небольшой его величины.

2.6. Нагрузки транспортные

При перевозке конструкций по железной дороге появляются вертикальные и горизонтальные нагрузки вследствие толчков на стыках рельс, ударов вагонов во время трогания с места и остановки, центробежной силы на кривых участках пути и т.д. [1]. Они учитываются при определении способов размещения и крепления грузов по правилам МПС. При перевозке автомобильным транспортом для учета влияния толчков следует умножить силу

тяжести конструкции на коэффициент $K_T = 2,0$. При перевозке водным транспортом расчет производится на совместное действие сил тяжести, давление ветра в зависимости от возможной балльности и сил инерции, вызванных качкой на волнении.

3. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

3.1. Особенности работы металлических конструкций при переменных напряжениях

В практике работы кранов с тяжелым режимом наблюдают-ся многочисленные случаи разрушения отдельных элементов конструкций или их соединений после некоторого периода нормальной службы. Статические и динамические расчеты показывают, что эти разрушения возникают при напряжениях, значительно меньших допускаемых. Причиной разрушения в этих случаях является так называемая усталость металла.

Это явление хорошо изучено и подробно изложено в трудах проф. М.М. Гохберга, проф. В.П. Семенова и других ученых [1, 2]. Нарушение усталостной прочности металла имеет место при переменных, и особенно при знакопеременных напряжениях. После значительного числа повторных изменений напряжений на поверхности или внутри металла возникают микроскопические трещины, которые по мере увеличения числа перемен напряжений увеличиваются в размерах, проникают в глубь сечения и приводят к разрушению.

Усталостное разрушение металла обычно возникает в местах концентрации напряжений, вокруг болтовых отверстий, в местах резкого изменения размеров сечений, у корня сварных швов и т.д. При переменных динамических нагрузках концентрация напряжений является главной причиной нарушения усталостной прочности.

Циклом переменных напряжений называют изменение напряжений от одной крайней величины σ_{\min} до другой σ_{\max} и обратно. На рис. 3.1 изображены некоторые виды циклов пере-

менных напряжений.

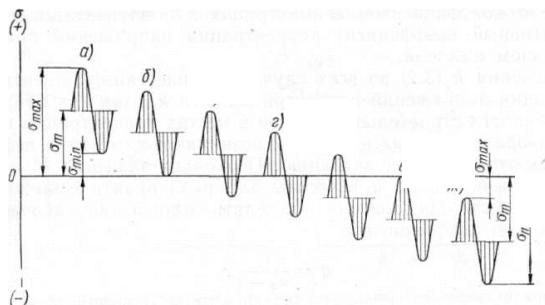


Рис. 3.1. Циклы перемены напряжений

Коэффициентом асимметрии цикла переменных напряжений называется отношение

$$r = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad (3.1)$$

где σ_{\min} и σ_{\max} – наименьшее и наибольшее абсолютные значения переменных напряжений, взятые со своими знаками.

Цикл, когда $\sigma_{\min} = -\sigma_{\max}$ и $r = -1$, называется симметричным. Остальные циклы называются асимметричными. При $\sigma_{\max} = 0$ и $r = 0$ имеет место пульсирующий цикл.

Пределом усталости, или пределом выносливости, называется то наибольшее напряжение σ_{rk} , которое может выдержать испытуемый образец, не разрушаясь при значительном числе циклов перемен напряжений ($N \geq N_0$). Предел выносливости σ_{rk} зависит от рода материала, вида деформации, характеристики цикла r и эффективного коэффициента концентрации напряжений k . Наименьшее значение предела выносливости соответствует симметричному циклу. Оно определяется из опыта на образцах.

Эффективный коэффициент концентрации напряжений:

$$k = \frac{\sigma_{-1}}{\sigma_{-1k}}, \quad (3.2)$$

где σ_{-1} – предел выносливости при симметричном цикле гладкого образца с прокатной коркой; σ_{-1k} – предел вынос-

ливости для образца с концентрацией напряжений.

Предел выносливости при любом асимметричном цикле можно определить теоретически по формуле

$$\sigma_{rk} = \frac{2\sigma_{-1}}{(1-r)k + (1+r)\eta}, \quad (3.3)$$

где η – коэффициент чувствительности металла к асимметрии цикла.

Испытания на циклическую прочность металлоконструкций ведутся на базовом числе циклов, принимаемом $N_0 = 2 \cdot 10^6$ (при $k < 2$) или $N_0 = 5 \cdot 10^6$ (при $k \leq 2$).

В общем случае характер циклического напряжения оценивается параметрами: r – коэффициентом асимметрии цикла;

σ_m – средним напряжением:

$$\sigma_m = (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2, \quad (3.4)$$

и амплитудой напряжения цикла

$$\sigma_a = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / 2, \quad (3.5)$$

где σ_{\max} и σ_{\min} – наибольшее и наименьшее значения напряжений с учетом знака в одном цикле.

3.2. Стационарный режим нагружения

Если режим циклического нагружения обладает постоянными значениями r и σ_a , то он называется стационарным, а если одно из этих значений меняется – нестационарным.

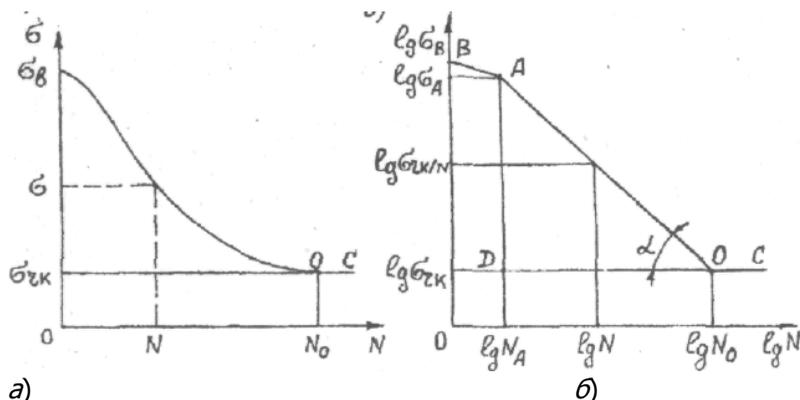
Элементы металлических конструкций изготавливаются из фасонного и листового проката с необработанной поверхностью, сохраняющей свою прокатную корку. Это определяет некоторые особенности характеристик циклической прочности элементов металлических конструкций по сравнению с деталями механизмов.

Связь между количеством нагружении испытываемого элемента до его разрушения с уровнем нагруженности может быть установлена по уравнению кривой усталости.

При заданных значениях k и r уравнение кривой усталости имеет вид

$$\sigma^m \cdot N = \text{const}. \quad (3.6)$$

Эта кривая в простых и логарифмических координатах приведена на рис.3.2.



а) б)
Рис. 3.2. Кривая усталости прочности:
а – в простых координатах; б – в логарифмических координатах.

В логарифмических координатах участки кривой с достаточной точностью преобразуются в отрезки прямых линий. Горизонтальный участок ОС соответствует пределу выносливости σ_{rk} , точка О соответствует базовому числу нагружений N_0 . Участок ниже линии ОС называется зоной неограниченной выносливости. Участок выше линии ОС, но ниже напряжений σ_a называется зоной ограниченной выносливости, а участок с напряжениями выше σ_a – зоной малоциклового прочности, ограниченной числом циклов нагружений $N=10^3 - 10^5$.

Наклон усталостной кривой характеризуется показателем степени m . Он может быть найден из базового уравнения (3.6), принимая $\sigma_a \approx \sigma_b$. Последовательно получаем

$$\sigma^m \cdot N_A = \sigma_{rk}^m \cdot N_0$$

или

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{rk}} \right)^m = \frac{N_0}{N_A} \quad (3.7)$$

После логарифмирования обеих частей уравнения (3.7), имеем

$$m = \frac{\lg N_0 - \lg N_a}{\lg \sigma_b - \lg \sigma_{rk}} \quad (3.8)$$

Из треугольника ADO (рис. 3,2, б) нетрудно получить зависимость

$$\operatorname{ctg} \alpha = \frac{\lg N_0 - \lg N_a}{\lg \sigma_b - \lg \sigma_{rk}} \quad (3.9)$$

Из уравнений (3.8) и (3.9) следует

$$m = \operatorname{ctg} \alpha \quad (3.10)$$

Показатель степени m связан с эффективным коэффициентом концентрации напряжений ориентировочной зависимостью $m \approx 12$.

Если циклическое напряжение $\sigma > \sigma_{rk}$, то разрушающее число циклов $N < N_0$ (см. рис. 3.2, б), а при $n < N$ элемент не разрушится. В этом случае расчет выносливости ведется по ограниченному пределу выносливости, обозначенному $\sigma_{rk/N}$. На рис. 3.2, б показано перегрузочное напряжение $\sigma > \sigma_{rk}$ и соответствующие ему N и $\sigma_{rk/N}$.

Исходя из уравнения (3.6), для ограниченного предела выносливости можно записать условие

$$\sigma_{rk/N}^m \cdot N = \sigma_{rk}^m \cdot N_0 \quad (3.11)$$

Откуда ограниченный предел выносливости при разрушающем числе циклов N равен

$$\sigma_{rk/N} = \sigma_{rk} \sqrt[m]{\frac{N_0}{N}} \quad (3.12)$$

3.3. Нестационарный режим нагружения

Элементы металлоконструкций портовых грузоподъемных машин чаще всего работают под воздействием нестационарного режима нагружения вследствие случайного характера действующих эксплуатационных нагрузок. В этом случае для проведения расчетов на усталостную прочность необходимо заменить нестационарный режим нагружения стационарным с приведенными напряжениями симметричного цикла.

Для случая, когда напря-

различаются как по r , так и по σ_a , рекомендуется следующий порядок приведения.

1. Все расчетные напряжения, различающиеся по асимметрии цикла, заменяются эквивалентными напряжениями симметричного цикла отличающиеся только по амплитуде.

2. Полученные эквивалентные напряжения заменяются приведенными напряжениями симметричного цикла с постоянными амплитудами.

На первом этапе циклы с коэффициентом асимметрии r заменяются симметричными циклами с коэффициентом асимметрии $r = -1$ из условия равной долговечности N рассчитываемого по двум кривым усталостной прочности (рис. 3.3). Кривая 1 характеризует перегрузочные напряжения, различающиеся по асимметрии цикла r . У нее предел выносливости σ_{rlk} и базовое число M_0 . Кривая 2 характеризует симметричные циклы напряжения, её

предел выносливости σ_{-lk} и базовое число M_0 :

– для кривой 1 действительно равенство

$$\sigma_{rlk}^{m1} \cdot N_0 = \sigma_{rlk/N}^{m1} \cdot N; \quad (3.13)$$

– для кривой 2 аналогично можно записать

$$\sigma_{-lk}^{m2} \cdot N_0 = \sigma_{-lk/N}^{m2} \cdot N. \quad (3.14)$$

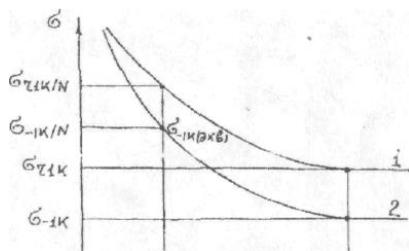


Рис. 3.3. Приведение перегрузочных напряжений к симметричному циклу

Искомое эквивалентное напряжение симметричного цикла $\sigma_{-lk(экв)} = \sigma_{-lk/N}$ может быть получено в результате совместного решения уравнений (3.13) и (3.14):

$$\sigma_{-lk(экв)} = \sigma_{-kl} \left(\frac{\sigma_{rlk/N}}{\sigma_{rlk}} \right)^{\frac{m_1}{m_2}} \quad (3.15)$$

В соответствии с уравнением (28) отношение степеней кривых усталости можно представить в виде

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{\lg \sigma_b - \lg \sigma_{-lk}}{\lg \sigma_b - \lg \sigma_{rlk}} \quad (3.16)$$

На втором этапе производится замена группы перегрузочных напряжений σ_i , различных только по амплитуде, приведенными напряжениями. Под приведенным напряжением σ_{np} подразумевается напряжение с такой амплитудой стационарного режима, действие которого по эффекту накопления повреждения эквивалентно данному нестационарному режиму.

Каждое из перегрузочных напряжений, действуя на элемент, вызывает в нем некоторое усталостное повреждение. Накопление усталостных повреждений в сварочных конструкциях при постоянном коэффициенте асимметрии цикла имеет линейный характер, т.е. при каждом цикле напряжений σ_i повреждение увеличивается на $1/N_i$, где N_i – разрушающее число циклов при напряжении σ_i .

Условие накопления усталостных повреждений [1]

$$\sum_1^{i_0} \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (3.17)$$

где i_0 – число ступеней (блоков) напряжений; n_i – число циклов напряжений σ_i ,

Для условий прочности выражение (3.17) может быть представлено в виде

$$\sum_1^{i_0} \frac{\sigma_i^m \cdot n_i}{\sigma_i^m \cdot N_i} = 1 \quad (3.18)$$

На основании базового уравнения усталости кривой имеем

$$\sigma_i^m \cdot N_i = \sigma_{rk}^m \cdot N_0 \quad (3.19)$$

В этом случае выражение (3.18) приобретает вид

$$\sum_{i=1}^{i_0} \frac{\sigma_i^m \cdot n_i}{\sigma_{rk}^m \cdot N_0} = 1 \quad (3.20)$$

Из уравнения (3.12), учитывая, что приведенное напряжение $\sigma_{np} = \sigma_{rk}/N$, суммарное число нагружений $N = \sum_{i=1}^{i_0} n_i$ и вычисленное значение M_0 по формуле (3.20), получим

$$\sigma_{np} = \sigma_{rk} \sqrt[m]{\frac{N_0}{N}} = \sigma_{rk} \sqrt[m]{\left(\sum_{i=1}^{i_0} \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{rk}} \right)^m \cdot \frac{n_i}{\sum n_i} \right)} \quad (3.21)$$

При $\sum_{i=1}^{i_0} n_i = N_0$ приведенное выражение

$$\sigma_{np} = \sigma_{rk} \sqrt[m]{\left(\sum_{i=1}^{i_0} \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{rk}} \right)^m \cdot \frac{n_i}{N_0} \right)} \quad (3.22)$$

Приведенное выражение симметричного цикла, полученное из напряжений $\sigma_{-lk(\text{эке})}$ первого этапа, приобретает вид

$$\sigma_{np} = \sigma_{rk} \sqrt[m]{\left(\sum_{i=1}^{i_0} \left(\frac{\sigma_{-lk(\text{эке})}}{\sigma_{rk}} \right)^m \cdot \frac{n_i}{\sum n_i} \right)} \quad (3.23)$$

Запас прочности по выносливости

$$n = \frac{\sigma_{rk}}{\sigma_{np}} \quad (3.24)$$

4. МЕТОДЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Расчетные случаи нагрузок

Металлические конструкции подъемно-транспортных машин при совмещенной работе механизмов подвергаются сложному

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

воздействию сил. Для возможности учета комбинаций сил в краностроении принято вести расчеты, исходя из трех основных случаев нагрузок.

Первый случай (I) – номинальные нагрузки рабочего состояния, которые возникают при работе в нормальных условиях эксплуатации (работа с грузом номинального веса, плавные пуски и ход и торможения, нормальное состояние подкрановых путей, среднее давление ветра рабочего состояния, средние углы раскачивания груза и т.д.).

По этим нагрузкам производится расчет на выносливость, долговечность, износ и нагрев. При переменных значениях нагрузок, в том числе веса поднимаемого груза, расчет следует вести не по максимальной их величине, а по среднему (эквивалентному) значению.

Второй случай (II) – максимальные нагрузки рабочего состояния, которые возникают при работе в наиболее тяжелых условиях эксплуатации с полным (номинальным) грузом.

Максимальные (предельные) нагрузки могут вызываться максимальными статическими сопротивлениями, резкими пусками и торможениями, максимальной силой ветра рабочего состояния, плохим состоянием подкранового пути, большими углами раскачивания груза.

По этим нагрузкам производится расчет прочности и устойчивости крана в целом и отдельных его элементов, причем выбирается наиболее опасная комбинация нагрузок в пределах действительного возможного их сочетания на основе практики эксплуатации кранов.

Третий случай (III) – нагрузки нерабочего состояния, которые возникают при отсутствии груза и при наличии ветра нерабочего состояния (ураган). По этим нагрузкам производится проверка прочности и устойчивости крана в целом и отдельных его элементов.

Для металлических конструкций отдельных типов кранов и их элементов устанавливаются расчетные комбинации нагрузок случаев (I) и (II) рабочего состояния в зависимости от условий эксплуатации крана. Наиболее общими являются следующие комбинации нагрузок: *a* – кран неподвижен, работает только подъемный механизм, производится подъем груза от основания или торможения его при спуске; *b* – край с грузом находится в движении (передвижение крана, тележки, изменение вылета, вращение), причем происходит торможение или разгон одного из механиз-

МОВ.

По комбинации *a* имеются повышенные инерционные вертикальные нагрузки, а горизонтальные нагрузки отсутствуют; по комбинации *b* вертикальные нагрузки снижаются, но возникают горизонтальные, в первую очередь – инерционные нагрузки.

Для случаев нагрузок I и II эти комбинации будут однотипными: в первом случае – I_a и I_b , во втором случае – II_a и II_b .

В практике краностроения находят применение два метода расчета металлических конструкций – по допускаемым напряжениям и по предельным состояниям.

4.2. Расчет по методу допускаемых напряжений

Расчет металлических конструкций ведется по напряжениям, которые определяются для каждого расчетного случая нагрузок, причем за основу берется второй случай; первый и третий используются для проверок (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Нагрузки металлических конструкций при расчете по методу допускаемых напряжений

Виды нагрузок	Случаи нагрузок			
	Расчет выносливости		Расчет на прочность	
	Комбинации нагрузок			
	I_a	I_b	II_a	II_b
Сила тяжести груза, $G_{гр}$	$\psi_I G_{gp(\varepsilon)}$	$K_T G_{gp(\varepsilon)}$	$\psi_{II} G_{gp}$	$K_T G_{gp}$
Сила тяжести элементов крана, G	G	$K_T G$	G	$K_T G$
Сила, вызванная отклонением грузовых канатов от вертикали на угол α , P_α	–	$G_{gp} tg \alpha_I$	–	$G_{gp} tg \alpha_{II}$
Горизонтальные силы инерции масс кран, F_k	–	F_k	–	F_k^{max}
Давление ветра на конструкцию, P_v	–	–	P_{v1}	P_{v2}

При проведении расчетов эквивалентная сила тяжести груза за $G_{gp(\varepsilon)}$ принимается меньше номинальной. Величина

$G_{zp(\varepsilon)} = \Phi_{\varepsilon} G_{zp}$, где Φ_{ε} – коэффициент режима работы. Для кранов общего назначения рекомендуются следующие значения Φ_{ε} :

- для среднего режима работы при $m=6$ $\Phi_{\varepsilon}=0,8$;
- для тяжелого режима работы при $m=6$ $\Phi_{\varepsilon}=0,9$.

Динамические коэффициенты Ψ_I и Ψ_{II} определяются согласно выражениями (2.5), (2.8), (2.9) или по графику на рис. 2.1, причем расчетную скорость отрыва груза от земли и можно принимать следующую: для случая нагрузок II (Ψ_{II}) равную номинальной скорости подъема груза U_n , а для случая нагрузок I (Ψ_I) $v = (0,35 - 0,5)v_{II}$.

Коэффициент толчков для случая нагрузок II принимается в зависимости от скорости передвижения крана (тележки) $K_T=1,0-1,2$ при $U=1-3$ м/с. Для случая нагрузок I в среднем можно считать $K_m = 1 + 0,5(K_m - 1)$.

Расчет на прочность производится из условия:

$$\sigma \leq [\sigma] = \frac{\sigma_m}{n_{II}}, \quad (4.1)$$

где n_{II} – запас прочности (в общем случае $n_{II}=1,4$); σ_m – предел текучести материала; σ – максимальное расчетное напряжение по второму случаю нагрузки.

Расчет металлических конструкций на выносливость производится для кранов тяжелого режима работы. Краны среднего режима работы подлежат расчету в отдельных особых случаях.

На выносливость элементов конструкции влияют не только систематически действующие нагрузки первого случая, но и случайные нагрузки второго случая. Распределения между нагрузками обоих случаев может быть установлено только в результате длительных статистических наблюдений, что достаточно затруднительно. Поэтому в практике краностроения принято считать напряжения от нагрузок второго случая перегрузочными и их влияние учитывать снижением предела выносливости до $\sigma_{rk}^* = (0,8 - 0,9)\sigma_{rk}$.

Проверка на выносливость производится по формуле

$$\sigma_{эков} \leq \left[\sigma_{rk}^* \right] = \frac{\sigma_{rk}^*}{n_1}, \quad (4.2)$$

где $\sigma_{эков}$ – расчетное напряжение по первому случаю нагрузки;
 n_1 – запас прочности на выносливость, соответственно для углеродистых и низколегированных сталей, $n_1=1,3-1,4$.

Если при заданном сроке службы конструкции число циклов нагрузки не превышает базового ($n < M_0$), то расчет производится по сниженному ограниченному пределу выносливости.

$$\sigma_{эков} \leq \left[\sigma_{rk/N}^* \right] = \frac{\sigma_{rk/N}^*}{n_1}. \quad (4.3)$$

4.3. Расчет по методу предельных состояний

Строительные нормы и правила предусматривают расчет строительных конструкций на силовое и другие воздействия, определяющие их напряженное состояние и деформации, по предельным состояниям.

Под предельным состоянием подразумевают такое состояние, при котором конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации или при возведении требованиям, заданным в соответствии с назначением и ответственностью сооружений.

Метод предельных состояний в подъемно-транспортном машиностроении нашел применение в расчетах строительного башенных кранов и подкрановых балок. Отличительными особенностями метода являются:

1) дифференцированный подход к выбору коэффициента запаса. При этом учитываются особенности изменчивости каждого из действующих видов нагрузки, сопротивления материала и условия работы конструкции;

2) расчеты базируются на статистическом материале и, следовательно, вопросы обеспечения прочности конструкции приобретают вероятностную трактовку.

Для строительных конструкций рассматриваются два предельных состояния.

Первое предельное состояние – по несущей способности,

т.е. прочности, устойчивости или выносливости. При достижении этого состояния конструкция теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или в ней появляются недопустимые для эксплуатации остаточные деформации.

Второе предельное состояние – по развитию недопустимых перемещений в статических или динамических условиях.

Наибольшее значение имеют расчеты по первому предельному состоянию, так как при рациональном проектировании конструкции должны удовлетворять требованиям второго предельного состояния.

В рассматриваемом методе применяются понятия нормативных и расчетных нагрузок и сопротивлений. В частности различаются нагрузки нормативные P_H и расчетные $P = nP_H$, где $n > 1$ – коэффициент перегрузки. В общем случае для каждой из групп нагрузок различного происхождения применяются различные коэффициенты перегрузки. Коэффициент перегрузки учитывает только изменчивость самой нагрузки, но не динамичность её применения, которая учитывается особо.

Нормативные нагрузки, обладающие высокой вероятностью, устанавливаются на основе статистических данных. Нагрузки расчетные, которые больше, чем нормативные, отвечают случаям, имеющим невысокую вероятность появления.

По сопротивлению материала различаются нормативное сопротивление R_H , отвечающее техническим условиям или ГОСТам на материал, и расчетное сопротивление $R = kR_H$, где k – коэффициент однородности материала, устанавливаемый на основе статистических исследований механических показателей материалов, выпускаемых промышленностью.

Коэффициент k не превышает 1 и зависит от особенностей технологии изготовления материала ($k = 0,9$ – для стального проката, $k = 0,6$ – для стального литья).

Коэффициент условий работы m зависит от особенностей работы одних элементов, по сравнению с другими, от обстоятельств эксплуатации и других факторов. В ряде случаев этот коэффициент применяется в явной форме.

Для первого предельного состояния по несущей способности предельное условие имеет вид

$$N \leq \Phi, \quad (4.4)$$

где N – расчетная (наибольшая) нагрузка в рассматриваемом элементе; Φ – предельное усилие, воспринимаемое рассчи-

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

тываемым элементом конструкции.

При одновременном действии ряда внешних нормативных нагрузок P_m , обладающих каждая своим коэффициентом нагрузки n_i , уравнение (4.4) приобретает вид

$$\sum P_{ni} \cdot n_i \cdot \alpha_i \leq m \cdot k R_H \cdot F, \quad (4.5)$$

где τ – коэффициент условий работы; k – коэффициент однородности материала; α_i – передаточная функция, учитывающая связь между внешней нагрузкой P_m и усилием в рассматриваемом элементе N_i от действия этой нагрузки; F – геометрическая характеристика сечения (площадь, момент сопротивления); R_H – нормативное сопротивление материала (предел текучести, выносливости и т.д.).

Принимая усилие в элементе $N_i = P_m \cdot \alpha_i$ и разделив обе части уравнения (4.5) на F , получим

$$\sum \sigma_{ni} \cdot n_i \leq m k R_H. \quad (4.6)$$

В левой части уравнения (4.6) выделим наибольшее напряжение δ_{H1}

$$\sum \sigma_{Hi} \cdot n_i = \sigma_{H1} \left(n_1 + \frac{\sigma_{H2}}{\sigma_{H1}} \cdot n_2 + \frac{\sigma_{H3}}{\sigma_{H1}} \cdot n_3 + \dots \right) = \sigma_{H1} \cdot n' \quad (4.7)$$

где n' – обобщенный коэффициент перегрузки,

$$n' = \left(n_1 + \frac{\sigma_{H2}}{\sigma_{H1}} \cdot n_2 + \frac{\sigma_{H3}}{\sigma_{H1}} \cdot n_3 + \dots \right).$$

Тогда

$$\sigma_{H1} \cdot n' \leq m \cdot k \cdot R_H \quad (4.8)$$

или

$$\frac{n'}{m k} \leq \frac{R_H}{\sigma_{H1}}. \quad (4.9)$$

Отношение $\frac{R_H}{\sigma_{H1}}$ представляет собой коэффициент запаса, который определяется системой трех коэффициентов: надежности по материалу k , перегрузки n' и условий работы m .

Прогрессивность метода расчета по предельным состояниям

заключается в том, что при расчетах по этому методу лучше учитывается действительная работа конструкций, коэффициенты перегрузки различны для каждой из нагрузок на основе статистического изучения изменчивости нагрузок. Кроме того, с помощью коэффициента надежности по материалу лучше учитываются механические качества материалов.

Расчет по допускаемым напряжениям есть частный случай расчета по первому предельному состоянию, когда коэффициенты перегрузки для всех нагрузок одинаковы, т.е. $n_i = n$.

Переход на расчеты механических конструкций всех кранов по методу предельных состояний в настоящее время не осуществляется, главным образом, из-за отсутствия обоснованных численных значений коэффициентов перегрузки для многих групп кранов.

Расчет по второму предельному состоянию ведется из условия

$$f \leq [f],$$

где f – величина деформации; $[f]$ – допустимая величина деформации.

5. КЛАССИФИКАЦИЯ ТИПОВ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Общая характеристика соединений

При изготовлении крановых металлических конструкций применяются три типа соединений: сварные, заклепочные и болтовые.

