

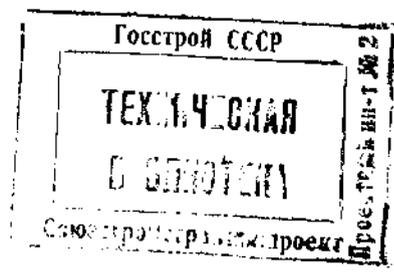
125.4  
Т. 40

В книге описаны основные положения проектирования железобетонных и металлических этажей; использован опыт проектирования конструкций этих зданий в институте Проектстальконструкция и в других проектных организациях; приведены характеристики действующих на этажерки нагрузок, способы их определения и указаны их комбинации для расчета конструкций этажей. В разделах, посвященных конструкциям железобетонных и металлических этажей, дано их подробное описание, изложены основные принципы конструирования, приведены примеры решения отдельных узлов. Особое место занимает материал по расчету и методике расчета; приведены приближенные методы расчета многократно статически неопределимых рам и связевых ферм этажей.

Книга предназначена для инженеров-строителей и проектировщиков, научных работников, аспирантов и студентов вузов.

# ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЭТАЖЕРКИ

30064



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ  
Москва—1965



## Оглавление

	Стр.
<b>Глава I. Конструкции этажерок . . . . .</b>	<b>3</b>
§ 1. Общестроительные требования . . . . .	3
§ 2. Противопожарные требования . . . . .	7
§ 3. Металлические этажерки . . . . .	9
1. Каркас этажерки . . . . .	12
2. Междуэтажные перекрытия . . . . .	17
3. Узлы . . . . .	27
4. Соединения . . . . .	56
5. Материал стальных конструкций . . . . .	63
§ 4. Железобетонные этажерки . . . . .	69
§ 5. Фундаменты . . . . .	76
<b>Глава II. Расчет этажерок . . . . .</b>	<b>80</b>
§ 1. Нагрузки . . . . .	81
§ 2. Расчет рам на вертикальные нагрузки с не смещаемыми в горизонтальном направлении ригелями методом Харди Кресса . . . . .	93
§ 3. Расчет рам на горизонтальные нагрузки методом эквивалентной полурамы . . . . .	98
§ 4. Расчет вертикальных связей . . . . .	106
§ 5. Расчет на сейсмические воздействия . . . . .	127
§ 6. Приближенное определение периодов и форм свободных колебаний этажерок . . . . .	131
§ 7. Расчет отдельных элементов конструкций этажерки . . . . .	135
§ 8. Расчет оснований и фундаментов . . . . .	147
<b>Глава III. Реконструкция этажерок . . . . .</b>	<b>157</b>
<b>Глава IV. Монтаж этажерок . . . . .</b>	<b>165</b>
<b>Заключение . . . . .</b>	<b>171</b>

3 15-5-53.

Таблицы, таблицы, таблицы

таблицы, таблицы, таблицы

Научный редактор З. И. БРАУДЕ

Троицкий Павел Николаевич  
ПРОМЫШЛЕННЫЕ ЭТАЖЕРКИ

Бланк заказов 1965 г. № 14/27

\*\*\*  
Стройиздат. Москва, Третьяковский проезд, д. 1

Суперобложка художника А. С. Александрова  
Редактор издательства А. В. Болотина. Технический редактор Э. С. Мочалкина  
Корректор М. А. Медведская

Сдано в набор 19/V 1965 г. Подписано к печати 30/VIII 1965 г. Т-12415 Бумага 60×90/16  
5,46 бум. л. 10,75+вкл. 0,45 печ. л. (уч.-изд. 10,5 л.) Тираж 4.500 экз. Изд. № VI-7887  
Зак. № 1485 Цена 57 коп.

Владимирская типография Главполиграфпрома  
Государственного комитета Совета Министров СССР  
по печати

Гор. Владимир, ул. Победы, д. 18-б

## Г Л А В А I

### КОНСТРУКЦИИ ЭТАЖЕРОК

Этажерки — довольно широкий класс промышленных сооружений, применяемых в химической, нефтяной, машиностроительной и других отраслях промышленности.

В зависимости от назначения они могут быть:

- а) высокими и низкими;
- б) закрытыми со стеновым ограждением и открытыми — без ограждений;
- в) расположенными вне зданий и внутри основного производственного здания.

В последнее время в связи с развитием строительства зданий павильонного типа получили распространение сборно-разборные этажерки, располагаемые внутри этих зданий.

Низкие этажерки (высотой до 4—5 этажей), решаемые, как правило, в железобетоне, довольно широко отражены в технической литературе; есть типовые проекты этих этажерок из сборных унифицированных железобетонных конструкций.

В этой книге освещены вопросы проектирования высоких открытых промышленных этажерок — класс сооружений, наиболее часто встречающийся в нефтяной и химической промышленности.

#### § 1. Общестроительные требования

Этажерки предназначены для размещения на них обслуживающих площадок, аппаратов и другого технологического оборудования. Состоят они из ряда перекрытий, расположенных друг над другом. Количество перекрытий и расстояния между ними определяются требованиями технологического процесса. Высота этажерки должна быть минимальной, для чего при компоновке технологического оборудования во всех случаях необходимо рассматривать возможность замены гравитационного потока механическим побуждением.

Для унификации конструкций высота этажей назначается постоянной, кратной модульному шагу 600 мм. Шаг колонн этажерки назначается по возможности постоянным в обоих направлениях этажерки.

Разбивочные оси этажерок назначаются по осям центров тяжести сечений колонн.

При назначении размеров сборных элементов конструкций этажерки следует учитывать способ производства монтажных работ и грузоподъемности, монтажных механизмов.

Несущие конструкции этажерки проектируются с учетом выполнения работ нулевого цикла до монтажа колонн.

Материалом конструкций этажерки служит железобетон или металл. Указаниями по строительному проектированию предприятий, зданий и сооружений нефтегазоперерабатывающей промышленности (СН 132—60) применение металла в этажерках ограничивается. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается выполнять в металле этажерки высотой 30 м и более, несущие технологическую аппаратуру весом более 150 т. В остальных случаях этажерки должны выполняться в сборном железобетоне индустриального изготовления с широким применением предварительно напряженных конструкций.

Однако при выборе материала конструкций этажерки следует всякий раз производить тщательный экономический анализ вариантов. В некоторых случаях с учетом дополнительного расхода металла на крепления трубопроводов и технологического оборудования (хомуты, закладные детали и т. п.) железобетонная этажерка по расходу металла будет немногим отличаться от металлической.

Металлическая этажерка имеет целый ряд преимуществ по сравнению с железобетонной: она значительно легче, что весьма важно для высокого сооружения, так как при малом весе конструкций упрощается их монтаж; в металлической этажерке чрезвычайно просто решаются узлы крепления трубопроводов и технологического оборудования; наконец, при изменении технологического процесса и реконструкции металлическая этажерка сравнительно легко перестраивается и усиливается применительно к новой технологии. Из этих соображений конструкции этажерок опытных установок, где возможна значительная последующая реконструкция, рекомендуется выполнять в металле. Возможно решение этажерки в железобетоне с жесткой арматурой. Этажерки из железобетона с жесткой арматурой особенно рациональны в том случае, когда по требованию противопожарных норм необходима изоляция металлических колонн и балок перекрытий.

Кроме технологического оборудования на открытых этажерках располагают встроенные помещения (помещения КИП, ма-

шинное помещение, лифт и др.). Под этажеркой располагают насосные. Все этажерки оборудуют лифтом. Ограждающие конструкции встроенных холодных помещений выполняют из асбоцементных листов усиленного профиля. Стены насосной, КИП, машинного помещения — из сборных железобетонных стеновых панелей, утепленных асбоцементными плит или из кирпича. Обшивка шахты лифта выполняется из асбоцементных листов усиленного профиля, тонкого металлического листа, волнистой стали толщиной 1 мм или из железобетонных сборных элементов. В зонах примыкания площадок асбоцементные листы должны быть заменены на высоту в 1 м кирпичной кладкой, железобетонными плитами или ограждены перилами, а волнистая и листовая сталь должна иметь толщину не менее 1,4 мм.

Машинное помещение лифта располагают на верхнем перекрытии. Шахта лифта в горизонтальном направлении опирается, как правило, на перекрытия этажерки. В некоторых случаях шахта лифта выполняется самонесущей. При этом она может быть объединена с лестничной клеткой и решена в виде башни. Несущими конструкциями такой башни являются металлический связевой каркас или самонесущие железобетонные ограждения в виде пространственных сборных блоков. При проектировании машинного помещения и шахты лифта следует пользоваться заполненным паспортом лифта, в котором должно быть оговорено: тип лифта (пассажирский, грузовой или грузопассажирский), грузоподъемность, размеры кабины (ширина, длина, высота), отметки стоянок, размеры дверей, положение и размеры машинного помещения с приложением специального технологического задания на проектирование машинного помещения, в котором указываются все необходимые отверстия в полу и стенах помещения, нагрузки от оборудования; размеры и отметка низа приямка под шахтой лифта, предельные расстояния между узлами крепления направляющих лифта по высоте.

Этажерки оборудуют маршевыми лестницами (не менее одной на каждом этаже). Уклон маршей не должен превышать 45°, ширина — не менее 0,8 м. Маршевые лестницы располагают в непосредственной близости от лифта. Металлические ступени наружных лестниц выполняют из просечно-вытяжного листа.

Перекрытия над теплыми встроенными помещениями и под ними утепляют плитным утеплителем. Железобетонная плита над помещением должна иметь гидроизоляцию, а в случае необходимости — изоляцию от проникновения в помещение разлитой жидкости.

В помещениях, где находятся аппаратура, оборудование и трубопроводы с вредными веществами, полы должны устраиваться из метлахских плиток или пластика.

Железобетонные плиты перекрытий должны быть защищены от агрессивного действия разлитой жидкости (где разливы воз-

можно), поскольку взаимодействие бетона с бензином, маслом и другими жидкостями со временем разрушает его; способ защиты бетона зависит от химического состава жидкости и ее температуры.

Для железобетонных конструкций, находящихся в агрессивной по отношению к металлу среде, или при особой пожарной опасности следует применять стержневую арматуру; ступенчатые конструкции и конструкции с пучковой арматурой в этих случаях применять не рекомендуется.

Следует избегать установки на верхних этажах центрифуг и других механизмов, вызывающих динамические воздействия на конструкции этажерки. В случае же необходимости разместить такие механизмы в верхних этажах следует устраивать под ними виброизолирующие основания, а конструкции этажерки рассчитывать на динамические воздействия. При этом должна быть ограничена амплитуда колебаний перекрытий этажерки (см. табл. 24).

Для монтажа и демонтажа технологического оборудования этажерки оборудуют кран-балками, монорельсами и монтажными стрелами; в некоторых случаях для этой цели предусматривают подвеску полиспастов к балкам перекрытий.

Этажерки, возводимые в сейсмических районах в соответствии с нормами на строительство в сейсмических районах, должны отвечать ряду требований:

1) элементы каркаса этажерки должны быть равнопрочны (не должно быть слабых узлов и элементов, преждевременный выход которых из строя мог бы привести к разрушению этажерки до исчерпания несущей способности каркаса в целом);

2) при необходимой прочности каркаса горизонтальная жесткость его должна быть возможно меньшей, чтобы уменьшить величину сейсмических нагрузок;

3) перекрытия этажерки должны представлять собой жесткие горизонтальные диски, обеспечивающие совместную пространственную работу всех несущих конструкций этажерки, для чего сборные железобетонные плиты перекрытий приваривают к опорным балкам, а швы между ними замоноличивают;

4) сборные железобетонные конструкции должны быть замоноличены. Размеры сборных элементов следует по возможности увеличивать;

5) схему каркаса и сечения элементов по возможности выбирают таким образом, чтобы была обеспечена устойчивость элементов каркаса (чтобы не требовалась проверка на устойчивость). В этом случае расчет элементов конструкций по прочности производят с учетом коэффициентов условий работ, учитывающих кратковременный характер действия сейсмических нагрузок; для металлических конструкций  $m=1,4$ ; для железобетонных —  $m=1,2$ .

Во избежание деформаций во время пожара этажерки для аппаратуры, содержащей горючие жидкости в количестве свыше  $5 \text{ м}^3$ , на каждом этаже должны иметь пределы огнестойкости не менее 2 ч для колонн и 1 ч для балок перекрытий, на которых расположена аппаратура, и элементов связей между этими перекрытиями. Промежуточные площадки этажерок, расположенные между перекрытиями, несущими аппараты или емкости с горючей жидкостью, должны иметь предел огнестойкости не менее 0,25 ч. Пределы огнестойкости конструкций указаны в табл. 1.

Если на этажерках расположены аппараты с горючей жидкостью в количестве  $5 \text{ м}^3$  и под аппаратами есть площадка со сплошным настилом, то по всему периметру этой площадки должен быть сделан бордюр высотой не менее 0,15 м, а в местах выхода к лестницам должны быть устроены пандусы. Для отвода разлившейся жидкости следует предусмотреть не менее двух стоков диаметром по 200 мм. Этажерки, несущие аппараты с жидкостью на уровне земли (планировки), должны быть окружены сплошным бортиком высотой 0,3 м или замкнутым кюветом, отстоящим от выступающих частей этажерки не менее чем на 0,5 м.

При открытом расположении насосов под этажерками, несущими аппаратуру с жидкостью, перекрытие над насосами должно быть непроницаемым для этой жидкости, со сплошным бортиком высотой 0,15 м.

Полы в насосной должны быть с бетонной подготовкой цементными, из метлахских или цементных плит или других несгораемых материалов, не впитывающих жидкости.

Размещаемые под этажеркой насосы для перекачки горючих продуктов с температурой нагрева  $250^\circ \text{C}$  и выше следует отделять глухой стеной от насосов, перекачивающих продукты с температурой нагрева ниже  $250^\circ \text{C}$ .

Перекрытия этажерок, а также площадки, прикрепленные к технологической аппаратуре, должны иметь следующие типы лестниц:

а) при высоте до 30 м — не менее одной открытой маршевой лестницы и одной стремянки, расположенных в разных концах перекрытия. Максимальное расстояние от наиболее удаленных мест перекрытия до лестницы любого типа — 25 м. Через каждые 7—8 м по вертикали на стремянке должны быть промежуточные площадки;

б) при высоте более 30 м — не менее одной открытой маршевой лестницы и одной пожарной лестницы, расположенной под углом  $60^\circ$ , шириной 0,8 м, с промежуточными площадками, расположенными не реже чем через 7—8 м по вертикали. Лестницы должны быть расположены в разных концах перекрытия, так

Таблица 1

## Пределы огнестойкости и группы возгораемости строительных конструкций

№ п/п	Конструкция	Толщина или наименьший размер сечения (толщина защитного слоя) в см	Предел огнестойкости в ч
1	Стойки, колонны и столбы кирпичные, бетонные и железобетонные	20×20 20×30 20×40 30×30 и 20×50 40×50	2 2,5 2,75 3 3,5
2	Стальные незащищенные колонны		0,25
3	Стальные колонны защищенные: а) штукатуркой по сетке или бетонными плитками б) кирпичом глиняным обыкновенным в) то же, многодырчатый г) гипсовыми плитами  д) камнями керамическими пустотелыми е) керамзитобетонными плитами	2,5 5 6,5 12,5 12,5 3 6 8 3 6 4 5 7 8 10	0,75 2 2 5,25 4,5 1 3,3 4,8 1,2 2,8 1,1 1,5 2 2,5 3,2
4	Перекрытия и покрытия из железобетонных конструкций: а) плиты б) балки	— —	1 1
5	Перекрытия и покрытия по стальным конструкциям при несгораемом заполнении: а) при незащищенных стальных конструкциях б) при защите стальных конструкций по сетке слоем бетона или штукатурки толщиной	— 1 2	0,25 0,75 2
6	Покрывтия из волнистых асбестоцементных или стальных листов по стальным незащищенным балкам или прогонам		0,25

чтобы расстояния от наиболее удаленных мест перекрытия до лестницы любого типа составляло не более 25 м.

Для стальных площадок, обслуживающих группу вертикальных аппаратов и расположенных на высоте более 30 м, разрешается дополнительно к маршевым лестницам вместо пожарных лестниц под углом 60° устраивать вертикальные стремянки с площадками, расположенными не менее чем через 4,2 м по вертикали. Для площадок размером до 100 м<sup>2</sup> можно устраивать одну маршевую лестницу.

Ширина маршей основных лестниц — 0,8 м. Ширина лестничных площадок перед входами в лифт должна быть не менее 1,6 м. Двери в открытом положении не должны уменьшать расчетной ширины маршей и лестничных площадок.

### § 3. Металлические этажерки

Металлические открытые этажерки используются в целом ряде производств нефтегазоперерабатывающей и химической промышленности. Ими оборудуются крекинг-установки, установки очистки масел, установки непрерывного коксования, установки заводов синтетического спирта и синтетического каучука.

Металлические этажерки являются высотными сооружениями (высота их достигает 100 м). Экономия металла и снижение стоимости строительства этажерок должны идти по линии выбора оптимальной схемы каркаса и перекрытий этажерок, сокращения количества этажей и размеров площадок, унификации высот этажей и шагов колонн, использования предельной несущей способности всех элементов конструкций этажерки, использования облегченных профилей проката, сварных и гнутых профилей, применения стали повышенной прочности. Монтаж металлических этажерок рекомендуется производить крупными пространственными блоками весом до 200 т, собираемыми внизу в горизонтальном положении.

Различают два типа открытых этажерок: этажерки, представляющие собой ряд кольцевых и переходных площадок, опирающихся в основном на технологические аппараты и образующих систему расположенных друг над другом перекрытий и самонесущие этажерки, имеющие несущий каркас, воспринимающий вертикальные и горизонтальные нагрузки (рис. 1). При наличии больших аппаратов этажерка решается по первому типу; аппараты должны быть рассчитаны на восприятие нагрузок от перекрытий, опирающихся на них при помощи кронштейнов. Количество кронштейнов и узлы крепления их к аппаратам проектируют в зависимости от несущей способности стенок аппаратов на восприятие местных радиальных давлений. Конструкции кольцевых площадок весьма просты.

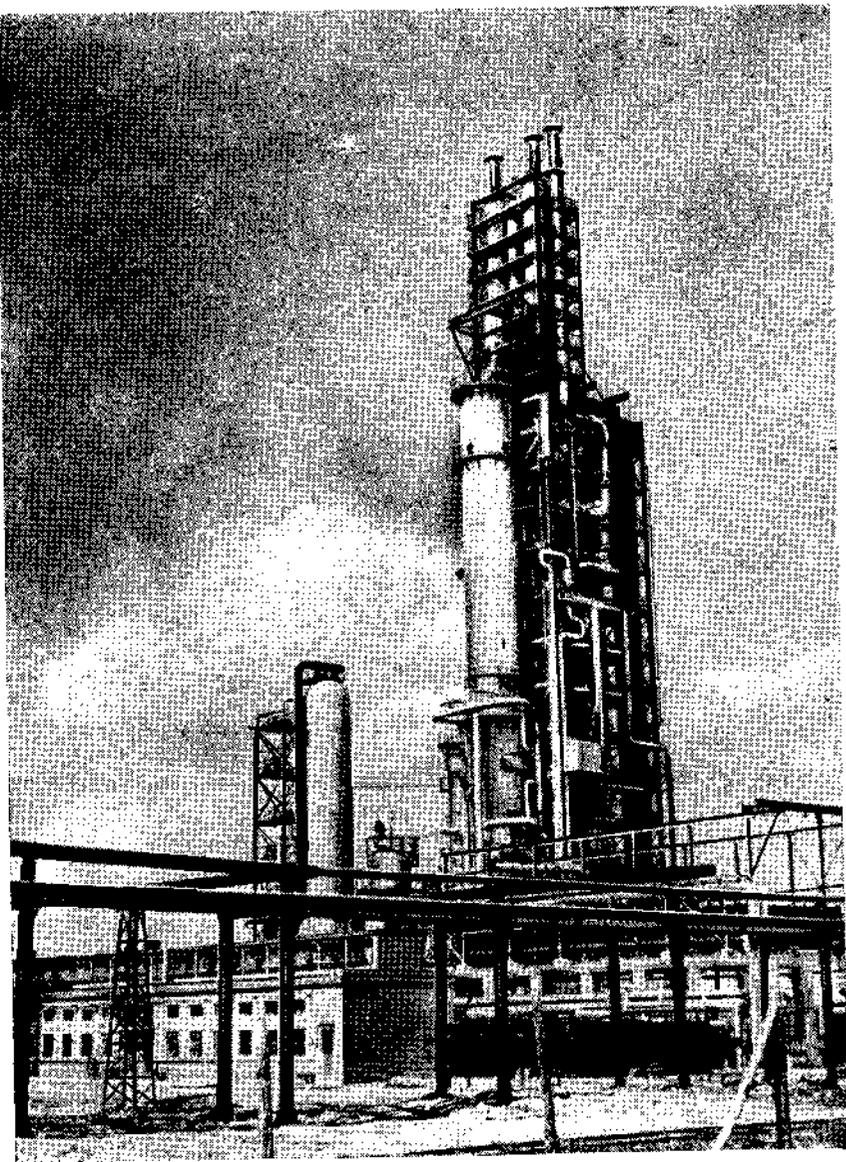


Рис. 1. Этажерка с самонесущим каркасом

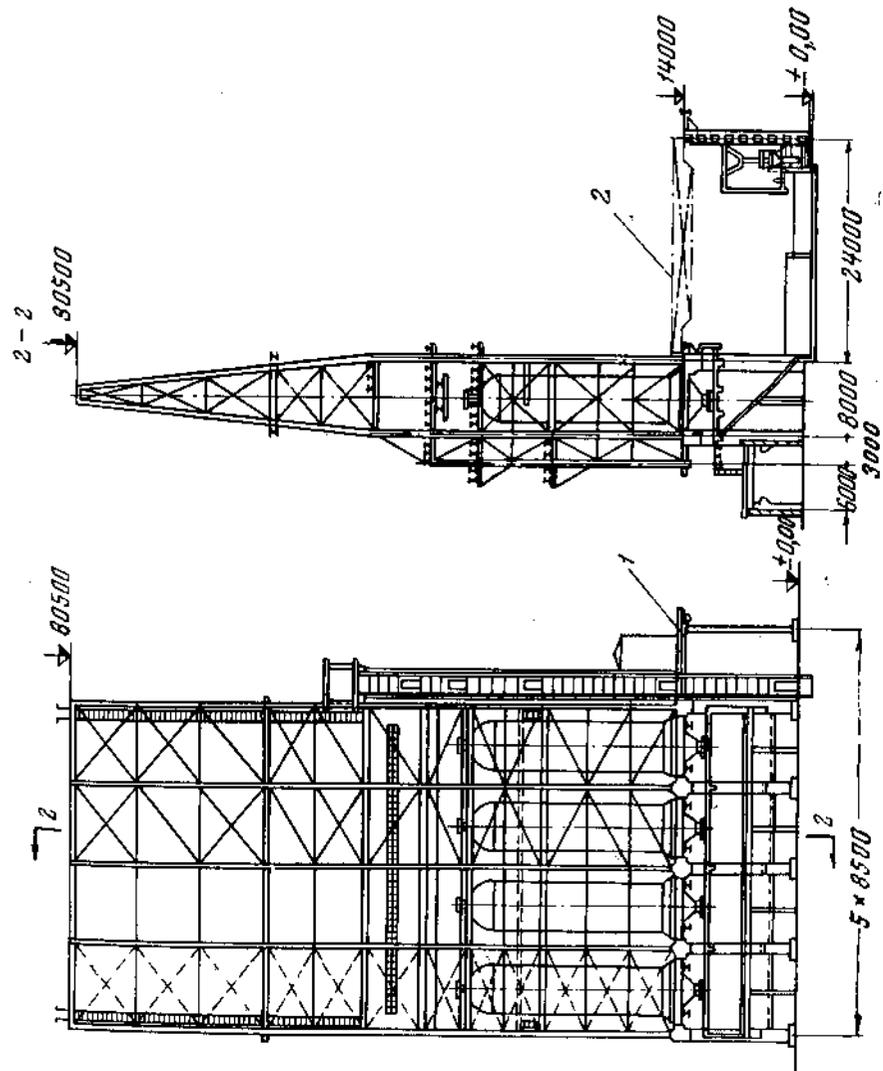


Рис. 2. Этажерка блока коксовых камер цеха производства электролизного кокса  
1 — железобетонный постамент; 2 — грейферный кран  $Q=5 \text{ т}$

Возможны смешанные решения, когда часть этажерки решается с несущим каркасом, а часть — в виде кольцевых площадок на аппаратах.

Самонесущие открытые этажерки могут опираться непосредственно на фундамент и на железобетонный постамент, несущий одновременно технологические аппараты (рис. 2).

Основные металлоконструкции этажерок: колонны, балки, связи, настил, лестницы и ограждения, конструкции лифта, монорельсы. Ориентировочные соотношения весов этих конструкций для этажерок обоих типов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Соотношения весов основных металлических конструкций этажерок

Конструкция	Вес в %	
	этажерки с несущим каркасом	этажерки с площадками, опирающимися на аппараты
Колонны и стойки . . . . .	22	10
Балки и кронштейны . . . . .	44	50
Связи . . . . .	13	7
Металлический настил . . . . .	12	22
Лестницы и ограждения . . . . .	6	8
Конструкции лифта . . . . .	2	2
Монорельсы . . . . .	1	1
<b>Итого . . . . .</b>	<b>100</b>	<b>100</b>

### 1. Каркас этажерки

Каркас этажерки является основной несущей конструкцией, воспринимающей и передающей на фундаменты все вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на этажерку. Элементами каркаса являются колонны, ригели, вертикальные связи и горизонтальные жесткие диски в виде системы перекрытий этажерки. К каркасу этажерки предъявляется ряд требований:

- 1) простота изготовления и монтажа его;
- 2) достаточная прочность как в период монтажа, так и во время эксплуатации;
- 3) достаточная жесткость, обусловленная требованиями технологического процесса.

По способу восприятия горизонтальных воздействий две системы каркасов этажерок подразделяют на связевую и рамную. Наибольшее распространение получила связевая система благодаря целому ряду преимуществ ее по сравнению с рамной. При связевом каркасе этажерка имеет большую горизонтальную жесткость, проще решаются узлы сопряжения балок с колоннами, главные балки и, следовательно, междуэтажные перекрытия имеют значительно меньшую высоту. На связевой каркас

расходуется меньше стали. Поэтому рамная система используется только в случаях, когда по условиям эксплуатации в вертикальных плоскостях этажерки невозможно разместить связи.

Вертикальные связи устанавливаются, как правило, во всех поперечных и продольных плоскостях этажерки. В поперечных плоскостях из возможных схем вертикальных связей (раскосная, крестовая и полураскосная) следует отдавать предпочтение полураскосной (рис. 3, в). При этой системе связей уменьшается пролет главных балок, расположенных в плоскостях связей, и соот-

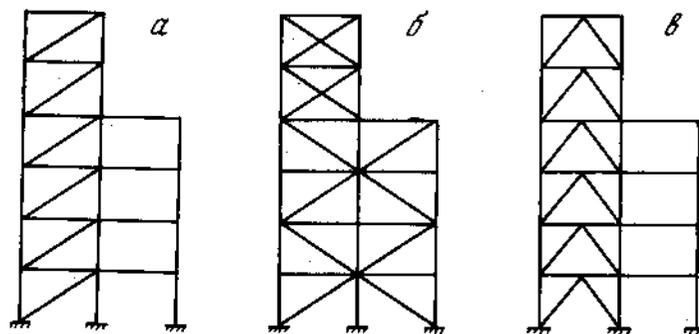


Рис. 3. Схемы связей

а — раскосная; б — крестовая; в — полураскосная

ответственно уменьшаются опорные моменты в упругих заделках балок в колонны, что в свою очередь существенно уменьшает вес балок и колонн. Кроме того, в этом случае можно не учитывать увеличение усилий в раскосах связей от сжатия колонн. В продольных плоскостях балки-распорки, как правило, не являются главными балками, а поэтому нет необходимости уменьшать их пролет постановкой полураскосных связей. Здесь в большинстве случаев наиболее экономичны крестовые связи с растянутыми раскосами.

В полураскосных связях раскосы выгодно назначать нисходящими, с тем чтобы от вертикальной нагрузки они были растянуты. Однако необходимость устраивать проходы часто вынуждает проектировать их восходящими.

Продольные и поперечные вертикальные связи располагают в одном пролете или в двух смежных пролетах этажерки в зависимости от высоты ее. Нужно иметь в виду, что при уменьшении ширины вертикальных связей возрастают знакопеременные усилия в колоннах от горизонтальных нагрузок и, следовательно, возрастают усилия в анкерных болтах. Конструктивно удобно ставить не более восьми анкерных болтов. Предельное усилие, воспринимаемое восемью анкерными болтами диаметром даже 65 мм, — 280 т. При больших отрывающих усилиях очень трудно осуществ-

вить передачу их на фундамент, и поэтому ширина связей назначается такой, чтобы усилие в анкерных болтах не превышало этот предел. Кроме того, число пролетов, занятых связями, определяется требованиями горизонтальной жесткости этажерки. По длине этажерки со связевым каркасом в каждой продольной плоскости устанавливается одна система вертикальных связей.

Если нельзя установить раскосы связей в одной из вертикальных плоскостей в пределах одного или нескольких этажей, представляется целесообразным передача горизонтальных нагрузок с этой плоскости на соседние при помощи самих перекрытий или расположенных в их пределах горизонтальных связей. Разбивка схем вертикальных связей должна подчиняться требованиям монтажа самой этажерки и технологического оборудования, расположенного на ней. В необходимых случаях в конструкциях этажерки должны быть предусмотрены проемы для втаскивания аппаратов на соответствующие этажи. Вместе с тем система вертикальных связей должна обеспечивать геометрическую неизменяемость и достаточную прочность этажерки при на-

личии этих проемов. На рис. 4 показана разбивка вертикальных связей с учетом монтажных проемов.

Для наиболее распространенной связевой схемы металлические колонны этажерки проектируются преимущественно сварны-

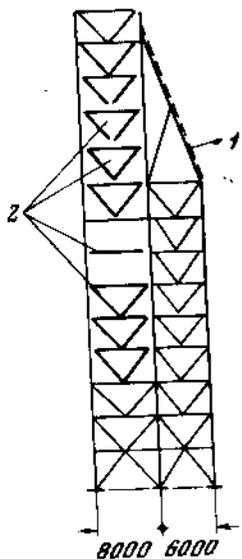


Рис. 4. Пример устройства проемов для монтажа аппаратов

1 — временная монтажная распорка; 2 — элементы каркаса этажерки, устанавливаемые после монтажа соответствующего аппарата

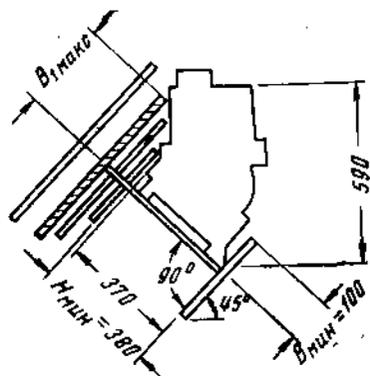
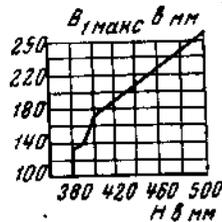


Рис. 5. Конструктивные ограничения для составных сечений при автоматической сварке трактором ТС-17М



ми, двутаврового сечения. Для экономии свободного пространства этажерки габаритные размеры сечений колонн назначаются минимальными, с учетом возможности производить автоматическую сварку. На рис. 5 даются минимальные размеры вертикала в зависимости от ширины полок колонн при сварке колонн наиболее распространенным на заводах сварочным трактором ТС-17. Если автосварочное оборудование других типов, следует иметь в виду аналогичные габаритные схемы. При сварке тракторами ТС-7 и ТС-13 наименьшая высота стенки должна быть соответственно 400 и 300 мм.