Сварка является основным видом соединения элементов стальных конструкций. Сварные конструкции более экономичны и легче клепаных на 15–20%. Существующие сварочные автоматы резко механизировали процесс сварки и значительно повысили прочность и надежность сварных швов.

В связи с успешным внедрением сварки область применения клепаных конструкций значительно сократилась. Однако надежность заклепочных соединений при переменных и вибрационных нагрузках является основной причиной применения их в ряде кра-

новых конструкций с тяжелым режимом работы.

Болтовые соединения применяются в монтажных стыках и в других случаях, когда заклепки малопригодны, в частности в толстых пакетах.

Для крановых конструкций, работающих в условиях динамических и вибрационных нагрузок, наиболее подходят чистые и высокопрочные болты, которые хорошо затягиваются и тем самым устраняют сдвиг и расшатывание элементов соединения.

5.2. Сварные соединения

В металлоконструкциях подъемно-транспортных машин применяется, главным образом, электродуговая сварка: ручная, автоматическая, полуавтоматическая и электрошлаковая.

Ручная сварка универсальна, так как может выполняться в нижнем, вертикальном и потолочном положениях, а также и труднодоступных местах. Широкое распространение она получила па монтаже конструкций. К недостаткам ручной электросварки относится:

- низкая производительность труда;
- меньшая глубина проплавления основного металла;
- меньшая стабильность качества сварки.

При ручной сварке применяются электроды с легирующей обмазкой (Э42, Э42А, Э50, Э60А). Показатели наплавленного металла $\sigma_s = 340 - 550$ МПа, $\delta = 18 - 20\%$.

Автоматическая сварка под флюсом осуществляется автоматом, флюс при сварке расплавляется и надежно защищает наплавляемый металл от соприкосновения с воздухом. Под слоем флюса металл остывает медленно, освобождается от пузырьков газа и шлака, отличается чистотой и плотностью. При автоматической сварке обеспечивается глубокое проплавление основного металла и высокое качество. При автоматической сварке с применением электродной проволоки СВ – 08АА, СВ – 08ГА и др., наплавленный металл имеет следующие характеристики: $\sigma_s = 420$ МПа при $\delta = 18\%$.

Полуавтоматическая электродуговая сварка ведется полрой проволокой под флюсом или порошковой проволокой в виде стальной трубочки, внутри которой запрессован флюс. Качество сварки близко к автоматической.

Электрошлаковая сварка применяется для соединения ли-

стов толщиной 20 мм и более. При расчетах на прочность швов, выполненных указанными выше электродами, различают два основных случая. Если швы работают на сжатие, то качество швов подвергается специальному контролю и их прочностные показатели приравнивают к показателям основного металла, т.е. $[\sigma_{св}] = [\sigma]$ и $[\tau_{св}] = [\tau] = 0,7[\sigma]$. В остальных швах показатели прочности наплавленного металла снижают на 15%, т.е. $[\sigma_{св}] = 0,85[\sigma]$ и $[\tau_{св}] = 0,85[\tau]$.

Сварные швы, применяемые в конструкциях, бывают стыковые и угловые, или валиковые.

Стыковые швы соединяют торцы элементов, расположенных в одной плоскости (рис. 5.1).

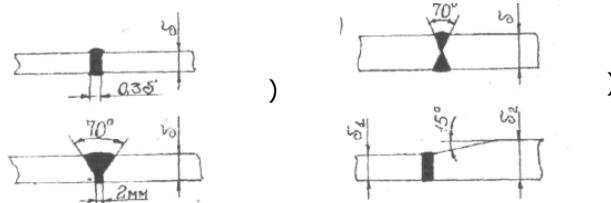


Рис. 5.1. Виды стыковых швов

При небольшой толщине свариваемых элементов (до 10 мм) их торцы не скашиваются, а в зазор ($0,3 \delta$) наплавляется металл (рис. 5.1,а). При толщине элементов 10 – 20 мм торцы скашиваются с одной стороны (рис. 5.1,б), получается V-образный шов. При толщине свыше 20 мм торцы скашиваются с обеих сторон, при этом получается X-образный шов (рис.5.1,в).

Стыковые швы хорошо передают силовой лоток с одного элемента на другой, наименее подвержены концентрации напряжений, поэтому наиболее целесообразны, особенно при динамической нагрузке.

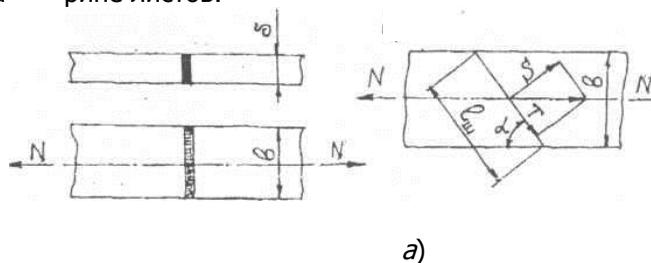
Толщина стыковых швов является конструктивной величиной и обычно равна толщине свариваемых элементов. Концы сварных швов следует выводить на временные технологические планки за пределы рабочего сечения шва, в противном случае в шве появляются кратер и непровар, приводящие к высоким концентрациям напряжений.

Напряжение в поперечном стыковом шве (рис.5.2,а), рабо-

тающем на сжатие или на растяжение

$$\sigma = \frac{N}{\delta \cdot l_{ш}} \leq [\sigma_{св}] \quad (5.1)$$

где δ – толщина более тонкого листа; $l_{ш} = B$ – длина шва, равная ширине листов.



б)

Рис. 5.2. Соединение стыковыми швами:
а – поперечное исполнение; б – косое исполнение

Если допускаемое напряжение сварных швов меньше допускаемого напряжения основного металла, то прямые стыковые швы (рис. 5.2, а) неравнопрочны с основным металлом и поэтому допустимы лишь в не полностью нагруженных сечениях. В целях повышения прочности стыкуемых элементов применяют косые швы (рис. 5.2, б). Косые швы с углом наклона α не более 65° равнопрочны с основным металлом.

При нагружении соединения с косым швом помимо нормальных появляются и касательные напряжения (рис. 5.2, б) от действия силы T

$$\sigma = \frac{S}{\delta \cdot l_{ш}} = \frac{N \cdot \sin \alpha}{\delta \cdot \delta / \sin \alpha} = \sigma \cdot \sin^2 \alpha \quad ; \quad (5.2)$$

$$\sigma = \frac{S}{\delta \cdot l_{ш}} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{\delta \cdot \delta / \sin \alpha} = \sigma \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha = 0,5 \alpha \sin 2\alpha$$

(5.3)

Приведенное напряжение определяется выражением

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq [\sigma_{св}]$$

При действии изгибающего момента на стыковой поперечный шов напряжение в шве

$$\sigma = \frac{6M}{\delta \cdot e^2} \leq [\sigma_{св}]$$

Угловые швы применяются для соединения элементов внахлестку (рис. 5.3,а) и впритык (рис. 5.3,б). Угловые швы, расположенные перпендикулярно к усилию N , называются лобовыми, а параллельно ему – фланговыми (рис. 5.3,а).

Сечение нормального условного шва представляет собой прямоугольный равнобедренный треугольник, катеты которого равны или меньше толщины листа (рис. 5.4). Высота шва $h_{ш}$ принимается по наименьшей толщине соединяемых листов. Угловые швы могут иметь выпуклую (кривая 1), прямую (кривая 2) и вогнутую (кривая 3) формы, что учитывается коэффициентом полноты шва β . Поверхность среза располагается по биссектрисе углового шва и имеет высоту $\beta h_{ш}$. При ручной сварке для вогнутых швов $\beta = 0,4$, для прямых $\beta = 0,7$, для выпуклых $\beta = 1,0$. При автоматической сварке $\beta = 1,0$.

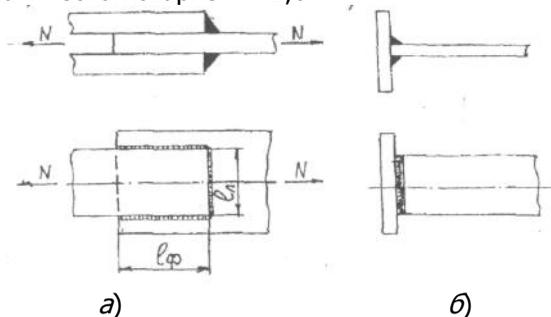


Рис. 5.3. Виды угловых швов

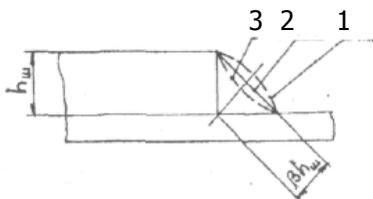


Рис. 5.4. Форма поверхности углового шва

Расчет напряжений в угловых швах носит условный характер, исходя из равномерного распределения напряжений

(см. рис. 5.3,а)

$$\tau = \frac{N}{(2l_{\phi} + l_{л}) \cdot \beta h_{ш}} \leq [\tau_{св}] \quad (5.4)$$

где l_{ϕ} – длина флангового шва; $l_{л}$ – длина лобового типа.

В то же время во фланговых швах напряжения распределяются неравномерно, неравномерность растет с увеличением длины шва, поэтому длина фланговых швов ограничивается

$$l_{\phi} \leq 60h_{ш}$$

Лобовые швы нагружаются более равномерно, и их длина определяется из конструктивных соображений.

В угловых швах, нагруженных осевой силой и моментом (рис. 5.5,а), появляются напряжения:

$$\tau_1 = \frac{S}{\beta h_{ш} \Sigma l_{ш}} ; \quad (5.5)$$

$$\tau_2 = \frac{Sl}{W_x} , \quad (5.6)$$

где W_x – момент сопротивления сечения шва относительно оси $x - x$ (рис. 5.5,б).

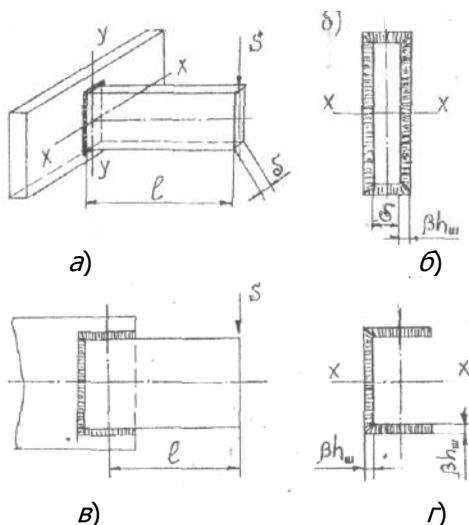


Рис. 5.5. Расчетные схемы нагружения угловых швов

Суммарное напряжение

$$\tau = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \leq [\tau_{c\sigma}] \quad (5.7)$$

При нагружении швов внахлестку осевой силой и моментом (рис. 5.5, в), напряжение для ориентировочных расчетов можно определить по зависимости

$$\tau = S \left(\frac{1}{\beta h_{ш} \Sigma l_{ш}} + \frac{1}{W_x} \right) \leq [\tau_{c\sigma}] \quad (5.8)$$

где W_x – момент сопротивления сечения шва при кручении (рис. 5.5, г),

$$W_x = K \frac{\Sigma l_{ш} (\beta h_{ш})^2}{3};$$

K – поправочный коэффициент, зависящий от соотношения сторон, $K = 1,2 - 1,5$.

Сварные швы, являясь концентраторами напряжений, существенно снижают в зоне своего влияния циклическую прочность элементов металлических конструкций. Поэтому кроме проверки шва на прочность, в ряде случаев шов или околошовная зона элемента должны проверяться и на циклическую прочность по общепринятым формулам: $\sigma \leq [\sigma_{rk\sigma}]$ и $\tau \leq [\tau_{rk\sigma}]$. Для повышения усталостной прочности конструкций необходимо соблюдать два условия:

- подбирать размеры сечений основного металла и сварных швов так, чтобы рабочие напряжения были ниже предела выносливости;
- при помощи конструктивных и технологических мероприятий максимально снижать концентрацию напряжений и тем самым повышать предел выносливости и срок безопасной службы крановых конструкций.

Усталостная прочность конструкции во многом определяется качеством сварки и типом применяемых швов. Необходимо стремиться к максимальному использованию стыковых швов, так как их усталостная прочность выше, чем у угловых швов. Для повышения усталостной прочности стыковых швов рекомендуется:

- применить двустороннюю сварку независимо от формы подготовки кромок;
- концы стыковых швов выводить за пределы стыка на под-

кладки;

- не допускать больших наплывов, так как они понижают усталостную прочность стыковых швов; механическая зачистка наплывов повышает усталостную прочность;

- при сварке встык листов разной толщины обеспечить плавный переход от поверхности шва к основному металлу, уклон скоса делать не более 1:5 (рис. 5.1, *г*);

- число стыков свести до минимума, особенно в растянутых поясах балок.

Для повышения усталостной прочности угловых швов рекомендуется:

- сварные швы, соединяющие составные элементы конструкций (балок, рам и др.), делать непрерывными по всей длине соединяемых элементов;

- высоту угловых швов $h_{ш}$ назначать ближе к минимальной (если это допускается расчетом) в зависимости от наибольшей толщины свариваемых элементов;

- длину угловых швов следует принимать не менее $6h_{ш}$;

- длину фланговых швов принимать не более $60h_{ш}$;

- угловые швы, особенно лобовые, выполнять с вогнутой поверхностью;

- производить механическую зачистку лобовых швов, что значительно повышает их усталостную прочность;

- так как фланговые швы являются значительным очагом концентрации напряжений, то целесообразно применять комбинированные непрерывные швы, состоящие из фланговых и лобовых.

Эффективные коэффициенты концентрации напряжений табулированы, диапазон их изменения следующий:

- стыковой двусторонний шов $K = 1 - 1,5$;

- стыковой без подварки корня $K = 2,5 - 3$;

- лобовой шов при ручной сварке $K = 2,3$;

- при автоматической сварке $K = 1,7$;

- фланговый шов $K = 3 - 3,2$.

5.3. Заклепочные и болтовые соединения

В крановых металлических конструкциях заклепочные и болтовые соединения применяются преимущественно для

монтажных стыков.

Заклепочные соединения, по сравнению со сварными, имеют стабильные и часто значительно меньшие концентраторы напряжений. К их недостаткам следует отнести большую трудоемкость и значительный перерасход металла.

Заклепки изготавливаются из калиброванной стали на прессах, диаметры заклепок 16, 18, 20, 22, 24 и 30 мм. Отверстия под заклепки изготавливаются продавливанием или сверлением на 1 – 1,5 мм больше диаметра заклепок. Выбор диаметра заклепок зависит от толщины склепываемых элементов и ширины полок прокатных профилей. Клепку ведут чаще всего горячим способом с нагревом до $t=800^{\circ}\text{C}$, осаживают пневмомолотками вручную или прессами в заводских условиях. Материалом заклепок служит сталь марки Ст.2 с пределом текучести $\sigma_T = 220$ МПа, $\delta = 26\%$.

Если в направлении продольной силы имеется несколько заклепок, то при работе соединения в упругой стадии нагрузка на заклепки распределяется неравномерно: крайние заклепки нагружены больше средних. В дальнейшем нарастают пластические деформации и усилия выравниваются. Поэтому при расчете считают, что сопротивление всех заклепок одинаково. Предполагают также, что напряжения среза распределяются равномерно по сечению заклепок.

Исходя из таких допущений, определяют допустимое усилие на одну заклепку

$$[N_{cp}] = n_c \cdot \frac{\Pi d^2}{4} \cdot [\tau], \quad (5.9)$$

где n_c – число плоскостей среза одной заклепки; d – диаметр отверстия под заклепку; $[\tau]$ – допустимое напряжение материала заклепки на срез.

Расчетное усилие, воспринимаемое одной заклепкой на смятие,

$$[N_{см}] = d \cdot \Sigma \delta \cdot [\sigma_{см}], \quad (5.10)$$

где d – диаметр отверстия под заклепку; $\Sigma \delta$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

$[\sigma_{см}]$ – допустимое напряжение смятия стенки отверстия.

Количество заклепок в половине соединения

$$Z = \frac{N}{[N]}, \quad (5.11)$$

где N – действующее продольное усилие; $[N]$ – наименьшее допускаемое усилие на одну заклепку из расчета на срез или смятие.

Независимо от результатов расчета число заклепок в рабочих элементах конструкции должно быть не менее двух.

Обычно применяют следующие типы заклепочных соединений: внахлестку (рис. 5.6, а), встык с одной накладкой (рис. 5.6, б), встык с двумя накладками (рис. 5.6, в).

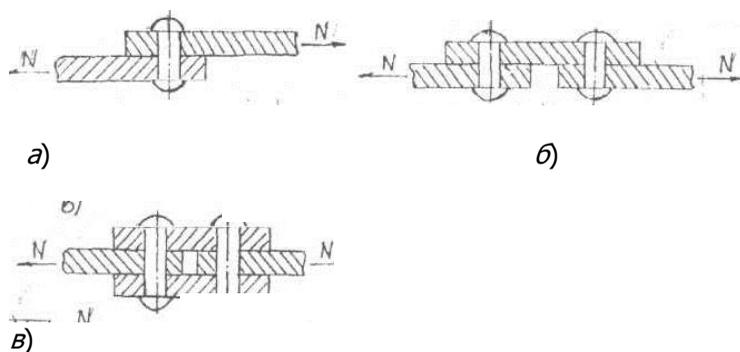


Рис. 5.6. Типы заклепочных соединений

Болтовые соединения более просты в постановке, чем заклепочные. Они не требуют горячих процессов и специального оборудования, надежны в работе. В то же время они имеют большую чувствительность к сдвигу.

При сборке элементов конструкций применяют болты грубой, нормальной, повышенной точности из углеродистых сталей и высокопрочные болты из легированных сталей.

Отверстия в элементах при постановке болтов грубой и нормальной точности делают на 2 – 3 мм больше диаметра болта. Разница в диаметрах болтов и отверстий облегчает посадку болтов и упрощает образование соединения. В то же время неплотная посадка болтов повышает деформативность соединения и ухудшает его работу на сдвиг.

Болты повышенной точности изготавливаются из углеродистой и легированной сталей. Цилиндрическая и нарезная части

болта обрабатываются на станках. Диаметр отверстия превышает диаметр болта на 0,3 мм. Болты в этих отверстиях сидят плотно и хорошо воспринимают сдвигающие силы. Расчет болтов повышенной точности ведется по формулам (5.9) и (5.10) по аналогии с расчетом заклепок.

Высокопрочные болты изготавливаются из легированной стали марок 40Х, 40ХФА и 38ХС. Готовые болты проходят термообработку, их ставят в отверстие с зазором.

В соединениях на болтах повышенной точности усилия передаются телами болтов, а в соединениях на высокопрочных болтах – силами трения, возникающими по соприкасающимся плоскостям элементов от напряжений болтов. В настоящее время высокопрочные болты широко применяются для монтажных соединений. Болты ставятся в отверстия с зазором 2 – 3 мм, благодаря чему значительно снижается трудоемкость изготовления монтажных соединений по сравнению с соединениями на чистых болтах, ставящихся в рассверленные отверстия в собранных элементах. Для создания контролируемого натяжения высокопрочных болтов применяются динамометрические ключи. Осевое усилие натяжения высокопрочных болтов P определяется по формуле

$$P = 0,7\sigma_{\epsilon} \cdot F_{нт} \quad (5.12)$$

где σ_{ϵ} – нормативное значение временного сопротивления разрыву стали высокопрочных болтов после термической обработки в готовом изделии; $F_{нт}$ – площадь сечения болта нетто (по резьбе); 0,7 – обобщенный коэффициент условий работы, перегрузки и надежности по материалу.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле

$$N = 0,9 \cdot P \cdot f \quad (5.13)$$

где f – коэффициент трения, зависящий от способа предварительной очистки соединяемых поверхностей; 0,9 – коэффициент условий работы болтового соединения, учитывающий неточности при сборке.

Усталостные разрушения соединений на высокопрочных болтах происходят по соединяемым элементам вдоль границ накладок, так как передача усилия от одного элемента к другому происходит не через тела болтов, а по площади контакта сдвигаемых элементов.

5.4. Шарнирные соединения

Шарнирные соединения в металлических конструкциях относятся к типу соединений с гарантированным зазором. Шарниры отдельных частей металлоконструкций выполняются на осях. Исследованиям напряженного состояния между листовой проушиной и осью посвящено достаточно много работ. В частности, проф. Б.С. Ковальским было доказано, что расчет проушин с помощью теории кривого бруса вполне правомерен и обеспечивает достаточно точные результаты. На рис. 5.7 показана расчетная схема листовой проушины. Наибольшие напряжения возникают по сечению 1–1 на внутреннем и по сечению 2–2 на наружных волокнах.

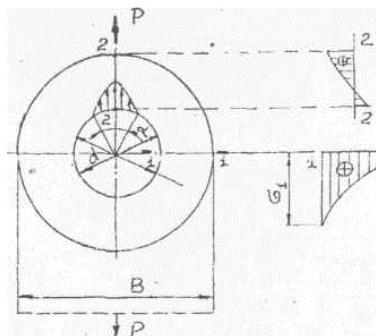


Рис. 5.7. Расчетная схема проушины

Наибольшие напряжения, имеющие место в сечении 1–1 проушины толщиной t , можно определять в зависимости от номинальных напряжений σ_H по формуле

$$\sigma_1 = K_\alpha \cdot \sigma_H = K_\alpha \cdot \frac{P}{(B-d)t}, \quad (5.14)$$

где K_α – коэффициент концентрации напряжений, зависящий от угла контакта α и размеров проушины B/d (для крановых осей $K_\alpha \approx 4$).

При расчете проушин можно принимать наибольшие напряжения, равные пределу пропорциональности, так как они

возникают лишь в одном крайнем волокне, т. е. иметь $\sigma_1 \leq 0,85\sigma_T$.

При закреплении осей в листах последние проверяются на смятие по диаметральной площади

$$\sigma = \frac{P}{d \cdot \delta}, \quad (5.15)$$

где δ – толщина сминаемых частей.

Шарниры со свободным касанием (по линии или в точке) проверяются на контактные напряжения.

6. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ, НАГРУЖЕННЫХ ОСЕВЫМИ СИЛАМИ И КРУТЯЩИМ МОМЕНТОМ

6.1. Центральное осевое нагружение

В металлических конструкциях применяется ряд элементов, работающих как растянутые или сжатые стержни. В отдельных случаях осевое нагружение может сопровождаться действием изгибающих моментов, вызываемых эксцентриситетом осевой силы или поперечными силами.

Сечения растянутых элементов должны удовлетворять условиям прочности и выносливости

$$\sigma = \frac{N}{F_H} \leq [\sigma]; \quad (6.1)$$

$$\sigma_{\text{эк}} = \frac{N_{\text{эк}}}{F_H} \leq [\sigma_{rk}]; \quad (6.2)$$

где N и $N_{\text{эк}}$ – расчетные усилия второго и первого случая нагрузок; F_H – площадь поперечного сечения (нетто); $[\sigma]$ и $[\sigma_{rk}]$ – допустимые напряжения на растяжение для второго и первого случая нагрузок.

Центрально-сжатые стержни при действии нагрузки меньше критической сохраняют прямолинейную форму устойчивого состояния. При достижении силой критического значения стержень

изгибается в плоскости меньшей жесткости, и его криволинейная форма будет новым устойчивым состоянием. Дальнейшее незначительное нагружение приводит к быстрому искривлению стержня, и он теряет несущую способность. Значение силы, при которой прямолинейная устойчивая форма стержня переходит в криволинейную неустойчивую, называется критической. Для шарнирно закрепленного по концам центрально сжатого стержня формула критической силы получена Л. Эйлером:

$$N_K = \frac{\Pi^2 \cdot E \cdot J_{\min}}{l_0^2}, \quad (6.3)$$

где J_{\min} – минимальный момент инерции стержня; E – модуль упругости материала; l_0 – расчетная длина стержня.

Соответственно, критическое напряжение

$$\sigma_K = \frac{N_K}{F_\delta} = \frac{\Pi^2 E}{\lambda^2}, \quad (6.4)$$

где λ – наибольшая гибкость стержня,

$$\lambda = \frac{l_0}{r_{\min}};$$

F_δ – площадь поперечного сечения стержня брутто (без учета ослабления); r_{\min} – минимальный радиус инерции сечения,

$$r_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{F_\delta}}.$$

Формула (6.4) действительна только для условий, когда критические напряжения не превышают предела пропорциональности, т.е. $\sigma_K < \sigma_{ПЦ}$.

В менее гибких стержнях потеря устойчивости происходит при развитии пластических деформаций. Пока сохраняется прямолинейная форма стержня, деформации по сечению распределяются равномерно.

При случайном отклонении оси стержня от первоначального положения на напряжение сжатия σ_C накладываются напряжения изгиба (рис. 6.1, а), причем справа добавляются напряжения сжатия σ_2 и общие напряжения получаются за пределами σ_T , слева происходит разгрузка от напряжений растяжения σ_1 .

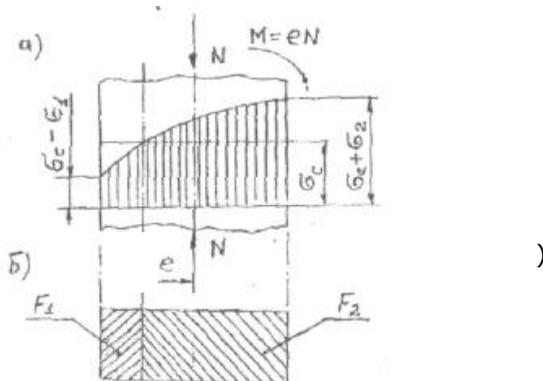


Рис. 6.1. Схема расчета центрального сжатого стержня

Слева напряжения $\sigma_c - \sigma_1$ отвечают модулю упругих деформаций E , а справа – переменному модулю пластических деформаций $E_{пл}$. Так как $E_{пл} < E$, а полные эпюры растяжения и сжатия должны быть равны, нейтральная ось изгиба стержня смещается влево на величину e . Стержень сохранит устойчивость до тех пор, пока внешнее воздействие ($M = eN$) будет меньше момента внутренних напряжений от изгиба.

Рассматривая условную замену стержня с разными модулями на эквивалентный стержень с сечением из однородного материала с приведенным модулем упругости, получаем

$$T = \frac{E \cdot J_1 + E_{пл} \cdot J_2}{J}, \quad (6.5)$$

где J_1 и J_2 – моменты инерции левой F_1 и правой F_2 частей сечения (рис. 6.1,б) относительно нейтральной оси; J – момент инерции всей площади сечения.

Используя приведенный модуль, формуле (6.4) можно придать вид

$$\sigma_K = \frac{\Pi^2 \cdot T}{\lambda^2}. \quad (6.6)$$

Зависимость (6.6) становится применимой при всех значениях $\sigma_K < \sigma_T$.

Если принять условие равенства запасов прочности на растяжение и сжатие, т.е.

$$\frac{\sigma_T}{[\sigma]} = \frac{\sigma_K}{[\sigma_{сж}]} = n$$

$$[\sigma_{сж}] = \frac{\sigma_K}{\sigma_T} [\sigma] = \varphi_1 [\sigma]$$

то
(6.7)

где φ_1 – теоретический коэффициент уменьшения допустимых напряжений растяжения при сжатии.