При связевой схеме каркаса колонны работают в основном на осевое сжатие. Для обеспечения местной устойчивости стенки колонны толщина ее не должна быть меньше величины

$$\delta = \frac{h_0}{\left(40 \sqrt{\frac{2100}{R}} + 0,2\lambda\right) \sqrt{\frac{R\varphi}{\sigma}}}$$

где  $h_0$  — высота стенки колонны;

$\lambda$  — расчетная гибкость;

$R$  — расчетное сопротивление стали в  $\text{кг/см}^2$ ;

$\sigma$  — расчетное напряжение;

$\varphi$  — коэффициент продольного изгиба.

Полки и стенки колонн делают из универсальной стали. Кромки полок не обрабатывают. Кромки стенок из-за наличия саблевидности (1 мм на каждый метр длины), округлости кромок и отступлений в ширине до 2 мм обрабатываются; поэтому при заказе металла на стенки колонн дается избыточная ширина на обработку (15—20 мм). Перепад сечений колонны рационально осуществлять за счет изменения ширины полок или их толщины, оставляя без изменений высоту стенки колонны.

В связевых каркасах при сравнительно небольших усилиях в колоннах и при высоте этажей, не превышающей 4,8 м, целесообразно крестовое сечение колонн из двух прокатных уголков. Было бы весьма рационально использовать в качестве колонн этажерок широкополочные прокатные двутавровые балки, массовый прокат которых пока еще не налажен.

Сечения раскосов вертикальных связей назначаются в виде тавра из двух равнобоких уголков. При крестовой решетке растянутые раскосы связей делаются из одиночных равнобоких уголков.

Длина отправочных элементов колонн из условия транспортирования по железной дороге назначается не более 13,7 м при перевозке на четырехосной платформе грузоподъемностью 60 т, не более 10 м при перевозке на двухосной платформе грузоподъемностью 20 т и не более 13,5 м при перевозке в полувагоне грузоподъемностью 60 т. На рис. 6 показана схема опирания на две платформы с устройством турникетов; если груз не длиннее 23,3

## Предельные гибкости элементов конструкций

Элементы	Предельная гибкость при	
	эксплуатации	монтаж
Колонны	120	150 (220)
Сжатые раскосы связей	150	200
Растянутые раскосы связей	400	400
Балки-распорки	150	200

Примечание. В скобках указана предельная гибкость колонны при отсутствии нагрузок на нее (кроме ее собственного веса).

и 19,1 м, проверять негабаритность не надо. По приведенной схеме на двух платформах грузоподъемностью 60 т можно перевезти грузы длиной до 27 м с соответствующей проверкой негабаритности груза на кривой железнодорожного пути.

При перевозке колонн на трех сцепленных платформах с опиранием на среднюю платформу предельные длины элементов назначаются соответственно 24 и 16 м (рис. 7).

$$L \leq 19,1 \text{ для платформ } Q = 20 \text{ т}$$

$$L \leq 23,3 \text{ для платформ } Q = 60 \text{ т}$$

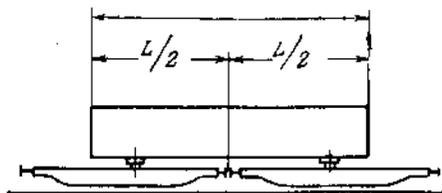


Рис. 6. Схема погрузки с опиранием на платформы

1 — подвижной турникет; 2 — неподвижной турникет

Чтобы улучшить транспортабельность, конструкций этажерки, желательно монтажные элементы каркаса назначать не более 13,5 м. Все заводские соединения конструкций этажерки должны быть сварными; монтажные соединения — на болтах нормальной точности (черных болтах) и сварке. На период монтажа съемные раскосы связей при больших усилиях в них крепят высокопрочными болтами.

Предельные гибкости элементов каркаса этажерки указаны в табл. 3.

Балки-распорки считают-ся развязанными из плоскости при металлическом сплошном или просечно-вытяжном настиле, опирающемся на них непосредственно или через вспомогательные балки, при монолитной железобетонной плите с нижней арматурой, приваренной к верхним полкам балок, а также при сборных железобетонных плитах с закладными частями, приваренными к поясам балок. В остальных случаях сечения балок-распорок следует назначать достаточно жесткими из плоскости для обеспечения устойчивости их как во время эксплуатации, так и в период монтажа.

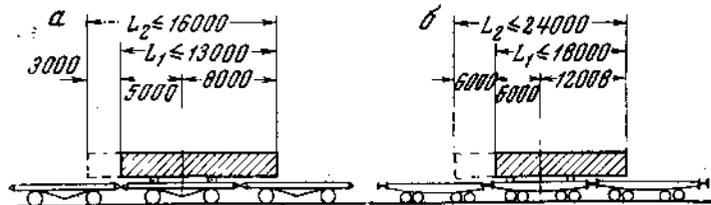


Рис. 7. Схема погрузки на сцеп с опиранием на одну платформу  
а — грузоподъемностью 20 т; б — грузоподъемностью 60 т

Монолитные железобетонные плиты устраивают после монтажа металлических конструкций этажерки, а поэтому балки-распорки в перекрытиях с железобетонными плитами в период монтажа оказываются не развязанными из плоскости и должны быть проверены на этот случай.

В случае необходимости балки-распорки укрепляют дополнительными уголками.

При определении гибкости не развязанных из плоскости балок-распорок в полураскосной системе связей расчетная длина их из плоскости принимается по формуле

$$l_0 = l_1 \left( 0,75 + 0,25 \frac{N_2}{N_1} \right),$$

где

$l_1$  — расстояние между колоннами (длина балки);  
 $N_2$  и  $N_1$  — соответственно меньшее и большее нормальные сжимающие усилия на участках балки.

## 2. Междуэтажные перекрытия

Как видно из табл. 2, на долю перекрытий приходится более 50% всех металлических конструкций этажерки, поэтому правильный выбор схем балочных клеток, назначение оптимальных сечений балок, использование предельной несущей способности настилов и балок, упрощение узлов опирания балок — все это основные вопросы проектирования этажерок.

Настилы перекрытий этажерок могут быть из сборных железобетонных плит, железобетонными монолитными и металлическими сплошными или сквозными.

На участках, где есть горючие жидкости, первый этаж перекрывается железобетонными плитами. Необходимость укладки этих плит на вышележащие перекрытия выявляется технологами из условий обеспечения безопасной эксплуатации.



## Предельная расчетная нагрузка на просечно-вытяжной настил

Марка листа	Толщина заготовки в мм	Предельная нагрузка в кг/м <sup>2</sup> на 1 пог. м при пролете (ширина листа в мм)								
		500	600	710	800	900	1000	1100	1250	1400
406	4	470	390	320	290	260	—	—	—	—
506	5	790	660	560	500	440	400	360	320	280
508	5	1 370	1 140	970	860	760	680	620	550	490
510	5	2 160	1 800	1 520	1 350	1 200	1 080	980	870	770
606	6	970	810	680	610	540	490	440	390	350
608	6	1 910	1 590	1 340	1 190	1 060	950	870	760	680
610	6	2 880	2 400	2 030	1 800	1 600	1 440	1 310	1 150	1 030

Примечания: 1. Величины предельной нагрузки указаны для сосредоточенной по центральной линии нагрузки при зашеченных концах.

2. Для равномерной распределенной нагрузки указанные в таблице величины предельных нагрузок умножают на 2,2.

3. При свободном опирании концов величины предельных нагрузок уменьшают вдвое.

2) при выборе схемы балочной клетки используется несущая способность элементов вертикальных связей, допускается в соответствии со статической схемой, при расчете балок учет пластических свойств стали, балки включаются в работу вертикальных связей;

3) балочная клетка должна быть достаточно проста в изготовлении и монтаже, для чего количество узлов примыканий балок к балкам должно быть минимальным; должна быть обеспечена возможность заводки вспомогательных балок между главными; балки-распорки, входящие в систему вертикальных связей, при отсутствии развязки их металлическим настилом должны быть при монтаже достаточно жесткими в горизонтальной плоскости, чтобы обеспечить работу вертикальных связей в период монтажа без дополнительного их усиления.

Балки, входящие в систему связей при полураскосной системе вертикальных связей, опираются на раскосы и поэтому имеют меньшие пролеты. Целесообразно использовать эти балки в качестве главных. Вспомогательные балки выгодно располагать так, чтобы они образовали систему неразрезных балок вдоль всего перекрытия (см. рис. 8). При таком решении расчет вспомогательных балок производят с учетом выравнивания изгибающих моментов в пролетах и на опорах.

В местах расположения аппаратов балки ставят в соответствии с опорными конструкциями аппаратов (рис. 9). Нагрузка на эти балки может передаваться неравномерно вследствие разницы в прогибах основных и распределительных балок, смещения

центров тяжести аппаратов, погрешностей в изготовлении опорных узлов их. Поэтому при опирании аппарата на четыре точки балки рассчитывают, предполагая опирание его на две точки, при восьми опорных точках — на четыре. Технологические аппараты устанавливают непосредственно на балки или через прокладки.

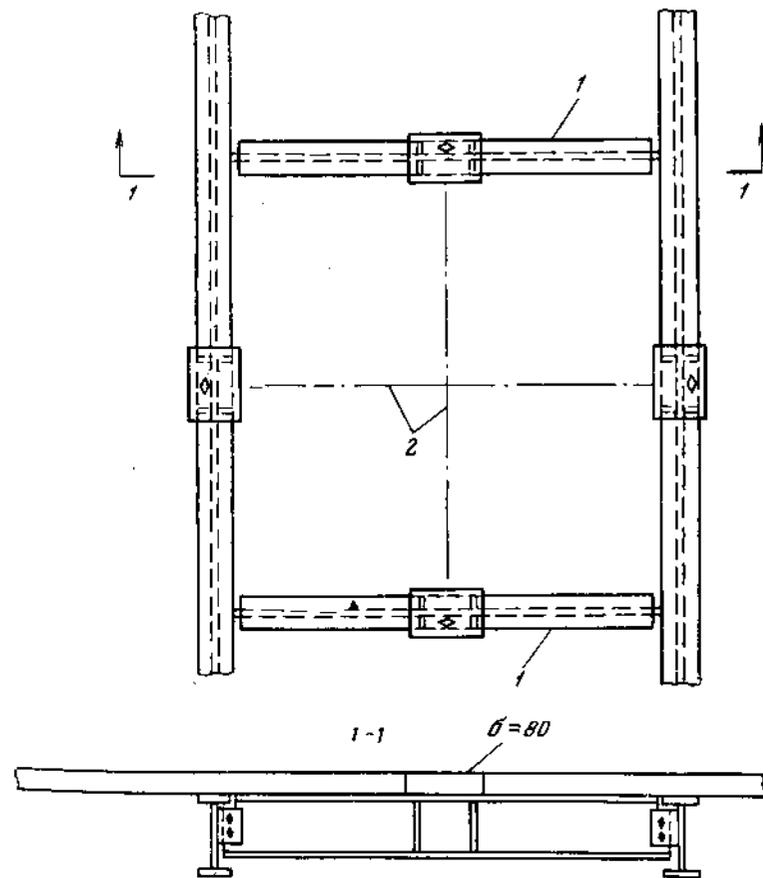


Рис. 9. Пример решения опоры над аппаратом  
1 — промежуточная балка; 2 — ось аппарата

несколько большей толщины, чем железобетонная монолитная плита или металлический настил. Использование прокладок дает возможность монтировать аппарат до укладки железобетонных плит перекрытия.

В целях экономии металла в балочных клетках рационально включить монолитную железобетонную плиту в работу продольных балок. Для этого нужно обеспечить передачу сдвигающих

сил с плиты на верхний пояс балки. С этой целью к верхним поясам продольных балок приваривают упоры (рис. 10), препятствующие сдвигу плиты по поясу балки.

Стальные балки, объединенные с железобетонной плитой рассчитывают дважды: на период строительства (без учета включения плиты в работу балки) и на период эксплуатации. Сечение стальных балок выгодно принимать несимметричным.

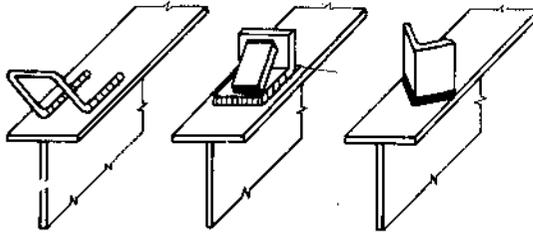


Рис. 10. Различные типы упоров

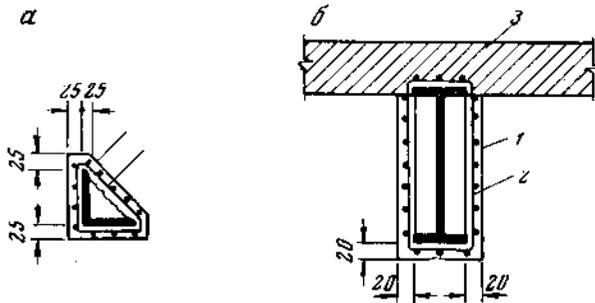


Рис. 11. Противопожарная защита металлических конструкций

*a* — раскосов стаяей; *b* — балки; 1 — цементная штукатурка; 2 — металлическая сетка; 3 — железобетонная плита

с развитым нижним поясом. В этих балках не надо приваривать нижнюю арматуру плиты к поясам балок-распорок.

Металлические балки при наличии железобетонных плит обетонируют или изолируют по сетке слоем штукатурки толщиной 2—3 см, если необходимо защитить их от пожара. Учет обетонировки в работе балки не дает заметного экономического эффекта, но вызывает целый ряд трудностей (усложнение узлов опирания балок, раскладку дополнительной рабочей гибкой арматуры, повышенные требования к качеству обетонирования, обеспечивающие включение бетона в работу железобетонной балки с жесткой арматурой). Из этих соображений защиту балок целесообразнее осуществлять слоем цементной штукатурки по сетке

(рис. 11). При больших нагрузках на перекрытие со сплошным металлическим настилом можно включить сплошной настил в работу вспомогательных балок в качестве их верхних поясов (рис. 12).

При использовании сплошного настила в работе продольных балок (ортотропные плиты) нужно иметь в виду, что нормальные напряжения по ширине настила, как верхнего пояса продольной

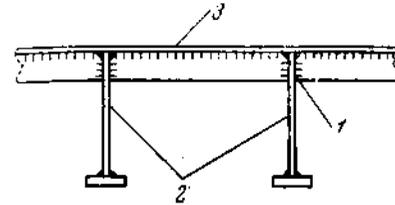


Рис. 12. Ортотропная плита

1 — ребра жесткости; 2 — продольная балка; 3 — настил

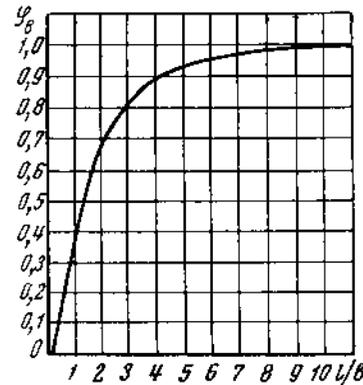


Рис. 13. График для определения рабочей ширины стального настила

*l* — пролет главной балки; *b* — шаг балок;  $\psi_b$  — рабочая ширина настила, вводимая в расчет

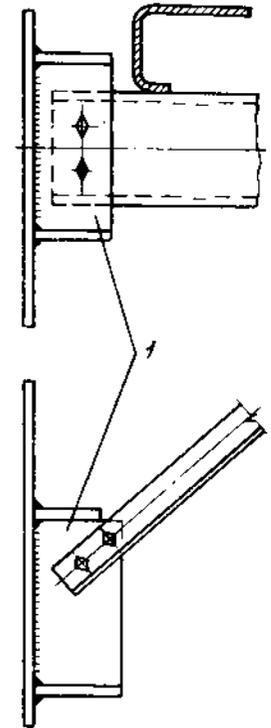


Рис. 14. Узлы крепления кронштейна к аппарату  
1 — обрезки дугава

балки, распределяются неравномерно. Поэтому в работу полки включается только участок настила шириной  $\psi b$ , где  $\psi$  — коэффициент, определяемый по графику (рис. 13) в зависимости от отношения пролета балки *l* к шагу балок *b*.

Поперечные ребра (между продольными балками) придают настилу ортотропных плит большую жесткость для сохранения его устойчивости.

Площадки, опирающиеся на технологическое оборудование, крепят к нему на кронштейны. Стенки оборудования должны быть проверены на местные усилия от кронштейнов. При значительной величине этих усилий опорные узлы кронштейнов делаются развитыми, для чего используются обрезки двутавров (рис. 14) или самим стенкам придают большую жесткость коль-

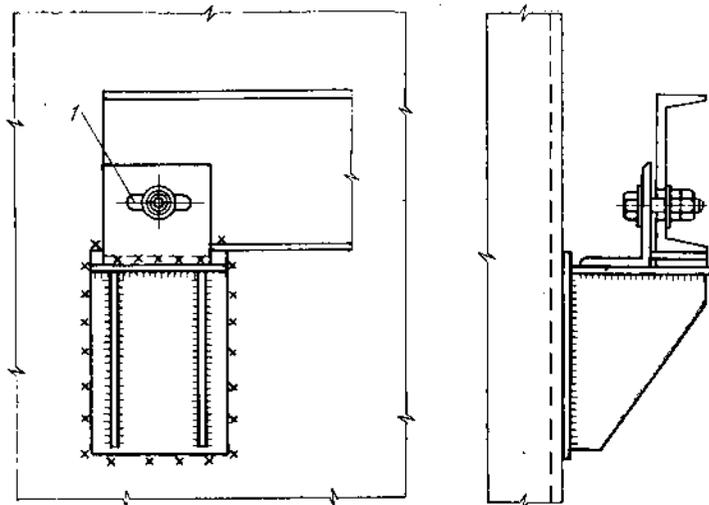


Рис. 15. Узел крепления балки к аппарату

1 — овальная дыра

цевыми ребрами. Определение напряжений в стенке цилиндрических аппаратов при действии радиальных сосредоточенных сил от кронштейнов предлагается производить по приближенной формуле

$$\sigma < \frac{0,62P}{\delta_n^2 n} \ln \frac{2R}{\delta_{пр}}$$

где  $\sigma$  — осевое и окружное напряжение в стенке аппарата от действия радиальной сосредоточенной силы  $P$ ;

$\delta_n$  — толщина стенки аппарата;

$R$  — радиус аппарата;

$$\delta_{пр} = \delta_1 + 2h_{ш} + 2\delta_2;$$

$h_{ш}$  — катет швов крепления косынки или обрезка двутавра к аппарату;

$\delta_1$  — толщина косынки или стенки обрезка двутавра;

$n = 1$  при креплении кронштейна на косынку;

$n = 3$  при креплении кронштейна при помощи обрезков двутавра.

Эта приближенная формула получена на основании анализа так называемых асимптотических формул для напряжений при действии на цилиндр сосредоточенной нагрузки<sup>1</sup>.

Конструкции этажерки не должны препятствовать свободе температурных деформаций аппаратов, поэтому балки, опирающиеся одним концом на конструкции этажерки, а другим на технологический аппарат, должны крепиться к нему свободно на столбик (рис. 15).

Для сокращения объема монтажных работ перекрытия разбивают на крупные монтажные блоки, свариваемые на заводе. В состав этих блоков, называемых щитами, входят металлической настилы и балки перекрытий. Узлы крепления щитов должны предусматривать возможность простого их монтажа.

Как вспомогательные, так и главные балки перекрытий проектируют из прокатных двутавров и швеллеров, а также из сварных двутавров. В последнем случае (если это возможно) высота балки назначается оптимальной, т. е. по формуле

$$h_{опт} = 1,3 \sqrt{\frac{W_{тр}}{\delta}}$$

где  $W_{тр}$  — требуемый момент сопротивления балки;  
 $\delta$  — толщина стенки.

При назначении сечений сварных балок рекомендуется пользоваться сортаментом сварных двутавров, изготавливаемых на поточной линии завода металлоконструкций имени Бабушкина.

Из конструктивных типов сопряжений балок наиболее удобно этажное сопряжение, но из-за экономии строительной высоты перекрытий наиболее распространено сопряжение балок в одном уровне.

### 3. Узлы

Основными для этажерки являются узлы крепления балок, базы колонн, а также монтажные соединения колонн.

Узлы этажерки должны быть легко доступны при сборке и осмотре металлоконструкций, обеспечивать возможность выверки конструкций, допускать отклонения размеров элементов металлоконструкций от проектных при изготовлении и монтаже (табл. 6 и 7). Кроме того, в узлах должна быть сведена до минимума сварка на монтаже, а конструкция узла решена так, чтобы рабочие монтажные швы накладывались преимущественно в горизонтальном или вертикальном положении.

<sup>1</sup> Даревский В. М. Определение перемещений и напряжений в цилиндрической оболочке при локальных нагрузках. Прочность и динамика авиационных двигателей. Машиностроение, 1964.

Таблица 6  
Допускаемые отклонения при устройстве фундаментов

Наименование отклонения	Допускаемое отклонение в мм
Поверхность фундамента при отсутствии подливки:	
по высоте	±5
по уклону	1/1000
Смещение анкерных болтов в плане, расположенных вне контура опоры конструкций	10
Отклонение отметки верхнего торца анкерного болта от проектной	{ -20 -0
Отклонение длины нарезки анкерного болта	{ +30 -0
Шероховатость бетона при отсутствии подливки	2,5 на каждые 200 мм

Шарнирные узлы крепления балок к балкам показаны на рис. 16 и 17. При этажном опирании балок (рис. 16, а, б) реакция балок не ограничивается. Стенки балок при отсутствии опорных ребер (рис. 16, а) должны быть проверены на сжатие по формуле

$$\frac{Q}{\delta Z} \leq R,$$

где Q — реакция балки;  
δ — толщина стенки;  
Z — часть стенки, участвующая в восприятии реакции.

Узлы крепления балок в одном ярусе не допускают свободного поворота опорных сечений вспомогательных балок. Поворот этот в узлах крепления на болтах нормальной точности возможен за счет некоторого смещения и искривления болтов. Ввиду незначительности этих смещений и искривлений (не более 1 мм) можно считать, что несущая способность болтовых соединений практически не снижается. Болты в этих узлах рассчитываются по формуле

$$[N_6] \geq \sqrt{\left(\frac{Q}{n}\right)^2 + \left(\frac{Qe}{a}\right)^2},$$

где [N<sub>6</sub>] — предельная несущая способность болта (см. табл. 15);

Q — опорная реакция;  
n — количество болтов;  
e — положение риски;  
a — расстояние между крайними болтами.

Таблица 7

Допускаемые отклонения (±) от проектных линейных размеров отливочных элементов (в мм)

Размеры и технологии выполнения опирания	Интервалы размеров в мм										Класс точности
	до 1,5 (свободно)	1,5 до 2,5	2,5 до 4,5	4,5 до 9	9 до 15	15 до 21	21 до 27	27	свыше 21 до 27	свыше 27	
Габаритные размеры отливочных элементов конструкций после окончательного изготовления	3	4	5	7	10	12	14	15	9-й		
	2	3	3	5	7	8	9	10	8-й		
	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	6-й		
Собираемых на стеллажах по размерам на болтах											
Собираемых в кондукторах и других приспособлениях с укрепленными фиксаторами, а также по контуру с фиксаторами											
Размера (длины, ширина) между фрезерованными поверхностями (после окончательного изготовления)											
Расстояния между группами монтажных отверстий (в готовых элементах)											
Образованных при обработке в отдельных деталях, установленных на сборке по разметке	3	4	5	7	10	12	14	15	9-й		
Образованных при обработке в отдельных деталях, установленных на сборке при помощи фиксаторов	2	2	3	5	7	8	9	10	8-й		
Просверленных по кондукторам в законченных изготовленном элементах	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	6-й		

В узлах крепления на сварке при одностороннем примыкании вспомогательных балок (рис. 17, а, б, в) поворот опорного сечения балки возможен только за счет кручения главной балки. Сварные швы здесь кроме опорной реакции нагружаются дополнительным моментом в упругой заделке второстепенной балки в главную.

Величина этого момента определяется жесткостью главной балки на стесненное кручение и приближенно может быть най-

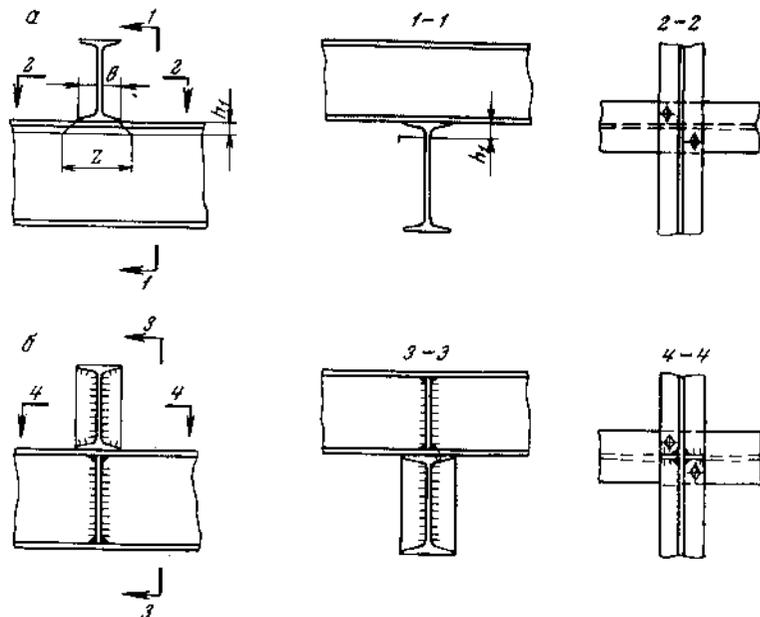


Рис. 16. Шарнирные узлы крепления балок к балкам

а, б — этакое одностороннее балок; в — Q меньше 3 т; г — Q от 3 до 5 т

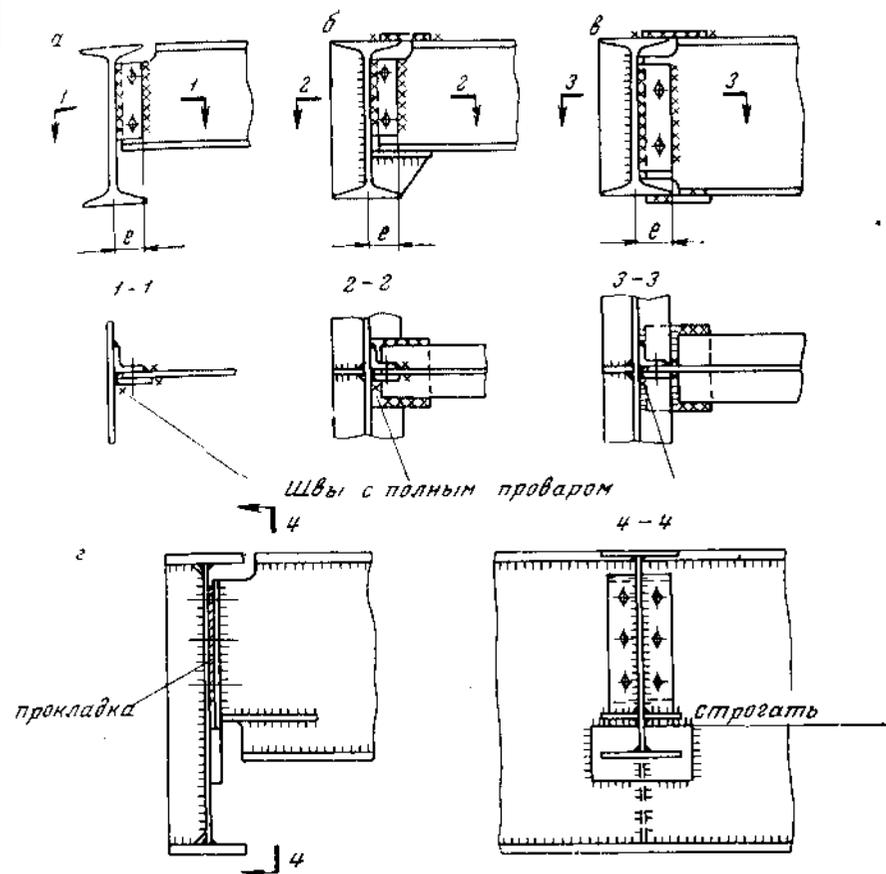


Рис. 17. Шарнирные узлы крепления балок к балкам

а, б, в — Q больше 5 т; г — Q больше 10 т

лена по углу поворота опорного сечения вспомогательной балки  $\varphi$ , как шарнирно опертой. Для этого определяют крутящий момент  $M_{кр}$ , вызывающий поворот главной балки в месте примыкания вспомогательной на угол, равный  $\varphi$ . Этот момент и будет равен моменту в упругой заделке.

Пролет главной балки  $l$  принимается равным расстоянию между точками закрепления главной балки от кручения.

Швы крепления вертикальных планок в этих узлах проверяют по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{Q}{1,4h_{ш}l_{ш}}\right)^2 + \left(\frac{6M}{1,4h_{ш}l_{ш}^2}\right)^2} \leq R_y^{\sigma},$$

где  $h_{ш}$  — катет угловых швов;

$l_{ш}$  — длина вертикальных планок;  
 $M$  — изгибающий момент; больший из двух

$$M_{кр} \text{ или } M_{местн} = Qe;$$

$e$  — ширина планок.

При большой величине момента  $M_{кр}$  полки вспомогательной балки закрепляют к полкам главной балки горизонтальными планками (рис. 17, б, в). В этом случае швы крепления вертикальных планок рассчитывают так же, как соответствующие швы в жестких узлах.

В узлах крепления на сварке при двухстороннем опирании вспомогательных балок на главную (рис. 18, в) взаимный поворот опорных сечений балок возможен только вследствие пластических деформаций стенок вспомогательных балок и швов. Отсутствие экспериментальных данных для этих узлов не позволяет судить об их несущей способности.

В практике проектирования подобные узлы применяются при реакциях не свыше 7 т.

Возможно крепление балок через накладки, приваренные к стенке главной балки (рис. 18, г). В этом случае устраиваются моменты в опорных сечениях вспомогательных балок вследствие податливости накладок. Вертикальные планки крепления балок в этих узлах должны иметь повышенное по отношению к нейтральной оси балки расположение, позволяющее опорному сечению балки свободно поворачиваться. Швы крепления накладок к стенке главной балки рассчитываются на реакцию  $Q$  с учетом коэффициента условия работы  $m=0,8$ . Швы крепления вертикальных планок вспомогательных балок к накладке и к стенкам балок рассчитываются по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{Q}{1,4h_{ш}l_{ш}}\right)^2 + \left(\frac{Qe_6}{1,4h_{ш}e_2^2}\right)^2} \leq R_y.$$

Опираие балки через столик (рис. 17, г) может быть осуществлено при любой величине реакции. Швы крепления столика к главной балке должны быть рассчитаны с коэффициентом условия работ  $m=0,65$ , так как возможна неравномерная передача реакции вспомогательной балки на столик. Прокладку в узле применяют для облегчения заводки вспомогательной балки.

Стенки разрезных балок во всех случаях проверяют по формуле

$$\tau = \frac{1,5Q}{F_{ст}} \leq R_{ст},$$

где  $F_{ст}$  — площадь ослабленного сечения стенки у опорного узла.

Шарнирные крепления балок к колоннам показаны на рис. 19. Они подобны соответствующим узлам крепления балок к балкам. Следует иметь в виду, что балки, крепящиеся к колоннам, являются распорками, раскрепляющими колонны, и они должны быть закреплены к колоннам на соответствующую нормальную силу.

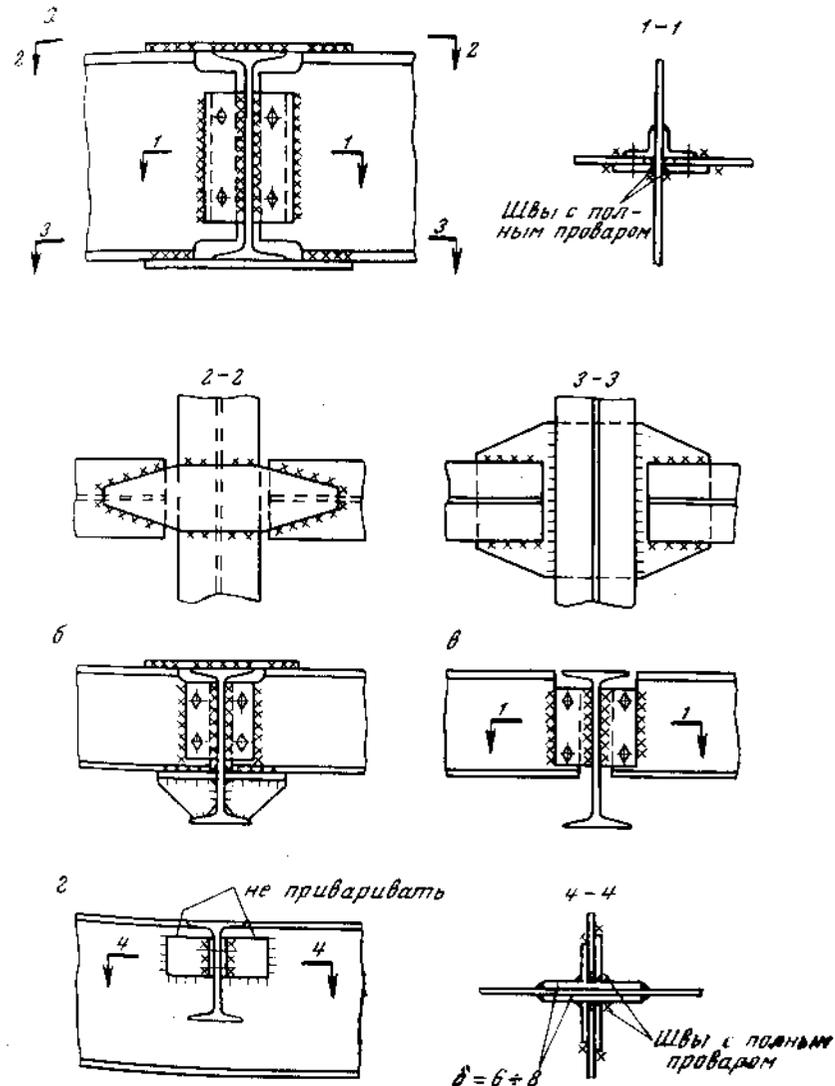


Рис. 18. Двухстороннее крепление балок к балкам  
 а, б — жесткое крепление балок; в, г — шарнирное крепление балок

Жесткое крепление балок к балкам осуществляется при двухстороннем примыкании второстепенных балок к главной — одному ярусу. Типы жестких креплений балок к балкам показаны на рис. 18, а, б.

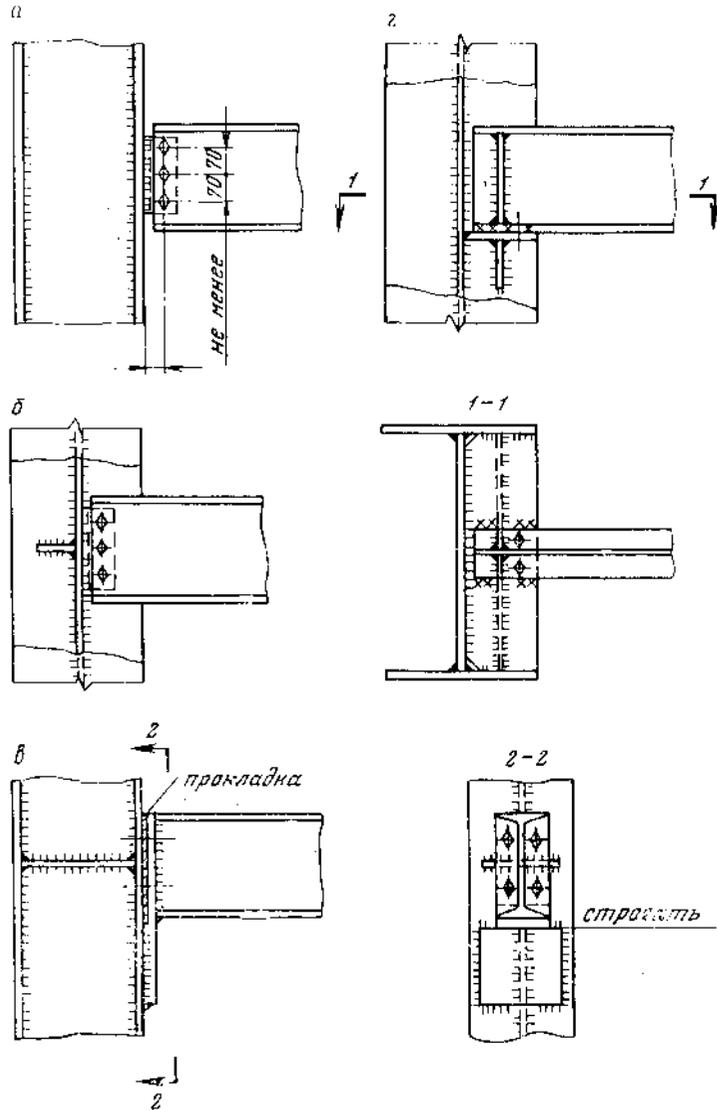


Рис. 19. Шарнирные узлы крепления балок к колоннам  
а, б —  $Q$  меньше  $5\tau$ ; в, г —  $Q$  больше  $5\tau$

Горизонтальные планки крепления полок балок рассчитывают и закрепляют на силу

$$N_{пл} = \frac{M_{оп}}{H},$$

где  $H$  — высота вспомогательной балки;  
 $M_{оп}$  — опорный момент.

Угловые швы крепления вертикальных планок в рамных узлах балок находятся в сложном напряженном состоянии. Согласно исследованию ЦНИПС<sup>1</sup> в сечениях I—I и II—II (рис. 20) будет действовать следующие усилия: опорный момент  $M_{оп}$ ,

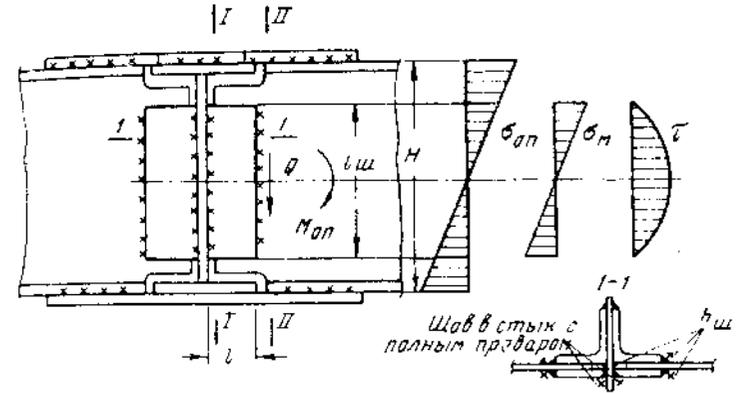


Рис. 20. Жесткое крепление балки к балке

вызывающий в сечениях нормальные напряжения  $\sigma_{оп}$ ; местный момент от опорной реакции  $M_{мест} = \frac{Qe}{2}$ , действующий только на вертикальные планки и вызывающий нормальные напряжения  $\sigma_m$ , в, наконец, поперечная сила  $Q$ , вызывающая касательные напряжения  $\tau$ . В сечении I—I напряжения  $\sigma_{оп}$  и  $\sigma_m$  арифметически складываются, в сечении II—II — вычитаются. Рассмотрим работу угловых швов крепления вертикальных планок за пределами упругости. В угловых швах наиболее напряженная плоскость — плоскость  $\gamma-\gamma$ , проходящая по биссектрисе угла (рис. 21). Разложим напряжения

$$\frac{\sigma\delta}{1,4h_{ш}} = \frac{(\sigma_{оп} + \sigma_m)\delta}{1,4h_{ш}}$$

в сечениях  $\gamma-\gamma$  на касательные напряжения  $\tau$ , и нормальные  $\sigma$ . По величине они будут равны друг другу  $\tau = \sigma$ .

<sup>1</sup> Исследования работы рамных конструкций. ЦНИПС, научное сообщение, вып. 21, 1955.

Таким образом, в этих сечениях будут действовать нормальные напряжения  $\sigma_x$  и касательные напряжения двух направлений: горизонтальные  $\tau_x$  и вертикальные от поперечной силы  $Q$  —  $\tau$ . Эпюры этих напряжений изображены на рис. 22.

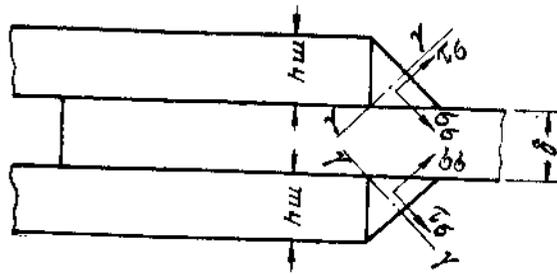


Рис. 21. Расчетное сечение угловых швов (сечения  $\gamma-\gamma$ ) и разложение напряжений в них

Определяем величины всех этих напряжений в предположении, что все сечение  $\gamma-\gamma$  работает в зоне пластичности. Условные пластичности по теории Хубера — Генки — Мизеса записываются в виде

$$\sigma^2 + 3\tau^2 = \sigma_m^2,$$

где  $\sigma_m$  — предел текучести.

Составляем это условие для крайних фибр плоскости  $\gamma-\gamma$

$$\sigma_{\sigma_1}^2 + 3\tau_{\sigma_1}^2 = \sigma_m^2,$$

а так как  $\sigma_{\sigma_1} = \tau_{\sigma_1}$ ,

то

$$\sigma_{\sigma_1} = \tau_{\sigma_1} = \frac{\sigma_m}{2}.$$

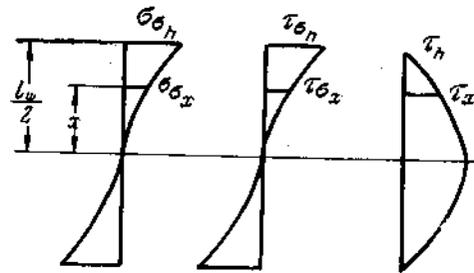


Рис. 22. Эпюры нормальных и касательных напряжений в сечении  $\gamma-\gamma$  углового шва

Условно будем считать, что закон изменения напряжений по высоте сечения — линейный, т. е.

$$\sigma_{\sigma_x} = \sigma_{\sigma_1} \frac{2x}{l_w} = \frac{\sigma_m}{2} k;$$

$$\tau_{\sigma_x} = \tau_{\sigma_1} \frac{2x}{l_w} = \frac{\sigma_m}{2} k,$$

где

$$k = \frac{2x}{l_w}.$$

Далее примем гипотезу, предложенную С. Д. Лейтесом, называемую им гипотезой стабилизации, по которой предполагается, что в процессе развития пластических деформаций распределение напряжений, достигнутое в некоторый момент времени в зонах текучести, стабилизируется и в дальнейшем уже не подвергается изменению, т. е. развитие пластических деформаций вплоть до образования пластического шарнира происходит исключительно вследствие приращения напряжений в пределах упругого ядра сечения.

Составляем условные пластичности для промежуточной фибры сечения

$$\frac{\sigma_x^2 k^2}{4} + 3 \left( \frac{\sigma_x^2 k^2}{4} + \tau^2 \right) = \sigma_m^2.$$

Откуда найдем величины и закон изменения скалывающих напряжений  $\tau$  от поперечной силы при условии, что пластичностью пронизано все сечение

$\gamma-\gamma$

$$\tau = \frac{\sigma_m}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - k^2}$$

или

$$\tau = \frac{\sigma_m}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \frac{4x^2}{l_w^2}}.$$

Определяем предельную поперечную силу  $Q$  на одной угловой шов

$$dQ = \tau \cdot 0,7h_w dx;$$

$$Q = 2 \int_0^{\frac{l_w}{2}} \tau \cdot 0,7h_w dx = \frac{2 \cdot 0,7h_w \sigma_m}{\sqrt{3}} \int_0^{\frac{l_w}{2}} \sqrt{1 - \frac{4x^2}{l_w^2}} dx = 0,45 \sigma_m l_w \cdot 0,7h_w.$$

Учитывая коэффициент однородности, получаем

$$Q = 0,45 R_p^{cb} l_w \cdot 0,7h_w = 0,54 Q_0,$$

где

$$Q_0 = R_y l_w \cdot 0,7h_w,$$

де  $R_p^{cb}$  — расчетное сопротивление шва растяжению при обычном способе контроля качества шва;

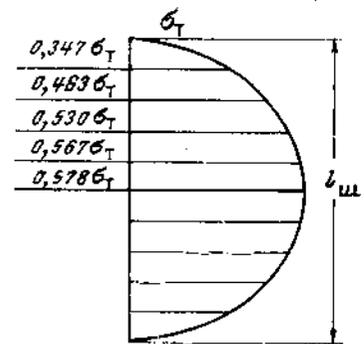
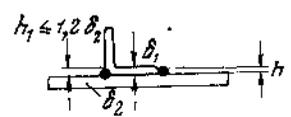
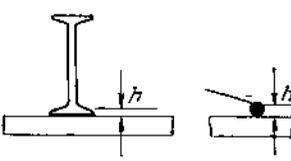
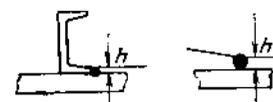


Рис. 23. Эпюра  $\tau$

Наибольшая толщина шва при приварке прокатного профиля к листу

Привариваемый профиль	Эскиз сварного соединения	Толщина профиля в мм или его номер	Наибольшая толщина шва $h$ в мм
Угловой		$\delta_1 \leq 9$ $\delta_1 = 10 \div 20$ $\delta_1 > 20$	$h = \delta_1 - 1$ $h = \delta_1 - 2$ $h = \delta_1 - 3$
Двутавр		№ 10—30 № 30, 33 № 36 № 40, 45 № 50 № 55, 60 № 65 № 70	5 6 7 8 9 10 12 13
Швеллер		№ 5—20 № 22—30 № 33—36 № 40	4 5 6 7

$Q_0$  — предельное значение поперечной силы в одном шве при отсутствии моментов и при прямоугольной эпюре  $\tau$ ;

$R_y^{св}$  — расчетное сопротивление углового шва.

Найденная эпюра  $\tau$  показана на рис. 23. Так как эпюры  $\sigma$  и  $\tau$  будут отличаться от принятых несколько меньшими значениями промежуточных ординат, промежуточные ординаты эпюры  $\tau$  будут больше найденных.

Однако, учитывая, что эта погрешность мала, в запас прочности эти эпюры не уточняем.

Как было сказано выше, в крайних фибрах сечений  $y$  — возникают напряжения  $\sigma_y$  и  $\tau_y$ , равные  $\frac{R_p^{св}}{2}$ , вызывающие текучесть в них. Этими напряжениями определяется и величина предельного момента, передаваемого на обе планки:

$$M_{шв} = \frac{2 \cdot 2 \cdot \frac{R_p^{св}}{2} \cos 45^\circ \cdot 0,7 h_{ш} l_{ш}^2 m}{6} \approx 0,63 M_0,$$

где

$$M_0 = \frac{2 \cdot 0,7 h_{ш} l_{ш}^2 R_y^{св}}{6}$$

$m$  — коэффициент, учитывающий криволинейность эпюр  $\sigma$  и  $\tau$  (если условно принять эти эпюры в виде квадратной параболы, то  $m = 0,75$ );

$M_0$  — предельный момент, воспринимаемый двумя швами при отсутствии поперечной силы и при упругой работе швов.

Момент  $M_{шв}$  должен быть больше местного момента от реакции

$$M_{шв} \geq M_{местн} = \frac{Qe}{2}$$

Эпюра скалывающихся напряжений в стенке балки у шва имеет такое же очертание, что и в шве. Максимальное скалывающее напряжение в стенке балки по нейтральной оси может быть получено из эпюры скалывающихся напряжений в шве (с рис. 23).

$$\tau_{ст} = \frac{2 \cdot 0,578 \cdot 0,7 h_{ш} R_p^{св}}{\delta_{ст}} = \frac{0,81 h_{ш} R_p^{св}}{\delta_{ст}}$$

Приравняем это выражение для  $\tau_{ст}$  к расчетному сопротивлению металла стенки на срез

$$\tau_{ст} = \frac{0,81 h_{ш} R_p^{св}}{\delta_{ст}} = R_{ср}$$

Отсюда получаем минимальную толщину стенки балки

$$\delta_{ст} = \frac{0,81 h_{ш} R_p^{св}}{R_{ср}} \approx 1,1 h_{ш}$$

Таким образом, толщину стенки балки  $\delta_{ст}$  следует принимать не менее чем в 1,1 раза больше расчетной величины катета шва  $h_{ш}$

$$\delta_{ст} \geq 1,1 h_{ш}$$

Толщина вертикальной планки принимается по катету шва, толщина уголка — по табл. 8.

**Пример расчета жесткого узла крепления балки.** Рассчитывается жесткий узел крепления по схеме, показанной на рис. 24.

$$Q = 20 \text{ т}, \quad M_{оп} = 19,5 \text{ тм}, \quad M_{местн} = \frac{20 \cdot 0,1}{2} = 1 \text{ тм}.$$

Материал: ВСт.3;  $R = 2,1 \text{ т/см}^2$ . Сварка ручная  $R_y^{св} = 1,5 \text{ т/см}^2$ ;  $R_c^{св} = 2,1 \text{ т/см}^2$ ;  $R_p^{св} = 1,8 \text{ т/см}^2$ .

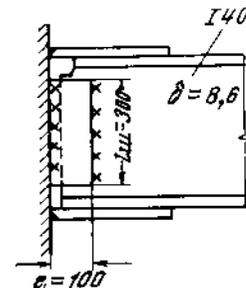


Рис. 24. Схема жесткого узла

Расчет вертикальных планок:

$$Q_{пр} = 0,54R_y \cdot 2 \cdot 30 \cdot 0,7h_{ш} = 20 T,$$

отсюда

$$h_{ш} = \frac{20}{1,5 \cdot 0,54 \cdot 30 \cdot 1,4} = 0,59 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_{ш} = 6 \text{ мм.}$

Предельный момент, воспринимаемый швами:

$$M_{пр} = \frac{0,63 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 0,006 \cdot 30^2}{6} \cdot 1,5 \cdot 1,2 Tm > M_{местн.}$$

Сечение планки —  $100 \times 6$ . Сечение уголка —  $100 \times 7$ .

Расчет горизонтальных планок:

сечение верхней планки —  $120 \times 20$ ,

$$\sigma = \frac{19,5}{0,45 \cdot 12 \cdot 2} = 1,8 = T/cm^2 = R_{св.}$$

сечение нижней планки —  $220 \times 10$ ,

$$\sigma = \frac{19,5}{0,45 \cdot 22 \cdot 1} = 1,97 = T/cm^2 < R_{св.}$$

Проверка стенки балки

$$\delta_{ст} = 0,86 > 1,1k_{ш}^{расч.} = 1,1 \cdot 0,59 = 0,65.$$

**Жесткое крепление балок к колоннам.** В связевом каркасе жесткое крепление балок к колоннам практически не увеличивает

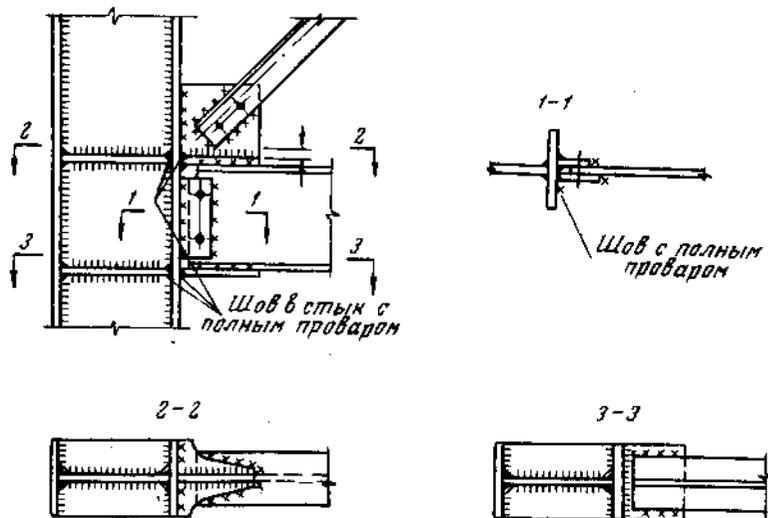


Рис. 25. Жесткий узел крепления балок к колоннам

ет жесткости вертикальных плоскостей каркаса, но передать через шарнирное крепление значительные опорные реакции обоих знаков и горизонтальные силы с балки-распорки на колонну весьма сложно.

Поэтому балки, входящие в систему вертикальных связей, при связевом каркасе крепятся к колоннам жестко.

Жесткое крепление балок к колоннам осуществляется при помощи планок или косынок вертикальных связей.

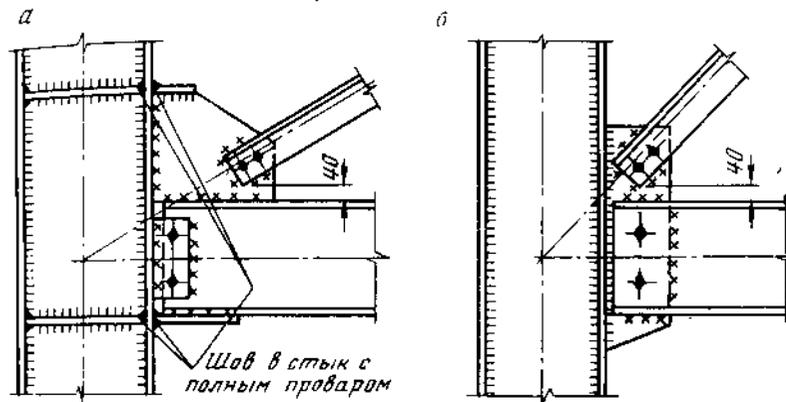


Рис. 26. Жесткие узлы крепления балок к колоннам

На рис. 25, 26 приведены примеры решения жестких узлов крепления балок к колоннам при помощи горизонтальных и вертикальных планок. Горизонтальные планки приваривают к колонне в стык с полным проваром. Нижнюю планку приваривают на заводе, верхнюю — на монтаже. Корни швов подваривают. При отсутствии подварки корня шва расчетное сопротивление сварных швов в стык снижается умножением на коэффициент 0,7.

В обоих узлах, показанных на рис. 25, 26, а, предусматривается возможность подварки корня шва: в узле на рис. 25 верхний пояс балки не доводится до грани колонны на 30—50 мм, в узле на рис. 26, а расстояние между верхней полкой балки и верхней горизонтальной планкой делается достаточно большим.

На жесткий узел действуют следующие усилия: опорный изгибающий момент  $M$ , опорная реакция  $Q$ , нормальная сила в балке  $N$  и усилие в раскосе связей  $D$ . В узле на рис. 25 раскос центрируется в месте крепления горизонтальной планки к колонне. Рассмотрим работу этого узла. При расчете горизонтальных и вертикальных планок несколько в запас прочности принимается, что в восприятии усилий косынка связей не участвует.

Горизонтальные планки и швы крепления их к колонне рассчитываются на усилие  $N_{пл} = \frac{M}{H} + D \cos \alpha$  — для планки, к которой примыкает раскос связей, и на усилие  $N_{пл} = \frac{M}{H}$  — для планки без раскоса. Горизонтальным планкам, как правило, должны отвечать ребра, привариваемые к полкам и стенке колонны.

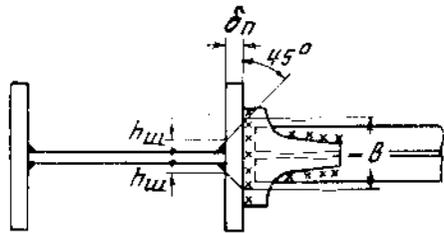


Рис. 27. Схема расчетной ширины горизонтальной планки

Эти ребра так же рассчитываются на усилие  $N_{пл}$ . В случае отсутствия ребер при расчете планок ширина и принимается равной (рис. 27).

$$b = \delta_{ст} + 2h_{ш} + 2\delta_{п}$$

Швы крепления вертикальных планок рассчитываются так же, как в жестких узлах крепления балок к балкам.

Стенки колонн в зоне жестких узлов испытывают значительные скалывающие напряжения. Эти напряжения приблизительно могут быть определены по формуле

$$\tau = \frac{N_{пл}}{F_{ст}}$$

где  $N_{пл}$  — наибольшее усилие в горизонтальной планке жесткого узла;

$F_{ст}$  — площадь стенки колонны.

Кроме скалывающих напряжений стенка колонны испытывает нормальные напряжения  $\sigma$ .

Проверку стенки в зоне узла производят по формуле

$$\sigma^2 + 3\tau^2 < R^2$$

Поясные швы колонн в зонах узлов должны быть равнопрочны швам крепления вертикальных планок и в необходимых случаях усилены.

Толщины фасонки связей ферм назначаются по величине усилий в раскосах согласно табл. 9.

Таблица

Толщины фасонки связей

Расчетное усилие в раскосе связей в т	Толщина фасонки в мм						Болты
	До 20	20—40	40—60	60—100	100—140	140—180	
	8	10	12	14	16	18	20

При небольших опорных моментах жесткое крепление балок к колоннам осуществляется приваркой полок балок непосредственно к развитой косынке вертикальных связей (см. рис. 26, б), для чего мешающие участки полок двутавровых балок срезаются.

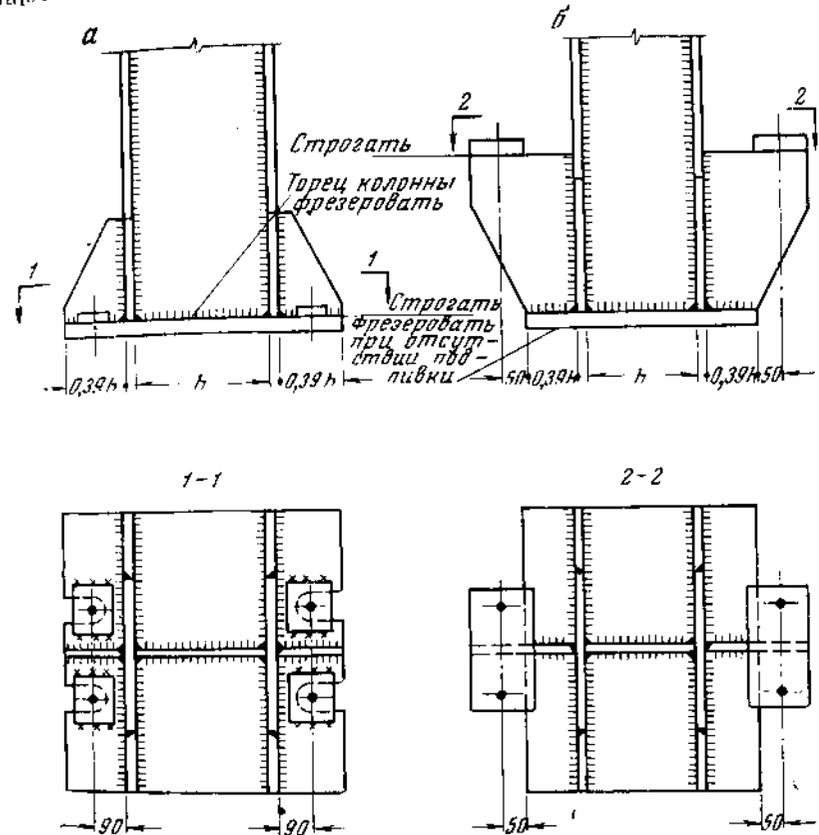


Рис. 28. Базы колонн

**Базы колонн.** От 1 до 1,5% веса металлоконструкций эта-жерки приходится на базы колонн.

На рис. 28 и 29 даны наиболее рациональные конструкции баз колонн. При усилии в каждом из анкерных болтов  $N < 20$  т — база колонны выполняется по рис. 28, а, при усилии  $N > 20$  т — по рис. 28, б или по рис. 29, а. Представляет интерес опорная конструкция колонны, показанная на рис. 29, б. В этом решении отсутствует опорная плита, и все реакции колонны передаются на фундамент через арматуру, выпущенную из фундамента. Таким образом, стержни арматуры не только передают на фундамент



ны к фундаменту на горизонтальную поперечную силу осуществляется при помощи вертикальных закладных элементов (рис. 30). Соединив базы связевых колонн распорками, можно избежать установки закладных элементов.

В этом случае горизонтальные поперечные силы воспринимаются силами трения.

В базах колонн, показанных на рис. 28, а, небольшие поперечные силы можно передать непосредственно через анкерные болты. В данном случае сечение анкерных болтов должно назн

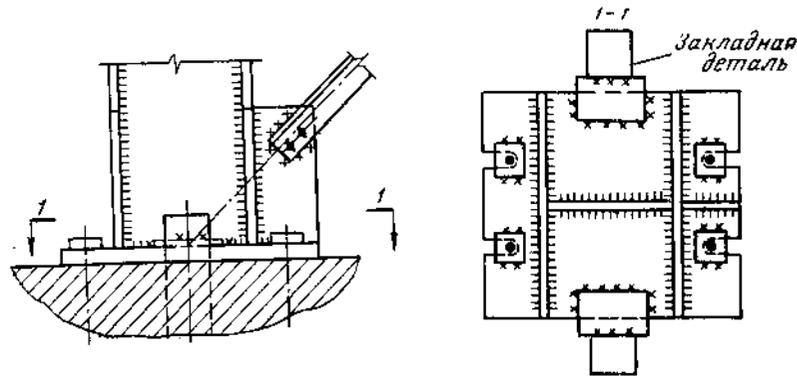


Рис. 30. Крепление базы колонны к фундаменту на горизонтальную силу

ваться с учетом этих сил, с тем чтобы суммарные напряжения от нормальных сил и изгибающих моментов в болтах не превосходили расчетного сопротивления для анкерных болтов, а в заделке горизонтальные напряжения в бетоне не превосходили допустимой величины  $2R_{бр}$ .

Подбирать сечения таких анкерных болтов можно по табл. Таблица приведена для случая приложения поперечной сил к болту на расстояниях 100 и 50 мм от поверхности бетона. В указании также несущие способности закладных стержней квадратного сечения и из швеллерных балок, воспринимающих только поперечную силу  $Q$ , примененную к стержню на расстоянии 100 и 50 мм от поверхности бетона.

Торцы колонн фрезеруют, поверхности опорных плит, прилегающие к торцам колонн, строгают. Если колонна опирается непосредственно на фундамент, без подливки, подошву базы колонны фрезеруют. Швы крепления опорной плиты назначают конструктивно  $h_m = 8$  мм или по расчету (для базы — рис. 28, а) на отрывающее усилие в анкерных болтах, крепящихся к плите. При заказе металла на опорные плиты толщина листов принимается на 4—6 мм больше проектной при односторонней строжке и на 8—10 мм — при строжке и фрезеровке.