Учитывая неизбежные конструктивные и технологические эксцентриситеты приложения нагрузки, для расчетов применяется коэффициент $\varphi = \varphi_1 \cdot \varphi_2$, где φ_2 учитывает указанные эксцентриситеты.

Тогда условие устойчивости центрального сжатого стержня

$$\sigma = \frac{N}{F_{\sigma}} < [\sigma_{сж}] = \varphi [\sigma] \tag{6.8}$$

откуда может быть получена формула расчета стержней на центральное сжатие

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{\sigma}} \leq [\sigma] \tag{6.9}$$

Для расчетов значения φ берутся из справочных таблиц в зависимости от величины λ рассчитываемого стержня [3].

Различие условий концевого закрепления центрально сжатых стержней влияет на устойчивость последних, изменяя ее в широких пределах. Для унификации расчета различные схемы крепления стержней приводятся к одной основной – схеме стержня шарнирно – закрепленного по концам, а влияние закрепления учитывается условным изменением длины стержня. Такая измененная длина называется расчетной, обозначается через l_0 и определяется выражением $l_0 = \mu l$, где μ – коэффициент приведения длины; l – фактическая длина стержня.

6.2. Внецентренное осевое нагружение

Внецентренно растянутые и короткие внецентренно сжатые стержни проверяются на прочность по формуле

$$\sigma = \frac{N}{F_n} + \frac{N \cdot e_x}{W_{y-y}} + \frac{N \cdot e_y}{W_{x-x}} \leq [\sigma] \quad (6.10)$$

где N – сила нагружения стержня; F_n – площадь сечения (нетто) стержня; e_x , e_y – эксцентриситеты приложения нагрузки относительно осей x и y ; W_{x-x} , W_{y-y} – моменты сопротивления сечения относительно осей x и y .

Внецентренно сжатый стержень испытывает центральное сжатие силой N и изгиб (рис. 6.2, а).

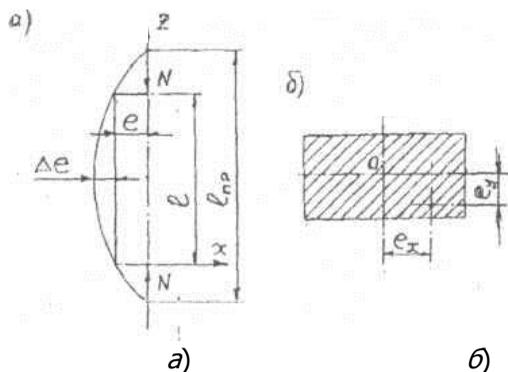


Рис. 6.2. Схема расчета внецентренного сжатого стержня

В плоскости действия момента (плоскость XOZ) при любом значении силы $N > 0$ помимо продольной деформации появляется изгиб, устойчивость такого стержня возможна только в условиях искривления оси стержня. Потеря устойчивости стержней происходит в условиях упругопластических деформаций. В плоскости YOZ такие стержни работают как центрально сжатые, но обладают пониженной устойчивостью из-за упругопластических деформаций.

Критической силой в плоскости XOZ считается наименьшая сила, при которой наступает стадия его неустойчивого равновесия.

Суммарное напряжение в плоскости действия изгиба

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{N(e + \Delta e)}{W_{y-y}} = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{F}{W_{y-y}} (e + \Delta e) \right) \quad (6.11)$$

где e – эксцентриситет приложения силы N (рис. 6.2, а); Δe

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

– максимальная стрелка прогиба стержня под действием момента;
 W_{y-y} – момент сопротивления сечения относительно оси y (рис. 6.2, б); F – площадь поперечного сечения стержня.

Отношение $\frac{F}{W_{y-y}}$ в формуле (6.11) есть величина обратная ядровому расстоянию по оси x сечения стержня, т.е. $\frac{F}{W_{y-y}} = \frac{1}{\rho}$, где ρ – ядровое расстояние.

Принимая упрощающее предположение, что стержень изгибается по синусоиде, можно получить суммарный эксцентриситет, образующийся в результате изгиба его оси [4]

$$e + \Delta e = \frac{e}{1 - \frac{N}{N_k}}, \quad (6.12)$$

где N_k – критическая сила в плоскости момента для центрального сжатого стержня.

Отношение эксцентриситета к ядровому расстоянию называется относительным эксцентриситетом, т.е. $m_x = e/\rho$. Относительным эксцентриситетом в известной мере оценивается значение абсолютного эксцентриситета для рассматриваемого сечения.

В условиях упругопластических деформаций на величину момента внутренних сил стержня оказывает существенное влияние расположение элементов сечения относительно оси перпендикулярной плоскости изгиба (плоскость XOZ), т.е. форма сечения. Вводимый в расчет эксцентриситет $m_1 = \eta \cdot m_x$ учитывает это обстоятельство коэффициентом формы сечения η .

Внеся полученные выше значения ρ и m_1 , а также $e + \Delta e$ в выражение (6.11), получаем

$$\sigma = \frac{N}{F} \left(1 + \frac{m_1}{1 - \frac{N}{N_k}} \right) = \frac{N}{F \varphi_{\text{вн}}} \leq [\sigma], \quad (6.13)$$

где $\varphi_{\text{вн}}$ – коэффициент снижения допускаемых напряжений при расчете внецентренно сжатых стержней.

Коэффициент $\Phi_{вн}$ получают из справочных таблиц в зависимости от приведенной эксцентриситета m_1 и гибкости λ [3].

По сути дела расчет внецентренного сжатого стержня сводится к расчету центрального сжатого с приведенной длиной $l_{пр}$ (см. рис. 6.2, а).

В плоскости перпендикулярной плоскости момента (YOZ) внецентренно сжатый стержень рассчитывается как центрально сжатый, но с учетом уменьшения упругого ядра сечения

$$\sigma = \frac{N}{C \cdot \Phi_x \cdot F} \leq [\sigma] \quad (6.14)$$

где C – коэффициент зависящий от формы сечения;

$$C = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x};$$

α, β – коэффициенты приведения; Φ_x – коэффициент снижения допускаемого напряжения при центральном сжатии.

6.3. Сжатые составные стержни постоянного сечения

Составными называются стержни, состоящие из нескольких поясов, соединенных между собой поперечными планками или решетками. Обычно составные стержни конструируют из двух швеллеров, двутавров или четырех уголков, соединяя их между собой планочной или раскосной решетками (рис. 6.3).

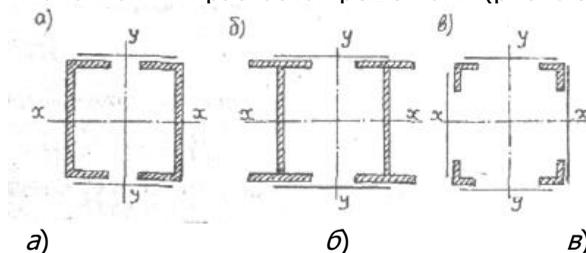


Рис. 6.3. Типы сечений составных стержней

Наибольшее применение составные стержни постоянного сечения нашли в раскосах ферм тяжелого типа, мачтах и колон-

нах.

В составных стержнях различают материальные и свободные оси. Оси, перпендикулярные плоскостям сплошных стенок (оси $x-x$, рис. 6.3, *а, б*) называются материальными, а перпендикулярные плоскостям планок (оси $y-y$, рис. 6.3) называются свободными. Для коробчатых сечений обе оси материальные; для составного стержня, состоящего из четырех ветвей обе оси $x-x$ и $y-y$ – свободные.

Соединительные планки и раскосы обеспечивают совместную работу поясов и общую устойчивость соединения. Вследствие деформации планок (раскосов) гибкость составного стержня относительно свободной оси больше гибкости относительно материальной.

Выражение критической силы для составного стержня относительно свободной оси $y-y$

$$N_k = \frac{\Pi^2 \cdot E \cdot J_{y-y}}{(\mu_c l)^2}, \quad (6.15)$$

где J_{y-y} – момент инерции сечения составного стержня относительно свободной оси; l – свободная длина составного стержня; μ_c – коэффициент приведения длины составного стержня,

$$\mu_c = \sqrt{1 + \gamma \frac{\Pi^2 EJ_{y-y}}{l^2}},$$

γ – угол сдвига от поперечных сил, возникающих при изгибе оси возникающих при изгибе оси стержня от центрального сжатия.

По сути дела, выражением (6.15) определение критической силы для составного стержня со свободной осью сводится к определению критической силы для сплошностенчатого сечения (6.3) того же момента инерции с увеличенной (приведенной) длиной $l_{np} = \mu_c \cdot l$.

Кроме того, в составных стержнях должна быть обеспечена устойчивость отдельных ветвей (поясов). Причем свободной длиной ветви считается длина l_s между двумя ближайшими узлами соединительной решетки (рис. 6.4).

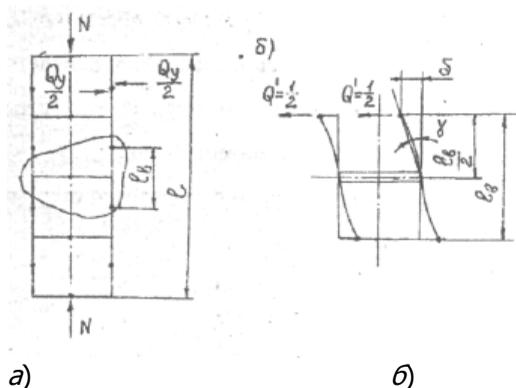


Рис. 6.4. Схема расчета составного стержня

Для составных стержней угол сдвига γ зависит от податливости решетки. Прогнувшийся стержень с планочной решеткой приближенно может быть приведен к статически определимой схеме, если в серединах панелей и планок, где эпюры изгибающих этих элементы моментов переходят через ноль, условно поместить шарниры.

При существующем фактическом соотношении жесткостей ветвей и планок можно считать угол сдвига γ зависящим только от длины и прогиба ветки. Тогда для вырезанного участка стержня (рис. 6.4, б), находящегося под действием пары единичных перерезывающих сил $Q=1$ (на одну ветвь будет действовать поперечная сила $Q=0,5$), получим связь между прогибом δ и углом сдвига γ

$$tg\gamma \approx \gamma = \frac{2\delta}{l_0} \quad (6.16)$$

Из курса сопротивления материалов известно, что прогиб консольной балки при $P = 0,5$ и $l = l_0/2$ равен

$$\delta = \frac{Pl^3}{3EJ_0} = \frac{l_0^3}{48EJ_0} \quad (6.17)$$

Подставляя значения прогиба δ (6.17) в выражение (6.16), находим величину угла сдвига

$$\gamma = \frac{l_0^2}{24EJ_0} \quad (6.18)$$

где J_{ϵ} – момент инерции ветви (пояса) относительно нейтральной оси.

С учетом полученного значения μ определим коэффициент приведения длины

$$\mu_c = \sqrt{1 + \frac{l_{\epsilon}^2 \cdot \Pi^2 \cdot J_{y-y}}{24J_{\epsilon} \cdot l^2}}, \quad (6.19)$$

где J_{y-y} – момент инерции сечения поясов относительно у–у (см. рис. 6.3).

Принимая во внимание, что $J_{\epsilon} = F_{\epsilon} r_{\epsilon}^2$ и $J_{y-y} = 2F_{\epsilon} r_{\epsilon}^2$, установим величину гибкости ветви λ_{ϵ} и поясов λ_y

$$\lambda_{\epsilon} = \frac{l_{\epsilon}}{r_{\epsilon}}; \quad (6.20)$$

$$\lambda_y = \frac{l}{r_y}, \quad (6.21)$$

где F_{ϵ} – площадь сечения ветви (пояса); r_{ϵ} и r_y – радиусы инерции отдельной ветви и всего сечения составного стержня.

Из выражения (6.19), подставляя формулы (6.20), (6.21), можно получить

$$\mu_c = \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_{\epsilon}}{\lambda_y} \right)^2}. \quad (6.22)$$

Введем понятие приведенной гибкости

$$\lambda_{np} = \mu_c \lambda_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{\epsilon}^2}. \quad (6.23)$$

Для стержня с планочными решетками, имеющего две свободные оси,

$$\lambda_{ПП} = \sqrt{\lambda_c^2 + \lambda_{\epsilon 1}^2 + \lambda_{\epsilon 2}^2}, \quad (6.24)$$

где λ_c – гибкость стержня при двух материальных осях в (целом); $\lambda_{\epsilon 1}^2$ и $\lambda_{\epsilon 2}^2$ – гибкость отдельных ветвей смежных граней.

Для составного стержня с раскосной решеткой, при одной свободной оси

$$\lambda_{np} = \sqrt{\lambda_y^2 + 27 \frac{F_{\sigma}}{F_p}}, \quad (6.25)$$

то же при свободных осях

$$\lambda_{np} = \sqrt{\lambda_c^2 + 27 \left(\frac{F_{\sigma 1}}{F_{p1}} + \frac{F_{\sigma 2}}{F_{p2}} \right)}, \quad (6.26)$$

где $F_{\sigma 1}$ и $F_{\sigma 2}$ – площади сечения пар ветвей по одной и другой смежным граням стержня; F_{p1} и F_{p2} – площади сечения пар раскосов по одной и другой смежным граням стержня.

Раскосная система центрального сжатого составного стержня постоянного сечения теоретически не загружена и может включиться в работу при потере стержнем устойчивости и появлением поперечных сил, сопровождающих искривление стержня. Практически, из-за неизбежных эксцентриситетов приложения сжимающей нагрузки, решетки работают всегда.

Поперечная сила может быть определена из предположения, что изгиб стержня происходит по синусоиде (рис. 6.5, а).

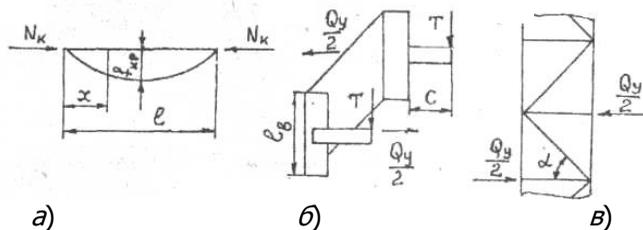


Рис. 6.5. Расчет поперечных сил и планок

Тогда изгибающий момент

$$M = N_K \cdot f = N_K \cdot f_{кр} \cdot \sin \frac{\pi x}{l}, \quad (6.27)$$

где $f_{кр}$ – максимальный прогиб от действия критической силы.

Поперечная сила

$$Q = \frac{dM}{dx} = N_K \cdot f_{кр} \cdot \frac{\Pi}{l} \cos \frac{\Pi x}{l} \quad (6.28)$$

Максимальное значение поперечной силы при $x = 0$ и $x = l$, т.е. у опор

$$Q_{\max} = \frac{\Pi}{l} \cdot N_K \cdot f_{кр} \quad (6.29)$$

Разделим обе части равенства (6.29) на площадь поперечного сечения стержня F

$$\frac{Q_{\max}}{F} = \frac{\Pi}{l} \cdot \sigma_K \cdot f_{кр} = A \quad (6.30)$$

Величина A достаточно постоянна, так как с увеличением σ_K уменьшаются $f_{кр}$ и l . Для углеродистых сталей марок Ст.3, Ст.4 величина $A=2000$ кН/м², для легированных $A=4000$ кН/м². Поэтому в строительных нормах в качестве расчетной поперечной силы принимается условная поперечная сила $Q_y=2000F_{\sigma}$ (углеродистые стали) или $Q_y=4000F_{\sigma}$ (легированные стали), где F_{σ} , м² – площадь сечения стержня (брутто) – рис. 6.5,в.

В тех случаях, когда на стержень действует, кроме продольной, какая-либо поперечная нагрузка, для расчета решеток используется большая из двух – действительная нагрузка или условная поперечная сила.

Расчет соединительных планок ведется на основе схемы узла, представленного на рис. 6.5,б. Этот узел находится в равновесии под действием пары сил $0,5Q_y$ и $2T$

$$\frac{Q_y l_g}{2} = 2T \cdot C \quad (6.31)$$

откуда

$$T = \frac{Q_y \cdot l_g}{4C} \quad (6.32)$$

Напряжения изгиба в планке

$$\sigma_u = \frac{M_u}{W} = \frac{T \cdot C}{W} \leq [\sigma] \quad (6.33)$$

где W – момент сопротивления сечения планки; C – половина расчетная длина планки.

Расчет раскосной решетки основан на разложении перерезывающей силы по направлениям осей стержней. Усилия в элементах раскосной решетки определяют как составляю-

щие перерезывающей силы (см. рис. 6.5, в).

Усилие в стойке

$$N_c = \frac{Q_y}{2} \quad (6.34)$$

Усилие в раскосе

$$N_p = \frac{Q_y}{2 \cos \alpha} \quad (6.35)$$

6.4. Сжатые стержни с переменным моментом инерции

Для облегчения крупных сжатых элементов металлических конструкций им иногда придают переменный момент инерции сечения. Это решение используется, в частности, для решетчатых или сплошностенчатых мачт и стрел. В решетчатых конструкциях сечение стержня по длине обычно сохраняется постоянным и изменяется только момент инерции. В сплошностенчатых конструкциях часто меняется по длине площадь сечения поясов и момент инерции (рис. 6.6).

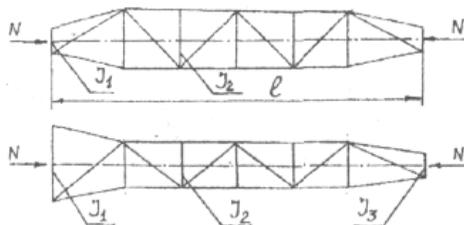


Рис. 6.6. Расчет составных стержней переменного сечения

Суть расчета составного стержня с переменным моментом инерции сводится к замене его на эквивалентный составной стержень с постоянным, равным наибольшему, моментом инерции с расчетной длиной

$$l_0 = \mu' \cdot l, \quad (6.36)$$

где μ' – коэффициент приведения длины; l – свободная длина рассматриваемого стержня.

Величина коэффициента μ' зависит от характера изменения момента инерции стержня по длине и отношения величины наибольшего и наименьшего его значений. По этим параметрам значение μ' может быть установлено непосредственно из справочных таблиц [3].

Расчет устойчивости стержня приводится относительно двух плоскостей – вертикальной (рис. 6.6, а) и горизонтальной (рис. 6.6, б).

Для стержня с двумя свободными осями проверка производится по зависимости

$$\sigma = \frac{N}{4F_n \varphi_{x(y)}} \leq [\sigma], \quad (6.37)$$

где F_n – площадь сечения пояса; φ_x, φ_y – коэффициенты снижения допускаемых напряжений для вертикальной и горизонтальной плоскостей соответственно, устанавливаемые по справочным таблицам в зависимости от приведенной гибкости λ_{np} .

Приведенная гибкость λ_{np} рассчитывается по зависимостям (6.24), (6.26), причем гибкость стержня при двух материальных осях λ_c определяется как

$$\lambda_{c(x)} = \frac{\mu_x \cdot \mu'_x \cdot l}{r_{\max(x)}}, \quad (6.38)$$

или

$$\lambda_{c(y)} = \frac{\mu_y \cdot \mu'_y \cdot l}{r_{\max(y)}}, \quad (6.39)$$

где μ_x и μ_y – коэффициенты, учитывающие характер закрепления стержня в вертикальной и горизонтальной плоскостях (при шарнирном закреплении по краям $\mu = 1$); μ'_x и μ'_y – коэффициенты, учитывающие переменность момента инерции стержня по длине в вертикальной и горизонтальной плоскостях; $r_{\max(x)}$ и $r_{\max(y)}$ – максимальные радиусы инерции составного стержня:

$$r_{\max(x)} = \sqrt{\frac{J_{\max(x)}}{4F_n}}; \quad r_{\max(y)} = \sqrt{\frac{J_{\max(y)}}{4F_n}},$$

l – свободная длина стержня.

6.5. Понятие о кручении стержней некруглого сечения

При кручении некруглых стержней их поперечные сечения деформируются. Если такая деформация может развиваться беспрепятственно, то кручение называется свободным, если же она ограничена – стесненным.

Некоторые характеристики свободного кручения, применяемые в расчетах металлических конструкций, рассчитываются на основе мембранной аналогии [4].

На рис. 6.7,а приведено прямоугольное сечение, нагруженное крутящим моментом $M_{кр}$. На рис. 6.7,б приведено отверстие с размерами a и b , равными размерами сечения. Это отверстие перекрыто мембраной d , нагруженной равномерно распределенной нагрузкой P , отнесенной к единице площади. По контуру мембраны возникает реакция S , отнесенная к единице длины контура (рис. 6.7,в).

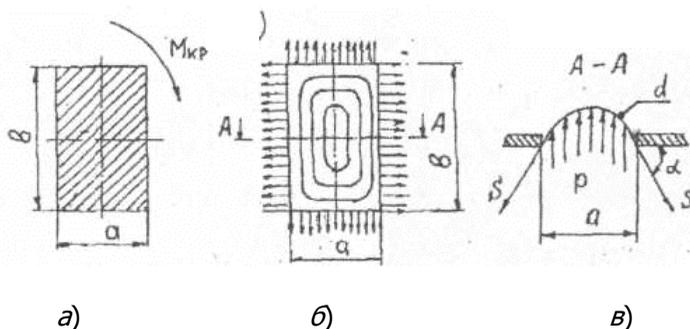


Рис. 6.7. Схема расчета стержня некруглого сечения

Дифференциальное уравнение провисания поверхности мембраны имеет тот же вид, что и уравнение распределения напряжений по поперечному сечению скручиваемого стержня при

условии

$$\frac{P}{S} = 2G\Theta, \quad (6.40)$$

где Θ – угол закручивания стержня, отнесенный к его длине; G – модуль сдвига.

Поверхность мембраны, отвечающая приведенному выше условию идентичности, приобретает следующие особенности:

- касательная к горизонтали поверхности мембраны показывает направление касательного напряжения в соответствующей точке сечения;

- наибольший угол наклона мембраны относительно контура сечения определяет величину касательного напряжения в соответствующей точке сечения;

- удвоенный объем, заключенный между мембраной и плоскостью контура сечения, пропорционален крутящему моменту.

6.6. Кручение стержней открытого и замкнутого сечений

В общем случае металлические конструкции могут рассматриваться как тонкостенные системы, составленные из отдельных тонких пластин прямоугольного сечения, образующих незамкнутые (тавры, швеллеры, уголки и т. д.) или замкнутые (двустенчатые балки и колонны) сечения.

Для расчета пластины прямоугольного сечения размерами δ в воспользуемся мембранной аналогией (рис.6.8, а). Изогнутая поверхность равномерно нагруженной мембраны на некотором удалении от коротких сторон прямоугольника будет принимать форму параболы. Эту форму при сравнительно малой погрешности можно заменить цилиндрической формой (рис. 6.8, б).

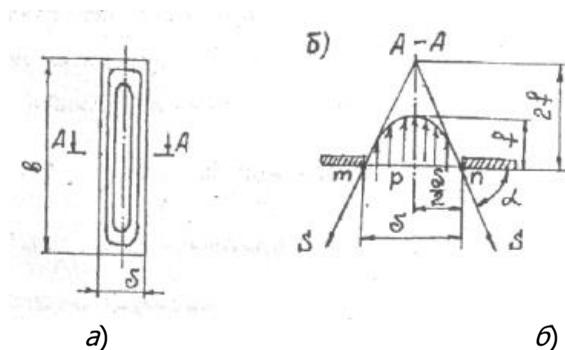


Рис. 6.8. Схема расчета стержней открытого сечения

В этом случае стрелка прогиба мембраны определится выражением

$$f = \frac{P\delta^3}{8S} \quad (6.41)$$

Учитывая отношение (6.40), получим

$$f = \frac{\delta^2}{4} G\Theta \quad (6.42)$$

Наибольшее касательное напряжение равно углу наклона в точках $m - n$. Для малых углов $\alpha \approx \text{tg}\alpha$, и из рис. 6.8, б следует

$$\tau_{\max} = \alpha = \frac{4f}{\delta} = \delta \cdot G \cdot \Theta \quad (6.43)$$

Крутящий момент равен удвоенному объему V между мембраной и плоскостью контура (здесь $v = \frac{2}{3} \delta \cdot f \cdot e$ – значение указанного объема)

$$M_{кр} = 2v = \frac{4}{3} \delta \cdot f \cdot e = \frac{1}{3} e \cdot \delta^3 \cdot G \cdot \Theta \quad (6.44)$$

Откуда из формулы (6.44) величина угла закручивания на единицу длины

$$\Theta = \frac{3M_{кр}}{e \cdot \delta^3 \cdot G} \quad (6.45)$$

Подставив Θ в выражение (6.43), получим величину максимальных касательных напряжений

$$\tau_{\max} = \frac{3M_{кр}}{b \cdot \delta^3} = \frac{M_{кр}}{W_K} = \frac{M_{кр}}{J_K} \cdot \delta_{\max}, \quad (6.46)$$

где δ_{\max} – толщина наиболее толстого элемента сечения;
 $M_{кр}$, J_K – моменты сопротивления и инерции сечения пластины при кручении.

Для сложных открытых тонкостенных сечений

$$J_K = \beta \Sigma \frac{b \cdot \delta^3}{3}; \quad W_K = \frac{J_K}{\delta_{\max}},$$

где β – поправочный коэффициент, учитывающий форму сечения.

Анализируя зависимость (6.46), можно установить, что наибольшее напряжение при кручении открытого сечения возникает в наиболее толстом из его элементов.

Угол закручивания при длине стержня l

$$\varphi = \frac{M_{кр}}{G \cdot J_K} \cdot l. \quad (6.47)$$

Наибольшее распространение в настоящее время получили сплошнотенчатые конструкции, т.е. конструкции закрытого сечения. Для этих конструкций при определении τ также можно воспользоваться мембранной аналогией (рис. 6.9,а).

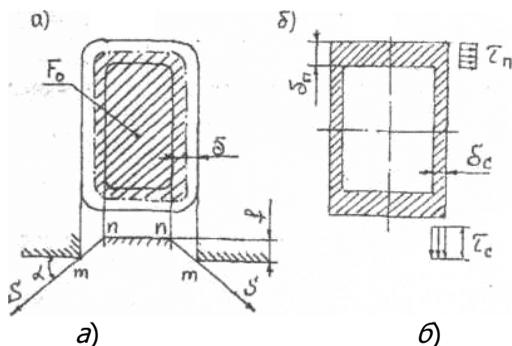


Рис. 6.9. Схема расчета стержней закрытого сечения

Положим, что наружные и внутренние края поперечного сечения соединены мембраной и расположены в разных горизон-

тальных плоскостях на расстоянии f . При малой толщине стенок кривизной мембраны по линиям $m - n$ можно пренебречь, считая ее плоской и наклонной под углом α . От равномерно распределенной нагрузки P , действующей по линии $m - n$, возникает реакция по контуру мембраны S . С учетом принятых допущений, $\alpha = const$ и $f = const$.

Тогда равномерно распределенное по толщине сечения касательное напряжение

$$\tau = \alpha = \frac{f}{\delta}, \quad (6.48)$$

а крутящий момент с учетом зависимости (6.48)

$$M_{кр} = 2v = 2F_0 \cdot f = 2F_0 \cdot \delta \cdot \tau, \quad (6.49)$$

где F_0 – средняя площадь (рис. 6.9, а), ограниченная пунктирной линией.