Согласно правилам на изготовление, монтаж и приемку металлических конструкций (СНиП III-V.5-62) базы колонн могут опираться на фундаменты по одному из трех способов:

1) непосредственно на поверхность фундаментов, возведенных до проектной отметки подошвы колонн, без последующей подливки цементным раствором (для колонн, имеющих фрезерованные подошвы баз);

2) на заранее установленные, выверенные и подлитые цементным раствором стальные опорные плиты с верхней строганой поверхностью; подошвы колонн должны быть фрезерованы;

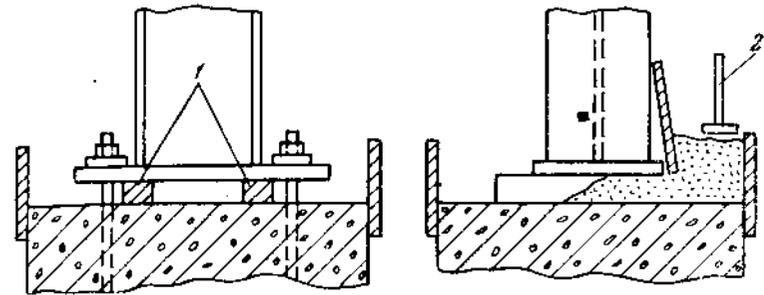


Рис. 31. Устройство подливки  
1 — металлические подкладки; 2 — трамбовка

3) на заранее установленные и выверенные опорные детали (подкладки толщиной 50—60 мм) или на заранее выполненные опорные бетонные ребра с выверенной опорной поверхностью, с последующей подливкой башмаков колонн цементным раствором.

При установке колонн по третьему способу подливку осуществляют только после выверки конструкций каркаса и затяжки анкерных болтов. Перед подливкой поверхность фундамента под колоннами тщательно очищают от мусора и грязи. После сухой очистки поверхности бетона фундаменты промываются водой под давлением 1—2 атм. Бетонирование (подливка) колонн, устанавливаемых на прокладках, производят с одной стороны оцалубки с непрерывным трамбованием (рис. 31). Выход бетона с противоположной стороны будет свидетельствовать о заполнении им всего пространства между башмаком колонны и фундаментом.

Базы колонн после затяжки анкерных болтов и подливки (если она предусмотрена проектом), как правило, обетонируют.

Чтобы увеличить расчетное сопротивление бетона на сжатие, площадь оголовка фундамента назначают в 2—3,5 раза большей, чем площадь опорной плиты, с тем чтобы повысить допустимое давление на бетон.

В этом случае расчетное сопротивление бетона на сжатие принимается с повышающим коэффициентом

$$\gamma = \sqrt[3]{\frac{F_{\phi}}{F_{пл}}} \leq 1,5,$$

где  $F_{\phi}$  — площадь оголовка фундамента;  
 $F_{пл}$  — площадь опорной плиты.

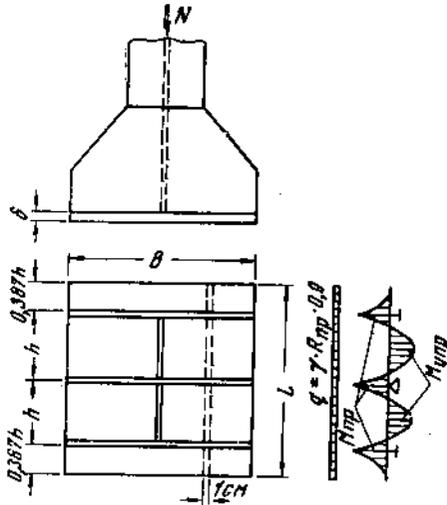


Рис. 32. Схема работы неразрезной опорной плиты по предельному состоянию

Приводим эту методику для базы центрально сжатой колонны. Основные предпосылки расчета:

1) в запас прочности стенка колонны принимается нулевой площадью (нормальное усилие в колонне  $N$  передается на опорную плиту только через полки колонны и ребра, параллельные им);

2) нагрузка передается на фундамент равномерно. Незначительные прогибы опорной плиты не влияют на распределение давления в фундаменте под плитой.

На основании этих предпосылок опорную плиту можно рассматривать как однопролетную или многопролетную неразрезную балку с консолями, нагруженную со стороны фундамента равномерно распределенной нагрузкой и опирающуюся на полки колонны и ребра, параллельные им.

За предельное принимается состояние балки, показанное на рис. 33; пластические шарниры допускаются только в опорных

Опорные плиты без колонн рассчитывают как:

1) плиты, опертые и защемленные на 2, 3 и 4 каната;

2) неразрезные балки, опертые на полки колонны и ребра, параллельные (рис. 32);

3) консольные балки. При этом в расчет принимается тот способ, который дает наименьшую толщину плиты.

В первом случае для определения изгибающих моментов в плите пользуются табл. 11 и 12. Во втором и третьем случаях расчет плиты предлагается вести с учетом развития в опорных сечениях их пластических деформаций.

Таблица 11  
 Изгибающие моменты в плите, свободно опертой по трем сторонам и защемленной по трем сторонам

Схема	Усилия	Формула подсчета	$\alpha$ при $l_x/l_y$												
			0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2			
	$M_x$	$\alpha q l^2 y$	0,0052	0,0125	0,0205	0,0281	0,0357	0,0432	0,0507	0,0581	0,0655	0,0729	0,0803	0,0877	0,0951
	$M_y$	$\alpha q l^2 y$	0,0131	0,0240	0,0347	0,0453	0,0557	0,0660	0,0762	0,0864	0,0965	0,1066	0,1167	0,1267	0,1367
	$M_c^y$	$\alpha q l^2 y$	0,0255	0,0415	0,0575	0,0724	0,0873	0,1021	0,1169	0,1316	0,1463	0,1610	0,1757	0,1904	0,2051
	$M_x$	$\alpha q l^2 y$	-0,0048	-0,0014	0,0015	0,0044	0,0076	0,0108	0,0140	0,0171	0,0202	0,0233	0,0264	0,0295	
	$M_y$	$\alpha q l^2 y$	0,0025	0,0070	0,0118	0,0170	0,0220	0,0267	0,0313	0,0357	0,0401	0,0444	0,0487	0,0529	
	$M_{оп x}$	$\alpha q l^2 x$	-0,3883	-0,2788	-0,2004	-0,1476	-0,1106	-0,0865	-0,0691	-0,0559	-0,0459	-0,0387	-0,0331	-0,0288	
	$M_{оп y}$	$\alpha q l^2 x$	-0,0131	-0,0242	-0,0335	-0,0416	-0,0493	-0,0561	-0,0616	-0,0664	-0,0709	-0,0753	-0,0793	-0,0830	
	$M_c^y$	$\alpha q l^2 y$	-0,0078	0,0173	0,0268	0,0333	0,0384	0,0426	0,0461	0,0491	0,0517	0,0541	0,0563	0,0583	
	$M_c^{оп}$	$\alpha q l^2 x$	-0,0833	-0,0545	-0,0709	-0,0798	-0,0837	-0,0848	-0,0850	-0,0851	-0,0851	-0,0851	-0,0851	-0,0851	

Таблица 12  
 Изгибающие моменты в плите, защемленной по четырем сторонам

Схема	Усилия	Формула подсчета	$\alpha$ при $l_x/l_y$									
			0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0				
	$M_x$	$\alpha q l^2 x$	0,0399	0,0366	0,0321	0,0271	0,0222	0,0176				
	$M_y$	$\alpha q l^2 x$	0,0038	0,0076	0,0116	0,0144	0,0165	0,0176				
	$M_{оп x}$	$\alpha q l^2 x$	-0,0818	-0,0782	-0,0723	-0,0652	-0,0580	-0,0506				
	$M_{оп y}$	$\alpha q l^2 x$	-0,0539	-0,0562	-0,0561	-0,0551	-0,0532	-0,0506				

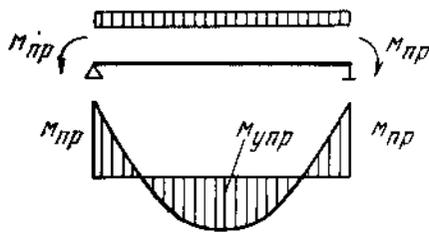


Рис. 33. Схема упруго-пластической работы плиты

сечениях балки, изгибающие моменты в предельном состоянии в опорных сечениях равны

$$M_{пр} = W_{пл} R = \frac{B\delta^2}{4} R,$$

в пролете

$$M_{упр} = WR = \frac{B\delta^2}{6} R,$$

где  $W_{пл}$  — пластический момент сопротивления сечения;

$W$  — момент сопротивления при упругой работе сечения

$\delta$  — толщина опорной плиты;

$B$  — ширина опорной плиты;

$R$  — расчетное сопротивление стали.

Вынос консолей  $l_k = kh$  определяется из условия

$$\frac{qh^2}{8} - \frac{q(kh)^2}{2} = \frac{q(kh)^2}{2 \cdot 1,5}.$$

Здесь  $h$  — пролет плиты.

Отсюда  $k = \sqrt{0,15} = 0,387$ .

Таким образом, длина плиты  $L$  будет равна  $L = 2 \cdot 0,387h + n \cdot h = (0,774 + n)h$ .

Здесь  $n$  — количество пролетов. Ширину плиты  $B$  определяем из условия развития в бетоне под плитой предельного давления равного  $\gamma R_{пр}$

$$B = \frac{N}{\gamma R_{пр} (0,774 + n) h}.$$

Определяем необходимую толщину плиты  $\delta$ .

Расчетный изгибающий момент в опорном сечении

$$M = \frac{\gamma R_{пр} B (0,387h)^2}{2} = 0,075 \gamma R_{пр} B h^2;$$

приравниваем его к предельному моменту

$$M = M_{пр}$$

или

$$0,075 \gamma R_{пр} B h^2 = \frac{B \delta^2}{4} R,$$

отсюда

$$\delta = 0,548h \sqrt{\frac{\gamma R_{пр}}{R}},$$

при напряжении в бетоне под плитой:

$$\sigma_{пл} = \frac{N}{BL} \leq \gamma R_{пр};$$

$$\delta = 0,548h \sqrt{\frac{\sigma_{пл}}{R}}.$$

Толщины плит назначаются от 20 до 60 мм в зависимости от  $h$ ,  $\gamma$ ,  $R_{пр}$  и  $R$ .

При наиболее употребляемой марке бетона 150, марке стали Ст. 3 и  $\gamma = 1,5$

$$\delta = 0,548h \sqrt{\frac{1,5 \cdot 60}{2100}} = 0,114h.$$

Максимальные скалывающие напряжения в опорной плите

$$\tau = \frac{QS}{I\delta} = \frac{1,5Q}{\delta} = \frac{1,5 \gamma R_{пр} \cdot 0,5h}{\delta} = \frac{1,5 \gamma R_{пр} \cdot 0,5h}{0,548h \sqrt{\frac{\gamma R_{пр}}{R}}} = 1,37 \sqrt{\gamma R_{пр} R}.$$

Эти напряжения весьма малы; так, при марке бетона 150 для стали марки Ст.3 и при  $\gamma = 1,5$  они равны  $600 \text{ кг/см}^2$ ; практически они не уменьшат предельной величины момента в пластическом шарнире.

Проверяем допущение о незначительности прогибов плиты, позволившие считать давление под плитой равномерно распределенным.

Зона текучести в предельном состоянии балки прямоугольного сечения при изгибе равномерно распределенной нагрузкой распространяется на значительную часть длины балки.

Эпюра нормальных напряжений в сечениях балки этой зоны изображена на рис. 34.

Высота упругого ядра сечения  $e$  будет различна в разных сечениях балки и может быть найдена по формуле

$$e = \delta \sqrt{3 \left(1 - \frac{M}{M_{пр}}\right)},$$

Р ж а н ц и я А. Р. Расчет сооружений с учетом пластических свойств материалов. Стройиздат, 1954.

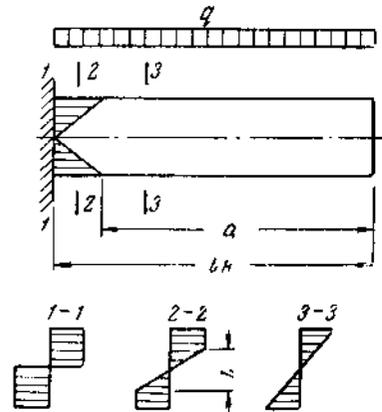


Рис. 34. Зона текучести в консольной упруго-пластической балке и эпюры напряжений в различных сечениях балки

где  $M$  — изгибающий момент в сечении;

$$M_{\text{пр}} = W_{\text{пл}} \sigma_{\text{T}} = \frac{B \delta^2}{4} \sigma_{\text{T}}$$

Из этого выражения можно найти протяженность зоны текучести. На границе зоны текучести  $e = \delta$ , следовательно  $3 \left( 1 - \frac{M}{M_{\text{пр}}} \right) = 1$ .

Подставив в это равенство выражение изгибающего момента  $M = f(x)$ , получим положение точки  $x_a = a$ , где упругое ядро сечения  $e = \delta$ .

Дифференциальное уравнение упругой оси упруго-пластичкой балки прямоугольного сечения для зоны распространения текучести ( $M \geq M_{\text{упр}}$ ) будет иметь вид

$$y'' = \frac{\sqrt{2} \sigma_{\text{T}}}{E \delta \sqrt{1,5 - \frac{M}{M_{\text{упр}}}}}$$

Здесь

$$M_{\text{упр}} = W \sigma_{\text{T}} = \frac{B \delta^2}{6} \sigma_{\text{T}}$$

За пределом этой зоны при  $M \leq M_{\text{упр}}$  уравнение упругой оси имеет вид

$$y'' = \frac{M}{EI}$$

Определяем прогиб упруго-пластичкой балки шириной  $l$  с высотой  $\delta$ , нагруженной в пролете равномерно распределенной нагрузкой, а на опорах — предельными моментами  $M_{\text{пр}}$ . Величина распределенной нагрузки задается из условия достижения в середине пролета изгибающего момента  $M_{\text{упр}}$ .

При такой схеме работы балки ее прогибы могут быть найдены интегрированием уравнений кривизны. Получаемые в этом несобственные определенные интегралы для участков упруго-пластичкой работы балки будут давать конечные величины прогибов. При допущении  $M_{\text{пр}}$  и в середине пролета эти величины равны были бы бесконечности.

В результате интегрирования уравнений кривизны на обоих участках получаем выражение прогиба плиты в середине пролета

$$f_{\text{прол}} = \frac{0,145 \sigma_{\text{T}} h^2}{E \delta}$$

или с учетом коэффициента однородности

$$f_{\text{прол}} = \frac{0,145 R h^2}{E \delta}$$

Прогиб консоли плиты, получаемый аналогичным образом, равен

$$f_{\text{конс}} = \frac{0,115 \sigma_{\text{T}} h^2}{E \delta}$$

или с учетом коэффициента однородности

$$f_{\text{конс}} = \frac{0,115 R h^2}{E \delta}$$

При упругой работе плиты (рис. 35) прогибы эти соответственно равны:

$$f_{\text{прол}} = \frac{0,166 R h^2}{E \delta}$$

$$f_{\text{конс}} = \frac{0,056 R h^2}{E \delta}$$

Максимальный прогиб плиты при учете пластических деформаций в опорных сечениях, несмотря на значительно большую нагрузку (на 25%), оказался меньше, чем при упругой работе балки. Это объясняется тем, что разгружающие опорные моменты в упруго-пластичкой балке в 1,5 раза больше, чем в упругой. Влияние их перекрыло некоторое увеличение деформативности балок вследствие развития пластических деформаций.

При учете пластических деформаций устраняется отрицательный прогиб консолей, что также способствует более равномерному распределению силы  $N$  на фундамент.

Таким образом, учет пластических деформаций в плите по предлагаемой схеме не только не увеличивает ее деформативность, но, напротив, уменьшает прогибы плиты и тем самым улучшает работу базы колонны.

Найдем абсолютную величину максимального прогиба плиты. Принимаем  $\delta = 6 \text{ см}$ ;  $R = 2100 \text{ кг/см}^2$ ;  $R_{\text{пр}} = 60 \text{ кг/см}^2$ ;  $\gamma = 1,5$ .

$$h = \frac{\delta}{0,114} = \frac{6}{0,114} = 53 \text{ см};$$

$$f_{\text{прол}} = \frac{0,145 \cdot 2100 \cdot 53^2}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 6} = 0,068 \text{ см},$$

т. е. прогиб плиты не будет превосходить 0,7 мм.

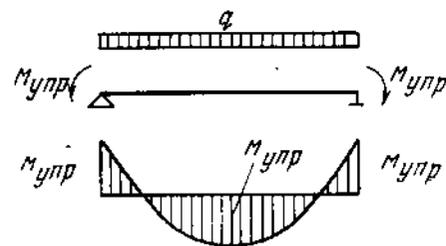


Рис. 35. Схема упругой работы плиты

Этот прогиб значительно меньше величин неровностей сопрягающихся плоскостей плиты и фундамента, и, следовательно нет основания учитывать его при распределении силы  $N$  на фундамент под плитой.

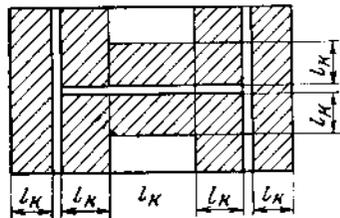
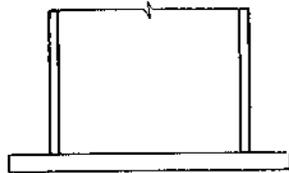


Рис. 36. Зона плиты, принимаемая в расчет при расчете плиты как консольной балочки

пределами этих консольных участков (рис. 36). В этом случае толщина плиты назначается также с учетом развития в опорных сечениях пластических деформаций

$$\delta_{пл} = 1,42l_k \sqrt{\frac{\gamma R_{пр}}{R}}, \text{ или } \delta_{пл} = 1,42l_k \sqrt{\frac{\sigma_{пл}}{R}},$$

где  $l_k$  — расчетный вынос консолей.

Расчет опорных плит баз колонн с учетом развития в них пластических деформаций снижает вес их до 30%, упрощает конструкцию башмака (так как устраняет необходимость постановки дополнительных ребер жесткости) и, кроме того, позволяет уменьшить толщины плит, что повышает расчетное сопротивление металла их.

**Пример расчета опорной плиты, базы колонны с учетом развития в опорных сечениях ее пластических деформаций.** Усилие в колонне  $N = 180$  т; марка бетона М 150;  $R_{пр} = 60$  кг/см<sup>2</sup>;  $\gamma = 1,6$ ; материал плиты сталь Ст.3;  $R = 2100$  кг/см<sup>2</sup>;  $h = 44$  см;  $n = 1$

$$\gamma R = 1,6 \cdot 60 \text{ кг/см}^2;$$

$$L = (0,774 + 1) 44 = 78 \text{ см};$$

$$B = \frac{180 \cdot 0,30}{60 \cdot 78} = 38,4. \text{ Принимаем } B = 40 \text{ см};$$

В некоторых случаях выгодно принимать в расчет только консолильные участки опорной плиты условно выключая зоны плиты за



Рис. 37. График нарастания прочности бетона

1 — при 6% воды и влажном хранении; 2 — при 6% воды, 7-дневном влажном хранении и последующем сухом хранении; 3 — при 8% воды и влажном хранении; 4 — при 8% воды, 7-дневном влажном хранении и последующем — сухом

$$\sigma_{пл} = \frac{180 \cdot 0,30}{78 \cdot 40} = 58 \text{ кг/см}^2;$$

$$\delta = 0,548 \cdot 44 \sqrt{\frac{58}{2100}} = 4 \text{ см}.$$

При упругой работе плиты (см. рис. 35).

$$L = (2 \cdot 0,35 + 1) 44 = 75 \text{ см};$$

$$B = \frac{180 \cdot 0,30}{60 \cdot 75} = 40 \text{ см};$$

$$\delta = 0,613h \sqrt{\frac{\sigma_{пл}}{R}} = 0,613 \cdot 44 \sqrt{\frac{60}{2100 \cdot 0,9}} = 4,8.$$

Принимается  $\delta = 5$  см. Здесь 0,9 — коэффициент снижения расчетного сопротивления стали за счет большой толщины (больше 40 мм).

Таким образом, при учете пластичности опорная плита базы колонны облегчается на 20%.

При расчете опорных плит баз колонн можно использовать, упрочнение бетона с увеличением возраста его. На рис. 37 изображен график нарастания прочности бетона со временем. Прочность бетона в возрасте  $T$  дней  $R_T$  может быть определена и по эмпирической формуле проф. Б. Г. Скрамтаева

$$R_T = R_{пр} \frac{\lg T}{\lg 28}.$$

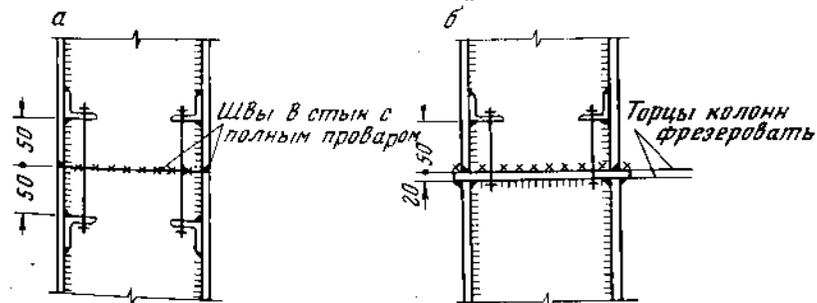


Рис. 38. Монтажные стыки колонн  
а — с торцевой в стык; б — с торцевой через ребро

С момента окончания возведения фундамента и до окончания монтажа оборудования, когда возможна максимальная величина нагрузок на фундаменты, проходит, как правило, не менее трех месяцев, а поэтому в расчете можно вместо  $R_{пр}$  принимать  $R_T$ , равное

$$R_T = \frac{\lg 3 \cdot 28}{\lg 28} = 1,3 R_{пр}.$$

Монтажные стыки колонн показаны на рис. 38, а и б. Они устраиваются на расстоянии 0,8—1 м от перекрытия. В монтажных стыках колонн следует предусматривать фрезеровку торцов повышающую точность изготовления и монтажа металлических конструкций этажерки.

#### 4. Соединения

**Сварные соединения.** Толщина угловых швов должна быть не менее 4 мм и не более 1,2 δ, где δ — наименьшая толщина соединяемых элементов. Расчетная длина углового (флангового лобового) шва должна быть не менее 4h<sub>ш</sub> и в пределах 60h<sub>ш</sub> (длина флангового шва).

Раскосы вертикальных связей в целях избежания резкой концентрации напряжений приваривают к фасонке с каждой ее стороны двумя фланговыми и лобовым (поперечным) швами и двумя фланговыми швами, концы которых на 20 мм выводят за торец раскоса.

Длина введенных в расчет фланговых швов назначается пропорционально расстояниям от этих швов до оси приложения усилия. Расстояние между краями раскосов и полками колонн, а также балок-распорок в узлах связей следует принимать 40—50 мм.

Минимальные толщины угловых однопроходных швов в зависимости от толщины свариваемых элементов приведены в табл. 13. При толщинах, которые меньше указанных в таблице могут ухудшиться свойства металла шва и околошовные зоны появятся значительные внутренние напряжения от сварки, что может привести к хрупкому разрушению соединений.

Таблица

Минимальные толщины h<sub>ш</sub> угловых однопроходных швов

Толщина более толстого из свариваемых элементов в мм	Минимальная толщина h <sub>ш</sub> в конструкциях из стали в мм	
	углеродистой	низколегированной
До 10	4	6
11—20	6	8
21—30	8	10
31—55	10	12
51 и более	12	—

В сварных соединениях при действии на них продольной силы распределение напряжений принимается равномерным.

Сварные угловые швы, воспринимающие продольные силы рассчитывают на сжатие, растяжение и срез по формуле

$$\frac{N}{(\beta h_{ш}) l_{ш}} \leq R_y^{св},$$

где h<sub>ш</sub> — толщина углового шва, принимаемая равной катету вписанного равнобедренного треугольника;

β — коэффициент, принимаемый равным: β = 1 — для однопроходной автоматической сварки; β = 0,8 — для однопроходной полуавтоматической сварки; β = 0,7 — для ручной сварки, а также для многопроходной автоматической или полуавтоматической сварки;

R<sub>y</sub><sup>св</sup> — расчетные сопротивления углового шва.

Предельные усилия на 1 пог. см углового шва показаны в табл. 14.

При сварке в стык расчетное сопротивление шва на растяжение принимается равным расчетному сопротивлению на растяжение основного металла только при соблюдении следующих требований:

а) соединение выполняется двухсторонней сваркой или односторонней с подваркой корня шва;

б) сварка автоматическая, а если полуавтоматическая или ручная, то с применением для контроля качества шва повышенных способов.

При отсутствии подварки корня шва несущая способность стыкового соединения принимается с коэффициентом 0,7.

При выполнении стыкового соединения полуавтоматической или ручной сваркой с применением обычного способа контроля швов расчетное сопротивление растяжения уменьшается на 15%.

**Болтовые соединения** рассчитываются: на срез

$$\frac{N}{n_{ср} \frac{\pi d^2}{4}} \leq R_{ср};$$

на смятие

$$\frac{N}{d \Sigma \delta} \leq R_{см};$$

на растяжение

$$\frac{N}{\pi d_0^2 / 4} \leq R_p^6,$$

где N — расчетная максимальная сила, приходящаяся на один болт в соединении;

n<sub>ср</sub> — число рабочих срезов болта;

d — диаметр стержня болта;

d<sub>0</sub> — внутренний диаметр резьбы болта;

Σδ — наименьшая суммарная толщина элементов, сжимаемых в одном направлении;

R<sub>ср</sub> — расчетное сопротивление болтов срезу;

### Предельные усилия на угловые сварные швы

Вид сварки	Тип электрода при ручной сварке	Марка свариваемой стали	Тошница шва по катету в мм												
			4	6	8	10	12	14	16	18	20				
Однопроходная автоматическая Однопроходная полуавтоматическая Ручная, а также многопроходная автоматическая и полуавтоматическая	Э42 Э42А	Ст. 3 ВСт. 4	0,6	0,9	1,2	1,5	1,8	2,1	2,4	2,7	3	3,2	3,6	4	
			0,48	0,72	0,96	1,2	1,44	1,68	1,92	2,16	2,4	2,7	3	3,2	3,6
			0,42	0,63	0,84	1,05	1,26	1,47	1,68	1,89	2,1	2,3	2,4	2,7	3
Однопроходная автоматическая Однопроходная полуавтоматическая Ручная, а также многопроходная автоматическая и полуавтоматическая	Э42 Э42А	14Г2 15ГС 10Г2С1 09Г2 15ХСНД	0,8	1,2	1,6	2	2,4	2,8	3,2	3,6	4	4,4	4,8	5,2	
			0,64	0,96	1,28	1,6	1,92	2,24	2,56	2,88	3,2	3,6	4	4,4	
			0,56	0,84	1,12	1,4	1,68	1,96	2,24	2,52	2,8	3,1	3,2	3,6	4
Однопроходная автоматическая Однопроходная полуавтоматическая Ручная, а также многопроходная автоматическая и полуавтоматическая	Э42 Э42А	10ХСНД	0,96	1,41	1,92	2,4	2,88	3,35	3,84	4,32	4,8	5,28	5,76	6,24	
			0,77	1,15	1,54	1,92	2,3	2,69	3,07	3,46	3,84	4,22	4,6	5,0	
			0,67	1,01	1,34	1,68	2,02	2,35	2,69	3,02	3,36	3,7	4,0	4,3	

Примечание. Предельное усилие в шве  $N = R_{св} \beta A_{ш}$ .

Таблица 15

### Предельные усилия на болты нормальной точности

Вид сварки и вид электродов	Марка свариваемой стали	Марка стали болта	Расчетный диаметр болта (по стержню) в мм											
			12	14	16	18	20	22	24	27	30	36		
Растяжение	Ст. 3 Ст. 4 М16С Ст. 5 14Г2 15ГС 09Г2 10Г2С1 15ХСНД 10ХСНД	Ст. 3 Ст. 3кп Ст. 5 09Г2 14Г2; 15ГС 15ХСНД	1,3	1,78	2,45	2,98	3,83	4,78	5,81	7,26	8,82	12,91	15,19	
			1,45	1,99	2,74	3,33	4,28	5,35	6,16	8,11	9,86	14,43	17,46	
			1,52	2,09	2,88	3,5	4,5	5,63	6,49	8,54	10,38	15,19	17,46	
Срез (односторонний)	Ст. 3 Ст. 4 М16С	Ст. 3 Ст. 3кп Ст. 5	1,47	2	2,61	3,31	4,08	4,94	5,88	7,44	9,19	13,23	15,19	
			1,58	2,16	2,82	3,55	4,4	5,32	6,33	8,02	9,9	14,25	17,46	
			3,26	3,81	4,35	4,9	5,44	5,98	6,53	7,34	8,16	9,79	11,43	13,07
Смятие	Ст. 3 Ст. 4 М16С	Ст. 3 Ст. 3кп Ст. 5	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	
			4,08	4,76	5,44	6,12	6,8	7,48	8,16	9,18	10,2	12,24	14,69	17,14
			4,9	5,71	6,53	7,34	8,16	8,98	9,79	11,02	12,24	14,69	17,14	19,58
Срез (двусторонний)	Ст. 3 Ст. 4 М16С	Ст. 3 Ст. 3кп Ст. 5	7,34	8,57	9,75	11,02	12,24	13,46	14,69	16,52	18,36	22,05	24,48	
			8,16	9,52	10,88	12,24	13,6	14,96	16,32	18,36	20,4	24,48	28,56	31,02
			10,88	12,24	13,6	14,96	16,32	17,68	19,04	21,44	23,84	28,56	31,02	33,48

Примечание. Предельные усилия при срезе и смятии даны для многоболтовых соединений.