Откуда касательные напряжения

$$\tau = \frac{M_{кр}}{2F_0\delta} = \frac{M_{кр}}{W_{\kappa}}, \quad (6.50)$$

где W_{κ} – момент сопротивления замкнутого сечения при кручении.

$$W_{\kappa} = 2F_0 \cdot \delta.$$

На рис. 6.9, б представлен характер распределения касательных напряжений в коробчатом сечении балки. Наибольшие напряжения возникают в стенках балки

$$\tau_c = \frac{M_{кр}}{2F_0\delta_c}, \quad (6.51)$$

напряжения в полках

$$\tau_n = \frac{M_{кр}}{2F_0\delta_n}, \quad (6.52)$$

где δ_c и δ_n – толщина стенки и толщина полки коробчатой балки.

7. РАСЧЕТ И КОНСТРУКЦИИ ФЕРМ

7.1. Схемы и конструкции

ферм

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

Несущие конструкции в виде ферм нашли широкое применение в перекрытиях сооружений, в крупнопролетных местах, мачтах и т.п., как правило, работающих в легком и среднем режимах. Фермы по сравнению с листовыми конструкциями экономичны по затрате металла, но более трудоемки при изготовлении из-за большого количества элементов и невозможности применения автоматической сварки.

Фермы состоят из поясов и решеток. Соединение поясов с элементами решетки и последних между собой называются узлами. Элемент фермы, заключенный между двумя смежными узлами, называется стержнем; его длина между узлами называется свободной длиной стержня. В решетках вертикальные и наклонные стержни называются соответственно стойками и раскосами. Длина пояса, заключенная между двумя ближайшими узлами, называется длиной панели. Схема, составленная из осей центров тяжести стержней, называется геометрической схемой.

Для металлических ферм, имеющих, как правило, жесткие узлы, принимаемое допущение об их шарнирности не вызывает существенных отклонений расчетных усилий в стержнях от действительных, если ширина стержней в плоскости фермы не превышает одной десятой ее высоты.

Всякая ферма должна быть геометрически неизменяемой, т.е. сохранять под нагрузкой свою первоначальную форму, соответствующую расчетной схеме. Геометрическая неизменяемость фермы определяется количеством стержней и их возможным расположением. Простейшим геометрически неизменяемым элементом фермы является шарнирный треугольник, составленный из трех стержней. Таким образом, число стержней, необходимое для обеспечения геометрической неизменяемости плоской фермы, равно [2]

$$n_c = 3 + 2(n_y - 3), \quad (7.1)$$

где n_c , n_y – число стержней и число узлов соответственно.

Условие (7.1) является необходимым, но не достаточным. Для обеспечения геометрической неизменяемости фермы необходимо еще правильно расположить стержни, чтобы ни один из элементов фермы не был геометрически изменяемым.

К основным размерам ферм относится пролет L и высота H . Пролет (вылет) определяется техническим заданием, высота же определяется из условия минимума массы конструкции. При уве-

личении высоты – масса поясов убывает, а решетки – растет. Как и для балок, отклонение высоты фермы от оптимальной до 20% мало сказывается на увеличении ее металлоемкости. Выбор меньшей высоты фермы мостового типа позволяет в ряде случаев увеличить высоту подъема груза, а также целесообразен для кранов, работающих в низких помещениях. Для кранов мостового типа отношение высоты фермы к пролету составляет $H/L = 0,062 - 0,082$. Меньшие значения соответствуют большим пролетам. Для консолей высоту ферм над опорами принимают равной $(0,20 - 0,35) L_k$, где L_k – длина консоли.

Фермы разделяют на плоские и пространственные. Плоские фермы (рис. 7.1, а) имеют малую боковую жесткость, поэтому ставятся парами, соединяемыми между собой горизонтальными связями. В этом случае вертикальные фермы называются главными 1 и несут все весовые нагрузки, а горизонтальные решетки называются инерционными 2 и воспринимают все боковые нагрузки. Через 3–4 панели устанавливаются диафрагмы 3, обеспечивающие геометрическую неизменяемость системы.

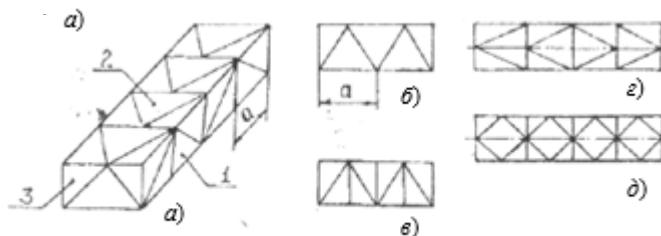


Рис. 7.1. Конструкции ферм

В металлических конструкциях подъемно-транспортных машин применяются фермы весьма разнообразных очертаний и систем решеток. Наиболее часто встречающиеся схемы ферм с треугольной решеткой без стоек (рис. 7.1, б) и со стойками (рис. 7.1, в), К-образные (рис. 7.1, г) и ромбические (рис. 7.1, д). При выборе схем решеток ферм стремятся получить приемлемые свободные длины стержней l , в первую очередь, стержней сжатых.

Снижение свободной длины сжатых стержней позволяет существенно уменьшить их сечение. В то же время уменьшение длин панелей и связанное с этим усложнение решетки повышают ее вес.

Простейшей является треугольная решетка (см. рис. 7.1, б), обеспечивающая наименьшую суммарную длину стержней и чис-

ло узлов. Особенностью схемы является значительная длина панели – a , что в некоторых случаях, и особенно при езде по верхнему поясу, может вызвать излишнее его утяжеление. Для сокращения длин панелей в треугольную решетку могут быть введены стойки (см. рис. 21,в).

Как видно из рис. 7.1,б,в при треугольной решетке часть раскосов является восходящими и часть – нисходящими. В связи с этим, даже при постоянной нагрузке, часть раскосов оказывается сжатой. Поэтому в двухопорной или консольной фермах целесообразно применение раскосной решетки с нисходящими раскосами, несущими нагрузки растяжения.

В высоких несущих формах снижают свободную длину раскосов введением полуподкосов.

Для горизонтальных решеток, работающих, как правило, под нагрузками переменного знака при отношении $H/a < 1,5$ применяют треугольные или треугольные со стойками схемы; при отношении $H/a > 1,5$ предпочтительны ромбические или K -образные схемы решеток.

Плоские фермы по особенностям конструкции образующих их стержней подразделяются на легкие и тяжелые. В легких фермах пояса 1 изготавливаются из спаренных уголков (рис. 7.2,а) или сварных тавров (рис. 7.2,б), а решетки 2 преимущественно из пар уголков.

В тяжелых фермах пояса – двустенчатые, они образуются из спаренных прокатных швеллеров 3 (рис. 7.2,в), широкополочных двутавров 3 (рис. 7.2,г) или других сварных профилей. При этом решетки выполняются из швеллеров или двутавров 4.

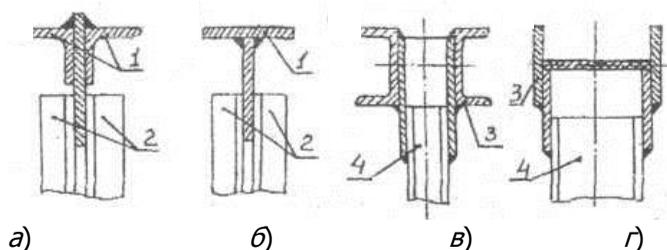


Рис. 7.2. Основные типы сечений поясов сварных ферм

Фермы изготавливаются из фасонного проката, профилей,

сваренных из полосы или листа, гнутых профилей и труб. Наиболее простыми элементами являются одиночные уголки. Они применяются лишь для легких горизонтальных и вспомогательных ферм, поскольку при передаче угловым профилем продольных усилий возникает изгибающий момент. Для главных ферм, воспринимающих подвижную нагрузку, следует отдавать предпочтение симметричным профилям.

Общим условием конструирования узлов ферм является сведение в одну точку осей центров тяжести стержней, сходящихся в общем узле (рис. 7.3, а). Несоблюдение этого требования ведет к образованию в узле момента $S = eS_2$ и дополнительному его нагружению (рис. 7.3, б).

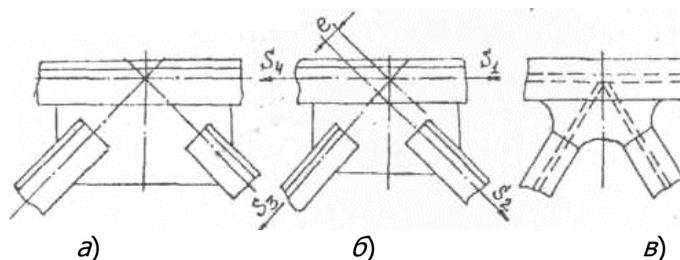


Рис. 7.3. Узлы ферм

При конструировании узлов ферм, работающих в условиях динамических и циклических нагрузок, и их стремятся выполнить с наименьшими коэффициентами концентрации напряжений, для чего избегают накладывать косынки на пояса, а в некоторых случаях косынками придают криволинейные очертания (рис. 7.3, в).

7.2. Расчет элементов ферм

Прочностной расчет ферм сводится к определению сечений поясов, стоек и раскосов. Для этого составляется геометрическая схема фермы и определяются все действующие нагрузки, включая реакции. Усилия в стержнях определяются методами сечений, вырезания узлов или построением диаграммы Максвелла–Кремоны. При наличии подвижных нагрузок усилия определяются построением линий влияния.

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

Узлы фермы при расчете рассматриваются в виде идеальных шарниров. Неподвижные нагрузки прикладываются в узлах. Нагрузки от веса конструкции, инерционные, ветровые распределяются между узлами фермы. В случаях, если сосредоточенная нагрузка приложена между узлами элемента, она также относится к узлам по правилу рычага и учитывается как узловая при определении усилий в стержнях ферм. Элемент, воспринимающий непосредственно эту нагрузку, дополнительно рассчитывается на изгиб.

По геометрической схеме фермы устанавливают длину каждого стержня l , равную расстоянию между узлами. В то же время жесткость концевых закреплений отдельных стержней в узлах различна и определяется конструкцией самого узла. Жесткость концевых закреплений учитывается введением коэффициента защемления μ , и для вычисления вместо свободной длины l стержня применяется его расчетная длина $l_0 = \mu \cdot l$.

В плоских симметричных фермах расчетная длина элементов решетки принимается $l_{0x} = 0,8l$, а из плоскости $l_{0y} = l$. Это объясняется тем, что в первом случае стержни решетки более гибкие, чем пояса и удерживаются поясами от поворота в узле. Во втором случае пояса обладают сравнительно малой жесткостью на кручение и косынки имеют также малую поперечную жесткость. Расчетная длина панелей принимается равной свободной их длине $l_0 = l_n$.

В практике расчета ферм наибольшая допускаемая гибкость стержней ограничивается. Это вызвано тем, что отдельные стержни, обладающие значительной свободной длиной, могут по условиям расчета оказаться настолько гибкими, что будут заметно прогибаться под действием собственного веса или сильно вибрировать при переменных нагрузках. Для исключения данного явления в зависимости от ответственности конструкции при проектировании и используют определенные нормы гибкости $[\lambda]$.

При подборе сечений сжатых стержней следует сначала выбирать профили с наиболее тонкими стенками, как как у них радиус инерции имеет наибольшее значение. При подборе стержней составных сечений стремятся по возможности выполнить условие одинаковой гибкости стержня в плоскости и из плоскости фермы.

Подбор сечения стержней первоначально производится по нормативной гибкости (табл. 7.1), для чего радиус инерции сечения выбирают по условию $r = l_0 / [\lambda]$, и затем, если этого требует расчет прочности или устойчивости стержня, принимается больший профиль.

Таблица 7.1

 Предельные гибкости элементов $[\lambda]$

Элементы конструкций	Сжатые элементы	Растянутые элементы
Пояса главных ферм	120	150
Одно-стержневые конструкции стрел, колонн, мачт	120–150	150–180
Все прочие стержни	200–250	250–350

При прочностном расчете растянутые стержни проверяются на прочность, а сжатые на устойчивость. Кроме того, все стержни без исключения, включая и нулевые, проверяются на гибкость. При расчете стержней на выносливость учитываются характеристики цикла нагружения и эффективный коэффициент концентрации в сечении стержня у мест его закрепления.

Проверочный расчет стержней производится по следующим формулам (подробнее см. гл. 6):

– растянутые стержни (прочность)

$$\sigma = \frac{N}{F} \leq [\sigma]; \quad (7.2)$$

– сжатые стержни (устойчивость)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} \leq [\sigma]; \quad (7.3)$$

– выносливость (стержни основной схемы)

$$\sigma_s = \frac{N_s}{F} \leq [\sigma_{rk}]; \quad (7.4)$$

– гибкость (все стержни)

$$\lambda \leq [\lambda]. \quad (7.5)$$

7.3. Расчет поясов ферм на подвижную нагрузку

В случаях, когда по верхнему поясу фермы перемещаются сосредоточенные подвижные нагрузки, панели пояса работают как сжатые стержни в системе фермы и как балки, подвергае-

мые поперечному изгибу. При определении нагрузок пояс фермы следует рассматривать как многоопорную неразрезную балку, опорами которой являются узлы фермы (рис. 7.4, а).

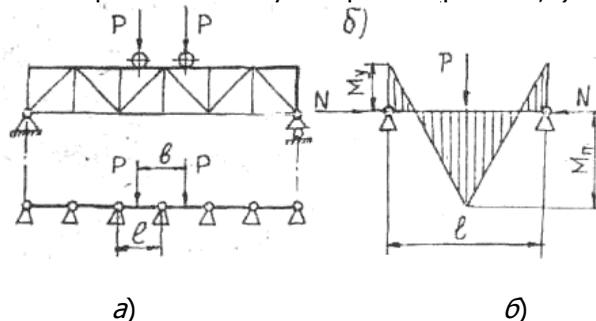


Рис. 7.4. Схема расчета пояса фермы

Для всех панелей кроме первой и последней изгибающий момент составляет:

– в пролете

$$M_n = \frac{Pl}{6}, \quad (7.6)$$

где l – расстояние между узлами (рис. 7.4, б);

– в узле

$$M_y = -\frac{Pl}{12}. \quad (7.7)$$

В середине панели пояса будут действовать напряжения сжатия $\sigma_1 = N/F$ и изгиба $\sigma_2 = M_n/W$. В узле панели пояса напряжения сжатия $\sigma_1 = N/F_n$ и изгиба $\sigma_3 = M_y/W$ (рис. 7.5).

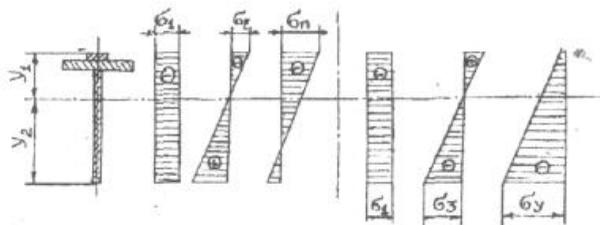


Рис. 7.5. Эпюры напряжений в панели и умах фермы

Наибольшие напряжения:

– в середине панели будут равны

$$\sigma_n = \sigma_1 + \sigma_2;$$

– в узле

$$\sigma_y = \sigma_1 + \sigma_3.$$

Оптимальный случай использования материала будет при $\sigma_n = \sigma_y$ или $\sigma_1 = \sigma_3$. Отсюда следует

$$\frac{M_n \cdot y_1}{J} = \frac{M_y \cdot y_2}{J},$$

где J – момент инерции сечения пояса; y_1 и y_2 – расстояние от нейтральной оси до крайних точек сечения.

Имеем

$$\frac{M_n}{M_y} = \frac{y_2}{y_1}, \quad (7.8)$$

но согласно зависимостям (7.6) и (7.7.) $M_n = 2[M_y]$ и, следовательно, $y_2 / y_1 = 2$.

Таким образом, условию $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma$ будет отвечать сечение, центр тяжести которого находится на двух третьих его высоты.

Расчет поясов несущих подвижную нагрузку производится в проверочном порядке, причем поясные панели пролета фермы проверяются как сжато-изгибаемые стержни, а поясные панели консоли как растянуто-изгибаемые. Сжато-изгибаемые панели проверяются дополнительно также на местную устойчивость.

В общем случае фермы не дают особо высокого выигрыша в весе по сравнению с балками из-за неполного использования основного допускаемого напряжения в сжатых стержнях и стержнях, подобранных по условию гибкости. К тому же способность ферм противостоять циклическим нагрузкам и, наконец, технологичность по условиям сварки, существенно ниже чем у балок.

8. РАСЧЕТ И КОНСТРУКЦИИ БАЛОК

8.1. Конструкции балок

Балками называются сплошнотенчатые элементы конструкций, предназначенные для восприятия поперечных нагрузок. Балки могут быть прокатными, гнутого профиля и составными. Составные балки изготавливаются сварными или клепаными. В настоящее время клепаные балки применяются лишь в отдельных случаях.

В краностроении наибольшее распространение получили составные сварные балки из листа или широкополосной универсальной стали. Конструктивные формы составных балок весьма разнообразны, но чаще всего встречаются одно- и двустенчатые открытого или закрытого (коробчатого) сечения (рис. 8.1). В некоторых случаях составные балки могут быть изготовлены частично или полностью из гнутых профилей.

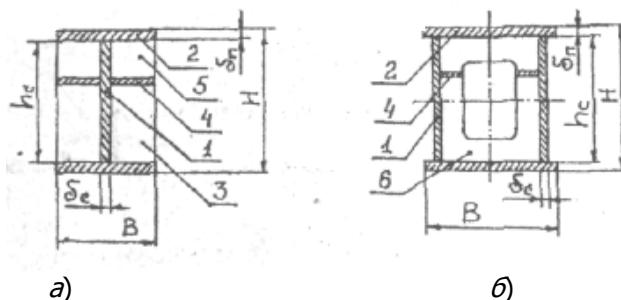


Рис. 8.1. Типы сечений составных балок

Двустенчатые балки по сравнению с одностенчатыми обладают значительно большей жесткостью в горизонтальной плоскости и хорошо сопротивляются кручению. В то же время распределение материала относительно горизонтальной оси сечения у двустенчатых балок хуже из-за относительно большей суммарной толщины стенок.

Основными элементами балки являются стенка 1 и пояса 2 (см. рис. 8.1, 8.2). Для обеспечения устойчивости в одностенчатых балках устанавливаются поперечные ребра жесткости 3, а в двустенчатых – внутренние диафрагмы 6, обеспечивающие неизменяемость формы сечения балки. В сжатой зоне тяжело нагруженных балок в некоторых случаях устанавливаются продольные

4 и короткие поперечные ребра 5.

В случаях необходимости облегчения сварных составных балок их конструктивно приближают к телу равного сопротивления за счет уменьшения высоты сечения около опор $L' = 0,5H$ и $H' = 0,5H$ (рис. 8.2, б). При изменении толщины и ширины поясов более толстые и более широкие листы должны иметь на концах скосы с уклоном не более 1:5 (рис. 8.2, в).

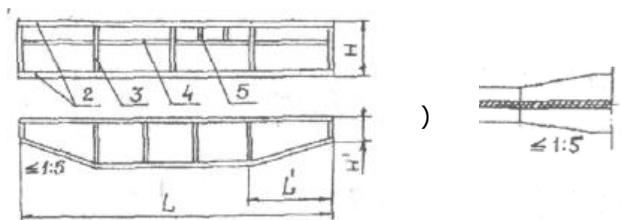


Рис. 8.2. Элементы и конструкции составных балок

В последнее время находят применение балки трубчатого сечения – более технологичные, чем коробчатые, так как они сравнительно легко изготавливаются из труб, свальцованных из листов, с минимальным количеством сварных швов. Весьма важным преимуществом трубчатых сечений перед коробчатыми является их меньшая потребность в продольных ребрах жесткости для обеспечения местной устойчивости стенки.

Основными (генеральными) размерами балки считаются ее пролет L и высота H . Пролет балки L обычно задается. Высота балки H определяется из условия жесткости, габарита и экономии металла.

При заданном изгибающем моменте M , допускаемом напряжении $[\sigma]$ и допустимом относительном прогибе $K = f / L$ (где f – стрелка прогиба) высота балки H получает определенную величину, отклонения от которой изменяют или напряжение в балке или величину K .

Для невесомей балки на двух опорах с сосредоточенной нагрузкой P в середине пролета прогиб определится выражением

$$f = \frac{PL^2}{48EJ} = \frac{ML}{12EJ}, \quad (8.1)$$

где E – модуль упругости; J – момент инерции сечения бал-

ки относительно горизонтальной оси.

Подставляя в выражение (8.1) значение допускаемого изгибающего момента $M = W[\sigma] = 2J[\sigma]/H$, получим значение прогиба

$$f = \frac{L^2[\sigma]}{6EH} \quad (8.2)$$

Высота балки отвечающая заданным значениям $[\sigma]$ и $K = f/\alpha$ определится зависимостью

$$H = \frac{L \cdot L \cdot [\sigma]}{f \cdot 6 \cdot E} = \frac{L[\sigma]}{6 \cdot K \cdot E} \quad (8.3)$$

Относительный прогиб в балках ограничивается величиной $K = 1/700$. Уменьшение высоты балки при сохранении значения K снизит в ней напряжение и, следовательно, ухудшит использование материала. Увеличение высоты балки при прочих равных условиях приводит к снижению толщин поясов и стенок, к снижению веса балки и увеличению ее жесткости.

Наибольшая высота балки, соответствующая ее наименьшему весу, определяется из следующего соотношения [1]

$$H \leq \sqrt{\frac{3W}{\delta_c}}$$

где W – необходимый момент сопротивления; δ_c – толщина стенки.

Функция зависимости силы тяжести от высоты балки в области своего минимума изменяется настолько плавно, что при отклонении высоты балки от оптимального значения на 20% вес балки увеличивается не более чем на 2,5%. У балки оптимальной высоты площадь пояса $B\delta_n = H\delta_c/6$, где для коробчатой балки δ_c – толщина обеих стенок.

8.2. Основы проектирования и расчета балок

Для предварительных расчетов и проектирования рекомендуется принимать высоту для одностенчатых балок $H = L/16$, а для двустенчатых $H = L/20$. Ширину пояса одностенчатых балок принимают $B \geq H/5$, а двустенчатых $B = H/2$. При этом мини-

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

мальное расстояние между стенками коробчатой балки определяется условиями сварки внутренних диафрагм и принимается в пределах 300 – 500 мм.

Толщина стенки определяется условиями ее устойчивости и прочности и назначается в пределах $\delta_c \geq (h_c / 80 - h_c / 160)$, но не менее 5 мм по условию технологии сварки. Толщина поясов δ_n не должна превышать 50 мм для углеродистой стали и 40 мм для низколегированной стали, обычно $\delta_n \geq B / 25$ для одностенчатых балок и $\delta_n \geq B / 50$ для двустенчатых балок.

В дальнейшем, после предварительного определения размеров всех элементов сечения балки, уточняются размеры стенки из условия прочности по касательным напряжениям

$$S_c \geq \frac{QS}{J[\tau]}, \quad (8.4)$$

где Q – наибольшее значение перерезывающей силы; S – статический момент получения балки относительно нейтральной оси; J – момент инерции сечения балки относительно нейтральной оси; $[\tau]$ – допустимые касательные напряжения второго расчетного случая нагрузок.

Подбор сечения составных балок производился следующим образом. Зная расчетный изгибающий момент, определяют требуемый момент сопротивления – $W = M / [\sigma]$. Задав высоту балки H , находят необходимый момент инерции сечения – $J = 0,5H \cdot W$.

Приняв уточненную толщину стенки δ_c (или двух стенок $2\delta_c$), определяют ее момент инерции $J_{cm} = \delta_c H^3 / 12$.

Момент инерции двух поясов (если пренебречь их собственным моментом инерции)

$$J_n = J - J_{cm} \approx F_n \frac{H^2}{2}$$

Отсюда площадь каждого пояса

$$F_n = \frac{2(J - J_{cm})}{H^2}$$

После выбора поясных листов производится окончательная увязка размеров отдельных элементов балки и ее расчет.

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

Проверка касательных напряжений для стенок в сечениях с наибольшей поперечной силой производится по формуле

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\text{бп}}}{J_{\text{бп}} \cdot \delta_c} \leq [\tau], \quad (8.5)$$

где Q – максимальная поперечная сила; $S_{\text{бп}}$ – статический момент брутто полусечения относительно нейтральной оси; $J_{\text{бп}}$ – момент инерции брутто всего сечения; δ_c – толщина одной или двух стенок.

Если в поперечном сечении балки действуют одновременно значительные нормальные и касательные напряжения, то на уровне поясных швов надлежит проверить прочность по приведенным напряжениям

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq [\sigma], \quad (8.6)$$

где σ и τ – соответственно нормальные и касательные напряжения в опасном сечении; $[\sigma]$ – допускаемые нормальные напряжения второго расчетного случая.

При перемещении ходовых колес по верхним поясам балок имеют место заметные изменения напряженно-деформированного состояния элементов. К таким зонам относится узел сопряжения рельса с верхним поясом и стенкой. Применительно к коробчатым балкам различают случаи расположения рельса над стенкой и между стенками.

В случае расположения рельса над стенкой балки действие подвижной сосредоточенной нагрузки от ходовых колес P приводит к неравномерному давлению на поясные швы и сжатию кромки вертикальной стенки.

Общий характер эпюры давлений представлен на рис. 8.3, а, где Z_0 – расстояние между нулевыми точками эпюры давления.

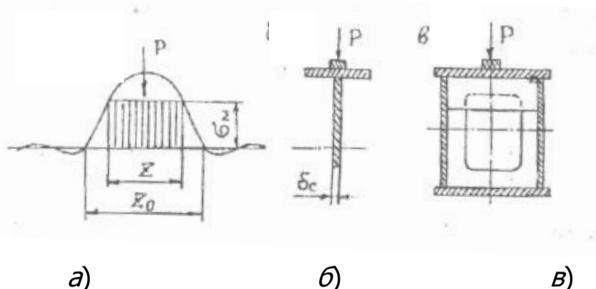


Рис. 8.3. Определение давления на стенку балки

В расчетах принимается, что местное давление распределяется равномерно на условной длине Z . Величина Z может быть получена, если рассматривать пояс как балку бесконечной длины, лежащую на упругом основании и нагруженную сосредоточенной силой

$$Z = 3,25 \sqrt{\frac{J_n}{\delta_c}},$$

где J_n – сумма моментов инерции рельса и пояса одностенчатой балки относительно их собственных осей, а в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса, – относительно их общей оси (рис. 8.3, б).

При расположении рельса над стенкой коробчатой балки при определении J_n в расчет вводится часть пояса шириной от наружного края до сечения, находящегося на расстоянии $(10 - 12)\delta_n$ от стенки внутрь балки.

Местные напряжения сжатия на кромке вертикальной стенки равны

$$\sigma_M = \frac{P}{Z \cdot \delta_c}. \quad (8.7)$$

Формула (8.7) справедлива для сечений балки, не укрепленной ребрами. Так как ребра жесткости являются опорами для пояса, они воспринимают часть давления, разгружая при этом стенку. При учете разгружающего влияния ребер напряжение сжатия кромки вертикальной стенки будет равно

$$\sigma_M = \frac{\xi \cdot P}{Z \cdot \delta_c}, \quad (8.8)$$

где ξ – коэффициент, зависящий от шага расстановки ребер по длине балки α .