Пределыные условия на болты повышенной точности

Вид нагря- женной и группы сос- единения	Марка стали соеди- няемых элементов	Марка стали болта	Смятие в % к толщине	Расчетный диаметр болта ( — по стержню — ) в мм											
				по паразке											
				12	14	16	18	20	22	24	27	30	36		
				9,833	11,546	13,546	14,933	16,933	18,933	20,319	23,319	25,706	31,092		
Пределыные условия на 1 болт в 7															
Растяже- ние	Ст. 3 Ст. 3ки Ст. 5 М16С Ст. 5 14Г2; 15ГС 15ХСНД	Ст. 3 Ст. 3ки Ст. 5 09Г2 14Г2; 15ГС 15ХСНД		1,3	1,78	2,45	2,98	3,83	4,79	5,51	7,26	8,82	12,91		
				1,45	1,93	2,74	3,33	4,28	5,35	6,16	8,11	9,86	14,43		
				1,52	2,09	2,88	3,5	4,5	5,63	6,49	8,54	10,38	15,19		
Срез В (одноточ- ный)	14Г2; 15ГС 09Г2; 10Г2С1 15ХСНД 10ХСНД	Ст. 3 Ст. 3ки Ст. 5 09Г2 14Г2; 15ГС 15ХСНД		1,92	2,62	3,42	4,33	5,34	6,46	7,69	9,73	12,02	17,3		
				2,04	2,77	3,62	4,58	5,66	6,84	8,14	10,31	12,72	18,32		
				2,26	3,08	4,02	5,09	6,28	7,6	9,05	11,45	14,14	20,36		
				2,49	3,39	4,42	5,6	6,91	8,36	9,95	12,6	15,55	22,39		
Ст. 3			8	3,65	4,26	4,86	5,47	6,08	6,69	7,3	8,21	9,12	10,94		
				4,56	5,32	6,08	6,84	7,6	8,36	9,12	10,26	11,4	13,68		
Ст. 4			10	5,47	6,38	7,3	8,21	9,12	10,03	10,94	12,31	13,68	16,42		
				6,38	7,45	8,51	9,58	10,64	11,7	12,77	14,36	15,96	19,15		
М16С			12	7,3	8,51	9,73	10,94	12,16	13,38	14,59	16,42	18,24	21,89		
				8,21	9,58	10,94	12,31	13,68	15,05	16,42	18,47	20,52	24,62		
				9,12	10,64	12,16	13,68	15,2	16,72	18,24	20,52	22,8	27,36		
Смятие В	Ст. 5		8	3,94	4,59	5,25	5,9	6,56	7,22	7,87	8,85	9,81	11,81		
				4,92	5,74	6,56	7,38	8,2	9,02	9,84	11,07	12,3	14,76		
				5,9	6,89	7,87	8,86	9,84	10,82	11,81	13,28	14,76	17,71		
				6,88	8,04	9,18	10,33	11,48	12,63	13,78	15,5	17,22	20,66		
				7,87	9,18	10,5	11,81	13,12	14,43	15,74	17,71	19,68	23,62		
				8,86	10,33	11,81	13,28	14,76	16,27	17,71	19,93	22,14	26,51		
				9,84	11,48	13,12	14,76	16,4	18,01	19,68	22,14	24,6	29,52		
Ст. 3			10	4,8	5,6	6,4	7,2	8	8,8	9,6	10,8	12	14,4		
				6	7	8	9	10	11	12	13,5	15	18		
14Г2			12	7,2	8,4	9,6	10,8	12	13,2	14,4	16,2	18	21,5		
				8,4	9,8	11,2	12,6	14	15,4	16,8	18,9	21	25,2		
15ГС			14	9,6	11,2	12,8	14,4	16	17,6	19,2	21,6	24	28,8		
				10,8	12,6	14,4	16,2	18	19,8	21,6	24,3	27	32,4		
09Г2			16	12,6	14,4	16	18	20	22	24,3	27	30	36		
				14	16	18	20	22	24,6	27,6	30,6	33,6	36		
14Г2			18	4,99	5,82	6,66	7,49	8,32	9,15	9,98	11,23	12,48	14,98		
				6,24	7,28	8,32	9,35	10,4	11,44	12,48	14,04	15,6	18,72		
15ГС			10	7,49	8,74	9,98	11,23	12,48	13,73	14,98	16,85	18,72	22,46		
				8,74	10,19	11,65	13,1	14,56	16,02	17,47	19,66	21,84	26,21		
09Г2			12	9,98	11,65	13,31	14,98	16,64	18,3	19,97	22,46	24,95	29,95		
				11,23	13,1	14,98	16,85	18,72	20,59	22,46	25,27	28,03	33,7		
15ХСНД			14	12,48	14,56	16,64	18,72	20,8	22,88	24,96	28,08	31,2	37,44		
				8	5,85	6,83	7,81	8,78	9,76	10,74	11,71	13,18	14,64	17,57	
10ХСНД			10	7,82	8,54	9,75	10,98	12,2	13,42	14,64	16,47	18,3	21,96		
				8,78	10,25	11,71	13,18	14,61	16,1	17,57	19,76	21,96	26,35		
				10,25	11,96	13,66	15,37	17,08	18,79	20,5	23,06	26,62	30,74		
				11,71	13,66	15,52	17,57	19,52	21,47	23,42	26,35	29,28	35,14		
				13,18	15,37	17,51	19,76	21,96	24,16	26,35	29,65	32,94	39,53		
				14,64	17,08	19,52	21,96	24,4	26,84	29,28	32,94	36,6	43,92		

Предельные усилия на высокопрочные болты

Способ предварительной обработки соединяемых поверхностей		Материал соединяемых элементов конструкций	Коэффициент трения	Материал болтов									
				Ст. 40Х									
				Ст. 5 и Ст. 35									
Способ предварительной обработки соединяемых поверхностей		Материал соединяемых элементов конструкций	Коэффициент трения	Расчетный диаметр болтов (по стержню) в мм по резьбе									
				18	20	22	24	27	18	20	22	24	27
Способ предварительной обработки соединяемых поверхностей		Материал соединяемых элементов конструкций	Коэффициент трения	14,9	16,9	18,9	20,8	23,3	14,9	16,9	18,9	20,8	23,3
				Пневматическая обработка (песком, металлическим порошком и т. п.) или обжиг		Углеродистая сталь	0,45	4,46	5,78	7,15	8,25	10,85	5,52
Низколегированная сталь		0,55	5,46					7,02	8,77	10,1	13,3	6,8	8,75
Обработка стальными проволочными щетками		Углеродистая сталь	0,35	3,46	4,45	5,56	6,41	8,45	4,29	5,52	6,89	7,95	10,5
				Без ошкетки		0,25	2,48	3,19	3,98	4,59	6,05	3,07	3,94

Несущая способность одного болта в 7 на одну плоскость трения

Примечания: 1. Болты изготавливать по ГОСТ 7798—62 в соответствии с требованиями ГОСТ 1759—62 и с резьбой по ГОСТ 9150—59\*.  
2. Временное сопротивление стали закаленных болтов принято для марок Ст.3 и Ст.35  $\sigma_{вр} = 105 \text{ кг/мм}^2$ , Ст. 40Х  $\sigma_{вр} = 130 \text{ кг/мм}^2$ .

$R_{сж}$  — расчетное сопротивление соединения смятию;  
 $R_p$  — расчетное сопротивление болтов растяжению.  
Предельные усилия на болты нормальной точности и повышенной точности даны в табл. 15 и 16.

Монтажные соединения на высокопрочных болтах. В этих соединениях усилия передаются через трение, возникающее по прикасающимся плоскостям соединяемых элементов от натяжения высокопрочных болтов. Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, определяется по формуле

$$N_0 = Pfm,$$

где  $f$  — коэффициент трения, принимаемый в зависимости от способа очистки соединяемых поверхностей;  
 $m$  — коэффициент условий работы болтового соединения, принимаемый равным 0,9;  
 $P$  — осевое усилие натяжения болта;

$$P = 0,6\sigma_{вр} F_{нт},$$

$\sigma_{вр}$  — временное сопротивление разрыву стали высокопрочных болтов после термической обработки в готовом изделии (болте);

$F_{нт}$  — площадь сечения болта по резьбе.

Несущая способность высокопрочных болтов приведена в табл. 17; диаметры болтов и отверстия для них — в табл. 18.

Таблица 18

Диаметры отверстий для болтов

Диаметр болта	12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	35
Диаметр отверстия для болтов нормальной точности, включая высокопрочные	15	17	19	21	23	25	27	30	33	39

Примечания: 1. Размеры болтов, заключенные в скобки, по возможности не применять.  
2. Диаметры отверстий для болтов повышенной точности принимают равными диаметрам болтов.

5. Материал стальных конструкций

Определяющими факторами при выборе материала конструкций этажерки являются:

- 1) воздействие на конструкции отрицательных температур
- 2) наличие сварных соединений;
- 3) для конструкций, непосредственно воспринимающих нагрузку от механизмов (насосов, центрифуг, вентиляторов, электрических кранов и т. п.), динамическое воздействие их на конструкции;
- 4) экономичность.

Эти факторы и определяют основные требования, предъявляемые к стали:

1) пластичность, исключаящую вместе с соответствующими конструктивными ограничениями возникновение хрупкого разрушения в процессе эксплуатации открытых этажерок при низких температурах;

2) хорошую свариваемость, что обеспечивается соответствующим химическим составом стали;

3) сопротивляемость динамическим нагрузкам;

4) высокую прочность при одновременно низкой стоимости.

Всем этим требованиям отвечает мартеновская малоуглеродистая сталь обыкновенного качества марок ВСт.3, ВСт.3пс, ВСт.3кп, поставляемая по механическим свойствам и с дополнительными требованиями по химическому составу по подгруппам В ГОСТ 380—60, и низколегированная конструкционная мартеновская сталь марок 10Г2С1 (мк) по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 546—15ХСНД (природнолегированная) и 10ХСНД по ГОСТ 5058—57 а также 14Г2 по ЧМТУ/ЦНИИЧМ \*54—58 и 15ГС по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 296—60.

Марки малоуглеродистой стали отличаются по способу раскисления.

Наиболее высоким качеством отличается спокойная (раскисленная) сталь ВСт.3, имеющая плотное и однородное строение. Для полуспокойной стали ВСт.3пс и особенно для кипящей ВСт.3кп характерны неоднородность структуры и распределение вредных примесей. Однако использовать спокойную сталь во всех случаях нецелесообразно в связи с повышенной стоимостью ее (спокойная сталь на 5—8% дороже кипящей).

Для обеспечения необходимых свойств стали кроме характеристик, гарантируемых ГОСТом, к ней предъявляют в необходимых случаях дополнительные требования, оплачиваемые дополнительно. К этим требованиям относятся:

1) для малоуглеродистых сталей;

- а) гарантия загиба в холодном состоянии согласно п. 19д ГОСТ 380—60;
- б) предельное содержание химических элементов в готовом прокате согласно пп. 15 и 16 ГОСТ 380—60;
- в) гарантия ударной вязкости при нормальной температуре согласно п. 19ж ГОСТ 380—60;
- г) гарантия ударной вязкости при температуре —20°С согласно п. 19 и ГОСТ 380—60 (только для марок ВСт.3);

2) для низколегированных сталей:

- а) гарантия загиба в холодном состоянии согласно табл. 3 ГОСТ 5058—57\*;
- б) гарантия ударной вязкости при температуре —40°С и после механического старения.

Процент приплаты за каждое из этих требований к основной стоимости стали приводится в табл. 19 (по оптовому прейскуранту на сталь обыкновенного качества № 01—02).

Таблица 19

Приплаты к оптовой цене проектной стали за дополнительные требования, указанные в стандартах

Дополнительные требования	Приплата к оптовой цене за 1 т
Понижение пределов содержания серы и фосфора против стандарта на каждые 0,005% каждого элемента	2%
Дополнительные испытания:	
а) поставка стали с испытанием на загиб в холодном состоянии по ГОСТ 380—60 или по ГОСТ 5058—57*	1%
б) поставка стали с повышенными нормами предела текучести по ГОСТ 380—60	3%
в) испытание на ударную вязкость по ГОСТ 380—60	4%
г) испытание на ударную вязкость по ГОСТ 5058—57*	4%
Термическая обработка проката из низколегированной стали:	
а) термическая обработка сортовой и фасонной стали	10 руб.
б) то же, тонколистовой стали	5 руб.
в) то же, толстолистовой и универсальной стали	4 руб.
Поставка равнобокой и неравнобокой угловой стали, двутавровых балок и швеллеров мерной длины в пределах нормальных длин	8%
Поставка равнобокой и неравнобокой угловой стали, двутавровых балок и швеллеров кратной длины (кратная длина не должна превышать одной трети верхнего предела нормальной длины, в противном случае приплата принимается как за поставку в мерных длинах)	4%

## Классы стали

Сталь	Класс	Марка стали и дополнительные требования
Малоуглеродистая	I	Сталь ВСт. 3кп для сварных конструкций по группе В ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии, согласно п. 19д, и предельным содержанием химических элементов, согласно пп. 15 и 16 ГОСТ 380—60
	IIa	Сталь ВСт. 3пс для сварных конструкций по группе В ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии, согласно п. 19д, и предельного содержания химических элементов, согласно пп. 15 и 16 ГОСТ 380—60
	II	Сталь ВСт. 3пс для сварных конструкций по группе В ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии, согласно п. 19д, и удар вязкости при нормальной температуре, согласно п. 19а, а также предельного содержания химических элементов, согласно пп. 15 и 16 ГОСТ 380—60
	III	Сталь ВСт. 3 для сварных конструкций по группе В ГОСТ 380—60 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии, согласно п. 19д, и удар вязкости при температуре —20°С, согласно п. 19и, а также предельного содержания химических элементов, согласно пп. 15 и 16 ГОСТ 380—60
Низколегированная		Сталь 10 Г2С1 (МК) по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 546—57 с дополнительными гарантиями загиба в холодном состоянии, согласно табл. 3 ГОСТ 5058—57* для стали 10Г2СД (МК), и предельного содержания кремния более 1,2%
	IV	Сталь марки 14Г2 по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 54—58 с дополнительной гарантией загиба в холодном состоянии, согласно табл. 3 ГОСТ 5058—57*  Сталь марки 15ГС по ЧМТУ/ЦНИИЧМ 296—60 с дополнительной гарантией загиба в холодном состоянии, согласно табл. 3 ГОСТ 5058—57*
	V	Сталь 15ХСНД (природнолегированная) по ГОСТ 5058—57* с дополнительной гарантией ударной вязкости при температуре —40°С и после механического старения, согласно п. 11 ГОСТ 5058—57*
	VI	Сталь 10ХСНД (природнолегированная) по ГОСТ 5058—57* с дополнительной гарантией ударной вязкости при отрицательной температуре —40°С и после механического старения, согласно п. 11 ГОСТ 5058—57*

Следует иметь в виду, что при толщинах больше 25 мм низколегированная сталь для сварных конструкций термически обрабатывается, отчего стоимость ее возрастает.

В целях унификации применяемого для стальных конструкций металла и сокращения количества марок стали институт Проектстальконструкция предлагает при заказе металла ограничиться минимальным числом классов стали. Каждый класс определяет марку стали и соответствующие дополнительные требования, предъявляемые к ней. Предлагается 7 классов стали (табл. 20).

Выбор класса стали для конструкций этажерки в зависимости от расчетной температуры наружного воздуха по наиболее холодной пятидневке производится по табл. 21.

Таблица 21

## Выбор класса стали

№ п.п.	Наименование конструкций этажерки	Классы стали для конструкций, эксплуатируемых при расчетной температуре в °С		
		—30 и выше	ниже —30, но выше —40	ниже —40
1	Лестницы, площадки, расположенные на аппаратах, не несущие нагрузок от технологического оборудования, слабонапряженные конструкции (не более 0,4 расчетного сопротивления), не испытывающие динамических нагрузок	I	I	II
2	Все конструкции этажерок, неогорожденные в п. 1, не подвергающиеся воздействию подвижных и вибрационных нагрузок	I	II	III
3	Конструкции этажерок, подверженные воздействию подвижных и вибрационных нагрузок	II	III	IV

Низколегированная сталь применяется при соответствующем технико-экономическом обосновании. Применение низколегированной стали оправдано только в том случае, если замена малоуглеродистой стали низколегированной дает экономию металла без увеличения стоимости конструкции. Для первого приближения выгодность применения стали повышенной прочности можно определить следующим образом.

Стоимость изготовления и монтажа конструкций из малоуглеродистых сталей в среднем составляет соответственно 32 и

Стоимость 1 т стали в руб.

Марка стали	Углы и равнобокие										Углы неравнобокие																			
	20-25	28-32	36	40-45	51-75	80-140	100-250	25	32	40-45	51-75	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250							
ВСт. 3кп	84,3	82,6	81,4	79,8	78,3	74,8	73,5	86,7	84,7	81,8	79,7	76,2	75,3	74,2	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
ВСт. 3пс	85,5	83,7	82,5	80,8	79,4	75,8	74,6	87,8	85,8	82,9	80,7	77,3	76,3	75,2	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
ВСт. 3	89,9	88,2	86,9	85,4	83,6	79,9	78,6	92,3	90,3	87,4	85	81,5	80,4	79,2	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
10Г2С1	96,8	95	93,7	92	90,3	86,6	85,2	99,3	97,2	94,1	91,7	88	87,1	85,9	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
15ГС	94,7	92,9	91,6	89,9	88,4	84,6	83,3	97,2	95,1	92	89,8	86,2	85,1	83,9	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
14Г2	95,5	93,7	92,4	90,7	89,2	85,4	84	98	95,9	92,9	90,6	87	85,9	84,7	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
15ХСНД	117	115	114	112	110	105	104	120	117	114	112	108	106	105	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
10ХСНД	130	129	127	125	123	118	117	133	131	128	125	121	119	118	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
Марка стали	Балки										Швеллеры																			
ВСт. 3кп	82,3	80,2	78,2	76,2	74,2	70,2	68,2	80,1	78,1	76,1	74,1	72,1	70,1	68,1	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
ВСт. 3пс	83,8	81,7	79,6	77,6	75,6	71,6	69,6	81,7	79,7	77,7	75,7	73,7	71,7	69,7	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
ВСт. 3	88,6	86,5	84,4	82,4	80,4	76,4	74,4	86,5	84,5	82,5	80,5	78,5	76,5	74,5	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
10Г2С1	99,5	96,5	94,5	92,5	90,5	86,5	84,5	96,5	94,5	92,5	90,5	88,5	86,5	84,5	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
15ГС	95	92,6	90,2	88,2	86,2	82,2	80,2	93,2	91,2	89,2	87,2	85,2	83,2	81,2	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
14Г2	95,8	93,5	91,1	89,1	87,1	83,1	81,1	93,8	91,8	89,8	87,8	85,8	83,8	81,8	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
15ХСНД	116	114	111	109	107	103	101	114	112	110	108	106	104	102	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
10ХСНД	134	131	128	126	124	120	118	130	128	126	124	122	120	118	10-14	16-22	24-40	45-50	55-70	75-80	80-110	125-140	160-250	10-14	16-22	24-40				
Марка стали	Толстолистовая сталь										Универсальная сталь																			
ВСт. 3кп	82,7	81,8	80,9	79,9	78,9	74,9	72,9	80,2	78,2	76,2	74,2	72,2	70,2	68,2	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60	63-160	36-60	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60
ВСт. 3пс	84	83,2	82,3	81,4	80,4	76,4	74,4	81,7	79,7	77,7	75,7	73,7	71,7	69,7	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60	63-160	36-60	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60
ВСт. 3	86,9	86	85,1	84,2	83,2	79,2	77,2	84,5	82,5	80,5	78,5	76,5	74,5	72,5	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60	63-160	36-60	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60
10Г2С1	95,3	94,3	93,3	92,3	91,3	87,3	85,3	94,7	92,7	90,7	88,7	86,7	84,7	82,7	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60	63-160	36-60	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60
15ГС	92	92	91	90,9	90,9	86,9	84,9	91,8	89,8	87,8	85,8	83,8	81,8	79,8	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60	63-160	36-60	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60
14Г2	94	93	92	91,9	91,9	87,9	85,9	92,4	90,4	88,4	86,4	84,4	82,4	80,4	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60	63-160	36-60	4-4,5	5-5,5	6-9	10-12	13-20	21-32	34-60

18 руб./т, а из низколегированных сталей 38,2 и 19,8 руб./т. Критерий выгодности применения низколегированной стали

$$\varphi = \frac{D_{нл}}{D_{уг}} \cdot \frac{G_{нл}(C_{нл} + 58)}{G_{уг}(C_{уг} + 50)} < 1,$$

где  $D_{нл}$  и  $D_{уг}$  — стоимость конструкций соответственно из низколегированной стали и малоуглеродистой стали;

$C_{нл}$  и  $C_{уг}$  — стоимость стали низколегированной и малоуглеродистой по прейскуранту оптовых цен на сталь обыкновенного качества № 01—02, утвержденному 31 мая 1963 г. № 2733ц (табл. 22);

$G_{нл}$  и  $G_{уг}$  — вес конструкций из низколегированной и углеродистой стали.

Применение низколегированной стали целесообразно, если  $\varphi < 1$ . При необходимости более тщательного определения экономической целесообразности применения сталей повышенной прочности имеется более точная методика анализа этого вопроса<sup>1</sup>.

Металл для конструкций этажерки можно заказывать в мерных и кратных длинах. Однако следует иметь в виду, что стоимость его при этом значительно возрастает (см. табл. 19).

#### § 4. Железобетонные этажерки

Решение высокой этажерки в железобетоне на всю высоту диктуется, как правило, противопожарными требованиями. В остальных случаях железобетонный каркас этажерки может быть оправдан только при заметном снижении расхода металла и снижении стоимости строительства. В практике проектирования и строительства этажерок железобетон используется только для нижней части этажерки, называемой постаментом; верхние участки этажерки выполняются в железобетоне только в тех зонах, в которых повышена вероятность возникновения пожара.

Ограничение использования железобетона в каркасе этажерки вызвано следующими соображениями:

- 1) железобетонные конструкции значительно увеличивают весовые нагрузки;
- 2) строительство железобетонной этажерки, являющейся высотным сооружением, значительно сложнее и дороже, чем монтаж легкой металлической этажерки;
- 3) расстояние между температурно-усадочными швами в железобетонной сборной и монолитной этажерке соответственно

<sup>1</sup> Брауде З. И. Рациональность применения стали повышенной прочности в строительных конструкциях. «Промышленное строительство и инженерные сооружения» № 6, 1963.

40 и 30 м, в то время как для металлической этажерки для температурного блока практически не ограничена;

4) металлические этажерки более технологичны, так как позволяют просто решать узлы опирания труб и другого оборудования.

Различают три вида железобетонных конструкций этажерки:

- 1) монолитные с гибкой арматурой;
- 2) монолитные с жесткой арматурой;
- 3) сборные.

Монолитные железобетонные конструкции с гибкой арматурой, используемые в постаменте этажерки, несут весьма большие вертикальные и горизонтальные нагрузки. Решаются они обычно в виде рам как в поперечном, так и в продольном направлениях.

Расчет этих рам на горизонтальные нагрузки от ветра и сейсмические воздействия производится с учетом совместной работы постаментов и вышерасположенных конструкций этажерки и аппаратов, т. е. определение периодов и форм собственных колебаний, необходимых для подсчета этих нагрузок, производится для всей этажерки, как целого сооружения. Марки бетона принимаются 200, 300 (бетон перекрытий должен быть с коэффициентом плотности не менее 0,8).

Армирование конструкций выполняется сварными каркасами и сварными сетками.

Участки этажерки, расположенные в зонах возможного возникновения пожара, выполняются в виде железобетонных конструкций с жесткой арматурой. В качестве жесткой арматуры колоннах используют сварные двутавровые сечения, в балках — прокатные швеллеры и двутавры. Жесткую арматуру конструируют как металлический каркас этажерки, способный воспринять нагрузки при возведении этажерки. Целесообразно решать железобетонные этажерки с жесткой арматурой в связевой схеме, как и металлические. Принципы конструирования жесткой арматуры остаются такими же, как и при конструировании металлических этажерок. Несущую способность колонн на эксплуатационные нагрузки дополняют бетоном и гибкой арматурой, расположенной в углах прямоугольного сечения железобетонной колонны. Эффект включения в работу колонн бетона повышается при назначении марок бетона 300 и более. Включение бетона в работу балок не дает заметного уменьшения расходов материалов, но значительно усложняет производство работ. Поэтому рациональнее балки открывать, выполнять или в виде совместно работающих с железобетонной плитой балок, изолированных штукатуркой по сетке, или просто металлическими такой же изоляцией.

Элементы связей назначают металлическими из уголков, так же изолированных штукатуркой по сетке. Процент армирования сечения колонны жесткой арматурой не должен превышать

при большем проценте армирования совместная работа металла и бетона в сечении нарушается.

При конструировании узлов крепления балок и связей к колоннам особое внимание следует уделять плотности заполнения опалубки бетоном. В этом отношении сплошные поперечные ребра в колоннах нежелательны. На рис. 39 показаны варианты рамных узлов крепления балок к жесткой арматуре железобе-

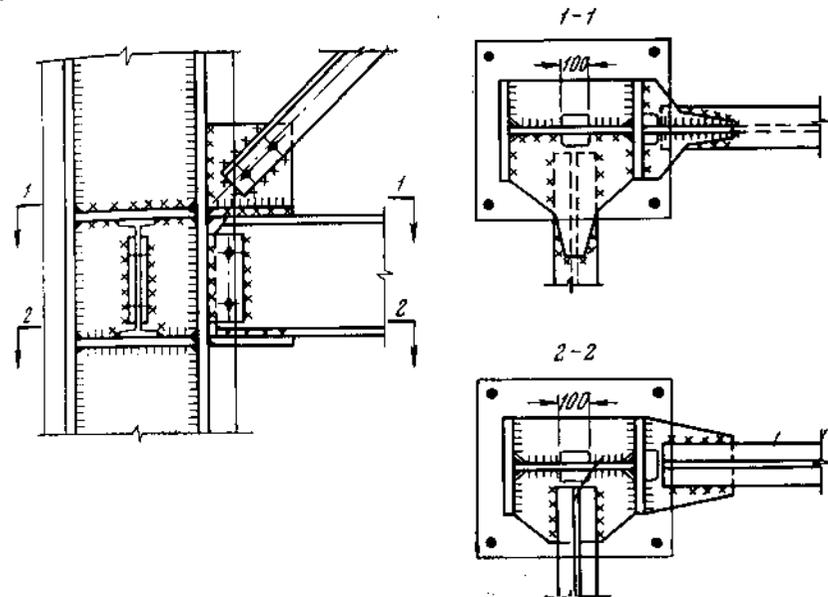


Рис. 39. Рамные узлы крепления элементов жесткой арматуры

тонных колонн. Отверстия в планках и ребрах колонн позволяют бетону плотно заполнить все пространство в опалубке.

После снятия опалубки железобетонные конструкции должны быть тщательно осмотрены; все пустоты необходимо заполнить расширяющимся бетоном.

Выполнение этажерки в железобетоне с жесткой арматурой решает сразу несколько проблем:

- 1) конструкции этажерки получают огнестойкими;
- 2) в результате включения бетона в работу колонн расход металла на них снижается;
- 3) не нужна громоздкая опалубка, так как она выполняется в виде сборных щитов, подвешенных к жесткой арматуре;
- 4) монтаж жесткой арматуры так же прост, как и металлической этажерки.

Все это свидетельствует о целесообразности использования жесткой арматуры в конструкциях железобетонных этажерок.



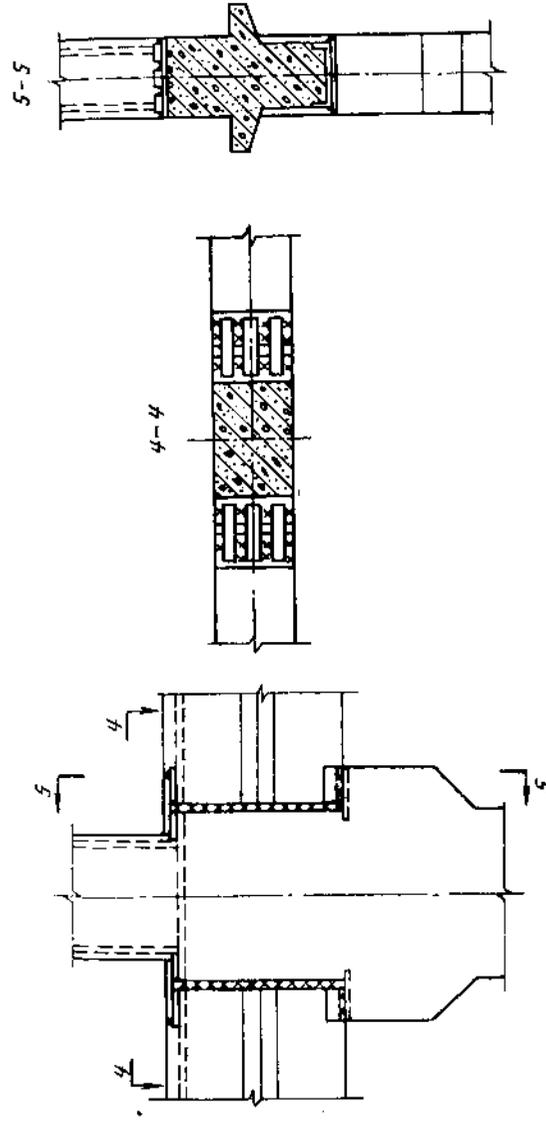
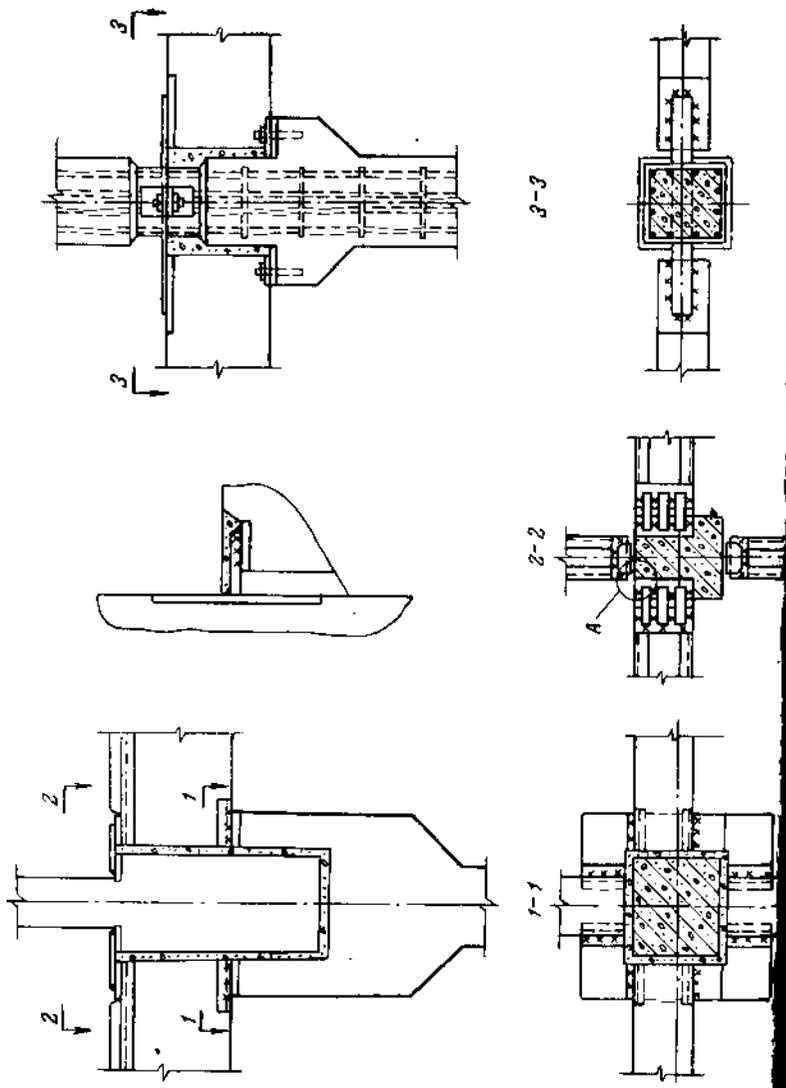


Рис. 41. Рамные узлы сопряжения ригелей с колонной

Применение сборных железобетонных конструкций в высоких этажах весьма ограничено из-за больших нагрузок на этажерку, множества нестандартных элементов и трудности монтажа тяжелых сборных элементов для такого высотного сооружения, каким является этажерка.

Однако большие преимущества сборных конструкций по сравнению с монолитными требуют рассмотрения возможности выполнения этажерок в сборном железобетоне. При небольших нагрузках от аппаратов оборудования и сравнительно невысоких этажерках возможно решение их в сборном железобетоне.

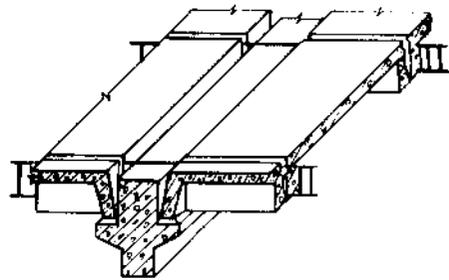


Рис. 42. Узел сопряжения настила с балками

промышленных зданий, широко применяющиеся в настоящее время.

**Стыки колонн.** По способу передачи усилий различаются два типа стыков: с передачей давления через бетон и через специальные закладные стальные детали (рис. 40).

**Сопряжение ригеля с колонной.** В рамном узле это сопряжение осуществляется при помощи закладных металлических деталей. Типы рамных сопряжений показаны на рис. 41.

**Сопряжение настилов с ригелями.** Для увеличения несущей способности настилов сборные плиты рационально замоналичивать на опорах, создавая неразрезность их. На рис. 42 показан пример устройства неразрезности настила на опорах.

## § 5. Фундаменты

Неравномерные осадки опор колонн вызывают значительные перенапряжения в элементах каркаса этажерки. В этом смысле особенно со связевым каркасом, весьма чувствительны к неравномерным осадкам оснований. При опирании колонн на самостоятельные фундаменты неравномерные осадки оснований неизбежны во всех случаях, так как нагрузка от ветра на них будет неодинакова, и основания под фундаменты, рассчитанные на восприятие больших ветровых нагрузок, почти все время эксплуатации этажерки будут иметь гораздо меньшую нагрузку на единицу площадки по сравнению с основаниями под

фундаменты, воспринимающими в основном постоянную и эксплуатационные нагрузки. Кроме того, размеры подошв фундаментов колонн, влияющие на величину осадки оснований, в общем случае не одинаковы. Поэтому опирание колонн этажерки на самостоятельные одиночные фундаменты может быть в исключительных случаях при больших величинах модуля деформации грунта; должны быть определены осадки фундаментов, и каркас этажерки проверен на взаимное смещение опор колонн. Фундаменты под этажерки, как правило, выполняются в виде монолитной железобетонной ребристой плиты (рис. 43).

Высоту ребер плиты определяют величинами изгибающих моментов и поперечных сил в них; она может достигать 3—4,5 м. При такой высоте ребер можно считать, что фундаментная плита практически не прогибается и представляет собой бесконечно жесткий штамп, опирающийся на основание и нагруженный со стороны колонн этажерки и помещений первого этажа. Участки плиты между ребрами рассчитывают, как плиты, защемленные по трем или четырем кантам (см. табл. 11 и 12).

Отметку верха фундамента назначают с учетом заглубления баз колонн с тем, чтобы верх анкерных болтов был ниже нулевой отметки на 50 мм, а также с учетом расположения в нижнем этаже каналов, лотков, коммуникаций.

Для удобства монтажа металлических конструкций этажерки обычно под подошвами баз колонн предусматривают подливку толщиной 60 мм.

Марка бетона фундамента — 150 или 200. При агрессивности грунтовых вод принимаются специальные меры по защите фундамента.

При проектировании фундамента под этажерку следует располагать следующими данными, относящимися к месту строительства этажерки:

- 1) выкопировкой из генерального плана, с указанием положений этажерки соответствующими координатами, а также положений скважин и шурфов (в зоне строительства этажерки должно быть не менее двух скважин);
- 2) черными и планировочной отметками, а также отметкой пола первого этажа;
- 3) физическими и механическими характеристиками отдельных слоев грунта;
- 4) гидрогеологическими условиями строительной площадки;
- 5) химическими анализами грунтовой воды;
- 6) заключением об инженерно-геологических условиях площадки.

Основание под подошвой фундамента этажерки должно быть однородным в отношении сжимаемости, поэтому отношение мо-

дулей деформаций в пределах подошвы фундамента не должно превышать:

$$\frac{E_{\max}}{E_{\min}} = 1,8 \div 2,5 \text{ при } E_{\min} = 150 \div 200 \text{ кг/см}^2,$$

$$\frac{E_{\max}}{E_{\min}} = 1,3 \div 1,6 \text{ при } E_{\min} = 75 \div 150 \text{ кг/см}^2$$

или  $E_{\min}$  должно быть больше  $200 \text{ кг/см}^2$ .

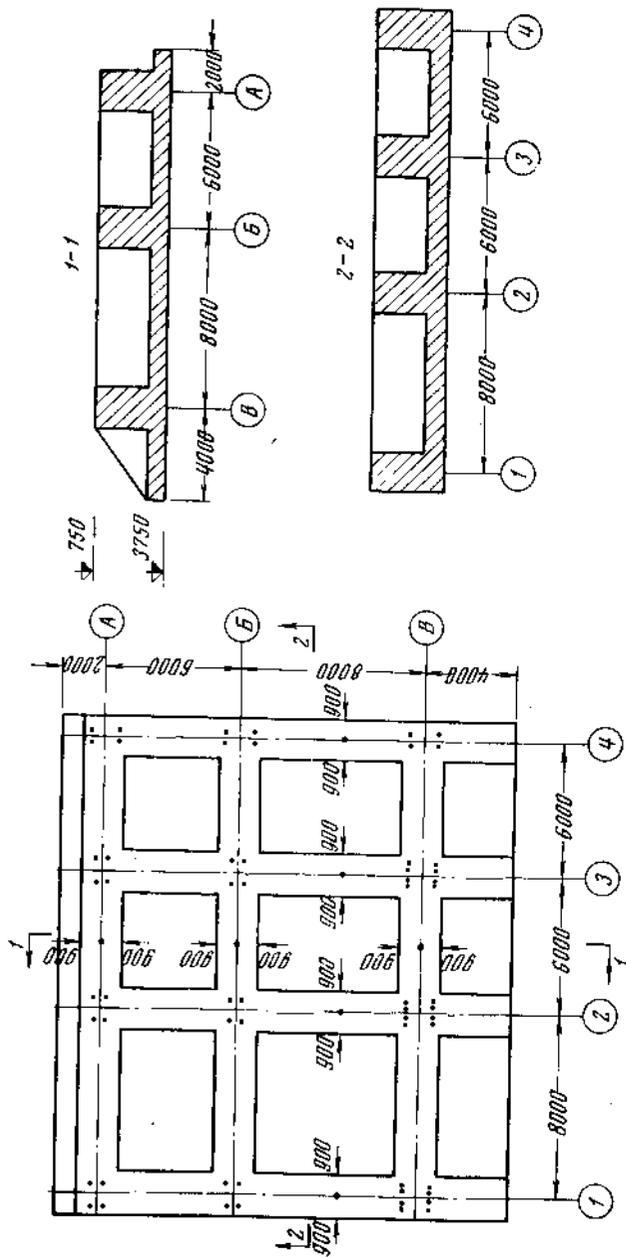


Рис. 43. Пример решения фундамента под этажерку

## РАСЧЕТ ЭТАЖЕРОК

Расчет этажерок весьма трудоемок.

Многообразие видов нагрузок, схем каркасов этажерок, также большой набор различных элементов конструкций этажерок вызывают необходимость систематизации самих нагрузок действующих на этажерки, их сочетаний и способов расчета конструкций этажерки.

Использование вычислительных машин при расчете этажерок не исключает необходимости значительную часть работ производить вручную. Больше того, в настоящее время техника машинного расчета применительно к этажеркам не дала ожидаемого эффекта. Это объясняется большим объемом подготовительной работы (сбором нагрузок, составлением расчетных схем, предварительным расчетом для выявления жесткостных характеристик элементов статически неопределимых систем каркасов этажерок, наконец, составлением соответствующих программ). Это, конечно, не значит, что следует отказываться от механизации расчетов этажерок. Нужно искать пути уменьшения объема подготовительных работ, создания универсальных программ для всего многообразия схем каркасов этажерок. Использование приближенных, но достаточно точных способов расчета конструкций этажерок, а также итерационных методов расчета рам, оформление расчетов в табличной форме, сводящих все расчеты к заполнению соответствующих матриц, позволяют резко сократить объем расчетных работ, выполняемых вручную.

В этой главе рассматриваются все основные элементы расчета этажерок. Рекомендуются наиболее простые, применительно к этажеркам, способы расчета. Так, из множества способов расчета, используемых при расчете рам, выбраны наименее трудоемкие для каркасов этажерок способы: при расчете рам с несмещаемыми в горизонтальном направлении ригелями — метод Харди Кросса; при расчете на горизонтальные нагрузки — метод эквивалентной полурамы. Предлагается весьма простой способ

расчета вертикальных связевых ферм, представляющих собой многократно статически неопределимые системы.

Расчет этажерки со связевым каркасом ведется в следующей последовательности:

- 1) составляется лист нагрузок;
- 2) рассчитываются все балки перекрытий;
- 3) собираются нагрузки на колонны и определяются нормальные усилия в сечениях колонн от вертикальных нагрузок;
- 4) производится предварительный расчет связей;
- 5) подбираются предварительные сечения колонн по нормальным усилиям в колоннах от вертикальных и горизонтальных нагрузок. При этом сечения колонн назначаются с некоторым запасом несущей способности для восприятия изгибающих моментов (условное расчетное сопротивление принимается в размере 75% от расчетного сопротивления материала колонн);
- 6) определяются периоды собственных колебаний этажерки;
- 7) производится расчет вертикальных связей на горизонтальные и на вертикальные нагрузки;
- 8) определяются изгибающие моменты в колоннах и балках-распорках от вертикальных нагрузок, а также от горизонтальных смещений вертикальных связей;
- 9) по нормальным усилиям и изгибающим моментам подбираются окончательные сечения колонн и балок-распорок;
- 10) производится расчет баз колонн и рамных узлов балок-распорок.

При расчете этажерки с рамным каркасом предварительный подбор сечений колонн также производится по нормальным усилиям в сечениях колонн.

За условное расчетное сопротивление в этом случае принимается величина, вдвое меньшая расчетного сопротивления материала колонн.

## § 1. Нагрузки

Основными нагрузками, действующими на этажерку, являются: постоянная нагрузка, весовые и температурные нагрузки от трубопроводов, вес заполнения аппаратов, временные распределенные нагрузки, нагрузки от монорельсов и кран-балок, а также динамические нагрузки от центрифуг и других механизмов, вызывающих инерционные силы. Кроме того, этажерки испытывают воздействие ветровых нагрузок, нагрузок в процессе монтажа и испытания аппаратов, а также монтажа конструкций самих этажерок.

В районах, подверженных сейсмическим воздействиям в 7 баллов и выше, этажерки рассчитываются и на эти воздействия.

Характеристика воздействия колебаний на людей в зависимости от скорости и ускорения гармонических перемещений с амплитудой не более 1 мм

Характеристика воздействия колебаний на людей	Предельное ускорение колебаний в мм/сек <sup>2</sup>	Предельная скорость колебаний в мм/сек	Формулы определения предельных амплитуд колебаний
Сильно ощущаемы (мешают)	для частот от 1 до 10 кол/сек 400	для частот от 10 до 100 кол/сек 6,4	$a_0 = \frac{v_0}{2\pi n_0}$
Вредны при длительном воздействии	1000	16	$a_0 = \frac{\omega_0}{4\pi^2 n_0^2}$

Примечание.  $a_0$  — допускаемая амплитуда колебаний в мм;  $n_0$  — частота колебаний в кол/сек;  $v_0$  и  $\omega_0$  — допускаемые амплитуды скорости в мм/сек и ускорения в мм/сек<sup>2</sup> для гармонических колебаний.

**Постоянная нагрузка.** В состав ее входят: весовые нагрузки от строительных конструкций этажерки, ограждающих конструкций встроенных помещений, вес пустых аппаратов с изоляцией.

Следует различать две величины расчетной постоянной нагрузки: максимальную с соответствующими коэффициентами перегрузки и минимальную с коэффициентами недогрузки. Коэффициенты недогрузки в зависимости от степени точности подсчета нагрузки назначаются в пределах 0,5—0,9. Минимальная величина постоянной нагрузки необходима для определения усилий в анкерных болтах, для которых она является разгрузающей, а также для расчета оснований под фундаменты.

**Временные нагрузки.** Все временные нагрузки, действующие на этажерку, подразделяются на долговременные, кратковременные и случайные. К долговременным относятся вес заполнения аппаратов, нагрузки от трубопроводов, вес вспомогательного оборудования и динамические нагрузки от механизмов.

Кратковременными нагрузками являются: временная распределенная нагрузка, нагрузка от монорельсов и кран-балок, монтажные нагрузки, нагрузки при испытании, ветровая нагрузка. К случайным относятся нагрузки от сейсмических воздействий.

Нагрузка от заполнения аппаратов имеет два значения. Одно — в период эксплуатации и другое — во время испытания. Как правило, во время испытания аппарат заполняется полностью. В связи с этим количество одновременно испытываемых аппаратов рекомендуется ограничивать одним-двумя.

Нагрузка от трубопроводов задается в виде сосредоточенных вертикальных и горизонтальных сил, учитывающих вес самих труб и усилия от температурного их расширения. Чтобы уменьшить последние, трубы оборудуют компенсаторами, подвешивают к конструкциям на пружинах. В некоторых случаях, при отсутствии данных о разводке труб, местах креплений, точном их весе, нагрузка от труб назначается в виде равномерной распределенной нагрузки на перекрытия.

Динамические нагрузки от механизмов определяют в соответствии с инструкцией по проектированию и расчету несущих конструкций зданий под машины с динамическими нагрузками; определяют как вертикальные динамические нагрузки, действующие непосредственно на опорные конструкции под машины, так и горизонтальные, действующие на вертикальные несущие конструкции каркаса этажерки. Динамические нагрузки вызывают крайне нежелательные колебания конструкций этажерки, поэтому всякий раз следует рассматривать возможность переноса механизмов вниз на свои фундаменты. Конструкции этажерки при опирании на них механизмов должны быть достаточно жесткими, чтобы максимальная амплитуда колебаний их не превосходила предельной нормативной величины (табл. 23).

Временная распределенная нагрузка учитывает вес людей на перекрытиях, вес материала и оборудования при ремонте аппаратов. В большинстве случаев она назначается равной 400 и 200 кг/м<sup>2</sup>. Ввиду того, что загрузка больших площадей перекрытия этой нагрузкой исключается, при расчете главных балок перекрытий временная распределенная нагрузка для них принимается с коэффициентом 0,85. Еще более невероятна полная загрузка всех перекрытий этажерки. К тому же нагрузка от оборудования и материалов при ремонте аппаратов составляет часть веса самих аппаратов и только переносится с аппаратов непосредственно на перекрытие, отчего суммарная нагрузка на колонны практически не изменяется. Поэтому для колонн эта нагрузка принимается еще меньшей. Вероятно, для большинства этажерок временную распределенную нагрузку для колонн можно было бы не учитывать. Однако в связи с отсутствием каких-либо исследований действительных нагрузок на этажерках коэффициент уменьшения временной распределенной нагрузки для колонн принимается по табл. 24.

Таблица 24

Коэффициенты снижения нагрузок при расчете колонн, фундаментов и оснований

Число перекрытий, расположенных выше рассматриваемого сечения конструкции или основания	До 2	3—4	5—6	7 и более
Коэффициент снижения суммы временных распределенных нагрузок	1	0,85	0,7	0,6

**Нагрузки от монорельсов и кран-балок** берутся в соответствии с ГОСТами на кошки, тали, тельферы и кран-балки. Следует иметь в виду, что в случае использования электрического привода эти нагрузки при расчете балок перекрытий принимаются с динамическим коэффициентом, равным 1,1.

Монтажные нагрузки подразделяются на нагрузки при монтаже конструкций самой этажерки и нагрузки при монтаже аппаратов.

Обе эти группы нагрузок действуют в разное время и должны быть соответственно учтены при проектировании этажерки.

Если предусматривается монтаж этажерки ползучим краном, то в листе нагрузок указывают все места стоянок этого крана и максимальные нагрузки от него. Кроме этого, должны быть указаны нагрузки при перемещении ползучего крана.

При монтаже этажерок крупными секциями в листе нагрузок указывают все места строповок и максимальные силы в местах строповок. Кроме того, даются всевозможные положения монтируемых блоков при монтаже их (горизонтальное, наклонное и т. п.), с тем чтобы при расчете можно было произвести проверку конструкций этажерки на всех стадиях их монтажа. Нагрузки при монтаже аппаратов также указывают в листе нагрузок.

Указывают не только места подвески такелажного оборудования и нагрузки от него, но и пути перемещения аппаратов по перекрытию, а также всевозможные положения аппарата при монтаже его и все отвесающие им нагрузки.

Как правило, конструкции этажерок должны воспринимать монтажные нагрузки без дополнительного их усиления на монтаже.

Нагрузка при испытании аппарата включает в себя вес аппарата с заполнителем при испытании. Эта нагрузка задается организацией, проектирующей аппарат, и часто значительно превосходит эксплуатационную нагрузку от аппарата. Поэтому величина ее должна быть указана в листе нагрузок для всех аппаратов, расположенных на этажерке.

Все эти нагрузки должны быть отражены в листе нагрузок, входящем в состав рабочих чертежей строительных конструкций этажерки.

**Ветровую нагрузку** на этажерку определяют как для высотного сооружения с учетом динамического воздействия порывов ветра.

При расчете каркаса этажерки узловые нормативные нагрузки от ветра, действующие в уровне  $k$ -го перекрытия, находят по формуле

$$\omega_k = \omega'_k + M_k \eta_k \xi;$$

$$\omega'_k = q_{0k} \sum_{i=1}^n c F_i \cdot \varphi_i,$$

где  $\omega'_k$  — статическая нагрузка от ветра на поверхности, перпендикулярные направлению ветрового потока;

$q_{0k}$  — нормативный скоростной напор на уровне  $k$ -го перекрытия, принимаемый по табл. 25 и 26, с учетом высоты перекрытия над поверхностью земли;

Таблица 25

Нормативные скоростные напоры ветра  $q_0$  для высоты над поверхностью земли до 10 м

Районы СССР	Нормативный скоростной напор ветра в $кг/м^2$
I	27
II	35
III	45
IV	55
V	70
VI	85
VII	100

Таблица 26

Поправочные коэффициенты на возрастание скоростных напоров ветра для высот более 10 м (за исключением горных местностей)

Высота над поверхностью земли в м	До 10	20	10	100	150 и выше
Поправочный коэффициент . . . . .	1	1,35	1,8	2,2	3

Примечания: 1. Для горных местностей поправочные коэффициенты принимают в соответствии с данными гидрометеорологической службы, но не менее значений, приведенных в таблице.  
2. Для промежуточных высот величину поправочных коэффициентов определяют линейной интерполяцией. В пределах отдельных зон зданий и сооружений при высоте каждой зоны не более 10 м величину поправочных коэффициентов допускается принимать постоянной и определять ее для средней точки зоны.

$F_i$  — грузовая площадь обдуваемого элемента (элементов перекрытия, колонн, связей, ограждений оборудования и т. п.) в плоскости, нормальной к ветровому потоку;

$c$  — аэродинамический коэффициент, принимаемый равным 1,4 для всех элементов конструкций этажерки и оборудования, включая цилиндрические аппараты, находящиеся на промежуточных перекрытиях этажерки;

Таблица 2  
Коэффициент уменьшения ветрового напора для ряда параллельных балок ребер перекрытий и других элементов

Схема	$\frac{l}{h}$	10 и более	8	6	$\leq 4$
	$\varphi$	1	0,8	0,6	0,4

Примечание. В таблице даны коэффициенты  $\varphi$  для второй и последующих балок, для первой балки  $\varphi = 1$ .

$\varphi_i$  — коэффициент, равный единице или меньше ее, учитывающий уменьшение ветрового напора для элементов, находящихся за другими элементами в направлении ветрового потока (см. табл. 27).

Коэффициент пульсации  $m$

Высота в м, для которой определяется коэффициент пульсации скоростного напора	До 20	40	60	80	100—200	200—300	300—400	Выше 400
Для сооружений	0,35	0,32	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,1

$M_k \eta_k \xi$  — динамическая добавка к статической ветровой нагрузке, учитывающая порывистость ветра<sup>1</sup>;

$M_k$  — масса, сосредоточенная в уровне  $k$ -го перекрытия

$$M_k = \frac{Q_k}{g};$$

$Q_k$  — суммарная весовая нагрузка в уровне  $k$ -го перекрытия;

$g$  — ускорение силы тяжести, равное  $9,81 \text{ м/сек}^2$ ;

$\eta_k$  — коэффициент, зависящий от первой формы свободных колебаний сооружений и от места расположения массы  $M_k$ . Значения  $\eta_k$  определяют по формуле

$$\eta_k = \frac{x_k \sum_{j=1}^n m_j x_j W_j^2}{\sum_{j=1}^n M_j x_j^2}$$

<sup>1</sup> Учет порывистости ветра принимается в соответствии с указаниями по определению ветровой нагрузки на технологическое оборудование колонны по типу (проект), разработанными ШИИСК. Наряд № 3101.

в которой  $x_k$  и  $x_j$  — отклонение каркаса этажерки от положения равновесия при свободных колебаниях в уровне рассматриваемого  $k$ -го перекрытия и в уровнях всех перекрытий (рис. 44);

$m_j$  — коэффициент пульсации в точке  $j$ , определяемый по табл. 28;

$n$  — количество этажей;

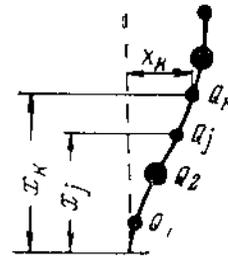


Рис. 44. Схема деформации сооружения при горизонтальных колебаниях

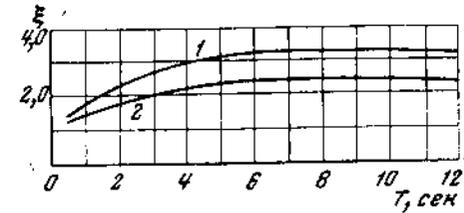


Рис. 45. Коэффициенты динамичности  
1 — для металлических сооружений; 2 — для железобетонных сооружений

$\xi$  — коэффициент динамичности, соответствующий первой форме свободных колебаний сооружения. Коэффициент  $\xi$ , зависящий от периода свободных колебаний сооружения  $T$  и от логарифмического декремента затухания, определяется по графику, показанному на рис. 45.

Период собственных колебаний этажерки определяется по приближенным формулам, приведенным в § 6.

Ветровую нагрузку, распределенную по высоте верхнего аппарата, для  $k$ -го участка определяют по формуле

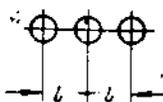
$$q_k = q_0 (c_n d k \varphi_n + c_v F_v) + M_k \eta_k \xi,$$

где  $d$  — диаметр аппарата;

$c_n$  — аэродинамический коэффициент для цилиндрических оболочек, равный 0,6 для отдельно стоящего аппарата, удаленного от соседних аппаратов или сооружений на расстоянии не менее  $3d$  в направлении, перпендикулярном направлению ветрового потока, и определяемый по табл. 29 для ряда аппаратов, расположенных друг относительно друга в направлении, перпендикулярном направлению ветра на расстоянии  $l = \alpha d$ .

Увеличение аэродинамического коэффициента для аппаратов, расположенных близко друг к другу, обязательно учитывается. В настоящее время нет экспериментальных данных для таких аппаратов. Величины аэродинамических коэффициентов,

Аэродинамический коэффициент для цилиндрических аппаратов, расположенных в ряд в направлении, перпендикулярном направлению ветра

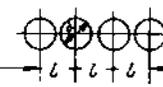
Направление ветра	$\frac{l}{d}$	3 и более	2	1,2
	$c_{ц}$	0,6	0,7	1,2

указанные в табл. 29, найдены по аналогии с таблицей этих коэффициентов для двух цилиндров малых диаметров;

$\varphi_{ц}$  — коэффициент, равный единице или меньше нее, учитывающий уменьшение ветрового напора для цилиндрических аппаратов, находящихся за другими аппаратами в направлении ветрового потока (табл. 30).

Таблица 3

Коэффициент снижения аэродинамического коэффициента для аппаратов, расположенных в ряд в направлении ветра

Направление ветра	$\frac{l}{d}$	6 и более	4	2	1,2
	$\varphi_{ц}$	1	0,92	0,67	0,5

Примечание. В таблице даны коэффициенты  $\varphi_{ц}$  для второго и последующих аппаратов. Для первого аппарата  $\varphi_{ц} = 1$ .

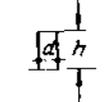
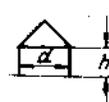
$k$  — коэффициент увеличения аэродинамического коэффициента в результате шероховатостей наружной поверхности аппарата (штуцера, ребра и т. п.), принимаемый по табл. 31 в зависимости от величины выступающих частей аппарата;

$F_{д}$  — площадь проекций элементов площадок, лестниц, ограждений и т. п., за исключением элементов, находящихся в области аэродинамической тени (рис. 46), на плоскость, перпендикулярную направлению ветра;

$c_{д}$  — аэродинамический коэффициент для этих элементов, равный 1,4.

При определении ветровой нагрузки на этажерку следует найти для каждой несущей плоскости каркаса наиболее невыгодное направление ветрового потока. Для поперечных плоскостей

Коэффициенты увеличения аэродинамического коэффициента при шероховатости поверхности цилиндрических аппаратов

Наименование	Значение коэффициента увеличения аэродинамического коэффициента $k$ при $\frac{h}{d}$		
			
Цилиндр шероховатый $\delta = 2\% d$ . . . . .	1,6	1,6	1,5
Цилиндр шероховатый $\delta = 8\% d$ . . . . .	2	2	1,8
Восьмиугольник . . . . .	2,5	2,4	2,2

Примечание.  $\delta$  — величина выступающих частей.

это направление поперек сооружения, для продольных плоскостей вытянутых в плане этажерок — под некоторым углом к продольной оси этажерки, при котором отдельные элементы этажерки и оборудование не заслоняют друг друга.

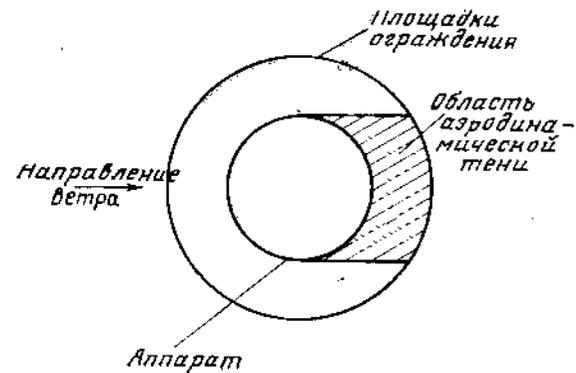
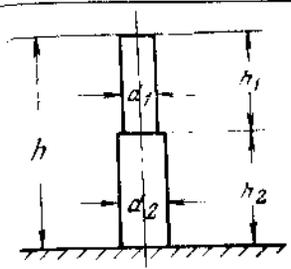
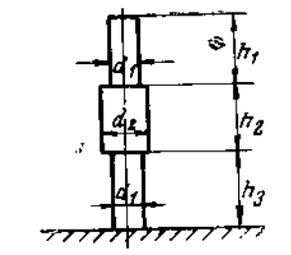


Рис. 46. Схема для определения ветровой нагрузки на кольцевые площадки аппаратов

Высокие отдельно стоящие цилиндрические аппараты и опорные конструкции для них должны быть дополнительно проверены на резонанс.

На резонанс не проверяют аппараты с периодом собственных колебаний, меньшим 0,25 сек, групповые аппараты, связан-

Расчетные диаметры и высота для аппаратов переменного сечения

Схема аппарата	Сотношения между $h_1$ и $h_2$ , $d_1$ и $d_2$	Расчетный диаметр $d$	Расчетная высота $h$
	$h_1 \gg h_2$	$d_1$	$h_1 + h_2$
	$h_2 \gg h_1$	$d_2$	$h_1 + h_2$
	$h_1 \approx h_2$	$d_1$	$h_1 + h_2$
	$d_1 < d_2$	$d_2$	$h_2$
	$h_1 + h_2 > h_3$	$d_1$	$h_1 + h_2 + h_3$
	$h_1 + h_3 = h_2$	$d_1$	$h_1 + h_2 + h_3$
	$d_1 < d_2$	$d_2$	$h_2 + h_3$
	$d_2 \approx d_1$	$d_2$	$h_1 + h_2 + h_3$

Здесь  $M_{\sigma_{кр}}$  — изгибающий момент от расчетной ветровой нагрузки, вычисленной по формуле

$$q_k = q_0 (c_u d k \varphi_{\Sigma} + c_s F_a) + M_k \eta_k \xi,$$

для скоростного напора

$$q_0 = \frac{v_{кр}^2}{16}.$$

**Сочетания нагрузок.** Каркас и фундаменты этажерки рассчитывают на всевозможные сочетания нагрузок, возникающие как при эксплуатации, так и при возведении этажерки, а также при монтаже и испытании аппаратов.

1. Основные сочетания нагрузок при эксплуатации этажерки:

- постоянная максимальная нагрузка, вес заполнения аппаратов при эксплуатации, вес оборудования, нагрузки от трубопроводов, 90% временной распределенной нагрузки, весовые и инерционные нагрузки от механизмов, 90% ветровой нагрузки;
- постоянная минимальная нагрузка, ветровая нагрузка.

Примечание. При отсутствии временной распределенной ветровой нагрузки принимается полностью.

2. Сочетания нагрузок на время монтажа:

ные между собой в горизонтальном направлении, и аппараты примыкающие к этажерке и имеющие с ней одинаковую высоту. Если аппараты выше этажерки, то при проверке на резонанс аэродинамические силы следует принимать действующими только до отметки верха этажерки. Проверка на резонанс также не нужна, если критическая скорость ветра  $V_{кр} = \frac{5d}{T}$ , при

которой имеет место резонансное явление менее  $2\sqrt{q_0}$  или более 25 м/сек.

Здесь  $q_0$  — нормативный скоростной напор для высоты над поверхностью земли 10 м;  $T$  — период собственных колебаний в сек;  $d$  — диаметр аппарата в м.

Аэродинамические силы  $F(x)$ , действующие на аппарат, определяются по формуле

$$F(x) = \frac{V_{кр}^2 d}{50,25} \cdot \frac{x(x)}{x(h)},$$

где  $F_x$  — распределенная нагрузка (по высоте) на аппарат на участке, расположенном на расстоянии  $x$  от низа аппарата;

$x(h)$  и  $x(x)$  — отклонения от положения равновесия при свободном колебании соответственно верхней точки аппарата и промежуточной точки на расстоянии  $x$  от низа аппарата;

$\frac{x(x)}{x(h)}$  — коэффициент формы колебаний первого тона

(рис. 64);

$d$  — диаметр аппарата.

Для аппаратов переменного сечения расчетный диаметр  $d$  принимается по табл. 32.

Прогиб и момент от действия аэродинамических сил  $F_x$  определяется по формулам:

$$Y_d = \frac{2,5}{\delta} Y_{ст}; \quad M_d = \frac{2,5}{\delta} M_{ст},$$

где  $Y_{ст}$  и  $M_{ст}$  — прогиб и изгибающий момент в рассматриваемом сечении аппарата под действием нагрузки  $F_x$ ;

$\delta$  — логарифмический коэффициент затухания, принимаемый для стальных аппаратов на железобетонных фундаментах и железобетонных постаментов высотой до 7 м  $\delta = 0,1$ , для стальных аппаратов на железобетонных постаментах высотой более 7 м  $\delta = 0,2$ .

Расчетный изгибающий момент в рассматриваемом сечении определяется по формуле

$$M = \sqrt{M_d^2 + M_{\sigma_{кр}}^2}.$$

а) постоянная нагрузка, нагрузка при подъеме конструкций самой этажерки крупными блоками, 25% ветровой нагрузки;

б) постоянная нагрузка, нагрузки при монтаже аппаратов оборудования, 50% временной распределенной нагрузки, вес трубопроводов, оборудования и установленных аппаратов без заполнения, 25% ветровой нагрузки.

Примечания: 1. Монтажные проемы, ослабляющие каркас этажерки заполняются сразу же после подъема соответствующего аппарата.

2. Каркас этажерки, ослабленный монтажными проемами, не заполняемыми длительное время (но не более месяца), должен быть дополнительно проверен на следующее сочетание нагрузок: постоянная нагрузка без соответствующих аппаратов, вес труб и оборудования, 70% ветровой нагрузки.

3. Сочетание нагрузок для металлического каркаса (жесткой арматуры) железобетонной этажерки с жесткой арматурой в период строительства: постоянная нагрузка, вес опалубки и утеплителя (при бетонировании в зимнее время), 70% ветровой нагрузки.

4. Сочетание нагрузок на время испытания аппаратов: постоянная нагрузка, вес труб и оборудования, 50% временной распределенной нагрузки, нагрузки при испытании одного аппарата, 25% ветровой нагрузки.