Устойчивость стенок обеспечивается соответствующей расстановкой ребер жесткости. Шаг установки ребер рекомендуется назначать в пределах $\alpha \leq 2h_c$ при $h_c/\delta_c > 100$ и $\alpha = 2,5h_c$ при $h_c/\delta_c < 100$, где h_c – высота стенки; δ_c – толщина ребер жест-

кости, $\delta_c = 0,8\delta_c$.

При наличии значительной местной подвижной нагрузки, в сжатой зоне стенки устанавливаются горизонтальные ребра жесткости, а в некоторых случаях и малые поперечные. Длина коротких ребер при этом должна быть не менее $0,3h_c$, шаг расстановки $\alpha = (40 - 50)\delta_c$ (см. рис. 8.2).

В коробчатых балках с рельсом по середине в качестве опор устанавливаются дополнительные короткие (малые) диафрагмы, которые вместе с большими осуществляют передачу усилий на стенки балки (рис. 8.3, в). Рельс рассматривается как неразрезная балка с опиранием на диафрагмы.

Без учета влияния поясного листа напряжение в рельсе приближенно определяется как

$$\delta_p = \frac{Pl}{6W_x} \leq [\sigma_p] \quad (8.9)$$

где P – наибольшее давление ходового колеса; l – расстояние между соседними диафрагмами; W_x – наименьший момент сопротивления сечения рельса; $[\sigma_p]$ – допускаемое напряжение растяжения в подошве рельса.

Поясной лист деформируется совместно с рельсом и изгибается вдоль и поперек балки. Расчетная схема его представляет собой схему тонкой пластинки, опертой в местах примыкания стенок диафрагм. Приближенно из равенства кривизны рельса как балки и кривизны пояса как пластины находим, что

$$M_n = \frac{M_p}{1-\mu^2} \cdot \frac{J_n}{J_p}$$

где M_p , M_n – изгибающие моменты, действующие на рельс и поясной лист,

$$M_p = Pl/6;$$

J_p и J_n – моменты инерции рельса и пояса; $\mu = 0,3$ – коэффициент Пуассона.

Местные напряжения в поясном листе в продольном направлении

$$\sigma_x = \frac{M_n \delta_n}{2J_n} \quad (8.10)$$

где δ_n – толщина пояса.

Приближенное определение местных напряжений в поперечном направлении σ_y можно производить на основе равенства прогибов продольных и поперечных балок-полосок с середине пояса. Считается, что поясной лист имеет на стенках балки и на диафрагмах одинаковые условия опирания. Так как у поясного листа расчетные балки-полоски вдоль и поперек листа имеют в середине общий прогиб, то

$$\sigma_y = \sigma_x \frac{l^2}{b^2} = \frac{M_n \cdot \delta_n}{2J_n} \frac{l^2}{b^2} = \frac{P \cdot l^3 \cdot \delta_n}{12(1-\mu^2) \cdot J_p \cdot b^2}, \quad (8.11)$$

где b – расстояние между вертикальными стенками коробчатой балки.

Растягивающие напряжения поперек листа σ_y могут вызывать усталостные трещины. Продольные напряжения в пояском листе σ_x , характерные для крановых балок, практически не влияют на сопротивление усталости.

Соединение поясов составных балок со стенкой в сварных конструкциях производится с помощью угловых швов. Сварные поясные угловые швы, не испытывающие влияние давления ходового колеса, рассчитываются на срез по формуле

$$\tau = \frac{QS_n}{2\beta h_{ш} \cdot J_{бр}} \leq [\tau_{св}] \quad (8.12)$$

где Q – наибольшая поперечная сила в рассматриваемом сечении; S_n – статический момент брутто пояса балки относительно нейтральной оси; β – коэффициент заполнения шва; $h_{ш}$ – толщина углового шва, принимаемая равной катету; $J_{бр}$ – момент инерции брутто сечения балки относительно нейтральной оси.

Сварные поясные швы надлежит выполнять непрерывными, а при передаче на стенки давлений от ходовых колес – с обязательным проваром на всю толщину стенки, т.е. производить как стыковые. Равнопрочность выполненных таким образом швов со стенкой следует определять не из условий среза швов, а из условий их смятия (8.7).

8.3. Местная устойчивость элементов балок

Составные балки обладают относительно тонкими стенками и поясами и потому для них существует опасность, что под нагрузкой балка может преждевременно потерять несущую способность из-за выпучивания отдельных участков составляющих ее листов.

При этом стенка выпучивается из плоскости балки, а пояс – в плоскости балки. Потеря устойчивости стенки балки может быть вызвана нормальными, касательными и местными нормальными напряжениями. Потеря устойчивости полков балки вызывается нормальными напряжениями.

Деформация элементов балки при потере устойчивости может рассматриваться как деформация тонких, спертых по той или другой схеме пластин (рис. 8.4).

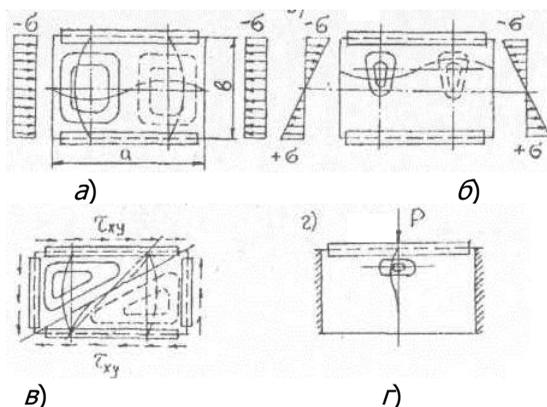


Рис. 8.4. Характер деформаций при потере устойчивости пластины

Прямоугольные пластины, заводятся своими кромками в пазы. Эти пазы условно представляют присоединение рассматриваемого элемента к соседнему.

Рис. 8.4,а соответствует случаю центрального сжатия стенки балки. Пластина деформируется, образуя ряд волн, затухающих в зоне пазов.

Рис. 8.4,б соответствует случаю чистого изгиба стенки. Пластина деформируется в сжатой зоне.

Рис. 8.4,в соответствует случаю действия касательных

напряжений. Пластина перекашивается вдоль одной из диагоналей, испытывая сжатие.

Рис. 8.4, г соответствует случаю местной нагрузки балки. Зона выпучивания располагается непосредственно под нагрузкой.

Для того чтобы проверить местную устойчивость стенки, нужно сначала расставить ребра жесткости, а затем для расчетных отсеков вычислить критические напряжения и проверить запас устойчивости n_0 .

Нормальные напряжения изгиба определяются формулой

$$\sigma = \frac{MH}{2J}, \quad (8.13)$$

где M – изгибающий момент действующий на балку в опасном сечении; H – высота балки; J – момент инерции сечения балки относительно нейтральной оси.

Критическое напряжение изгиба

$$\sigma_{кр} = K_3 \left(\frac{\delta}{e} \right)^2 \cdot 10^3, \quad \text{МПа}, \quad (8.14)$$

где K_3 – коэффициент, учитывающий степень упругого защемления стенки в поясах, $K_3 = 4540 - 7460$; $B = h_c$ и δ – расчетная высота и толщина пластины (стенки).

Касательные напряжения при проверке местной устойчивости определяются как средние по формуле

$$\tau = \frac{Q}{h_c \delta}, \quad (8.15)$$

где Q – среднее значение поперечной силы в пределах рассматриваемой пластины.

Критическое касательное напряжение, возникающее под действием поперечной силы при защемлении пластины по двум сторонам (в поясах одностенчатых балок обычной мощности или в поясах коробчатых балок),

$$\tau_{кр} = \left(1250 + 950 \left(\frac{h_c}{a} \right)^2 \right) \left(\frac{\delta}{h_c} \right)^2 \cdot 10^3, \quad \text{МПа}, \quad (8.16)$$

где a – шаг расстановки поперечных ребер жесткости (длина пластины)

$$a = (1,8 - 2)h_c.$$

При действии на стенку местных напряжений σ_m от сосре-

доточенного груза они будут распределены по краю пластины так, как указано на рис. 8.3, и величина их определяется формулой (8.14). В этом случае критические напряжения рассчитываются по зависимости

$$\sigma_{\text{мкр}} = K \left(\frac{\delta}{a} \right)^2 \cdot 10^3, \text{ МПа}, \quad (8.17)$$

где K – коэффициент, зависящий от отношения a/h_c и степени упругого защемления стенки (определяется по справочным таблицам) [3].

Устойчивость стенок балок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, обеспечивается при условии

$$n_0 = \frac{1}{\sqrt{\left[\left(\frac{\sigma}{\sigma_{\text{кр}}} + \frac{\sigma_M}{\sigma_{\text{мкр}}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{\text{кр}}} \right)^2 \right]}} \geq n_{II}, \quad (8.18)$$

где n_{II} – коэффициент запаса прочности по второму расчетному случаю.

В стенке балки, укрепленной кроме поперечных ребер одним продольным ребром жесткости, расположенным на расстоянии b_1 от расчетной границы отсека, обе пластины, на которые это ребро разделяет отсек, проверяются отдельно. Причем при определении критических напряжений в расчет вводится новый параметр высоты стенки $-e \approx 0,3h_c$.

8.4. Общая устойчивость балок

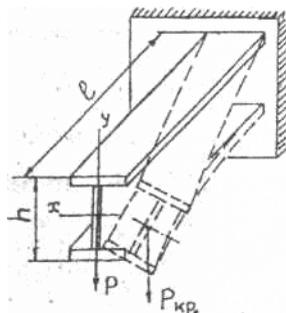


Рис. 8.5. Схема потери устойчивости двутавровой балки

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

При нагружении балки, работающей на изгиб в плоскости наибольшей жесткости, может возникнуть явление потери общей устойчивости. При этом сжатый пояс балки выпучивается в боковом направлении, а поперечные сечения балки поворачиваются. На рис. 8.5 показан характер деформаций консольной балки, сопровождающий нарушение ее общей устойчивости.

Выражение для критической силы при потере устойчивости плоской формы изгиба аналогично выражению для критической силы при потере устойчивости сжатого стержня. Однако поскольку потеря устойчивости плоской формы изгиба связана с выпучиванием балки в горизонтальной плоскости и с закручиванием ее, значение критической силы зависит не только от боковой жесткости балки, но и от жесткости ее при кручении.

Выражение для критической силы балок симметричного сечения может быть представлено в следующем виде:

$$P_{кр} = K \frac{\sqrt{B_y C}}{l^2}, \quad (8.19)$$

где B_y – жесткость балки при изгибе относительно вертикальной оси,

$$B_y = E \cdot J_y;$$

C – жесткость балки при кручении,

$$C = G \cdot J_K;$$

G – модуль упругости при сдвиге; J_K – момент инерции сечения при чистом кручении; l – свободная длина сжатого пояса (пролет балки); K – коэффициент, зависящий от схемы опор балки, от рода нагрузки и ее расположения на верхнем или нижнем поясе, от параметров поперечного сечения и величины коэффициента α .

В практике расчетов коэффициент α вычисляется по формуле

$$\alpha = \frac{4C}{B_y} \left(\frac{l}{h} \right)^2, \quad (8.20)$$

где h – полная высота сечения балки.

Для стальных конструкций при коэффициенте Пуассона $\mu = 0,3$ и модуле упругости $E = 2 \cdot 10^5$ МПа значение α из формулы (8.19) будет равно

$$\alpha = 1,5 \frac{J_K}{J_y} \left(\frac{l}{h} \right)^2 \quad (8.21)$$

Критическое напряжение в краевых волокнах балки

$$\sigma_{кр} = \frac{M_{кр}}{W_x} = \frac{\beta P_{кр} l}{W_x} = \frac{\beta \cdot K \sqrt{B_y \cdot C \cdot C}}{2 J_x \cdot l}, \quad (8.22)$$

где W_x – момент сопротивления сечения балки относительно нейтральной оси,

$$W_x = \frac{2 J_x}{h};$$

β – коэффициент, учитывающий схему опор балки.

Выразим жесткость C балки при кручении из приведенной выше формулы (8.20)

$$C = \frac{\alpha \cdot B_y}{4} \left(\frac{h}{l} \right)^2$$

Подставляя полученное значение C в формулу (8.22), получим

$$\sigma_{кр} = \frac{\beta \cdot K \cdot E \cdot \sqrt{\alpha}}{4} \cdot \frac{J_y}{J_x} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 = K_1 \frac{J_y}{J_x} \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2, \quad (8.23)$$

где K_1 – коэффициент, зависящий от характера нагрузки и имеющий размерность напряжения.

Для расчетной практики удобно применять коэффициент Φ_{σ} снижения несущей способности балки по общей устойчивости

$$\Phi_{\sigma} = \frac{\sigma_{кр}}{\sigma_m} = \frac{K_1}{\sigma_m} \cdot \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 = \Psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \cdot 10^3, \quad (8.24)$$

где Ψ – коэффициент, который приводится в справочных таблицах, уменьшенный в тысячу раз [3],

$$\Psi = \frac{K_1 \cdot 10^{-3}}{\sigma_m}$$

Конкретное значение коэффициента Ψ устанавливается в зависимости от опор закрепления балки, вида приложенной нагрузки (равномерно распределенная, сосредоточенная, на верхнем поясе, на нижнем поясе и т.д.) и коэффициенте α , вы-

численном по формуле (8.21).

Приведенные выше выводы и выражения для Φ_{δ} основаны на предположении, что $\sigma_{кр} \leq \sigma_{тц}$, т.е. область действия напряжений находится в пределах упругих деформаций. При этом $\Phi_{\delta p} \leq 0,85$. В случаях, когда $\Phi_{\delta p} > 0,85$, применяется формула, учитывающая упругопластические деформации

$$\Phi'_{\delta} = 1,2 - \frac{0,33}{\sqrt{\Phi_{\delta}}}, \quad (8.25)$$

где Φ_{δ} – коэффициент, рассчитанный по формуле (8.24). Проверка общей устойчивости производится по формуле

$$\sigma = \frac{M_u}{W_x \Phi_{\delta}} \leq [\sigma], \quad (8.26)$$

где M_u – изгибающий момент в опасном сечении, $M_u = \beta \cdot P_{\text{э}} \cdot l$; $[\sigma]$ – допускаемые напряжения второго расчетного случая нагрузок; β – коэффициент учитывающий схему опор балки.

При проверке устойчивости балок от давлений ходовых колес, движущихся по ним тележек кранов, всегда приходится иметь дело не с одной, а с системой нескольких сосредоточенных сил. В этом случае систему сосредоточенных грузов P_1 следует заменить, одной им эквивалентной с точки зрения устойчивости, силой $P'_{\text{э}}$, приложенной в середине пролета балки

$$P'_{\text{э}} = \sum K_a \cdot P_i. \quad (8.27)$$

Значение K_a зависит от того, на каком расстоянии a от опоры балки пролетом l приложена сила P_i и определяется по табличным данным [3].

Равномерно распределенная вдоль всего пролета нагрузка может быть заменена сосредоточенной силой, приложенной в середине пролета и равной

$$P''_{\text{э}} = 0,6 \cdot q \cdot l, \quad (8.28)$$

где q – линейная весовая нагрузка. Суммарная эквивалентная нагрузка

$$P_{\text{э}} = P'_{\text{э}} + P''_{\text{э}}. \quad (8.29)$$

При расчетах подвижные грузы должны быть установлены так, чтобы эквивалентная нагрузка получила наибольшее значение.

8.5. Конструкции и расчет стыков балок

По назначению стыки делятся на заводские и монтажные. Первые применяются в связи с ограниченностью длин листов (4–8 м) стыкуемых по длине. Вторые обеспечивают расчленение балки по условиям транспортировки или технологии монтажа.

Заводские стыки выполняются несовмещенными, т.е. стыки поясов и стенки не находятся в одном поперечном сечении (рис. 8.6, а). Монтажные стыки, по соображениям защиты их торцов от повреждений при перевозке, делаются совмещенными, т.е. стыки поясов и стенки совмещаются в одном поперечном сечении балки (рис. 8.6, б).

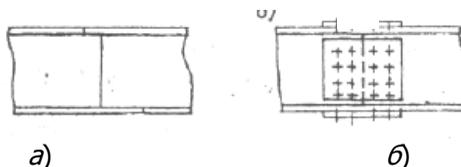


Рис. 8.6. Типы стыков балок

Заводские стыки составных балок всегда сварные, а монтажные преимущественно болтовые. Болтовые стыки осуществляются с помощью накладок – по поясам чаще всего односторонних, а по стенкам двусторонних. Толщина односторонних накладок $\delta_n = 1,2\delta_n$, а двусторонних $\delta_n = 0,6\delta_n$ (рис. 8.7, а). В двустенчатых балках накладки всегда односторонние по поясам и стенкам (рис. 8.7, б), а для установки болтов в стенках предусматриваются отверстия.

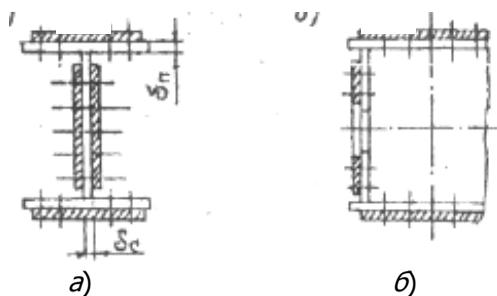


Рис. 8.7. Конструкция стыков балок на накладках

Болтовые (или клепаные) стыки рассчитываются по условию равнопрочности с сечением балки (расчет по сечению) или по действующим в стыке напряжениям (расчет по напряжению).

Если стык рассчитывается как равнопрочный сечению балки, то безразлично, где этот стык будет на ней расположен, так как прочность стыка обеспечивается при всех условиях, пока напряжения в балке не превышают допустимых.

При расчете по напряжению положение стыка по длине балки задается, и он рассчитывается на определенные значения момента и перерезывающей силы, действующих в заданном сечении. В общем случае такой стык будет несколько легче стыка, рассчитанного по сечению (равнопрочности).

Расчет стыков по равнопрочности

Для расчета болтов стыка пояса необходимо определить допустимое расчетное усилие, действующее вдоль пояса,

$$[N] = F_{nn} [\sigma], \quad (8.30)$$

где F_{nn} – площадь пояса нетто (за вычетом болтовых отверстий); $[\sigma]$ – допустимое напряжение материала балки.

Допускаемое расчетное усилие среза в болтах полунакладки (по одну сторону стыка) будет

$$[N_{\sigma}] = \frac{\Pi d^2}{4} [\tau] \cdot n' \cdot n'' \quad (8.31)$$

где d – диаметр болта; $[\tau]$ – допустимое напряжение среза материала болта; n' – число болтов в одном ряду, которое

определяется шагом установки болтов $\alpha = 80 - 100$ мм; n'' – число рядов болтов в одной полунакладке пояса (обычно $n'' = 2$).

Приравняв $[N]$ и $[N_\delta]$, получим необходимый диаметр болта (при $[\tau] = 0,65[\sigma]$)

$$d = \sqrt{\frac{4F_{nn}[\sigma]}{\pi[\tau]n' \cdot n''}} = 1,4 \frac{F_{nn}}{n' \cdot n''} \quad (8.32)$$

При учете смятия болтов

$$d = \frac{F_{nn}[\sigma]}{\delta_n[\sigma_{cv}]n' \cdot n''} \quad (8.33)$$

Болты стенки балки выбираются одинакового диаметра с болтами полки, берется то же количество рядов и шаг болтов. Проверка болтов стенки проводится по аналогии с проверкой болтов пояса.

Каждый горизонтальный ряд болтов стенки воспринимает усилие, определяемое средним напряжением, действующим по горизонтальной полосе стенки шириной – a (шаг болтов) (рис. 8.8). Максимальное допускаемое расчетное усилие, приходящееся на продольный ряд болтов полустыка,

$$[N] = a \cdot \delta_c \cdot [\sigma] \frac{Z_{max}}{h_c} \quad (8.34)$$

где α – шаг расстановки болтов; δ_c – толщина стенки; Z_{max} – расстояние между верхним и нижним рядами болтов накладки; h_c – высота стенки балки (см. рис. 8.8).

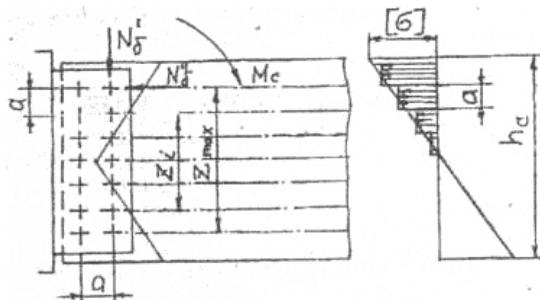


Рис. 8.8. Расчет стыков по напряжению.

Допускаемое расчетное усилие среза одного болта

$$[N_{\delta 1}] = \frac{\Pi d^2}{4} [\tau] \quad (8.35)$$

Тогда число болтов в крайних наиболее напряженных рядах полунакладки

$$n = \frac{[N]}{[N]_{\delta 1}} = \alpha \cdot \delta_c \cdot [\sigma] \frac{Z_{\max}}{h_c [N_{\delta 1}]} \quad (8.36)$$

Расчет стыков по напряжению

Расчет по напряжению производится только для стыков, имеющих строго фиксированное положение и находящихся на недонапряженных участках балки. В расчетах полагают, что перерезывающая сила Q воспринимается только стенкой, а изгибающий момент M воспринимается как поясом, так и стенкой, причем распределение их происходит пропорционально жесткостям или, что равноценно, их моментам инерции J_n и J_c относительно нейтральной оси балки.

Отсюда следует, что момент, воспринимаемый поясом,

$$M_n = M \frac{J_n}{J}$$

где J – момент инерции сечения балки относительно нейтральной оси.

Момент, воспринимаемый стенкой,

$$M_c = M - M_n$$

Учитывая незначительное изменение нормальных напряжений по высоте сечений поясов, их считают равномерно сжатыми или растянутыми продольным усилием

$$N = \frac{M_n}{h_0} = M \frac{J_n}{J h_0}$$

где h_0 – расстояние между осями поясов балки,

$$h_0 = h_c + \delta_n$$

Соответственно, число болтов в полунакладке пояса

$$n \geq \frac{N}{[N_{\delta 1}]} = \frac{M \cdot J_n}{J \cdot h_0 [N_{\delta 1}]} \quad (8.37)$$

где $[N_{\sigma 1}]$ – допустимая нагрузка на один болт по условию среза или смятия; n – принимается в соответствии с рекомендациями расчета стыков по равнопрочности,

$$n = n' \cdot n''.$$

Площадь сечения накладок пояса принимается равнопрочной с сечением последнего.

В стенке от перерезывающей силы Q расчетная нагрузка на один болт (см. рис. 8.8)

$$N'_{\sigma 1} = \frac{Q}{n},$$

где n – общее количество болтов в одной полунакладке, предварительно определяемое из расчета шага расстановки $\alpha = 80 - 100$ мм в горизонтальном ряду и количеством этих рядов (см. рис. 8.8).

Без значительной погрешности усилия, возникающие от действия момента M и передающиеся на болты, можно считать направленными вдоль балки, следовательно, болты каждого продольного ряда нагружены одинаково. Такое предположение возможно при высоте полунакладки значительно большей ее ширины.

Усилие от момента M_G приходящееся на один болт крайнего, наиболее нагруженного ряда, составит (см. рис. 8.8)

$$N''_{\sigma 1} = \frac{M_c}{W} = \frac{M_c}{2J} Z_{\max},$$

где W – момент сопротивления сечений болтов полунакладки относительно нейтральной оси балки,

$$W = \frac{2J}{Z_{\max}};$$

J – момент инерции сечений болтов полунакладки относительно нейтральной оси балки,

$$J = \frac{\Pi d^2}{4} \cdot n' \cdot Z_{\max}^2 \cdot \sum \left(\frac{Z_i}{Z_{\max}} \right)^2;$$

n' – число болтов в одном ряду полунакладки; Z_{\max} – расстояние между крайними рядами болтов.

Суммарное усилие, действующее на один болт и условие прочности, определится зависимостью

$$[N_{\sigma 1}] = \sqrt{(N'_{\sigma 1})^2 + (N''_{\sigma 1})^2} \leq [N_{\sigma 1}], \quad (8.38)$$

где $[N_{\sigma 1}]$ – допустимая нагрузка на один болт по условию среза (или смятия), вычисленная по зависимости (8.35).

9. МОСТОВЫЕ КРАНЫ

9.1. Типы конструкций и их основные параметры

Среди большого разнообразия подъемно-транспортных устройств портовой техники видное место занимают мостовые краны.

Простейшими мостовыми кранами являются краны с ручным приводом. Они отличаются простотой и малым весом металлической конструкции, состоящей из несущей балки двутаврового сечения, по нижнему поясу которого передвигается легкая грузовая тележка. Несущая балка опирается на две поперечные концевые балки, сечение которых состоит из двух швеллеров, между которыми закрепляются ходовые колеса. Необходимая горизонтальная жесткость обеспечивается концевыми подкосами. Такие кран-балки, или катучие балки, применяются при грузоподъемности 1 – 10 т и пролетах 5 – 14 м. При грузоподъемности 5 – 20 т и пролетах 8 – 17 м применяются двухбалочные кран-балки.

При работе на эстакадах в портах широко применяются электрические мостовые краны общего назначения грузоподъемностью 5 – 50 т. Мосты этих кранов весьма разнообразны по своим конструктивным формам. Они бывают решетчатыми (ферменными) и листовыми (балочными, сплошностенчатыми). Некоторые схемы поперечных сечений крановых мостов распространенных конструкций показаны на рис. 9.1.

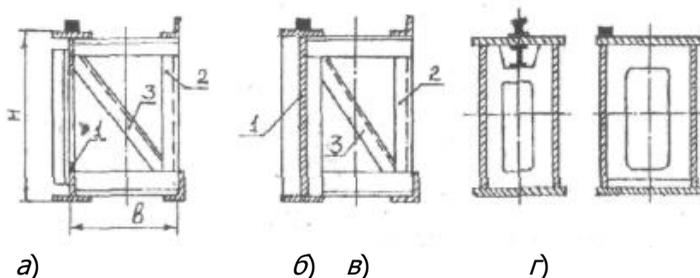


Рис. 9.1. Схемы поперечных сечений (половины моста) мостовых кранов общего назначения

Решетчатая конструкция (рис. 9.1, *а, б*) обладает наименьшим весом, наименьшей высотой от головки подкранового рельса до рельса на мосту и хорошей горизонтальной жесткостью. Ее недостатки: большая трудоемкость изготовления, более низкая усталостная прочность и невозможность применения на концевой балке выкатных колес. На рис. 9.1, *а* главная ферма 1 решетчатая, на рис. 9.1, *б* одностенчатая балка, вспомогательная ферма 2 и фермы связей – решетчатые. Для обеспечения геометрической неизменяемости сечения моста и жесткой связи между лавными и вспомогательными фермами ставятся диафрагмы в виде раскосов 3. Решетчатые несущие конструкции для мостовых кранов в настоящее время изготавливаются сравнительно редко.

Наибольшее распространение среди листовых конструкций кранов мостового типа получили коробчатые (рис. 9.1, *в, г*). Они обладают меньшей трудоемкостью изготовления в сравнении с решетчатыми вследствие более простой сварки, более высоким сопротивлением усталости, возможностью применения на концевой балке выкатных колес. К недостаткам их относятся: значительная масса и недостаточная жесткость в горизонтальной плоскости для кранов малой грузоподъемности (рис. 9.1, *в*), сложные условия сварки диафрагм при изготовлении пролетных балок.

Коробчатые конструкции для средних и больших грузоподъемностей и пролетов (рис. 9.1, *г*) позволяют размещать электрооборудование и механизмы передвижения внутри балок. Кроме того, коробчатые мосты дешевле в эксплуатации – проще окраска и осмотр.

Специальные крановые мосты при тележках обычной конструкции бывают однопутными и двухпутными. Однопутные мосты могут по конструкции не отличаться от мостов общего назначения (см. рис. 9.1).

При специальной конструкции тележки возможно создание однопутного однобалочного коробчатого моста (рис. 9.2), который имеет ряд преимуществ по сравнению с двухбалочным мостом: лучшее использование материала, что особенно снижает вес при больших пролетах моста; меньшая стоимость изготовления при всех грузоподъемностях и пролетах.

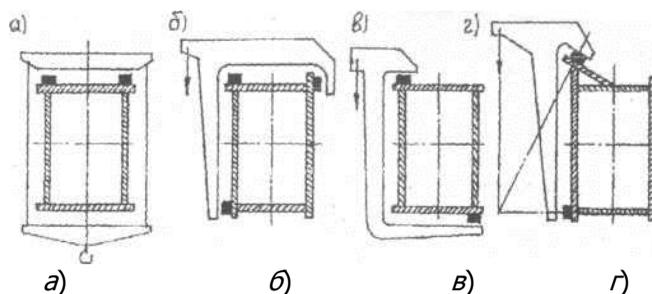


Рис. 9.2. Схемы специальных крановых однобалочных мостов

Преимуществом конструкции по схемам рис. 9.2, в, г по сравнению со схемами рис. 9.2, а, б является отсутствие специальных площадок. К недостаткам конструкции схем рис. 9.2, а, б следует отнести неудобство их обслуживания.

Специальные крановые двухпутные мосты применяются в основном для металлургических кранов.

Генеральные геометрические параметры мостов назначаются в зависимости от пролета L . Высота решетчатых стальных конструкций принимается в пределах $H = (1/10 - 1/16)L$. Расстояние между главной и вспомогательной решетками принимается $e = (0,8 - 1,0)H$, база крана $C = (1/6 - 1/3)L$, а колея тележки $A_1 = (0,08 - 0,1)L$ (см. рис. 9.1).

Двухбалочный мост состоит из двух главных балок, вдоль которых расположены настилы с оборудованием. По торцам главные балки опираются на концевые (рис. 9.3).

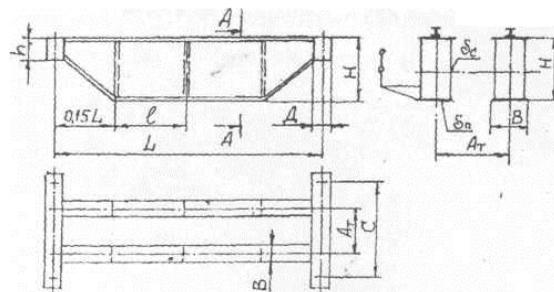


Рис. 9.3. Схема конструкции двухбалочного мостового крана

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

При проектировании двухбалочных коробчатых мостов задаются соотношением $H/L=1/14-1/18$. Базу крана принимают в пределах $C=(0,17-0,22)L$, что обеспечивает движение кранового моста без перекосов. Колея тележки находится в пределах $A_T=(0,08-0,1)L$, при больших высотах подъема из-за большой длины барабана размер A_T принимают до $0,15 L$. В нижних поясах пролетной части у концевых балок предусматриваются скосы в пределах $0,15 L$ для снижения веса пролетной части и удобства стыковки ее с концевыми балками. Высота концевой балки составляет $h=(0,4-0,6)H$, а ее ширина D определяется расстоянием полубуксами колес.

Для предварительных прочностных расчетов соотношения элементов коробки двухбалочного моста можно принимать по следующим рекомендациям: ширина балки $B=(0,3-0,5)H$, но не менее 350 мм по условию технологии сварки; толщина пояса $\delta_n=0,02 B$, но не менее 5 мм; толщина стенки $\delta_c=0,006 H$, но не менее 5 мм; шаг расстановки диафрагм $l=(2-2,5)H$.

Выбор высоты балки H связан с условиями оптимизации по массе на основе критериев по несущей способности (см. п. 8.1), а также с особыми требованиями по жесткости и времени затухания колебаний моста при работе механизма подъема.

Время затухания свободных вертикальных колебаний (динамическая жесткость) главных балок подлежит проверке в некоторых случаях:

- при наличии требований повышенной точности установки груза;
- при расчете металлических конструкций на ограниченный срок службы с учетом явлений усталости.

Концевые балки мостовых кранов имеют коробчатое сечение. В местах примыкания главной балки к концевой в последней устанавливаются диафрагмы в сечениях, совпадающих с плоскостями стенок главной балки. Этим обеспечивается более равномерная передача усилий в узле сопряжения балок. Для увеличения жесткости этого узла в горизонтальной плоскости применяются косынки, соединяющие пояса главных и концевых балок. По требованиям транспортировки крана в концевой балке выполняется один или два монтажных стыка на болтах, а узел сопряжения

с главной балкой выполняется сварным.

9.2. Расчетные нагрузки и их комбинации

Расчетные нагрузки представляют собой возможные наибольшие или наиболее часто повторяющиеся нагрузки. Учет их можно производить в соответствии с табл. 9.1.

Таблица 9.1
Расчетные нагрузки мостовых кранов

Но- мер п/п	Нагрузки	Комбинация нагрузок				
		I_a	I_e	II_a	II_e	II_c
1	Сила тяжести элементов моста G_M с учетом коэффициента толчков K_T	G_M	$K_m G_M$	G_M	$K_m G_M$	G_M
2	Сила тяжести тележки G_T с учетом коэффициента толчков	G_T	$K_T G_T$	G_T	$K_T G_T$	G_T
3	Сила тяжести груза G_{zp} с учетом динамических коэффициентов ψ и коэффициентов толчков K_T	$\psi_I G_{zp(\psi)}$	$K_T G_{zp(\psi)}$	$\psi_{II} G_{zp}$	$K_T G_{zp(\psi)}$	G_{zp}
4	Горизонтальные силы инерции при торможении механизма передвижения крана P_K или тележки P_T	–	P_K^{cp}	–	P_K^{\max}	P_T^{\max}
5	Отклонение груза на канатах вдоль моста на угол α_n и поперек моста на угол α_{δ}	–	$G_{zp} t g \alpha_{\delta}$	–	$G_{zp} t g \alpha_{\delta}^{\max}$	$G_{zp} t g \alpha_n^{\max}$

Примечания.

1. Комбинация нагрузок предусматривает работу следующих механизмов: I_a и II_a – кран неподвижен, подъем груза с земли или торможение его при опускании с половиной (I_a) и полной (II_a) скоростью; I_e и II_e – передвижение крана с грузом при нормальном (I_e) и резком (II_e) торможении моста; II_c – кран неподвижен, передвижение тележки с грузом при резком ее

торможении (производится расчет только концевых балок моста).

2. Случай нагружения I предусматривает проверку на выносливость, а случай II – проверку на статическую прочность и устойчивость.

Сила тяжести металлоконструкции моста может быть определена по графикам на рис. 9.4, а [1]. Для кранов легкого режима работы силу тяжести следует уменьшать на 10%, а для кранов тяжелого режима работы – увеличивать на 10%. При применении низколегированных сталей силу тяжести следует уменьшать на 10 – 20%. Вес решетчатых мостов малых пролетов практически тот же, что и коробчатых, а для больших пролетов решетчатые мосты легче коробчатых на 10 – 40%.

Сила тяжести тележки назначается в соответствии с графиками рис. 9.4, б. Эквивалентная величина силы тяжести груза $G_{ep(\partial)}$ определяется по формуле (2.3).

При прохождении краном стыков рельсов возникают динамические нагрузки в вертикальной плоскости, учет которых производится с помощью коэффициента толчков K_T . Значение коэффициента K_T зависит от скорости передвижения крана и составляет:

1,1 – при $v \leq 60$ м/мин; 1,2 – при $60 < v \leq 120$ м/мин; 1,3 – при $v > 120$ м/мин.

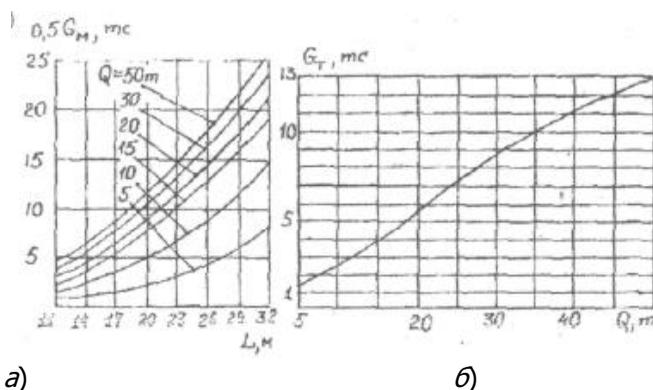


Рис. 9.4. Графики собственного веса металлических конструкций коробчатых двухбалочных мостов и веса крановых тележек из стали марки Ст.3 для кранов среднего режима работы: а

– вес половины моста без концевых балок; b – вес тележки в зависимости от заданной грузоподъемности крана

Для расчета на выносливость

$$K'_T = 1 + 0,5(K_T - 1).$$

Значения динамического коэффициента Ψ определяют на основе расчета по формуле (2.8) или экспериментальных данных (см. рис. 2.1).

Горизонтальные инерционные нагрузки, возникающие при торможении крана, действуют по направлению его движения.

Максимальная величина ускорения торможения a_{\max} не превышает значения, ограниченного условием сцепления приводных колес с рельсом (формула (2.10)). В этом случае горизонтальное давление колес тележки

$$P_K^{\max} = \frac{G_{sp} + G_T}{4g} \cdot a_{\max}, \quad (9.1)$$

а горизонтальная распределенная нагрузка от веса одной главной балки

$$g_{\Gamma}^{\max} = \frac{G_M}{2Lg} a_{\max}. \quad (9.2)$$

При плавном торможении горизонтальные инерционные нагрузки уменьшаются в два раза. Горизонтальные инерционные нагрузки, возникающие при торможении тележки, действуют в направлении движения тележки и принимаются равными

$$P_T^{\max} = 0,1P^s, \quad (9.3)$$

где P^s – вертикальное нормативное давление тормозного колеса тележки.

Нагрузка от перекоса крана в горизонтальной плоскости принимается равной

$$R_n = 0,1N_{np}, \quad (9.4)$$

где N_{np} – наибольшее давление на приводное колесо крана, определяемое в крайнем положении тележки с грузом.

Эта нагрузка является результатом забегания одной концевой балки или заклинивания моста. Нагрузка перекоса R_n действует вдоль оси подкранового пути в точке касания ходового колеса крана с рельсом. Расчет на перекос крана выполняется толь-

ко при точном пространственном расчете моста. Ветровая нагрузка учитывается только для крановых мостов большого пролета, работающих на открытых местах. Расчет ветровой нагрузки подробно изложен в п. 2.5.

9.3. Расчет двухбалочных мостов

После выбора основных размеров моста пролета L , базы крана C , базы тележки B_T и ширины ее колеи A_T , можно перейти к расчету усилий в элементах моста. Применяют два метода расчета усилий в крановых мостах – упрощенный и точный. При упрощенном расчете крановых мостов принимается, что при определении вертикальных нагрузок главные и концевые балки считаются шарнирно-спертыми, а при определении горизонтальных нагрузок – главные и концевые балки образуют статически неопределимую плоскую раму, нагруженную системой сил в своей плоскости.

Наибольший изгибающий момент в главной балке от давления ходовых колес четырехколесной тележки возникает в сечении под колесом 1, находящимся от левой опоры на расстоянии $x_1 = 0,5(L - a_1)$ (рис. 9.5, а)

$$M_1^{\max} = R \frac{(L - a_1)^2}{4L}$$

где R – равнодействующая давлений от ходовых колес тележки для одной балки, $R = P_1 + P_2$; a_1 – расстояние от колеса 1

до центра приложения равнодействующей силы R , $a_1 = \frac{P_2 \cdot e_T}{R}$.

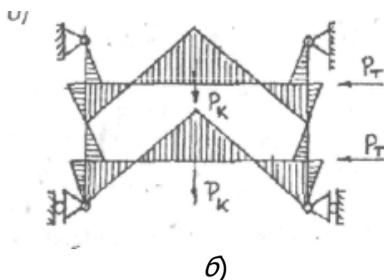
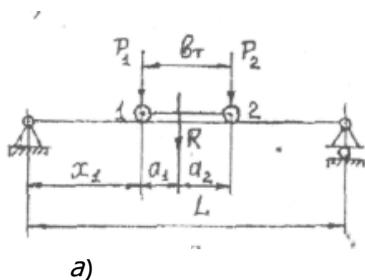


Рис. 9.5. Схема нагрузок на главную балку мостового крана

Аналогично в сечении под колесом 2 на расстоянии $x_2 = 0,5(L + a_2)$

$$M_2^{\max} = R \frac{(L - a_2)^2}{4L},$$

где a_2 – расстояние от колеса 2 до центра приложения равнодействующей силы R ,

$$a_2 = \frac{P_1 e_T}{R}.$$

Изгибающий момент от собственного веса балки равен

$$M_q = \frac{qL^2}{8},$$

где q – распределенная весовая нагрузка для пролетной балки

$$q = \frac{G_M}{2l}.$$

В этом случае максимальный изгибающий момент в вертикальной плоскости (при $P_1 > P_2$) балки

$$M_{\max}^e = M_1^{\max} + M_q. \quad (9.5)$$

Наибольшая перерезывающая сила действует у опоры и соответствует положению, когда сила P_1 находится непосредственно под опорой, а сила P_2 находится в пролете балки

$$Q_{\max} = P_1 + P_2 \left(1 - \frac{e_T}{L}\right) + \frac{G_M}{4}. \quad (9.6)$$

При определении наибольших изгибающих моментов и перерезывающих сил от динамических нагрузок, давления ходовых колес тележек должны быть вычислены с учетом коэффициентов K_T и ψ в соответствии с рекомендациями п. 9.2.

Горизонтальные нагрузки от сил инерции, возникающие при движении моста, распределяются поровну между обеими пролетными балками. При нормальном торможении на каждую балку действует изгибающий момент (см. рис. 9.5, б)

$$M_{\max}^{\Gamma} = 0,8M_{\max}^{\epsilon} \frac{a_M}{g}, \quad (9.7)$$

где a_M – среднее ускорение моста за период торможения (разгона) t_M , $a_M = \frac{v_M}{t_M}$; v_M – скорость продвижения крана.

Коэффициентом 0,8 учитывается частичная заделка главной балки в концевых балках. При резком торможении M_{\max}^{Γ} удваивается.

Напряжения от скручивающий нагрузок, имеющих место вследствие эксцентричного приложения веса площадок с оборудованием для коробчатых балок незначительны, и поэтому в расчете не учитываются. Малое влияние кручения на работу коробчатой балки означает, что в случае надобности рельс можно располагать в любом месте по ширине балки, а также и над стенкой.

Проверка местной устойчивости вертикальных стенок и сжатого пояса главных балок производится в соответствии с указаниями п. 8.3.

Для пролетных балок следует проверить их расчетных прогиб f_{\max} , а у кранов для точных работ – также время затухания их колебаний.

Прогиб пролетных балок от подвижной статической нагрузки, создаваемой четырехколесной тележкой, при разных давлениях на ходовые колеса $P_1 > P_2$ может быть достаточно точно определен при установке тележки так, чтобы наиболее нагруженное колесо P_1 находилось в середине пролета. Тогда

$$f_{\max} = \frac{P_1 L^3}{48EJ_x} \left[1 + \frac{P_2}{P_1} \left(1 - 6 \frac{e_T}{L} \right) \right], \quad (173)$$

где J_x – момент инерции сечения балки относительно горизонтальной оси x .

На выносливость рассчитываются мосты тяжелого и весьма тяжелого режимов работы, мосты среднего режима рассчитываются на выносливость в том случае, если это необходимо по условиям работы крана.

Условие выносливости и прочности для главных балок, соответствующие комбинациям нагрузок по табл. 9.1, выражаются системой формул

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

$$\left. \begin{aligned} I_a \sigma_{\vartheta} &= \frac{M_{\max(\vartheta)}^e}{W_{x\min}} \leq [\sigma_{rk}] \\ II_a \sigma_{\max} &= \frac{M_{\max}^e}{W_{x\min}} \leq [\sigma] \end{aligned} \right\} ; \quad \left. \begin{aligned} I_{\epsilon} \sigma_{\vartheta} &= \frac{M_{\max(\vartheta)}^e}{W_{x\min}} + \frac{M_{\max(\vartheta)}^{\Gamma}}{W_y} ; \\ II_{\epsilon} \sigma_{\vartheta} &= \frac{M_{\max}^e}{W_{x\min}} + \frac{M_{\max}^{\Gamma}}{W_y} ; \end{aligned} \right\}$$

(9.9)

где $W_{x\min}$ – наименьший момент сопротивления сечения балки относительно горизонтальной оси $x-x$; W_y – момент сопротивления сечения балки относительно вертикальной оси $y-y$.

Концевые балки в вертикальной плоскости изгибаются под действием опорных давлений главных балок при крайнем положении тележки с грузом в пролете. Влияние собственного веса концевой балки при расчете обычно не учитывается. При расчете принимают, что в горизонтальной плоскости концевая балка при торможении тележки изгибается двумя силами P_{\max}^T (см. рис. 9.5, б). Кроме того, концевые балки подвергаются изгибу в горизонтальной плоскости при торможении моста. Концевые балки проверяют только на прочность от действия однократных нагрузок при комбинациях II_a и II_c (см. рис. 9.5, б)

$$\left. \begin{aligned} II_a \sigma_{\max} &= \frac{M_{\max(\vartheta)}^e}{W_{x\min}} \leq [\sigma] \\ II_c \sigma_{\max} &= \frac{M_{\max}^e}{W_{x\min}} + \frac{M_{\max}^{\Gamma}}{W_y} \leq [\sigma] \end{aligned} \right\} \quad (9.10)$$

Проверяются также σ и τ в сечении балки над буксой.

Момент инерции концевой балки относительно вертикальной оси для обеспечения ее жесткости в горизонтальной плоскости принимается обычно не меньшим, чем момент инерции главной балки относительно той же оси в месте присоединения ее к концевой балке.

Проверяют также напряжения σ и τ от кручения, вызываемого боковыми силами R приложенными к ребордам колес, в сечении балки над буксой.

При уточненном методе расчета крановых мостов в качестве расчетной схемы принимается плоская рама, нагруженная пространственной системой вертикальных, горизонтальных и

скручивающих нагрузок. Определение лишних неизвестных в такой раме наиболее просто выполнить, пользуясь линиями влияния. Данный метод расчета плоских рам достаточно подробно изложен в разделах строительной механики.

10. КОЗЛОВЫЕ КРАНЫ И МОСТОВЫЕ ПЕРЕГРУЖАТЕЛИ

10.1. Типы конструкций и их основные параметры

В настоящее время конструктивные формы козловых кранов и мостовых перегружателей очень близки. Несущие конструкции их включают верхнее (пролетное) строение и опоры. Козловые краны обычно имеют две высокие опоры, которые образуют с верхним строением портал, реже одну высокую опору, образующую с верхним строением полупортал. Козловые краны бывают бесконсольные, одноконсольные и двухконсольные. До 60-х годов козловые краны общего назначения имели грузоподъемность до 50 т, пролеты и высоты опор до 25 – 30 м, консоли до 10 м. В настоящее время для судостроительной отрасли строятся козловые краны грузоподъемностью до 2000 т, пролеты достигают 200 м, высоты опор – до 100 м, длина консолей – до 30 – 40 м.

Верхнее строение, как правило, сплошностенчатое двух – или однобалочное (рис. 10.1). При двухбалочной конструкции главные балки 1 связаны по консолям торцевыми балками 2 и рамами опор 3 (рис. 10.1,а). Опоры козловых кранов крепятся к пролетным балкам двумя способами: 1) обе жестко; 2) одна из опор – жестко (жесткая опора 3), а другая – шарнирно (гибкая опора 4). Во втором случае применяется шарнир или сама опора выполняется достаточно гибкой.

Преимуществом кранов с двумя жесткими одинаковыми опорами является упрощение изготовления и монтажа конструкции. Однако при этом возникает значительное усилие распора, влияющее на увеличение износа ходовых колес крана и рельсов, а также имеют место дополнительные напряжения в конструкции вследствие неровностей подкранового пути. Наличие гибкой опоры исключает распор и дает возможность компенсировать неточности выполнения пролета и подкрановых путей.

Вместе с тем разные конструкции опор усложняют изготовление и монтаж крана, а шарнир требует периодического осмотра и смазки. Обе жесткие опоры чаще применяются у кранов пролетом не более 25 м.

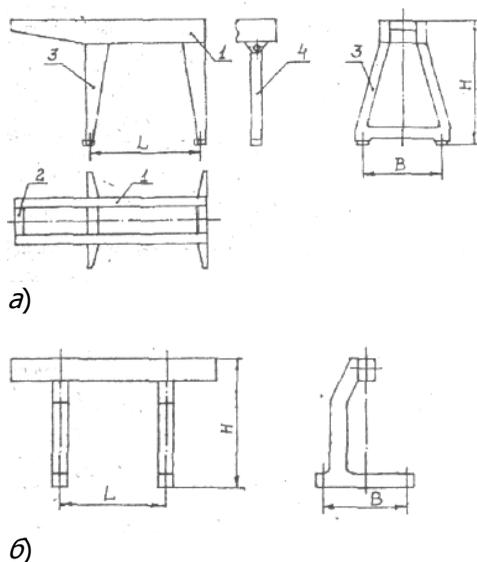


Рис. 10.1. Компонентные схемы козловых кранов

Однобалочные козловые краны выполняются по схеме, представленной на рис. 10.1, б. База крана B назначается не менее $L/4$ (где L – пролет крана), из условий предотвращения заедания ходовых колес, устойчивости против опрокидывания крана в рабочем состоянии и от действия ветра нерабочего состояния. Параметры верхнего строения козлового крана выбирают так же, как и мостового крана (см. п. 9.1). Поперечные сечения главных балок козловых кранов аналогичны сечениям мостов решетчатой или листовой конструкции (см. рис. 9.1, 9.2). Конструкции опор обычно соответствуют типу конструкции верхнего (пролетного) строения (решетчатому или листовому).

Для козловых кранов время затухания свободных колебаний их конструкций проверяется как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскости. Колебания в горизонтальной плоскости вызываются силами инерции при пуске и торможении крана или тележки, а иногда вследствие, пульсации ветрового напора.

Для мостовых перегружателей основным показателем, наряду с грузоподъемностью, является производительность. Движение места используется как установочное. Мост представляет собой пространственную конструкцию замкнутого (рис. 10.2, *а*, *б*) или незамкнутого типа (рис. 10.2, *в*).

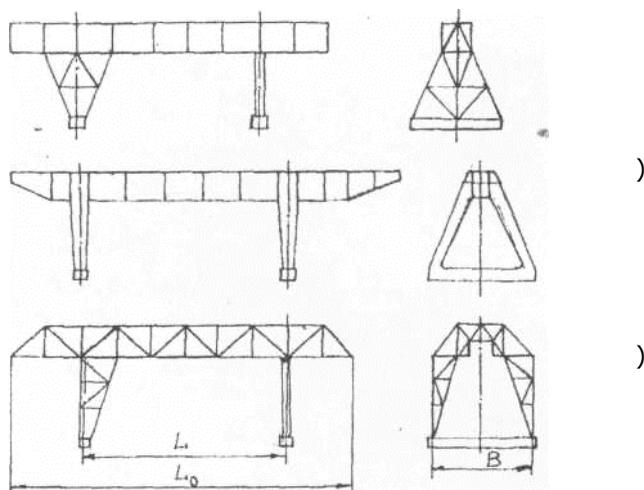


Рис. 10.2. Компоновочные схемы мостовых перегружателей

Конструктивно металлоконструкции перегружателей подразделяют на решетчатые, трубчато-балочные и коробчато-балочные (листовые). Опоры в зависимости от типа перегружателя выполняются в виде плоских или пространственных конструкций высотой 15 – 25 м. Опорные узлы их соединяются с помощью тележек и прикрепляются к балансирным тележкам механизма передвижения. Мосты с замкнутым прямоугольным сечением в решетчатом исполнении (рис. 10.2, *а*) имеют две главные вертикальные фермы, которые соединены связями в плоскостях верхних и нижних поясов. Мосты с открытым (П-образным) сечением в решетчатом исполнении состоят из двух главных вертикальных ферм (рис. 10.2, *в*), соединенных в плоскости верхних поясов связями вдоль всего моста. Передача нагрузки от тележки через подрельсовые пути на главные фермы моста осуществляется с помощью поперечных рам. С помощью рам достигается неизменяемость формы поперечного сечения моста. В плоскости подрельсового пути имеются две нижние горизонтальные фермы

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

связей.

Соединение опор с мостом в вертикальной и горизонтальной плоскостях может быть жестким или шарнирным. В вертикальной плоскости гибкая опора может присоединяться к мосту с помощью цилиндрических шарниров. Высота опор зависит в первую очередь от высоты подъема захватного органа. В отдельных случаях высота опор может определяться местными условиями. База моста B должна быть достаточна для нормальной работы его при передвижении и для устойчивости против опрокидывания. В зависимости от высоты опор отношение пролета к базе моста принимается одинаковым для обеих опор в пределах $L/B = 4 - 6$. Ширина жесткой опоры в плоскости моста обеспечивает его продольную жесткость, которая должна быть тем выше, чем больше скорости перемещающихся по мосту тележек и поворотных кранов. Конструкции опор зависят от типа поперечного сечения моста и характера соединения опор с мостом в горизонтальной плоскости.

Выбор типа поперечного сечения моста зависит от принятой схемы перегрузочных работ. Если мост снабжается поворотным краном, кран перемещается по верхним поясам моста, то сечение выполняется замкнутым. При перемещении тележки внутри моста сечение может выполняться незамкнутым (П-образным).

Конструктивно мостовые перегружатели разделяют также в зависимости от наличия или отсутствия консолей. Чаще применяются конструкции с одной или двумя консолями, так как мост с консолями всегда легче моста той же длины, но без консолей. Решение вопроса о надобности консолей и соотношении их длин с пролетом мостового перегружателя определяется местными условиями и требованиями обслуживаемого процесса. Значение оптимального пролета L может быть установлено из условия получения минимальной силы тяжести моста, которая будет тем меньше, чем равномернее эпюра максимальных изгибающих моментов вдоль моста. При данной длине моста L_0 оптимальный пролет L определяется из условия равенства максимальных изгибающих моментов на опорах и в середине пролета при учете действия веса моста и подвижной нагрузки. Для двухконсольного перегружателя это значение находится в пределах

$L = (0,55 - 0,7)L_0$. Длина консолей берется равной $L_k = (0,2 - 0,35)L$. Высота главных ферм (балок) в пролете принимается $H_a = (1/8 - 1/14)L$, над опорами – $H_k = (1/3 - 1/5)L$. Расстояние

между главными фермами на основе условия обеспечения жесткости верхнего строения принимается в пределах $A=(l/12-1/15)L$. Решетка главных ферм чаще применяется в виде треугольной, с дополнительными стойками.