5. Сочетание нагрузок при расчете на сейсмические нагрузки: постоянная нагрузка, заполнение аппаратов при эксплуатации, нагрузка от труб, вес оборудования и механизмов, временная распределенная нагрузка, сейсмические нагрузки, вычисленные по величинам вышеприведенных нагрузок, 30% ветровой нагрузки.

Коэффициенты перегрузки для нагрузок при расчете на сейсмические воздействия принимаются: для постоянной нагрузки — 1; для заполнения аппаратов, веса труб и другого оборудования — 1; для временной распределенной нагрузки на перекрытия — 0,8.

В листе нагрузок указывают предельные прогибы элементов этажерки.

Предельный относительный прогиб пластила перекрытий обычно назначается равным  $\frac{1}{100}$ ; относительный прогиб второстепенных балок —  $\frac{1}{250}$ , главных балок —  $\frac{1}{400}$ , относительный прогиб опорных балок —  $\frac{1}{400}$ ; путей крайних балок —  $\frac{1}{500}$ .

Предельный относительный горизонтальный прогиб всей этажерки в целом назначают в каждом отдельном случае в зависимости от требований, предъявляемых к технологическому режиму установки.

## § 2. Расчет рам на вертикальные нагрузки с не смещаемыми в горизонтальном направлении ригелями методом Харди Кросса

При связевой схеме вертикальные связевые плоскости каркаса этажерки вследствие жестких закреплений балок-распорок к колоннам представляют собой многоярусные рамы с не смещаемыми в горизонтальном направлении ригелями. Горизонтальная

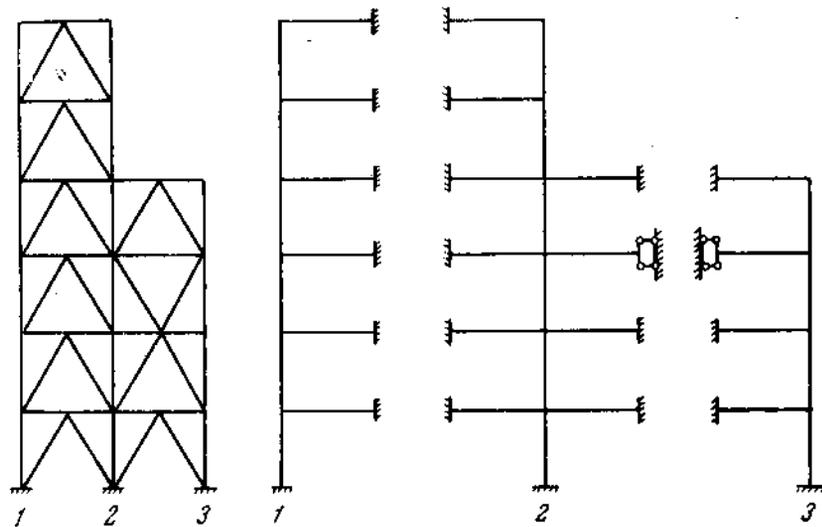


Рис. 47. Разбивка вертикальной рамы связевого каркаса на полурамы

не смещаемость этих ригелей обусловлена наличием связей. Незначительные горизонтальные и вертикальные деформации этих связей от вертикальных нагрузок практически не вызывают изгибных напряжений в элементах рамы.

Для упрощения расчета раму разбивают на ряд самостоятельно работающих полурам (средние колонны рамы с ригелями, примыкающими с обеих сторон, условно будем называть полурамой). Принимается, что при полураскосных связях средние сечения ригелей в узлах связей не поворачиваются и не смещаются, при раскосной и крестовой системах связей — не поворачиваются, но имеют свободу вертикальных перемещений. Жесткость раскосов связей принимается равной нулю. Пример разбивки вертикальной рамы каркаса на полурамы дан на рис. 47.

Расчет полурам на вертикальные нагрузки производится методом Харди Кросса. Рассматривается основная система, полученная из полурамы наложением лишних связей, препятствующих

щих повороту сечений на все узлы сопряжения ригелей с колонной, т. е. принимается, что все ригели абсолютно жестко заделаны. Определяются все опорные моменты в этих заделках и моменты в лишних связях, равные сумме опорных моментов сходящихся в узел стержней, с обратным знаком. Опорные моменты в заделках удобнее определять по табличной форме при расчете балок-распорок, являющихся ригелями рам (табл. 41).

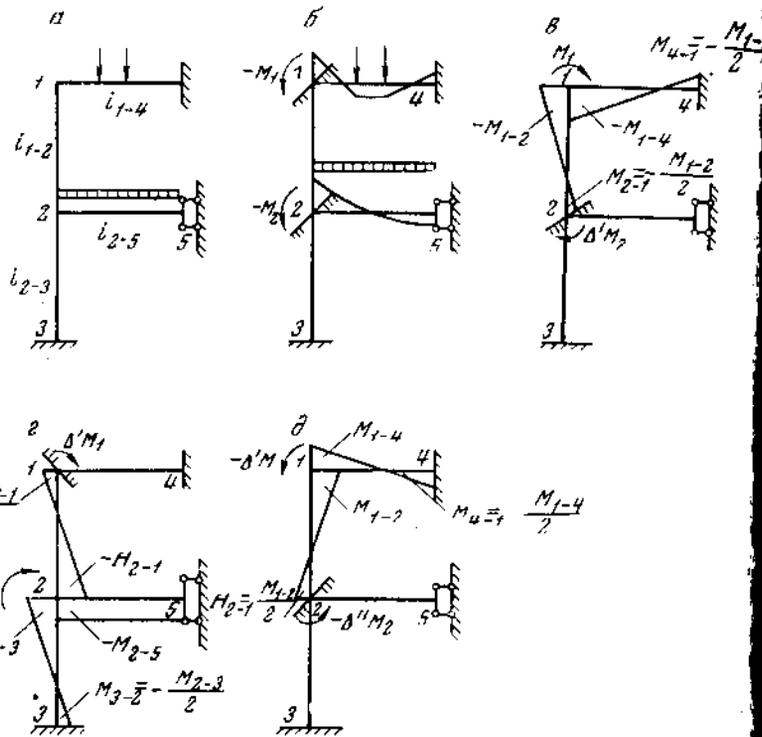


Рис. 48. Схема расчета полурамы методом Харди Кросса

При этом можно пользоваться графиками подсчета опорных моментов в заделанных балках при различной схеме загрузки балок (см. рис. 66 и 67).

Следующая задача заключается в том, чтобы снять лишние связи. Влияние лишних связей устраняется, если к полураме во всех узлах приложить внешние моменты, равные моментам в лишних связях, с обратным знаком. Окончательное решение получается сложением усилий в полураме при наличии лишних связей, т. е. в основной системе, с усилиями в полураме от этих моментов.

Разберем метод Харди Кросса на примере (рис. 48). Занумеруем все узлы. Стержень будем обозначать номерами узлов

между которыми он расположен. Условимся считать момент, вращающий узел по часовой стрелке, положительным. На рис. 48, а изображена полурама с нагрузками, там же приведены погонные жесткости стержней. На рис. 48, б дана основная система с лишними связями и указаны усилия в стержнях основной системы и в лишних связях.

Разгонка внешних моментов, равных моментам в лишних связях с противоположным знаком, производится следующим образом: предполагается, что все узлы кроме одного (1) имеют лишние связи на поворот (рис. 48, в), т. е. неподвижны. Внешний момент  $M$  в свободном от связи узле распределяется между сходящимися стержнями 1—2 и 1—4 пропорционально жесткостям их на поворот узловых сечений.

$$M_{1-2} = -\frac{M_1 4i_{1-2}}{4i_{1-2} + 4i_{1-4}}; \quad M_{1-4} = -\frac{M_1 4i_{1-4}}{4i_{1-2} + 4i_{1-4}}$$

При этом на противоположных концах стержней, закрепленных от поворота (с лишними связями), возникают моменты того же знака вдвое меньшей величины. В лишних связях (узел 2), разумеется, возникнут такие же моменты, но противоположного знака  $\Delta' M_2$ , они алгебраически сложатся с моментами в этих лишних связях в основной системе. Теперь накладывается вторичная лишняя связь на свободный узел 1, освобождается от связи следующий узел 2 и прикладывается к нему с противоположным знаком суммарный момент в лишней связи узла 2. Определяются внутренние моменты в стержнях, примыкающих к узлу 2, т. е. «разгоняется суммарный момент в лишней связи узла 2 по стержням пропорционально их жесткостям.

$$M_{2-1} = -\frac{(M_2 - \Delta' M_2) 4i_{1-2}}{4i_{1-2} + 4i_{2-3} + i_{2-5}}$$

$$M_{2-5} = -\frac{(M_2 - \Delta' M_2) i_{2-3}}{4i_{1-2} + 4i_{2-3} + i_{2-5}}$$

$$M_{2-3} = -\frac{(M_2 - \Delta' M_2) 4i_{2-3}}{4i_{1-2} + 4i_{2-3} + i_{2-5}}$$

При этом на противоположных концах стержней 2—1 и 2—3 будут вдвое меньшие изгибающие моменты того же знака, а на противоположном конце стержня 2—5 — момент той же величины противоположного знака.

Как и в первом случае, определяются моменты в лишних связях смежных узлов (в нашем примере узла 1); так обходятся все узлы, с последовательным снятием лишней связи с узла и наложением вторичной связи на ранее освобожденный узел (в нашем примере это уже сделано, так как в полураме всего два узла с лишними связями). Во вторичных лишних связях опять возникли неуравновешенные моменты. Возвращаемся к первому узлу. В нем после «разгонки» моментов в смежном уз-

ле вновь возник неуравновешенный момент, т. е. момент во вторичной лишней связи.

Начинается второй цикл разгонки, суммируются все моменты, пришедшие во вторичную лишнюю связь узла 1 после «разгонки» моментов в соседних узлах. В нашем примере пришел только один момент  $\Delta M_1$  от узла 2 (если бы над узлом 1 располагались еще ярусы полурамы, то пришел бы еще один момент от вышерасположенного узла). Опять снимается связь с узла 1 и прикладывается к узлу момент во вторичной лишней связи с противоположным знаком, т. е.  $-\Delta M_1$ .

Второй цикл разгонки производится аналогичным образом. После него опять в узлах, в третичных связях возникнут неуравновешенные моменты, но эти моменты будут намного меньше первоначальных и с каждым циклом разгонки они будут убывать. Практически уже после третьего цикла разгонки неуравновешенные моменты в четвертичных связях будут настолько малы, что дальнейшую разгонку можно не делать.

Окончательные усилия в стержнях полурамы будут равны сумме внутренних усилий в основной системе и всех промежуточных разгонок (всех циклов), т. е. окончательная эпюра моментов будет равна сумме эпюр, показанных на рис. 41, б, в, г, д.

Указанный способ расчета полурам будет иметь законченный вид, если его представить в табличной форме (табл. 33).

В первой строке таблицы обозначены все узлы полурамы. Во второй строке — все стержни, примыкающие к узлу. При обозначении стержня первым ставится номер этого узла (2—1; 2—3 и т. п. для узла 2). В третьей строке для каждого стержня, примыкающего к узлу, вносится коэффициент распределения узлового момента, т. е. величина изгибающего момента в узловом сечении стержня от внешнего узлового момента, равного единице, при наличии лишних связей в смежных узлах.

В четвертой строке для каждого узла вносится внешний узловой момент, если он есть (от консоли). В пятой строке записываются все внутренние моменты в узловых сечениях стержней в основной системе. Шестая строка — «разгонка» моментов в лишней связи. Разгонка эта ведется последовательно слева направо. Записываются внутренние моменты в узловых сечениях стержней, получаемые умножением суммы внешнего момента и внутренних моментов в основной системе с противоположным знаком на соответствующие коэффициенты распределения.

После каждой разгонки при помощи коэффициентов переноса определяются моменты на противоположных концах стержней. Эти моменты для узлов, расположенных справа, записываются в пятой строке. При сложении моментов в узле учитываются и эти моменты. Для узлов слева эти моменты вносятся в соответствующие графы седьмой строки. Седьмая строка — второй цикл разгонки. Сумма моментов в каждом узле седьмой строки с противоположным знаком умножается на соответствующий

Таблица 33

«Разгонка» опорных моментов

Опн.	Схема	Цикл	1		2		3		4		5		6	
			1-0	1-2	2-1	2-0	2-3	3-2	3-1	3-0	4-0	4-3		4-2
16,0		I	0,15	0,85	0,46	0,08	0,46							
12,0		II	-2,5	1	1,6	-4,5	1,6	0,8	0,12	-1,1	9	-1,1	4,5	4,5
8,0		III	0,4	2,1	0,7	0,3	1,6	-2,1	0,44	0,14	9	0,2	0,2	0,1
4,0		Σ	-0,1	-0,3	0,6	0,1	0,6	-0,2	0,3	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
-1,0														
		Σ	-2,3	2,3	3,3	-4	0,7	-2,5	-1,3	-0,2	6,9	-16	9,2	4,6

коэффициент распределения и вносится в восьмую строку, одновременно, так же как и седьмая строка, заполняется девятая. Количество циклов определяется степенью точности подсчета моментов (обычно 3 цикла). Окончательные усилия в четвертой строке получаются сложением всех моментов каждой графы, за исключением узлового внешнего момента (четвертая строка).

Таким образом, при трех циклах разгонки таблица будет состоять из одиннадцати строк. В последнюю строку вносятся окончательные усилия.

Аналогичным образом рассчитывают на вертикальную нагрузку и рамные каркасы. Разбивка их на полурамы не всегда возможна, в таких случаях они рассчитываются целиком, тем же способом, только количество узлов в таблице будет больше.

Предполагается, что все ригели рамы в горизонтальном направлении несмещаемые. Поэтому в уровне каждого ригеля рамы предварительно устанавливаются горизонтальные лишние связи. После расчета рамы на вертикальные нагрузки из условия несмещаемости ригелей по эпюре моментов определяются поперечные силы в колоннах и усилия в лишней горизонтальной связи, равные для каждого этажа сумме поперечных сил в колоннах выше и ниже соответствующего этажа. Как правило, эти усилия от вертикальных нагрузок незначительны и ими можно пренебречь. При больших усилиях в лишней связи рама дополнительно рассчитывается на горизонтальные силы, равные усилиям в лишней связи с противоположными знаками.

Пример расчета рамы методом Харди Кросса дан в табл. 33. В этом примере моменты в основной системе в узловых сечениях ригелей взяты из таблицы расчета балок-распорок (см табл. 43).

### § 3. Расчет рам на горизонтальные нагрузки методом эквивалентной полурамы

При расчете рам каркаса этажерки на горизонтальные нагрузки наиболее удобен так называемый метод эквивалентной полурамы, впервые предложенный инженерами Е. Э. Локшиным и Н. И. Шалашниковым. Этот приближенный метод дает решение, отличающееся от точного не более чем на 5%. Основные предпосылки метода:

- 1) все параллельные рамы каркаса благодаря наличию жестких перекрытий имеют одинаковые в каждом ярусе перемещения;
- 2) нулевые (фокусные) точки эпюры моментов задаются в первом приближении в серединах всех ригелей рам.

Расчет ведется по следующей схеме.

1. Все параллельные рамы разбивают на полурамы (рис. 49). Это возможно, так как принято положение о нулевых точках в

середине ригелей. Принимается, что ригели в этих точках в вертикальном направлении не смещаются.

Средние участки с ригелями по обе стороны колонны рассматривают как полурамы с ригелями, имеющими погонные жесткости, равные сумме соответствующих погонных жесткостей ригелей одного уровня слева и справа от колонны. Очевидно, что погонные жесткости ригелей полурам следует принимать равными удвоенной погонной жесткости примыкающих к колонне ригелей, так как при одинаковых моментах инерции длина их в два раза меньше.

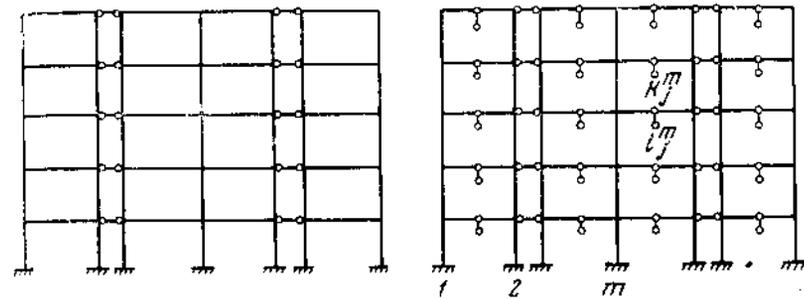


Рис. 49. Разбивка рамы на составляющие полурамы

$k_j^{II}$  — погонная жесткость колонны  $j$ -го этажа  $m$ -й оси;  $k_j^{III}$  — погонная жесткость ригеля  $j$ -го этажа  $m$ -го пролета

2. Все полурамы складывают в одну эквивалентную полураму, имеющую колонну с погонными жесткостями, равными сумме погонных жесткостей всех колонн. Каждый ригель этой эквивалентной полурамы имеет погонную жесткость, равную сумме погонных жесткостей всех ригелей составляющих полурам соответствующего уровня (рис. 50).

3. Эквивалентную полураму рассчитывают на суммарную горизонтальную нагрузку. Этот расчет удобнее вести методом разгонки моментов.

4. Определяют прогибы эквивалентной полурамы в каждом уровне по взаимным смещениям ригелей.

5. По заданным горизонтальным смещениям рамы, равным соответствующим смещениям эквивалентной полурамы, определяют усилия в раме. Этот расчет производят методом Харди Кросса.

Следует заметить, что суммирование погонных жесткостей ригелей одного уровня полурам для нахождения погонных жесткостей ригелей эквивалентной полурамы не приводит к большой погрешности, если эти жесткости мало разнятся. В случае, если жесткости одних ригелей вдвое и более превосходят жесткости других ригелей, простое их суммирование при определении по-

гонных жесткостей ригелей эквивалентной полурамы может вести к большим погрешностям. Это видно из примера с рамой, в которой одни ригели малой жесткости, а хотя бы один бесконечно жесткий. Тогда суммарная жесткость их будет равна бесконечности, а погонная жесткость соответствующего ригеля эквивалентной полурамы при этом будет равна бесконечности, что явно не сходится с действительностью.

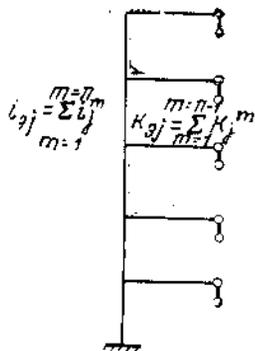


Рис. 50. Эквивалентная полурама

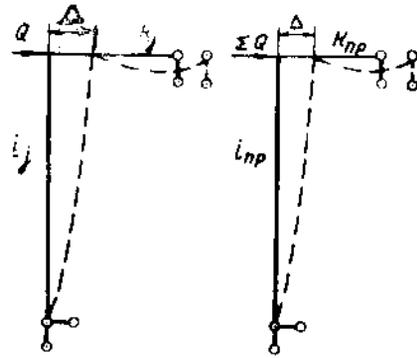


Рис. 51. Схема для определения приведенной погонной жесткости ригеля эквивалентной полурамы

В этом случае следует в эквивалентной полураме принимать приведенные погонные жесткости ригелей  $k_{пр}$

$$k_{пр} = \frac{\sum m \Sigma i}{\Sigma i - \Sigma m},$$

где  $i$  — погонная жесткость колонны полурамы ниже расположенного яруса:

$$m = \frac{ik}{i+k};$$

$k$  — погонная жесткость ригеля полурамы.

Приведенная погонная жесткость  $k_{пр}$  найдена из сравнения суммарной жесткости на смещение соответствующего яруса с суммарной жесткостью на смещение этого же яруса эквивалентной полурамы. При этом во всех полурамах условно принималось шарнирное крепление колонны яруса к нижнему этажу (рис. 51).

Расчет эквивалентной полурамы на горизонтальные нагрузки методом разгонки моментов аналогичен расчету несмещаемых рам на вертикальную нагрузку методом Кросса. Разница заключается только в формулах подсчета коэффициентов распределения и в коэффициенте переноса для стоек, равном для полурам (-1) вместо +0,5 для рамы с несмещаемыми ригелями.

За основную систему принимают полураму с лишними связями на поворот во всех ее узлах, кроме шарнирных. Определяют усилия в основной системе от горизонтальных сил. Находят усилия в лишней связях сложением соответствующих опорных моментов стоек.

Далее моменты в лишней связях с обратным знаком «разгоняют» по стержням полурамы последовательно по одному в предположении, что во всех узлах, кроме рассматриваемого, сохранены лишние связи.

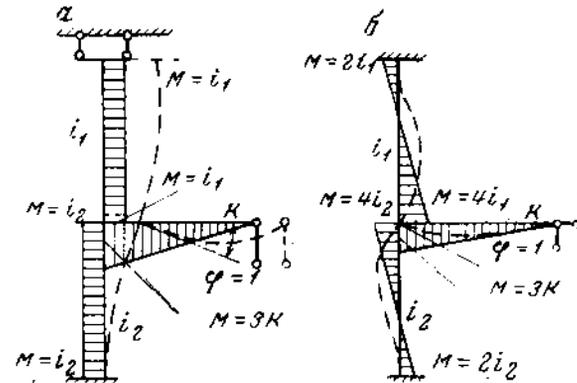


Рис. 52. Схема определения коэффициентов распределения

Обозначения узлов и стержней и правило знаков такое же, что и в методе Харди Кросса, т. е. узлы нумеруют, стержни обозначают двумя номерами узлов, между которыми они расположены, знак момента принимают положительным, если он поворачивает узел по часовой стрелке.

Коэффициенты распределения определяют по схеме (рис. 52, а).

При единичном повороте в узловом сечении стоек полурамы будет возникать момент  $M=i$ , а не  $4i$ , как это имеет место для несмещаемой полурамы (рис. 52, б), в ригеле возникает момент  $M=3k$ , такой же, что и в несмещаемой полураме. Моменты на противоположных концах стоек равны  $-i$ , следовательно, коэффициент переноса для колонны равен  $-1$ , а не 0,5, как в несмещаемой полураме. Коэффициент распределения для колонны будет равен  $-\frac{i}{\Sigma i + 3k}$ , для ригеля  $-\frac{3k}{\Sigma i + 3k}$ .

В первую строку таблицы разгонки моментов вносят моменты узлов, во вторую — обозначения стержней, сходящихся в каждый узел, в третью — коэффициенты распределения, в четвертую — изгибающие моменты в стержнях из основной системы, в

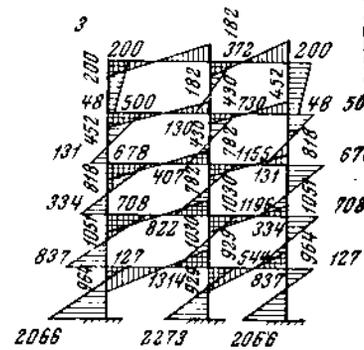
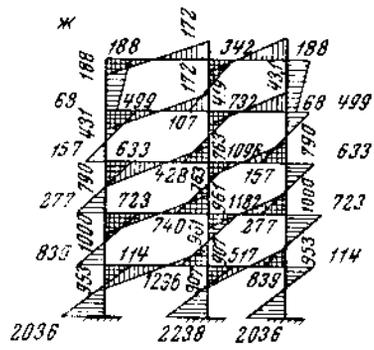
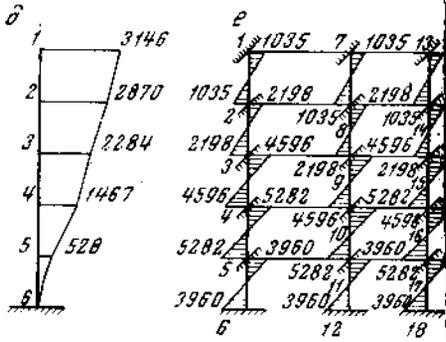
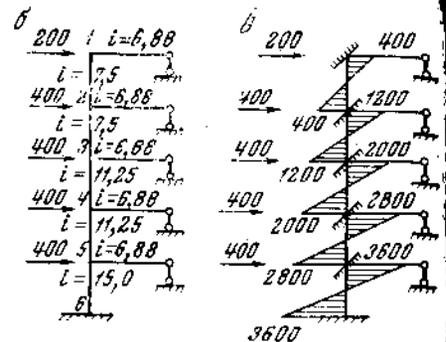
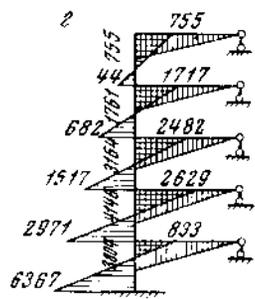
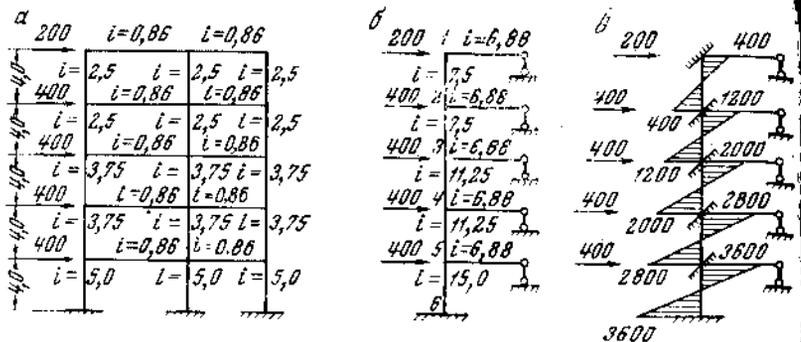


Рис. 53. Пример расчета рамы методом эквивалентной полурамы

а — схема рамы; б — эквивалентная полурама; в — эпюры  $M$  в основной системе для эквивалентной полурамы; г — эпюры  $M$  в эквивалентной полураме; д — прогибы в эквивалентной полураме; е — эпюра  $M$  в основной системе от смещения; ж — окончательные эпюры  $M$  (после разгрузки моментов, по Крессу); з — точная эпюра  $M$

пятую строку — изгибающие моменты от первой разгонки моментов в лицевых связях. Момент в лишней связи равен сумме изгибающих моментов в узловых сечениях, сходящихся в узел стержней из основной системы с обратным знаком. В шестую строку вносят концевые изгибающие моменты в стержнях (при наличии вторичных лицевых связей), пришедшие в узел после первой разгонки. Затем следует второй цикл разгонки.

В табл. 34 дан пример расчета на горизонтальную нагрузку полурамы (рис. 53, б).

Чтобы определить линии прогибов эквивалентной полурамы, находят горизонтальные относительные смещения ригелей каждого яруса. Взаимное смещение ригелей яруса определяют интегрированием произведения двух эпюр: эпюры моментов на участке яруса в полураме и эпюры моментов от горизонтальной силы в уровне верхнего ригеля яруса в соответствующей статически определимой системе, получаемой введением шарниров в колонне полурамы на уровне нижнего ригеля рамы и выше верхнего ригеля (рис. 54). Подсчет ординат прогибов эквивалентной полурамы дан в табл. 35.

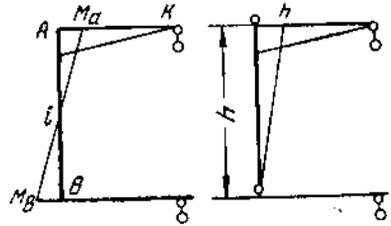


Рис. 54. Схема для определения взаимного смещения ригелей яруса эквивалентной полурамы

Определив относительные смещения ригелей для каждого яруса, простым суммированием их находим горизонтальные перемещения эквивалентной полурамы в уровне каждого ригеля. Принимается, что перемещения рам совпадают с перемещениями эквивалентной полурамы. Остается по найденным значениям смещений ригелей определить усилия в рамах. Расчет рамы на заданные перемещения производят следующим образом.

1. За основную систему принимают раму с лишними связями от поворота во всех узлах (см. рис. 53, е).

По взаимным смещениям ригелей яруса определяют усилия во всех колоннах яруса (табл. 36).

$$M_{\text{в}} = M_{\text{н}} = \frac{\Delta \delta i}{h},$$

где  $M_{\text{в}}$  и  $M_{\text{н}}$  — соответственно верхний и нижний опорные моменты в заштрихованной колонне от смещения;  $i$  — погонная жесткость колонны;  $h$  — высота яруса.

2. Определяют моменты в лицевых связях суммированием с обратным знаком опорных моментов, сходящихся в узел колонны.

Схема	1		2		3		4		5		6				
	1-0	1-2	2-1	2-0	2-3	3-2	3-0	3-4	4-3	4-0		4-5	5-4	5-0	5-6
I	0,73	0,27	0,21	0,58	0,21	0,19	0,52	0,29	0,26	0,48	0,26	0,24	0,44	0,32	1
II	-292	108	108	400	1200	359	2000	1032	1516	2800	1516	1516	3600	2533	2533
III	-262	359	97	400	1200	1200	2000	2000	2000	2800	1900	621	3600	3600	3600
IV	-118	162	44	76	319	76	621	202	149	91	91	91	29	29	29
V	-55	76	21	32	132	32	91	36	22	22	15	15	5	5	5
VI	-23	32	9	23	76	23	15	6	4	4	3	3	1	1	1
VII	-755	755	44	1711	1767	682	3164	2482	1517	4146	2629	2971	3804	833	6367

Определение прогибов в эквивалентной полураме

Таблица 35

№ точек	Ярус	Схема опоры	Подсчет относительных смещений ригелей ярусов		Ординаты прогиба
			$\Delta = \frac{1}{6} \cdot \frac{h}{i} (2M_A - M_B) + \frac{M_p h}{3k}$	$\Delta$	
6	5-6		$\frac{1}{6} \cdot \frac{4}{15} (2 \cdot 833 - 6367) + \frac{3804 \cdot 4}{3 \cdot 6,88}$	528	0
5	4-5		$\frac{1}{5} \cdot \frac{4}{11,25} (2 \cdot 2629 - 2971) + \frac{4146 \cdot 4}{3 \cdot 6,88}$	939	528
4	3-1		$\frac{1}{6} \cdot \frac{4}{11,25} (2 \cdot 2482 - 1517) + \frac{3164 \cdot 4}{3 \cdot 6,88}$	817	1467
3	2-3		$\frac{1}{6} \cdot \frac{4}{7,5} (2 \cdot 1717 - 682) + \frac{1761 \cdot 4}{3 \cdot 6,88}$	586	2284
2	1-2		$\frac{1}{6} \cdot \frac{4}{7,5} (2 \cdot 755 - 44) + \frac{755 \cdot 4}{3 \cdot 6,88}$	276	2870
1					3146

Определение изгибающих моментов в основной системе от относительных смещений ригелей ярусов

№ точек	Ярусы	Схема	Относительные смещения $\Delta$	Подсчет моментов в основной системе от смещений $M = \frac{6I}{h} \Delta$	M
1, 7, 13	1-2 7-8 13-14		276	$\frac{6 \cdot 2,5}{4} \cdot 276$	1035
2, 8, 14	2-3 8-9 14-15			$\frac{6 \cdot 2,5}{4} \cdot 586$	2198
3, 9, 15	3-4 9-10 15-16			$\frac{6 \cdot 3,75}{4} \cdot 817$	4596
4, 10, 16	4-5 10-11 16-17			$\frac{6 \cdot 3,75}{4} \cdot 939$	5282
5, 11, 17	5-6 11-12 17-18			$\frac{6 \cdot 5}{4} \cdot 528$	3960

кость связевой панели во много раз больше, чем жесткость рамной панели без учета связей.