Наиболее часто конструкции мостовых перегружателей больших пролетов имеют в горизонтальной плоскости шарнирное соединение опор с мостом для возможности забега одной из них. Для этого жесткая опора присоединяется к мосту в горизонтальной плоскости с помощью цилиндрического шарнира, а гибкая – с помощью шарового шарнира. Величина угла перекоса обычно составляет до 6° . При шарнирном, в горизонтальной плоскости, соединении с мостом, боковое давление колес на подкрановый рельс примерно вдвое меньше, чем при жестком их соединении, мост и жесткая опора могут быть выполнены более легкими. Возможность забега опор благодаря раздельному приводу, несколько увеличивает обслуживаемую площадь без передвижения моста в целом.

Мостовые перегружатели перекрывают площади шириной до 200 м, причем силы тяжести перегружателей достигают значений свыше 1000 тс. Таким образом, перегружатели относятся к наиболее тяжелым передвижным крановым сооружениям с преобладающей силой тяжести их металлических конструкций, достигающей до 80 – 85% от общего веса сооружения. Значительные габариты верхнего строения приводят к необходимости транспортировки его на место монтажа отдельными частями.

Для верхних строений козловых кранов и перегружателей так же, как и для мостовых кранов, существует ограничение расчетного прогиба в середине пролета от действия веса тележки с грузом. Допускаемая величина прогиба $[f] = (1/500 - 1/600)L$. Кроме того, при наличии у кранов консолей прогиб их ограничивается значением $[f_k] = (0,002 - 0,003)L$ при крайнем положении тележки на консоли [1].

10.2. Расчетные нагрузки и их комбинации

Ряд основных положений, изложенных в п. 9.2 относительно характера нагрузок, некоторых их сочетаний, остается справедливой и для металлических конструкций козловых кранов и перегружателей (см. табл. 9.1).

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

Нагрузки на козловые краны от силы тяжести тележек и от инерционных сил в вертикальной и горизонтальных плоскостях при торможении механизма подъема и передвижения тележек те же, что и у мостовых кранов. Так же, как и для мостовых кранов определяются значения $G_{zp(\varepsilon)}$ и динамический коэффициент ψ . При этом для расчета верхнего строения тележка считается расположенной в середине пролета или на конце консоли, а для расчета опор в крайнем положении. Нагрузки от инерционных сил в горизонтальной плоскости при торможении кранов P_k и тележек P_T определяются по формулам (9.1), (9.2). Кроме этого необходимо дополнительно учитывать наличие боковых сил при перекосе крана, давление ветра в боковом направлении и вдоль моста, усилие распора H для кранов с обеими жесткими опорами.

При расчете металлоконструкций крана-перегрузателя рассматривают следующие состояния его при эксплуатации: а) рабочее состояние I_ε и II_ε , при котором грейферная тележка поднимает груз и перемещается с ним вдоль крана; б) рабочее состояние II_c , при котором перегружатель перемещается, а грейферная тележка без груза; в) нерабочее состояние, при котором перегружатель заторможен, а грейферная тележка без груза располагается над одной из опор, действуют боковые силы при перекосе моста и ветровая нагрузка нерабочего состояния.

Для перегружателей горизонтальные силы инерции при торможении или пуске механизма передвижения моста при расчетах на прочность и устойчивость можно принимать равным R_k^{\max} (формула (9.4)), а горизонтальные силы для тележек – R_T^{\max} (формула (9.1)). В вертикальной плоскости воздействия грейферной тележки проявляются в виде давлений P на подтележечный рельс с учетом динамического коэффициента ψ и коэффициента толчков K_T . Боковые силы S при движении тележки от ударов ходовых колес о рельсы на стыках, принимается равным $0,1P$. Сила перекоса R_n , действующая при движении перегружателя, определяется при смещении одной опоры относительно другой на величину $0,006L$. Для ориентировочных расчетов она принимается равной 50 – 200 Н на 1т массы перегружателя. Особые нагрузки имеют место во время удара грейферной тележки о буфера, при этом принимается, что в момент удара скорость пере-

движения равна половине номинальной.

10.3. Особенности расчета порталов

У козловых кранов и мостовых перегружателей верхнее строение представляет собой мост, по которому перемещаются тележки и иногда поворотные краны. Мост с опорами у этих кранов образует портал.

Портал с жесткими ногами, установленный на подкрановых путях, может быть внешне как статически определимым, так и неопределимым. При приложении вертикальной нагрузки к верхнему строению из-за деформации моста возникают реакции распора, так как вследствие трения между колесами и рельсами возможность поперечной подвижки опор затруднена, что соответствует статически неопределимой расчетной схеме (рис. 10.3, а).

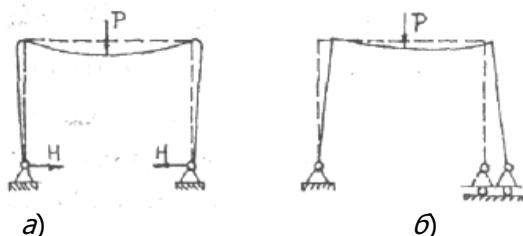


Рис. 10.3. Расчетные схемы нагружения портала

Когда портал под этой же нагрузкой приходит в движение, то сопротивление смещению колес в направлении, перпендикулярном рельсу, может уменьшиться так сильно, что величина распора может упасть практически до нуля, т. е. образуется переход к статически определимой конструкции (рис. 10.3, б).

Для расчетов верхнего строения принимают схему портала со скользящей опорой (см. рис. 10.3, б), так как в пролете моста под действием вертикальных нагрузок возникают наибольшие изгибающие моменты. На рис. 10.4 показаны применяемые для расчета моста эпюры изгибающих моментов – при подвижной нагрузке в пролете (рис. 10.4, а), на консоли (рис. 10.4, б) и инерционной или ветровой горизонтальной нагрузке (рис. 10.4, в).

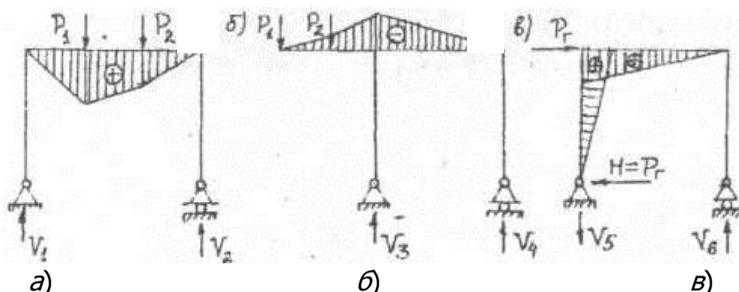


Рис. 10.4. Эпюры изгибающих моментов нагружения верхнего строения

Для опор (ног) распор является основной нагрузкой, вызывающий их работу на изгиб. Опоры рассчитываются для случая, когда кран неподвижен (см. рис. 10.3, а). Наибольшее давление, сжимающее опору, и наибольшая величина распора, изгибающего опору, имеют место при различных положениях тележки на мосту. Для бесконсольного крана наибольшее значение распора возникает при нахождении тележки на середине пролета [1]

$$H' = \frac{3 \cdot L}{8 \cdot h \cdot (2 \cdot k + 3)},$$

где L – пролет крана; h – высота опор; k – соотношение погонных жесткостей моста и опор.

При выезде тележки на консоль, распор меняет знак. Его максимальное значение равно [4]

$$H'' = \frac{P(2L_k - \delta)}{2h(1 + 0,66k)}.$$

На рис. 10.5 представлены применяемые для расчета ног эпюры изгибающих моментов от подвижной нагрузки в пролете (рис. 10.5, а), на консоли (рис. 10.5, б) и инерционной горизонтальной или ветровой нагрузки (рис. 10.5, в).

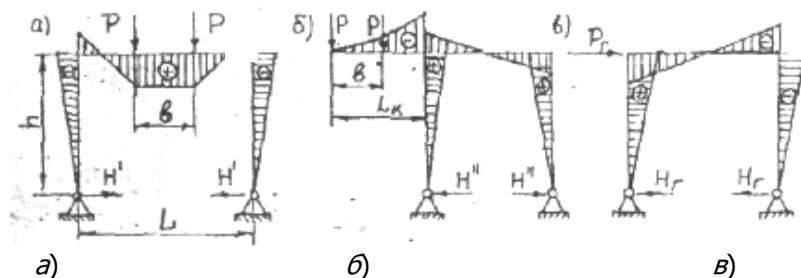


Рис. 10.5. Эпюры изгибающих моментов опор порталов

Металлические конструкции козловых кранов и перегружателей испытывают сочетания нагрузок, расположенных в пространстве сложным образом. Для некоторых видов кранов, особенно решетчатых, допускается расчет, основанный на разложении пространственных систем на плоские.

По сравнению с листовыми решетчатые конструкции мостов при расчетах имеют много специфики.

Главные фермы моста несут постоянную нагрузку его собственного веса, которую считают разнесенной по узлам. Передача нагрузки от грузовой тележки на главные фермы осуществляется в местах с верхней ездой непосредственно. В мостах с нижней ездой нагрузки от грузовой тележки и собственного веса металлоконструкций передаются на главные фермы 1 через поперечные рамы 2 (рис. 10.6). Через эти же поперечные рамы передаются и ветровые нагрузки, воспринимающиеся верхней инерционной решеткой 3. Подвижная нагрузка P_1 и P_2 передается на поперечную раму через подрельсовые балки 4. Поперечное ветровое давление может быть сведено к равнодействующей P_B , на уровне высоты $H/2$ главных ферм.

Так как верхняя инерционная решетка значительно жестче нижних, то считается, что ветровую нагрузку P_B воспринимает только она. Тогда сила P_B создает реакцию $R = P_B$ в плоскости инерционной решетки и момент $0,5H \cdot P_B$, от которого образуются вертикальные реакции $v_0 = 0,5H \cdot P_B / B$. Эти реакции на условных опорах являются нагрузками для главных ферм. При этом одна главная ферма нагружается, а другая разгружается в вертикальной плоскости.

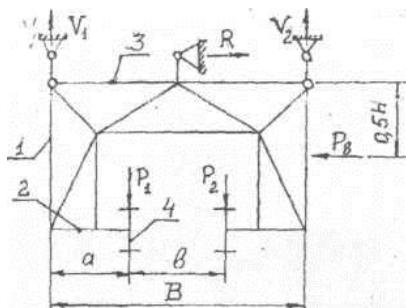


Рис. 10.6. Расчетная схема верхнего строения

Усилия, передаваемые на главные фермы от действия давлений ходовых колес и ветровой нагрузки, соответственно равны (см. рис. 10.6):

$$v_1 = \frac{P_1(\epsilon + a) + P_2 \cdot a - 0,5H \cdot P_g}{B};$$

$$v_2 = \frac{P_2(\epsilon + a) + P_1 \cdot a + 0,5H \cdot P_g}{B}$$

Расчет главных ферм ведется по линиям влияния.

При расчетах верхней инерционной фермы принимается, что все горизонтальные нагрузки (инерционные и ветровые) воспринимаются только верхней инерционной решеткой, закрепленной на двух опорах.

Нижние инерционные решетки – нерасчетные, но рассматриваются как система, обеспечивающая устойчивость нижнего пояса главных ферм в горизонтальной плоскости и перераспределяющая нагрузку между поперечными рамами.

11. СТРЕЛЫ И УКОСИНЫ ПОВОРОТНЫХ КРАНОВ

11.1. Конструкции стрел и действующие нагрузки

В зависимости от вида и назначения стреловые краны оборудуются стрелами различной длины и очертания, с прямолинейной и изогнутой осью. Наиболее распространенные конструкции стрел можно разделить на три основные группы.

К первой группе относятся прямые (линейные) четырех-

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

гранные сплошностенчатые стрелы замкнутого сечения (рис. 11.1, *а*), или решетчатые, выполненные как составные стержни (рис. 11.1, *б*); ко второй – балочные стрелы с двумя ветвями, сильно расходящимися в плане (плоские) (рис. 11.1, *в*); к третьей – стрелы, составленные из двух плоских главных решетчатых ферм, соединенных одной или двумя инерционными решетками (рис. 11.1, *г, д*).

Стрелы с прямолинейной осью – наиболее легкие и конструктивно простые. Такие стрелы при подъеме груза работают в основном на сжатие и изгиб от действия собственного веса. Однако они не позволяют на минимальном вылете так высоко поднимать громоздкие грузы, как в случае стрел с изогнутой осью. Недостатком стрел с изогнутой осью является скручивание их от действия горизонтальных сил и изгиб (см. рис. 11.1, *д*). Стрелы этого типа находят широкое применение в автомобильных и судовых кранах.

Плоские стрелы в сечении могут иметь пояса одностенчатые, двустенчатые, трубчатые, швеллеровые и т.д. (см. рис. 11.1, *в*).

Плоские стрелы, так же как и сплошностенчатые, изготавливаются с применением автоматической сварки, поэтому обладают большей надежностью и долговечностью по сравнению с решетчатыми конструкциями (см. рис. 11.1, *а, в*).

Решетчатые системы имеют меньший вес, но могут быть рекомендованы только для легкого и среднего режима эксплуатации кранов. Они свариваются вручную и имеют высокие концентраторы напряжений и, следовательно, пониженную долговечность и надежность. Для легконагруженных стрел большой длины решетчатая конструкция из трубчатых элементов легче, чем из уголкового, вследствие лучшей работы труб на продольный изгиб и уменьшения ветрового давления из-за меньшей величины аэродинамического соп-

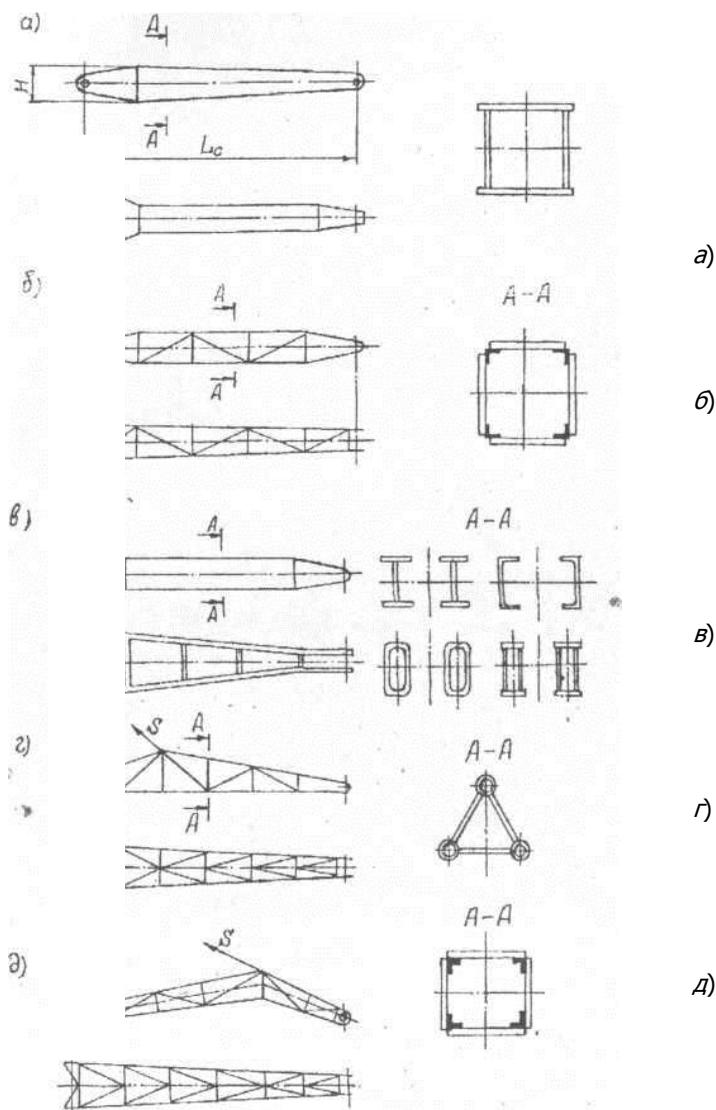


Рис. 11.1. Типы конструкций крановых стрел ротивления. Применение труб облегчает переход от прямоугольного поперечного сечения стрелы к треугольному (см. рис. 11.1, г). При трехгранной форме поперечного сечения возможно получить снижение массы на 8 – 10% по отношению к четырехгранной форме [2].

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

Стрела оптимальных очертаний по длине будет иметь переменную высоту сечения, уменьшающуюся на концах, и ширину, увеличивающуюся в корне. Высота вертикальных ферм H по отношению к длине стрелы L_c составляет $1/20 - 1/35$, а расстояние между опорами B принимается равным $(1/10 - 1/15) L_c$ (см. рис. 11.1, а). Расчетные нагрузки прямых стрел приведены в табл. 11.1.

Таблица 11.1
Расчетные нагрузки стрел

Номер п/п		Комбинация нагрузок			
		I_a	I_e	II_a	II_e
1	Сила тяжести груза (включая грузозахватное устройство) с учетом коэффициента динамичности	$\Psi_I G_{zp(\varepsilon)}$	$G_{zp(\varepsilon)}$	$\Psi_{II} G_{zp(\varepsilon)}$	G_{zp}
2	Усилие в грузовом канате S_k	$\frac{\Psi_I G_{zp(\varepsilon)}}{m \cdot \eta_n}$	$\frac{G_{zp(\varepsilon)}}{m \cdot \eta_n}$	$\frac{\Psi_{II} G_{zp}}{m \cdot \eta_n}$	$\frac{G_{zp}}{m \cdot \eta_n}$
3	Сила тяжести стрелы	G_c	G_c	G_c	G_c
4	Усилие в полиспасте S_n	S'_n	S''_n	S'''_n	S''''_n
5	Давление ветра вдоль P_{en} и поперек стрелы $P_{e\bar{o}}$	P_{en}	$P_{e\bar{o}}$	P_{en}^{\max}	$P_{e\bar{o}}^{\max}$
6	Усилие от отклонения груза па канатах от вертикали вдоль T_n и поперек $T_{\bar{o}}$ стрелы	$G_{zp} \operatorname{tg} \alpha_n$	$G_{zp} \operatorname{tg} \alpha_{\bar{o}}$	$G_{zp} \operatorname{tg} \alpha_n^{\max}$	$G_{zp} \operatorname{tg} \alpha_{\bar{o}}^{\max}$
7	Силы инерции массы стрелы при неустановившемся движении механизма поворота: – центробежные – касательные		P_{ψ} P_{κ}		P_{ψ}^{\max} P_{κ}^{\max}

В общем случае на прямую неуравновешенную стрелу действуют следующие нагрузки (рис. 11.2):

G_{zp} – вес груза с грузозахватным устройством;

T_n и $T_{\bar{o}}$ – силы, вызываемые отклонением грузовых канатов от вертикали в плоскости (угол α_n) и из плоскости (угол $\alpha_{\bar{o}}$) качания стрелы;

S_k – усилие в грузовом канате при кратности полиспаста m и КПД – η ;

G_c – вес стрелы (прикладывается на расстоянии $\approx 0,33L_c$ от корня стрелы);

P_B – ветровая нагрузка (P_{Bn} – нагрузка в продольном направлении; $P_{B\sigma}$ – нагрузка в боковом направлении);

S_n – усилие в полиспасте канатного механизма изменения вылета стрелы;

P_c и P_k – центробежная и касательная сила инерции.

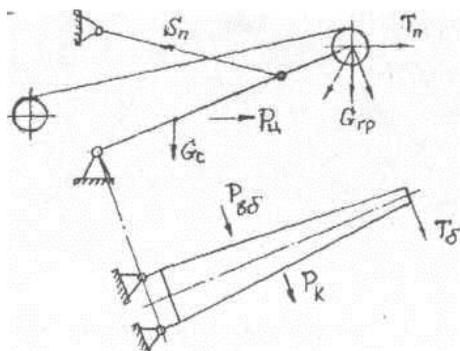


Рис. 11.2. Расчетная схема прямой стрелы

При расчете коротких стрел ($L_c=10 - 18$ м) нагрузки P_B , G_c , P_k нередко условно принимаются в виде сосредоточенных сил. Для стрел более длинных, этими нагрузками обычно пренебрегают, так как они редко превышают 2–4% числового значения собственного веса стрелы. Ветровое давление на стрелу в продольном направлении P_{Bn} , по сравнению с ветровым боковым давлением $P_{B\sigma}$, существенного влияния на усилия, действующие в стреле, не оказывает и в расчетные сочетания нагрузок, как правило, не включается.

В качестве расчетных принимаются следующие случаи работы стрелы: а) отрыв груза от земли при неподвижной стреле; б) поворот стрелы в условиях неустановившейся скорости, с подвешенным грузом, при боковом ветре.

Углы отклонения грузовых канатов у интенсивно работающих поворотных кранов принимаются следующие:

- для расчета выносливости $\alpha_n = \alpha_\sigma = 4 - 6^\circ$;
- для расчетов прочности $\alpha_n^{\max} = \alpha_\sigma^{\max} = 10 - 12^\circ$.

11.2. Расчет стрел линейного и плоского типов

Характерные сечения стрел линейного и плоского типов представлены на рис. 11.1, *а, б, в*. При проектировании таких стрел их геометрической схемой задаются, а сечения предварительно подбирают на основании ориентировочных расчетов, после чего производится подробный проверочный расчет конструкции и ее элементов. В общем случае стрелы представленных схем могут рассматриваться как элементы, находящиеся под совместным действием продольных сжимающих и поперечных нагрузок.

Расчет таких стрел может вестись как для внецентренно сжатых стержней – на устойчивость или прочность, или как для сжато изгибаемых стержней без учета или с учетом дополнительных изгибающих моментов от осевой силы (расчет по деформационному методу). Расчет стрел как внецентренно сжатых стержней менее трудоемок, но и менее точен, чем расчет по деформационному методу.

Рассмотрим расчет стрел линейной схемы как внецентренно сжатых стержней.

В плоскости качания стрелу можно рассматривать как шарнирно закрепленный стержень с коэффициентом закрепления $\mu_x = 1$. Из плоскости качания стрела может рассматриваться как стержень жестко заделанный у основания и со вторым свободным концом, что соответствует закреплению $\mu_y = 2$ (см. рис. 11.2).

В соответствии с приемом проведения прочностных расчетов действительная схема нагрузок может быть заменена расчетной по комбинациям нагрузок P_a или P_b (см. рис. 11.2).

По расчетному случаю P_a в плоскости качания стрелы действуют силы (рис. 11.3 и табл. 11.1):

$\Psi_{II} G_{zp}$ – сила тяжести груза с учетом динамики при «подхвате»;

S_l''' – усилия в канате;

S_n''' – усилие в оттяжке;

G_c – вес стрелы.

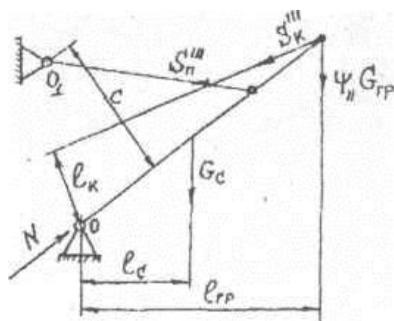


Рис. 11.3. Схема действующих нагрузок на стрелу в вертикальной плоскости

От действия нагрузок стрела сжимается осевой силой N . Величина этой силы может быть установлена через сумму моментов всех сил, действующих относительно точки $O_1 - M_{O_1} = \sum M_i$, т. е. $N = M_{O_1} / C$, где C – расстояние между точками O и O_1 (см. рис. 11.3).

Схема действующих нагрузок заменяется расчетной с поперечными и продольными нагрузками, по которой устанавливается максимальное значение изгибающего момента M_x (см. рис. 11.4, а).

В соответствии с излагаемым методом расчета (см. п. 6.2) расчетная схема по рис. 11.4,а может быть приведена к расчетной схеме рис. 11.4,б, где величина эксцентриситета $e_x = M_x / N$.

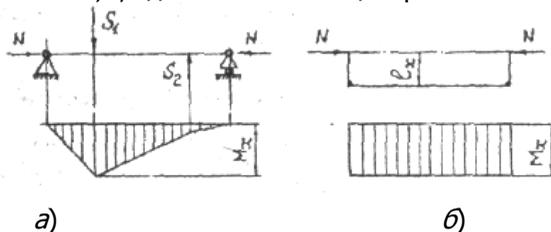


Рис. 11.4. Расчетные схемы нагрузок стрел линейного типа

Относительный эксцентриситет в плоскости качания стрелы рассчитывается по формуле

$$m_x = \frac{e_x}{\rho} = \frac{yF}{J_x} e_x, \quad (11.1)$$

где ρ – ядровое расстояние; y – координата центра тяжести поясов поперечного сечения стрелы относительно оси $x-x$; F – площадь сечения поясов; J_x – момент инерции сечения поясов относительно оси $x-x$.

Расчетная гибкость стрелы в плоскости качания

$$\lambda_x = \mu_x \cdot \mu'_x \cdot \lambda_{np(x)}, \quad (11.2)$$

где $\mu_x = 1$ – коэффициент закрепления стержня в плоскости качания; μ'_x – коэффициент, учитываются переменный момент инерции сечения по длине стержня (см. п. 6.4); $\lambda_{np(x)}$ – приведенная гибкость для составного стержня относительно оси $x-x$ (см. п. 6.3).

По значениям m_x и λ_x , используя справочные таблицы [3], определяется коэффициент уменьшения допускаемых напряжений $\Phi_{вн(x)}$.

Проверочный расчет стрелы ведется по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\Phi_{вн(x)} F} \leq [\sigma], \quad (11.3)$$

где F – суммарная площадь поясов в поперечном сечении стрелы.

Так как стрелки максимальных прогибов стрелы от сил, действующих в вертикальной и горизонтальной плоскостях, не совпадают (f_y – у середины, а f_x – у корня), то проверку устойчивости в плоскости качания и в боковой плоскости можно вести независимо одну от другой.

По расчетному случаю

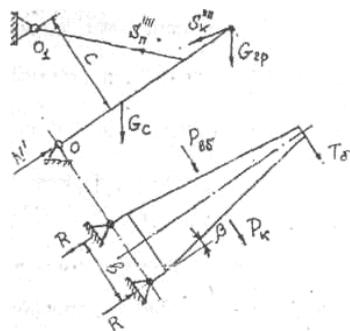


Рис. 49. Схема действующих нагрузок на стрелу по расчетному случаю Π_6

II_{σ} (груз на весу, разгон при повороте) в боковой плоскости и плоскости качания стрелы действуют силы (рис. 11.5 и табл. 11.1):

G_{zp} – сила тяжести груза;

$S_k^{////}$ – усилие в канате;

$S_n^{///}$ – усилие в оттяжке;

G_c – вес стрелы (в плоскости качания);

T_{σ} – нагрузка от отклонения каната;

$P_{\sigma\sigma}$ – ветровая боковая нагрузка;

P_k – касательная сила инерции масс стрелы.

От сил, действующих в плоскости качания, стрела сжимается силой N' . Как и в предыдущем случае величина этой силы может быть установлена через сумму моментов всех сил относительно точки $O_1 - M'_{01}$, т. е. $N' = M'_{01} / C$. Значение эксцентриситета

e'_x вычисляется по максимальному изгибающему моменту M'_x сил вертикальной плоскости – $e'_x = M'_x / N'$.

Таким образом, в плоскости качания величина относительного эксцентриситета

$$m'_x = \frac{yF}{J_x} \cdot e'_x$$

Расчетная гибкость стрелы в плоскости качания λ_x остается без изменений. И по параметрам m'_x и λ_x устанавливается значение коэффициента $\Phi'_{\text{вн}(x)}$.

В боковой плоскости величина эксцентриситета рассчитывается по формуле

$$e_y = \frac{M_y}{N'}$$

где M_y – максимальный изгибающий момент в горизон-

тальной плоскости от действия боковых нагрузок, вычисленный относительно корня стрелы,

$$M_y = \sum M_{i(\sigma)}$$

Соответственно, относительный эксцентриситет

$$m_e = \frac{xF}{J_y} \cdot e_y \quad (11.4)$$

где x – координата центра тяжести поясов поперечного сечения стрелы относительно нейтральной оси $y - y$; J_y – момент инерции сечения поясов относительно оси $y - y$.

Расчетная гибкость стрелы в боковой плоскости

$$\lambda_y = \mu_y \cdot \mu'_y \cdot \lambda_{np(y)}, \quad (11.5)$$

где $\mu_y = 2$ – коэффициент закрепления стрелы в боковой плоскости; μ'_y – приведенная гибкость составного стержня относительно оси $y - y$; $\lambda_{np(y)}$ – коэффициент, учитывающий переменный момент инерции сечения стрелы по длине.

По параметрам m_y и λ_y устанавливается значение коэффициента $\Phi_{en(y)}$ [3].

Окончательно по расчетному случаю нагрузок II_ϵ проверочный расчет напряжений:

– в середине стрелы

$$\sigma_x = \frac{N'}{F\Phi'_{en(x)}} \leq [\sigma] \quad ; \quad (11.6)$$

– в корне стрелы

$$\sigma_y = \frac{N'}{F\Phi'_{en(y)}} \leq [\sigma] \quad (11.7)$$

Для стрел, не имеющих в боковой плоскости жесткой базы у корня (например, стрелы деррик-кранов), стрелки прогибов совпадают в одном сечении. В этом случае расчет ведется с учетом обоих эксцентриситетов e'_x и e'_y .

Для стрел плоского типа расчет по расчетному случаю

Π_a не отличается от приведенного выше расчета линейных стрел, а расчет по сочетанию Π_6 существенно упрощается.

На рис. 11.5 правая ветвь стрелы от действия боковых нагрузок нагружена сжимающей силой больше, чем левая. Из уравнения моментов относительно левой опоры имеем

$$N = \frac{1}{\cos \beta} \left(\frac{N'}{2} + \frac{M_y}{e} \right),$$

где N' – общее сжимающее усилие в стреле; M_y – сумма моментов нагрузок боковой плоскости относительно корня стрелы; β – угол наклона пояса стрелы к оси в плане; e – опорная база стрелы.

Сила N может условно считаться приложенной к правой ветви, с эксцентриситетом

$$e_x = \frac{M_x}{2N},$$

где M_x – максимальный изгибающий момент, возникающий в стреле от нагрузок вертикальной плоскости.

В вертикальной плоскости правая ветвь стрелы рассчитывается как стержень под осевой нагрузкой N , приложенной с эксцентриситетом e'_x , а в горизонтальной (боковой) – проверяется устойчивость стрелы в целом при осевой силе N и эксцентриситете e_y .

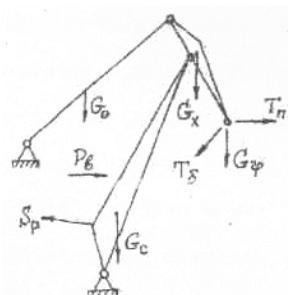


Рис. 11.6. Схема нагрузок, действующих на шарнирно-сочлененную укосину

11.3. Расчет шарнирно-сочлененных укосин

Шарнирно-сочлененные стреловые ойства состоят из стрелы, хобота и жки (рис. 11.6). Оттяжка может , жесткой (ферменной) и гибкой (каой). Стрела и хобот представляют й пространственные решетчатые или листовые конструкции прямоуголь-

ного или круглого сечения. Выбор решетчатой или листовой конструкции решается так же, как и для прямых стрел.

Общая масса шарнирно-сочлененных стрел превосходит массу прямых стрел тех же параметров, т.е. того же вылета и грузоподъемности. При этом самыми тяжелыми являются шарнирно-сочлененные с жесткой оттяжкой, шарнирно-сочлененные с гибкой оттяжкой занимают промежуточное положение (рис. 11.7) [1].

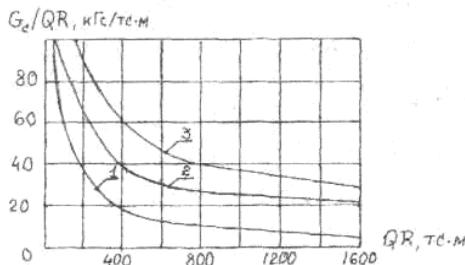


Рис. 11.7. Графики относительного веса (на единицу грузового момента) стрел и укосин порталных кранов: 1 – прямые; 2 – шарнирно-сочлененные с гибкой оттяжкой (стрела, хобот); 3 – шарнирно-сочлененные с жесткой оттяжкой (стрела, оттяжка, хобот)

При расчете шарнирно-сочлененных укосин нагрузки, действующие в плоскости качания, и боковые нагрузки рассматриваются отдельно и их действие в необходимых случаях объединяется суммированием вызванных ими напряжений. Боковые нагрузки T_b , вызванные отклонением груза от вертикали, создают кручение шарнирно-сочлененных укосин. Максимальная величина скручивающего момента соответствуют положению, когда ось хобота перпендикулярна оси стрелы.

У шарнирно-сочлененной укосины с жесткой оттяжкой при действии на хобот горизонтальной силы $T_b = Gtg\alpha_b$ происходит боковой изгиб и закручивание как стрелы, так и оттяжки (рис. 11.8). При гибкой оттяжке крутящий момент полностью воспринимается стрелой.

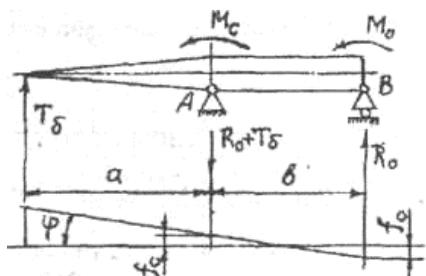


Рис. 11.8. Схема к расчету шарнирно-сочлененной укосины

При действии силы T_δ в оттяжке появится усилие $R_\delta = R_0$, а в стреле $R_a = R_0 + T_\delta$, кроме этого возникнут крутящие моменты, действующие на стрелу M_c и оттяжку M_o .

Из условия равновесия хобота имеем

$$M_c + M_o = T_\delta \cdot \alpha - R_0 \cdot \beta, \quad (11.8)$$

где α – длина переднего плеча хобота; β – длина заднего плеча хобота.

От действия хилы R_o оттяжка получает прогиб на величину f_c , в результате происходит перекашивание стреловой системы в плане на угол φ (угол поворота хобота).

Из условия совместности деформаций оттяжки, стелы и хобота получим

$$f_0 + f_c = \beta \varphi. \quad (11.9)$$

При известных жесткостях на кручение стрелы G_c и оттяжки G_o угол поворота хобота

$$\varphi = \frac{M_c}{G_c} = \frac{M_o}{G_o}, \quad (11.10)$$

откуда следует, что

$$M_o = M_c \frac{G_o}{G_c}. \quad (11.11)$$

Величина прогибов стрелы f_c и оттяжки f_0 может быть рассчитана по следующим зависимостям

$$f_c = \frac{T_\delta + R_0}{C_c}, \quad (11.12)$$

$$f_0 = \frac{R_0}{C_0}, \quad (11.13)$$

где C_c и C_0 – соответственно поперечные жесткости стрелы и оттяжки.

Подставляя выражение (11.11) в уравнение (11.8) и выражения (11.10), (11.12), (11.13) в уравнение (11.14), получим следующую систему:

$$\left. \begin{aligned} M_c \left(1 + \frac{G_{zp}}{G_c} \right) &= T_{\delta} \cdot a - R_0 \vartheta; \\ \vartheta \cdot \frac{M_c}{G_c} &= \frac{R_0}{C_0} + \frac{T_{\delta} + R_0}{C_c}, \end{aligned} \right\}, \quad (11.14)$$

откуда следует, что

$$R_0 = \frac{(a\vartheta \cdot C_c - G_0 - G_c)T_{\delta}}{\vartheta^2 \cdot C_c + (G_0 + G_c) \left(1 + \frac{C_c}{C_0} \right)}. \quad (11.15)$$

Из первого уравнения системы (11.14) момент, приходящийся на стрелу, равен

$$M_c = \frac{T_{\delta} \cdot a - R_0 \vartheta}{1 + \frac{G_0}{G_c}}, \quad (11.16)$$

а из зависимости (11.10) следует, что момент, приходящийся на оттяжку,

$$M_0 = \left(\frac{T_{\delta} \cdot a - R_0 \vartheta}{1 + \frac{G_0}{G_c}} \right) \frac{G_0}{G_c}. \quad (11.17)$$

Приведенный расчет с учетом жесткостей оттяжки и стрелы носит проверочный характер. Если оттяжка имеет малую жесткость на изгиб, то реакцией R_0 , можно пренебречь и считать, что крутящий момент $T_{\delta} \cdot a$ полностью воспринимается стрелой, как это имеет место у шарнирно-сочлененных укосин с гибкой оттяжкой.

После определения нагрузок для стрел шарнирно-сочлененных укосин проводятся проверочные расчеты по расчетным сочетаниям I и II, аналогичным, как и для прямых стрел (см.

табл.11.1).

12. ПОРТАЛЫ ПОВОРОТНЫХ КРАНОВ

В зависимости от конструкции поворотной части крана нагрузки на портал передаются через колонны или каркасы. Колонна обычно имеет листовую конструкцию, чаще прямоугольного сечения. Каркасы бывают раскосной или рамной конструкции из элементов коробчатого сечения.

12.1. Конструкции порталов и действующие нагрузки

В зависимости от числа перекрываемых железнодорожных путей порталы бывают одно-, двух- и трехпутными, с колеей 6; 10,5 и 15,3 м. Базу портала назначают конструктивно в зависимости от размеров поворотной части и проверяют по условиям устойчивости крана. Внутренний контур портала должен отвечать габариту СП приближения строений по ГОСТ 9238–83. Высота порталов составляет обычно 6,0–10,0 м. Для улучшения видимости из кабины крановщика опоры и оголовки порталов часто делают со скосами. Ось вращения поворотной части в основном проходит по оси симметрии порталов, реже смещена от нее (у некоторых трехпутных порталов).

Конструктивно порталы выполняются решетчатыми, листовыми, с использованием решеток для вспомогательных элементов, или коробчатыми. Коробчатые порталы благодаря жесткости коробчатого профиля во всех направлениях не нуждаются в решетках, боковых гранях, а иногда и в затяжках. Это не только упрощает конструкцию, но и не создает препятствий для проезда под порталом, что особенно важно для портовых кранов. Для коробчатых конструкций нередко используются гнутые и штампованные элементы, что дополнительно упрощает и удешевляет изготовление. Экономия в весе у коробчатых порталов по сравнению с решетчатыми достигает 30%. На рис. 12.1, 12.2 представлены типовые конструкции коробчатых порталов портовых кранов [3].

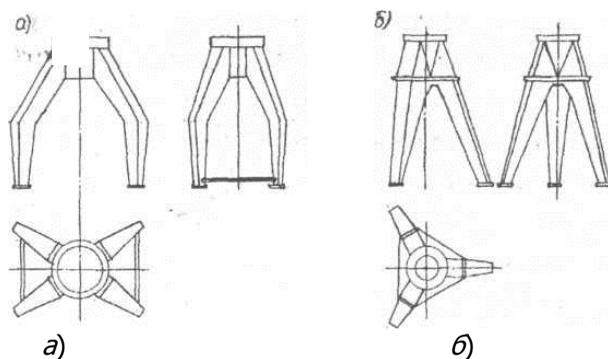


Рис. 12.1. Порталы корбчатого типа кранов на поворотном круге

По типу присоединения опор к верхнему ригелю известны порталы с жестким присоединением всех опор (большинство) и шарнирным присоединением одной опоры (у кранов с очень большой колеей).

По числу соединений портала с ходовой частью различают трех- и четырехопорные порталы. При трехопорном портале нагрузки на опоры не зависят от неравномерности просадки крановых путей, улучшается проходимость крана по кривым, но ухудшается его устойчивость против опрокидывания, что исключает применение трехопорных порталов в кранах большой грузоподъемности (рис. 12.1, б).

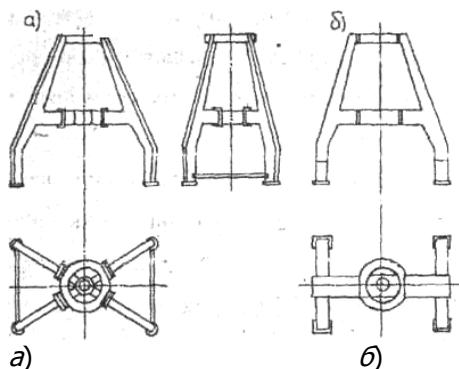


Рис. 12.2. Порталы корбчатого типа кранов на поворотной колонне

«Теоретические основы рискологии», «Транспортные мультимодальные комплексы», «Строительная механика и металлические конструкции транспортных систем»

По типу опорно-поворотного устройства различают порталы кранов на поворотном круге (см. рис. 12.1) и на колонне (см. рис. 12.2). При установке поворотной части крана на поворотном круге опора для кругового рельса выполняется в виде кольцевой балки или системы прямолинейных балок. Если платформа сопряжена с порталом двухрядным шариковым опорно-поворотным устройством, для его опоры в верхней части портала должна быть жесткая цилиндрическая обечайка. В кранах на поворотной колонне (см. рис. 12.2) порталы имеют два ригеля: верхний (оголовок) и нижний (опорный). Основные преимущества этой конструкции: исключено опрокидывание поворотной части, в элементах опорно-поворотного устройства применяют серийные подшипники качения. Недостаток – особые трудности, связанные с выверкой нижнего подшипникового узла колонны и ликвидацией влияния на его работу погрешностей в системе портал – колонна.

По числу присоединений опор к верхнему ригелю порталы разделяются на двухстоечные (см. рис. 12.2, б) и четырехстоечные (см. рис. 12.1, а, 12.2, а). Трехопорные порталы являются трехстоечными (см. рис. 12.1, б). Порталы могут иметь один – три ригеля. Четырехстоечные порталы обычно имеют нижние затяжки трубчатого или коробчатого сечений (см. рис. 12.1, а, 12.2, а). Двустоечные порталы весьма податливы в вертикальной плоскости и практически нечувствительны к неровностям пути. Они проще в изготовлении и монтаже, по при положении стрелы вдоль пути оголовок получает значительные перемещения.

Вес порталов составляют обычно 20 – 30% от веса portalного крана. При этом больший процент относится к кранам малой грузоподъемности.

Расчет металлической конструкций порталов производится по четырем комбинациям нагрузок, приведенным в табл. 11.1. При работе крана на его поворотную часть действуют следующие, внешние по отношению к крану в целом нагрузки: сила тяжести груза G_p ; силы, возникающие при отклонении груза на канатах, T_n и T_b ; давление ветра P_b ; вес поворотной части G ; центробежная и касательная силы инерции P_u и P_k (рис. 12.3, а).

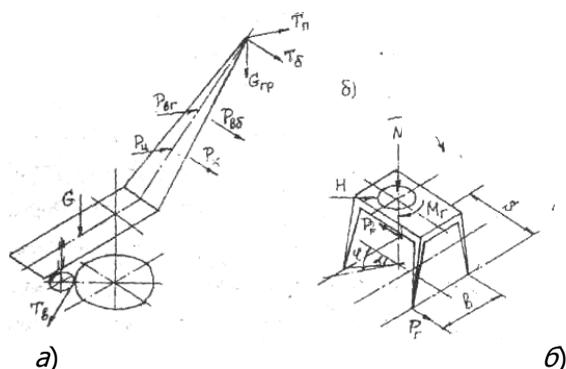


Рис. 12.3. Схема нагрузок, действующих на портал

Все нагрузки, передающиеся от поворотной части крана на портал, можно свести к следующим системам сил (рис. 12.3, б): M_B – момент в вертикальной плоскости, который можно разложить на моменты в плоскостях вдоль M_n – и поперек подкранового пути M_b ; H – горизонтальная сила, которую можно разложить на направления вдоль H_n и поперек подкранового пути H_b ; M_r – момент в горизонтальной плоскости от сил инерции масс поворотной части крана P_k^{\max} , сил T_b и $P_{bг}$; N – вертикальная сила, действующая по оси вращения крана.

Силы, действующие на портал, уравниваются опорными реакциями, которые от действия M_B и N вычисляются как обычно; от действия H_n опорные реакции приложены к тормозным колесам, от действия H_b – распределяются на четыре опоры, от действия M_r – считаются приложенными к двум по диагонали расположенным опорам и направлены поперек рельсов. Кроме того, при расчете портала надлежит еще учесть его силу тяжести и давление ветра.

У неподвижных порталов от действия вертикальных нагрузок возникает распор (см. п. 10.3). Наибольшая расчетная величина распора H_p может быть получена от силы тяжести груза, приложенной по оси вращения крана, и вертикальных нагрузок на одну сторону портала, возникающих от действия момента M_B при направлении стрелы вдоль путей. Распор следует учитывать при комбинациях нагрузок I_a и II_a . Так как в случае подвижки портала величина распора может уменьшиться практически до нуля,

элементы портала, которые разгружаются при действии распора, считать с учетом распора, а верхнее строение, которое разгружается от действия распора, – без его учета. У кранов на колонне M_B передается на портал в виде двух горизонтальных сил и распора не вызывает.

Давление на опоры порталов переменено в зависимости от угла поворота стрелы. Для нахождения угла поворота стрелы φ , соответствующего наибольшему давлению на опору, следует пользоваться гипотезой об абсолютно жесткой конструкции. В целях упрощения расчетов при небольшой погрешности можно принимать $\varphi \approx \alpha$, углу, соответствующему прохождению оси стрелы через ось ноги портала (рис. 12.3, б). Давление на опоры порталов нужно определять с учетом суммарной погрешности пути и опорной части крана. Силовой расчет порталов следует выполнять по пространственной схеме. Для статически неопределимых порталов целесообразен метод сил [3].

12.2. Расчет порталов кранов с поворотным кругом

Порталы крана с поворотным кругом решетчатой или листовой конструкции рассчитываются разложением на плоские системы. Нагрузки от поворотной части через поддерживающие ее балки передаются на поперечную и боковую конструкции.

Портал крана с поворотным кругом представляет собой пространственную конструкцию, состоящую из четырех ног, соединенных между собой в верхней части оголовком, а внизу – затяжками (рис. 12.1, а).

Момент M_n и сила N передаются на раму портала как вертикальные нагрузки P_1 и P_2 от колес поворотной платформы. Горизонтальный момент M_I приводит к появлению горизонтальных реакций, которые в расчетах ног следует учесть: $P_T = M_T / e$ (рис. 12.3, б). Боковая составляющая горизонтальной силы H_6 добавляется к силам P_T в виде силы $0,5H_6$. При расчете верхнего строения (ригеля) рамы распор учету не подлежит. Расчетная схема портала в виде плоской рамы и эпюра изгибающих моментов показаны на рис. 12.4.

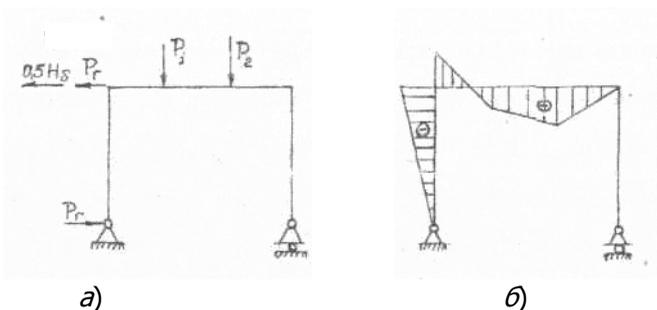


Рис. 12.4. Схема нагружения портала и эпюра изгибающих моментов ригеля

Угол поворота стрелы для расчета ноги соответствует углу, вызывающему наибольшее давление на опору. Нога рассчитывается как балка, жестко закрепленная в оголовке и подверженная сжатию и изгибу в двух плоскостях вертикальными и горизонтальными опорными реакциями. Определение давлений при четырех опорах является статически неопределимой задачей, так как имеются только три уравнения статики: $\sum V = 0$; $\sum M_x = 0$; $\sum M_y = 0$. Недостающее четвертое уравнение можно получить исходя из условий деформаций. Если предположить портал и его основания абсолютно жесткими, то задача становится статически определимой. Максимум наибольшего давления на опору возникает при угле поворота $\varphi = \text{arctg}(S/\epsilon)$ [1].

Так как в реальной действительности имеет место суммарная погрешность изготовления портала и неровностей путей h , то при ненагруженной и невесомой конструкции на основание будут опираться только три опоры. Четвертая опора коснется рельса в результате деформации портала, причем при этом произойдет изменение опорных давлений. Исследования показывают, что давление под любой из опор можно определить по формуле

$$R = R_0 \pm ch,$$

где R_0 – опорное давление вычисленное при угле φ ; c – приведенная жесткость портала и основания.

Схемы нагружения и эпюры изгибающих моментов опор порталов от действующих вертикальных и горизонтальных нагрузок даны на рис. 10.5.

12.3. Расчет порталов кранов с вращающейся колонной

Портал крана с вращающейся колонной представляет собой пространственную конструкцию, состоящую из двух одинаковых плоских рам, расположенных по диагоналям опорного контура и соединенных между собой в верхней части кольцевым оголовком, в средней – крестовиной и внизу – затяжками (см. рис. 12.2). При расчете порталов этого типа поворотную часть крана устанавливают в плоскости одной из рам, которую рассчитывают независимо от другой на полный момент M_B , продольную силу H_n и вертикальную нагрузку $N/2$. Момент M_i вызывает в портале малые напряжения, которые в расчетах можно не учитывать. Сила тяжести портала принимается приложенной по его оси с величиной $G_n/2$. Момент M_B при положении стрелы вдоль рамы передается на нее в виде двух горизонтальных сил $H_1 = M_B / h_1$ (рис. 12.5, а). Сила H_n передается через верхнюю опору на оголовок.

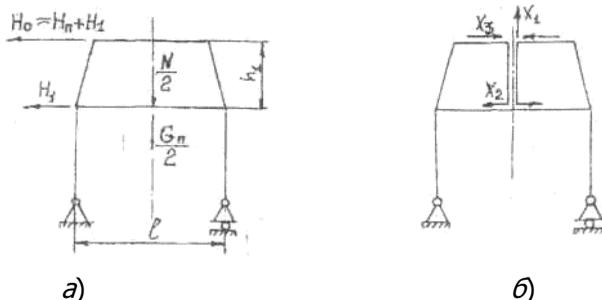


Рис. 12.5. Плоская рама портала крана с вращающейся колонной:

а – схема погружения; б – основная статически определимая система

Опасным для рамы является случай отсутствия распора, поэтому она считается как внешне статически определимая система. Моменты инерции расчетной рамы на прямых участках принимаются постоянными, равными среднему арифметическому моментов инерции на границах участков изломов; кольцевой оголовки в

расчетной раме заменен прямой балкой с удвоенным моментом инерции. Для упрощения определения неизвестных x_1 , x_2 и x_3 рама решается при действии каждой из внешних сил:

$$H_0 = H_n + H_1, \quad H_1 \text{ и } N_1 = N/2 + G_n/2.$$

Расчет ведется по методу сил. На рис. 12.5,б приведена основная статически определимая система. Эпюры изгибающих моментов при действии единичных сил в основной системе представлены на рис. 12.6.

Ноги рамы на участке ниже затяжки проверяются на изгиб и сжатие. Сжатие происходит от вертикальной силы

$$N_2 = \frac{G_n}{4} + \frac{N}{4} + \frac{M_6}{l}.$$

Изгиб ноги вызывается действием двух горизонтальных сил, которые складываются геометрически, H_1 и $H_2 = M_T/l$.

Кроме того, ноги портала проверяются на том же участке на случай удара портала о концевые упоры пути. В этом случае, если ноги вдоль пути связаны понизу затяжками, считают, что воспринимают нагрузку от удара все четыре ноги.

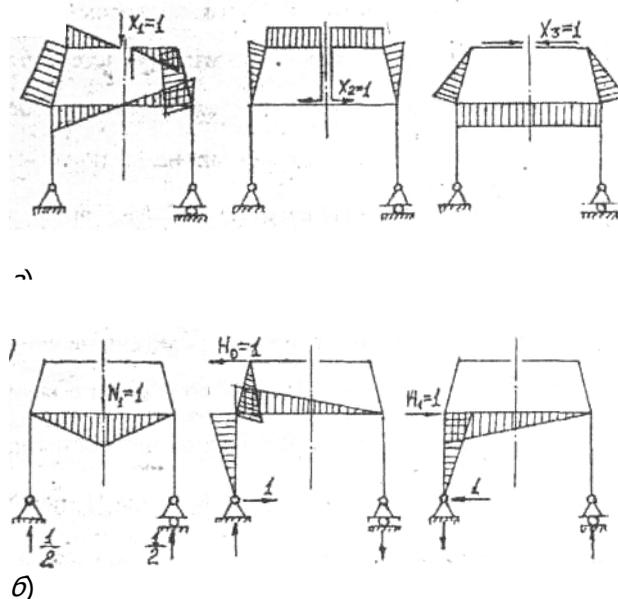


Рис. 12.6. Эпюры изгибающих моментов в элементах основ-

ной

системы:

a – от действия сил $x_1=1, x_2=1, x_3=1$; b – от действия сил $N_1=1, N_0=1, N_1=1$

Оголовок портала представляет кольцевую балку, имеющую четыре опоры в местах присоединения ног. Для упрощения расчетов кольцевую балку можно заменить условной прямой балкой с моментом инерции $J_{xэкв} = 2J_x$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Гохберг М.М. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин / М.М. Гохберг. – Л.: Машиностроение, 1976. – 454 с.
2. Вершинский А.В. Строительная механика и металлические конструкции / А.В. Вершинский, М.М. Гохберг, В.П. Семенов. – Л.: Машиностроение, 1984. – 231 с.
3. Справочник по кранам. Т.1. / Под ред. М.М. Гохберга. – Л.: Машиностроение, 1988. – 535 с.
4. Силиков Ю.В. Металлические конструкции подъемно-транспортных машин: учеб. пособие / Ю.В. Силиков. – СПб.: ЛИВТ, 1986. – 107 с.