Но и при этом допущении связевые фермы каркасов этажерок, как правило, представляют собой многократно статически неопределимые системы. Это имеет место при расположении связей в двух и более смежных пролетах. Число неизвестных в

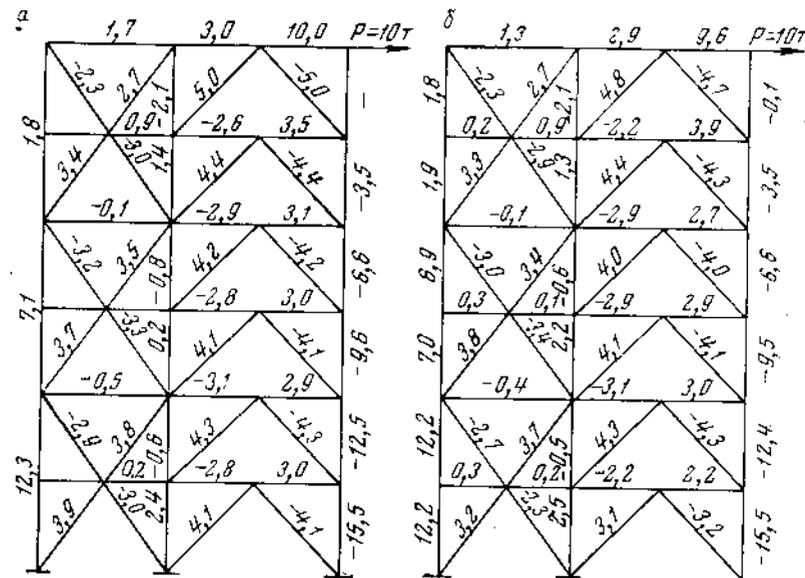


Рис. 55. Усилия в связевой ферме от горизонтальной нагрузки  
а — при шарнирных узлах; б — при жестких узлах

3. Моменты в лишних связях разгоняют по элементам в предположении, что ригели рамы не смещаются в горизонтальном направлении (в уровне каждого ригеля накладываются лишние горизонтальные связи).

Изгибающие моменты в основной системе складывают с моментами от разгонки. Этот расчет производят методом Харди Кросса. Неуравновешенными силами в лишних горизонтальных связях, возникающими после разгонки, ввиду их малости пренебрегают. В качестве примера может служить расчет рамы показанной на рис. 53, а.

#### § 4. Расчет вертикальных связей

На горизонтальные нагрузки связевую этажерку рассчитывают как вертикальную консольную пространственную ферму состоящую из ряда плоских вертикальных связевых ферм с шарнирными узлами. Защемления балок в колонны при определении нормальных усилий в элементах ферм от горизонтальных нагрузок можно не учитывать, так как горизонтальная жест-

этих системах достигает нескольких десятков. Расчет таких связевых ферм точным методом без использования счетных машин зачастую невыполним.

На рис. 55 даны точные значения усилий в связевой ферме металлической этажерки при шарнирной схеме и с рамными узлами крепления балок-распорок. Сравнение усилий показывает, что пренебрежение рамностью узлов практически не снижает точности расчета.

Ниже приведен приближенный способ расчета на горизонтальные нагрузки вертикальных связевых ферм, не имеющих перепада высот, т. е. ферм, высоты которых во всех пролетах одинаковы.

С достаточной степенью точности расчет таких ферм может быть произведен в предположении, что напряжения в колоннах, представляющих носящую ферму, распределяются по закону плоских сечений, как нормальные напряжения в сплошнотенчатой упругой балке (рис. 56).

Чтобы определить усилия в колоннах, находят положение центра тяжести сечения фермы, состоящего из сечений поясков-колонн. Находят момент инерции сечения фермы  $J_{\phi}$  и величины  $\frac{J_{\phi}}{z}$  для каждого пояса. Усилие в колонне от соответствующего изгибающего момента в ферме  $M_{изг}$  определяют по формуле

$$N_i = \frac{M_{изг} z_i F_i}{J_{\phi}}$$

Здесь  $F_i$  — площадь сечения соответствующей колонны;

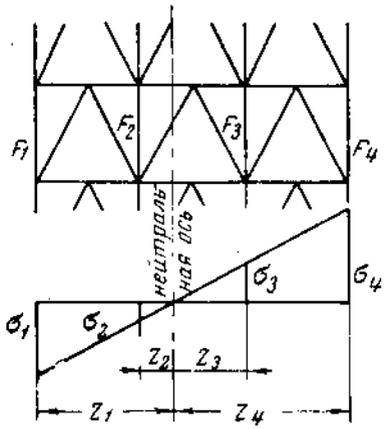


Рис. 56. Напряжения в колоннах от изгибающего момента в связной ферме при условии сохранения плоских сечений фермы

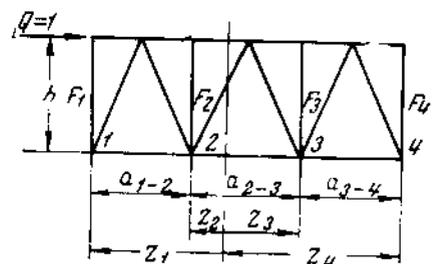


Рис. 57. Схема распределения поперечной силы между пролетами связевой фермы

$z_i$  — расстояние ее до центра тяжести сечения фермы. Зная усилия в колоннах от горизонтальных сил, можно без труда распределить поперечную силу между пролетами связевой фермы. Ниже в качестве примера приводится определение коэффициентов распределения поперечной силы между пролетами для трехпролетной связевой фермы (рис. 57).

$$N_1 = \frac{1hF_1z_1}{J_{\phi}}; Q_{1-2} = \frac{N_1 a_{1-2}}{h} = \frac{F_1 z_1}{J_{\phi}} a_{1-2};$$

$$N_4 = \frac{1hF_4z_4}{J_{\phi}}; Q_{3-4} = \frac{N_4 a_{3-4}}{h} = \frac{F_4 z_4}{J_{\phi}} a_{3-4};$$

$$Q_{2-3} = 1 - Q_{1-2} - Q_{3-4}$$

При полураскосной системе связей распределение поперечной силы по пролетам этим способом достаточно обосновано для всех ярусов фермы, кроме нижнего. В нижнем ярусе поперечная сила не дает усилий в колоннах, и, следовательно, распределение поперечной силы между пролетами не зависит от соотношения площадей колонн. В этом случае нижний ярус фермы рассчитывают на поперечную силу в уровне верха, как статически неопределимую конструкцию.

Расчет этот достаточно прост, если считать распорку в уровне первого этажа абсолютно жесткой. Ниже приводится пример расчета нижнего яруса двухпролетной связевой фермы (рис. 58).

$$\Delta = \frac{Q_{1-2} a_{1-2}}{4 \cos^3 \alpha_1 F_1 F_{1-2}^{раск}}; Q_{1-2} = \frac{\Delta 4 \cos^3 \alpha_1 F_1 F_{1-2}^{раск}}{a_{1-2}};$$

$$Q_{2-3} = \frac{\Delta 4 \cos^3 \alpha_2 F_2 F_{2-3}^{раск}}{a_{2-3}}; Q_{1-2} + Q_{2-3} = Q,$$

откуда

$$Q_{1-2} = \frac{Q \frac{\cos^3 \alpha_1 F_1 F_{1-2}^{раск}}{a_{1-2}}}{\frac{\cos^3 \alpha_1 F_1 F_{1-2}^{раск}}{a_{1-2}} + \frac{\cos^3 \alpha_2 F_2 F_{2-3}^{раск}}{a_{2-3}}};$$

$$Q_{2-3} = \frac{Q \frac{\cos^3 \alpha_2 F_2 F_{2-3}^{раск}}{a_{2-3}}}{\frac{\cos^3 \alpha_1 F_1 F_{1-2}^{раск}}{a_{1-2}} + \frac{\cos^3 \alpha_2 F_2 F_{2-3}^{раск}}{a_{2-3}}}$$

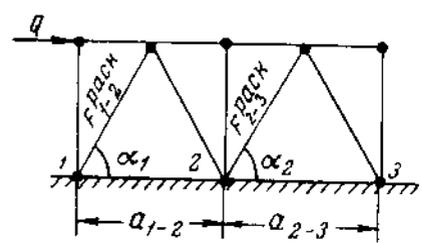


Рис. 58. Схема расчета нижнего яруса связевой фермы на горизонтальную нагрузку

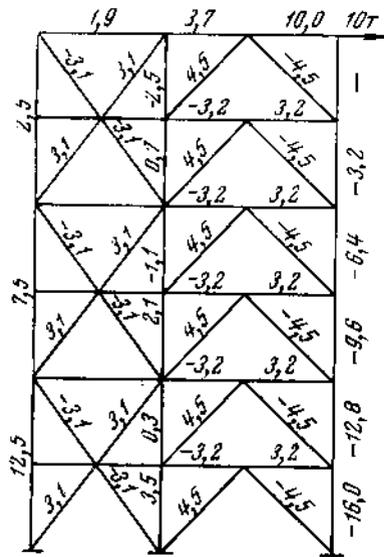


Рис. 59. Усилия в связевой ферме от горизонтальной нагрузки при приближенном способе расчета

Усилия в средних колоннах рекомендуется определять методом вырезания узлов по найденным в раскосах усилиям.

Чтобы определить усилия в колоннах и коэффициенты распределения поперечной силы между пролетами, достаточно знать соотношение площадей связевых колонн.

В табл. 37 дана форма расчета связевой фермы на горизонтальные нагрузки. Сравнение (рис. 55 и 59) показывает, что приближенный способ расчета связевых ферм, не имеющих перепада высот, дает величины усилий в стержнях, мало отличающиеся от усилий в них при точном расчете.

Расчет вертикальных связевых ферм

на горизонтальные нагрузки

Схема	Подсчет коэффициентов распределения усилий	Отметка в м	P в т	Q в т	А в см						
						<p>Положение центра тяжести фермы</p> $c = \frac{500 \cdot 6 + 400 \cdot 14}{1200} = 7,17$ $I_{\phi} = \frac{0,6 \cdot 7,17^2 + 1 \cdot 1,17^2}{0,8 \cdot 6,83^2} = 69,57$ $W_1 = \frac{69,57}{7,17} = 9,7$ $W_2 = \frac{69,57}{1,17} = 59,5$ $W_3 = \frac{69,57}{6,83} = 10,2$ $N_i = \frac{M F_i}{W_i}$ <p>Определение коэффициентов распределения поперечной силы</p> $k_{1-2} = \frac{N_i a}{h} \approx \frac{0,314 \cdot 8}{4} = 0,63$ $k_{1-2} = 1 - 0,63 = 0,37$	24,0	10,0			
						10	400				
						20,0	10	400			
						16,0	10	400			
						12,0	10	400			
						8,0	10	400			
						4,0	10	400			
						0,0					

l_раскоса	N_раскоса	N_распорки		Усилия в колоннах							
				А		Б		В			
				Δ N	N	Δ N	N	Δ N	N		
		А-Б	Б-В	А-Б	Б-В	А-Б	Б-В	Δ N	N	Δ N	N
				1,9	10						
500	565	+3,1	±4,5			2,5	2,5	-2,5	-2,5	-	-
500	565	±3,1	±4,5		3,2	2,5	2,5	-3,2	+0,7	-3,2	-3,2
500	565	±3,1	+4,5		3,2	2,5	7,5	-1,8	-1,1	-3,2	-6,4
500	565	±3,1	±4,5		3,2	2,5	7,5	+3,2	+2,1	-3,2	-9,6
500	565	±3,1	±1,5		3,2	2,5	12,5	-1,8	+0,3	-3,2	-12,8
500	565	±3,1	±4,5		3,2	2,5	12,5	+3,2	+3,5	-3,2	-16

Фермы, имеющие перепады высот, рассчитывают на горизонтальные нагрузки по участкам (от перепада до перепада): рассчитывают верхний участок фермы до первого перепада по приближенному методу; в месте перепада к нижерасположенному участку фермы прикладывают горизонтальные и вертикальные силы от верхнего участка в виде поперечной силы, приложенной в соответствующих узлах, и нормальных усилий в вышерасположенных колоннах (расчет этого нижерасположенного участка производят таким же образом на горизонтальные узловые нагрузки и поперечную силу от верхнего участка); за-

тем рассматривают следующий участок связевой фермы с горизонтальными и вертикальными силами от вышерасположенного участка (расчет этого участка производят так же, только на горизонтальные нагрузки) и так далее до нижнего участка. После этого рассчитывают фермы на вертикальные силы в местах перепада высот. Окончательные усилия в элементах фермы получают сложением усилий от горизонтальных нагрузок с соответствующими усилиями от всех вертикальных сил в уровнях всех перепадов высот.

Расчет связевой фермы на вертикальные силы в уровнях пе-

репада высот точным методом весьма трудоемко, а в ряде случаев невыполним без использования счетных машин.

Задача значительно упрощается, если рассматривать вертикальную связевую ферму как составной стержень, состоящий из ряда вертикальных колонн, нагруженных соответствующими вертикальными нагрузками<sup>1</sup>. Связь между колоннами осуществляется при помощи решеток вертикальных связей. В первом приближении принимается, что связевая ферма не смещается в горизонтальном направлении, для чего в уровне каждого яруса вводятся лишние горизонтальные связи.

Для решения задачи найдем жесткостные характеристики вертикальных связей (коэффициент жесткости связи на сдвиг —  $\epsilon$ )

$$\epsilon = \frac{T_c m}{\delta_c}, \quad (1)$$

где  $T_c$  — сдвигающее усилие, приходящееся на один ярус связей рассматриваемого пролета;

$m$  — число ярусов связей, приходящихся на единицу высоты пролета;

$\delta_c$  — деформация взаимного сдвига смежных колонн, соединенных связью.

Коэффициент жесткости связи при поперечных деформациях

$$\eta = \frac{S_c m}{\Delta Y_c},$$

где  $S_c$  — растягивающее усилие, приходящееся на один ярус связей рассматриваемого пролета;

$\Delta Y_c$  — величина поперечного расхождения соседних колонн соединенных связью.

Размерность обоих коэффициентов жесткости связей  $\epsilon$  и  $\eta$  — в  $\text{кг}/\text{см}^2$ .

Поперечное расхождение колонн в связевой ферме от вертикальных нагрузок незначительно, а поэтому для упрощения расчета поперечные связи принимаются бесконечно жесткими. Таким образом, в решении задачи будет участвовать только одна характеристика связи — коэффициент жесткости на сдвиг  $\epsilon$ .

Определим коэффициент жесткости связи на сдвиг  $\epsilon$  для различных типов решеток. Перемещение по направлению сдвигающей силы  $T_c = 1$  определяем способом Мора (рис. 60). Для полураскосной решетки

$$\delta_c = \Sigma \int_0^{l_i} \frac{N_i^2 ds}{EF_i} = 2 \left[ \frac{b}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{1}{EF_p} + \right. \\ \left. + b \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg}^2 \alpha \frac{1}{EF_c} \right] = \frac{2b}{E} \left( \frac{1}{\cos^3 \alpha F_p} + \frac{\operatorname{tg}^3 \alpha}{F_c} \right),$$

<sup>1</sup> Ржавицкий А. Р. Теория составных стержней строительных конструкций. Стройиздат, 1948.

для раскосной решетки

$$\delta_c = \frac{b}{E} \left( \frac{1}{\cos^3 \alpha F_p} + \frac{\operatorname{tg}^3 \alpha}{F_c} \right).$$

Здесь  $F_p$  и  $F_c$  — площадь сечения раскосов и распорок;  
 $\alpha$  — угол между колонной и раскосом;  
 $b$  — высота яруса.

Имея  $m = \frac{1}{b}$ , получаем значение  $\epsilon$

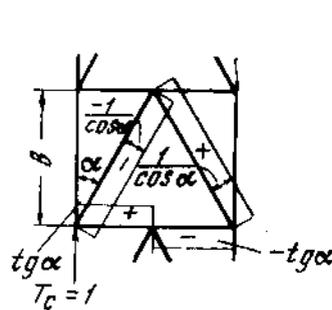


Рис. 60. Усилия в элементах связей от сдвигающей силы  $T_c = 1$

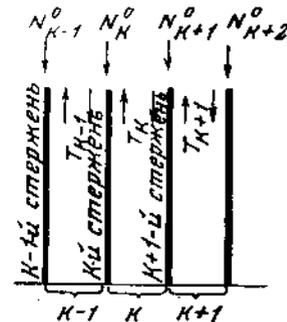


Рис. 61. Основная система

для полураскосной решетки

$$\epsilon = \frac{E}{2b^2 \left( \frac{1}{\cos^3 \alpha F_p} + \frac{\operatorname{tg}^3 \alpha}{F_c} \right)}, \quad (2)$$

для раскосной решетки

$$\epsilon = \frac{E}{b^2 \left( \frac{1}{\cos^3 \alpha F_p} + \frac{\operatorname{tg}^3 \alpha}{F_c} \right)}. \quad (2')$$

Рассмотрим составной стержень, состоящий из  $n+1$  колонн. Связи этого стержня будем обозначать цифрами 1, 2, 3... Отдельной колонне присвоим номер следующей за этой колонной связи: от 1 до  $n+1$ . Начало координат примем в верхней точке составного стержня. Сдвигающие усилия в связях, отнесенные к единице длины, обозначим через  $\tau$  ( $\text{кг}/\text{см}$ ). Эти усилия являются функцией координаты  $x$  по длине стержня.

Относительный сдвиг двух смежных колонн в соответствующей точке с координатой  $x$  обозначим через  $\delta$ .

Вследствие пропорциональности сдвигающей силы и податливости связей можно написать

$$\tau = \delta \epsilon$$

или

$$\delta' = \frac{\tau'}{\varepsilon} \quad (3)$$

Выразим приращение сдвига на длине  $dx$  через удлинения смежных колонн

$$d\delta_k = \left( \frac{\sigma_k}{E} - \frac{\sigma_{k-1}}{E} \right) dx$$

или

$$\delta'_k = \frac{\sigma_k}{E} - \frac{\sigma_{k-1}}{E} \quad (4)$$

За основную систему принимаем систему колонн стержня, не скрепленных между собой связями и имеющих в уровне каждого яруса горизонтальные лишние связи (рис. 61).

Определим величину  $\delta'_k$  для  $k$ -го пролета, возникшую от внешней нагрузки и от сдвигающих усилий, которые заменяют действие отброшенных связей (см. рис. 61).

$$\delta'_k = \Delta_{k,k-1} T_{k-1} + \Delta_{k,k} T_k + \Delta_{k,k+1} T_{k+1} + \Delta_{k,0}$$

Здесь  $\Delta_{ki}$  — приращение сдвига на единицу длины в  $k$ -м пролете от суммарного единичного сдвигающего усилия, действующего в  $i$ -м пролете выше сечения  $x-x$ .

$T_i$  — суммарное сдвигающее усилие в  $i$ -м пролете, действующее выше сечения  $x-x$ ;

$$T_i = \int_0^x \tau_i dx, \quad (5)$$

при  $x=l$

$$T_i = \int_0^l \tau_i dx = Q_i,$$

где  $l$  — высота пролета;

$Q_i$  — поперечная сила в пролете  $i$ ;

$\Delta_{k,0}$  — приращение сдвига на единицу длины в  $k$ -м пролете от действия внешней нагрузки на составной стержень, не скрепленный связями. Согласно формуле (4)

$$\begin{aligned} \Delta_{k,0} &= \frac{N_{k+1}^0}{F_{k+1}E} - \frac{N_k^0}{F_kE}; \\ \Delta_{k,k-1} &= -\frac{1}{F_kE}; \\ \Delta_{k,k} &= \frac{1}{F_kE} + \frac{1}{F_{k+1}E}; \\ \Delta_{k,k+1} &= -\frac{1}{F_{k+1}E}. \end{aligned} \quad (4')$$

Согласно принципу взаимности перемещений

$$\Delta_{k,i} = \Delta_{i,k}.$$

Имея формулы (3) и (5), получаем

$$\delta'_k = \frac{\tau'_k}{\varepsilon_k} - \frac{T'_k}{\varepsilon_k} = \Delta_{k,k-1} T_{k-1} + \Delta_{k,k} T_k + \Delta_{k,k+1} T_{k+1} + \Delta_{k,0}$$

или

$$\frac{T'_1}{\varepsilon_1} = \Delta_{11} T_1 + \Delta_{12} T_2 + \Delta_{10};$$

$$\frac{T'_2}{\varepsilon_2} = \Delta_{21} T_1 + \Delta_{22} T_2 + \Delta_{23} T_3 + \Delta_{20}; \quad (6)$$

$$\dots \dots \dots$$

$$\frac{T'_n}{\varepsilon_n} = \Delta_{n,n-1} T_{n-1} + \Delta_{nn} T_n + \Delta_{n0}.$$

Решив эту систему дифференциальных уравнений, получим величины и законы изменения суммарных сдвигающих сил  $T_i$  по высоте пролета для каждой связи.

Определяем сдвигающие силы, отнесенные к единице длины:

$$\tau_i = T'_i. \quad (7)$$

Функция  $(\tau_i)$  выражает закон распределения поперечной силы в пролете  $i$  по высоте. Доля поперечной силы, приходящаяся на ярус  $j$ , будет равна

$$\Delta Q_{ij} = (\tau_i)_j b, \quad (8)$$

где  $(\tau_i)_j$  — значение величины распределенной сдвигающей силы в уровне середины (по высоте) яруса пролета  $i$ .

Усилия в раскосах

$$N_{0ij} = \frac{\Delta Q_{ij}}{\cos \alpha} \quad (9)$$

Усилия в распорках

$$N_{cij} = \Delta Q_{ij} \operatorname{tg} \alpha. \quad (10)$$

Усилия в колоннах определяют способом вырезания узлов.

Усилие в лишней горизонтальной связи определяют, как алгебраическую сумму горизонтальных проекций усилий раскосов верхнего и нижнего ярусов. Окончательные усилия в элементах связевой фермы получают сложением найденных усилий с усилиями от горизонтальных сил в лишней связях, приложенных к связевой ферме с обратным знаком.

Вся сложность задачи заключается в решении системы дифференциальных уравнений второго порядка (6).

Для решения системы  $n$  дифференциальных уравнений второго порядка требуется  $2n$  граничных условий.

Для каждой связи можно составить два граничных условия

$$\text{при } x = 0 \quad T = 0$$

$$\text{и при } x = l \quad T = 0. \quad (1)$$

Первое условие выражает равенство нулю суммарной сдвигающей силы  $T$  сверху в верхней точке пролета. Второе условие выражает равенство нулю распределенной по длине сдвигающей силы  $\tau$  внизу в уровне заделки связевой фермы. Это условие вытекает из равенства в этом уровне сдвига  $\delta$  нулю, а так как  $\tau = \delta \varepsilon$ , то и  $\tau = 0$ . Решение уравнений (6) рассмотрим на примере трехпоясной связевой фермы; для такой фермы оно имеет вид

$$\begin{aligned} T_1 &= \varepsilon_1 \Delta_{11} T + \varepsilon_1 \Delta_{12} T_2 + \varepsilon_1 \Delta_{10}; \\ T_2 &= \varepsilon_2 \Delta_{21} T_1 + \varepsilon_2 \Delta_{22} T_2 + \varepsilon_2 \Delta_{20}. \end{aligned} \quad (6)$$

Решение соответствующей системы однородных уравнений (при  $\Delta_{10} = \Delta_{20} = 0$ ) будет иметь вид

$$\begin{aligned} T_1 &= \beta_{11} \bar{T}_1 + \beta_{12} \bar{T}_2; \\ T_2 &= \beta_{21} \bar{T}_1 + \beta_{22} \bar{T}_2. \end{aligned} \quad (1)$$

где  $\bar{T}_i$  — функции вида

$$\bar{T}_i = A_i \operatorname{sh} \lambda_i x + B_i \operatorname{ch} \lambda_i x,$$

определенные каждая с точностью до двух произвольных постоянных  $A_i$  и  $B_i$ , находящихся из граничных условий;

$\lambda_i$  — корни следующего алгебраического уравнения четвертой степени:

$$\begin{vmatrix} \varepsilon_1 \Delta_{11} - \lambda^2 & \varepsilon_1 \Delta_{12} \\ \varepsilon_2 \Delta_{21} & \varepsilon_2 \Delta_{22} - \lambda^2 \end{vmatrix} - \lambda^4 - \lambda^2 (\varepsilon_1 \Delta_{11} + \varepsilon_2 \Delta_{22}) + \varepsilon_1 \varepsilon_2 (\Delta_{11} \Delta_{22} - \Delta_{12}^2) = 0. \quad (13)$$

Решение этого уравнения дает

$$\begin{aligned} \lambda_1^2 &= \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_1 \Delta_{11} + \varepsilon_2 \Delta_{22} + \sqrt{(\varepsilon_1 \Delta_{11} - \varepsilon_2 \Delta_{22})^2 + 4 \Delta_{12}^2 \varepsilon_1 \varepsilon_2} \right]; \\ \lambda_2^2 &= \frac{1}{2} \left[ \varepsilon_1 \Delta_{11} + \varepsilon_2 \Delta_{22} - \sqrt{(\varepsilon_1 \Delta_{11} - \varepsilon_2 \Delta_{22})^2 + 4 \Delta_{12}^2 \varepsilon_1 \varepsilon_2} \right]. \end{aligned} \quad (14)$$

Коэффициенты  $\beta_{ik}$  определяются из следующей системы обыкновенных линейных однородных уравнений

$$\begin{cases} (\varepsilon_1 \Delta_{11} - \lambda^2) \beta_{11} + \varepsilon_1 \Delta_{12} \beta_{21} = 0; \\ \varepsilon_2 \Delta_{21} \beta_{11} + (\varepsilon_2 \Delta_{22} - \lambda^2) \beta_{21} = 0. \end{cases} \quad (15)$$

При определении  $\beta_{ik}$  в уравнение подставляется значение  $\lambda = \lambda_1$ , соответственно для  $\beta_{i2} - \lambda = \lambda_2$ , при  $\lambda = \lambda_1$  из уравнения (15) получаем

$$\frac{\beta_{21}}{\beta_{11}} = \frac{\lambda_1^2 - \varepsilon_1 \Delta_{11}}{\varepsilon_1 \Delta_{12}} = \frac{\varepsilon_2 \Delta_{12}}{\lambda_1^2 - \varepsilon_2 \Delta_{22}}.$$

Для того чтобы решение уравнений (15) было определенным, поставим условие нормированности коэффициентов  $\beta_{ik}$

$$\sum_{i=1}^n \frac{\beta_{ik}^2}{\varepsilon_i} = 1, \text{ т. е. } \frac{\beta_{11}^2}{\varepsilon_1} + \frac{\beta_{21}^2}{\varepsilon_2} = 1. \quad (16)$$

Введем обозначение

$$\frac{\beta_{21} \sqrt{\varepsilon_1}}{\beta_{11} \sqrt{\varepsilon_2}} = \frac{\sqrt{\varepsilon_1 \varepsilon_2} \Delta_{12}}{\lambda_1^2 - \varepsilon_2 \Delta_{22}} = \operatorname{tg} \varphi. \quad (17)$$

Тогда

$$\beta_{21} = \beta_{11} \sqrt{\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1}} \operatorname{tg} \varphi.$$

Подставив это выражение в формулу (16), получим

$$\frac{\beta_{11}^2}{\varepsilon_1} + \frac{\beta_{11}^2}{\varepsilon_1} \operatorname{tg}^2 \varphi = 1,$$

откуда

$$\begin{aligned} \frac{\beta_{11}^2}{\varepsilon_1} &= \frac{1}{1 - \operatorname{tg}^2 \varphi} = \cos^2 \varphi, \\ \beta_{11} &= \sqrt{\varepsilon_1} \cos \varphi, \\ \beta_{21} &= \sqrt{\varepsilon_2} \sin \varphi. \end{aligned} \quad (18)$$

Аналогично при  $\lambda = \lambda_2$  получим

$$\frac{\beta_{22}}{\beta_{12}} = \frac{\lambda_2^2 - \varepsilon_1 \Delta_{11}}{\varepsilon_1 \Delta_{12}}; \quad \frac{\beta_{22} \sqrt{\varepsilon_1}}{\beta_{12} \sqrt{\varepsilon_2}} = \frac{\lambda_2^2 - \varepsilon_1 \Delta_{11}}{1 - \varepsilon_1 \varepsilon_2 \Delta_{12}}. \quad (19)$$

Из формулы (14) видно, что

$$\lambda_2^2 - \varepsilon_1 \Delta_{11} = -(\lambda_1^2 - \varepsilon_2 \Delta_{22}). \quad (20)$$

Сопоставив формулы (17) и (19), найдем

$$\frac{\beta_{22} \sqrt{\varepsilon_1}}{\beta_{21} \sqrt{\varepsilon_2}} = -\frac{\beta_{11} \sqrt{\varepsilon_2}}{\beta_{21} \sqrt{\varepsilon_1}} = -\operatorname{ctg} \varphi.$$

Отсюда получим

$$\left. \begin{aligned} \beta_{12} &= -\sqrt{\varepsilon_1} \sin \varphi; \\ \beta_{22} &= \sqrt{\varepsilon_2} \cos \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Матрица коэффициентов  $\beta_{ik}$  имеет вид

$$\begin{pmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} \\ \beta_{21} & \beta_{22} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sqrt{\varepsilon_1} \cos \varphi & -\sqrt{\varepsilon_1} \sin \varphi \\ \sqrt{\varepsilon_2} \sin \varphi & \sqrt{\varepsilon_2} \cos \varphi \end{pmatrix} \quad (22)$$

Основными свойствами матрицы (22) являются условия ортогональности

$$\sum_{i=1}^n \frac{\beta_{ik} \beta_{il}}{\varepsilon_i} = 0 \quad (k \neq l)$$

и условие нормированности (16).

Пользуясь свойствами коэффициентов  $\beta_{ik}$ , можно доказать, что общее решение уравнений (6') имеет такой же вид, что уравнения (12), с той только разницей, что значения  $\bar{T}_i$  должны быть равны

$$\left. \begin{aligned} \bar{T}_1 &= A_1 \operatorname{sh} \lambda_1 x + B_1 \operatorname{ch} \lambda_1 x + \frac{1}{\lambda_1} \int_0^x D_1 \operatorname{sh} \lambda_1 (x - \xi) d\xi; \\ \bar{T}_2 &= A_2 \operatorname{sh} \lambda_2 x + B_2 \operatorname{ch} \lambda_2 x + \frac{1}{\lambda_2} \int_0^x D_2 \operatorname{sh} \lambda_2 (x - \xi) d\xi, \end{aligned} \right\} (23)$$

где  $\xi$  — вспомогательная переменная, по которой производится интегрирование

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= \Delta_{10} \beta_{11} + \Delta_{20} \beta_{21}; \\ D_2 &= \Delta_{10} \beta_{12} + \Delta_{20} \beta_{22}. \end{aligned} \right\} (24)$$

Вычислим последние члены уравнений (23), обозначив их соответственно  $C_1$  и  $C_2$ :

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{D_1}{\lambda_1} \int_0^x \operatorname{sh} \lambda_1 (x - \xi) d\xi = \frac{D_1}{\lambda_1^2} (\operatorname{ch} \lambda_1 x - 1); \\ C_2 &= \frac{D_2}{\lambda_2} \int_0^x \operatorname{sh} \lambda_2 (x - \xi) d\xi = \frac{D_2}{\lambda_2^2} (\operatorname{ch} \lambda_2 x - 1). \end{aligned} \right\} (25)$$

После подстановки выражения (25) в формулу (23) получим

$$\left. \begin{aligned} \bar{T}_1 &= A_1 \operatorname{sh} \lambda_1 x + B_1 \operatorname{ch} \lambda_1 x + \frac{D_1}{\lambda_1^2} (\operatorname{ch} \lambda_1 x - 1); \\ \bar{T}_2 &= A_2 \operatorname{sh} \lambda_2 x + B_2 \operatorname{ch} \lambda_2 x + \frac{D_2}{\lambda_2^2} (\operatorname{ch} \lambda_2 x - 1). \end{aligned} \right\} (26)$$

Подставив выражения  $\beta_{ik}$  из формул (18) и (21) в формулу (12), получим

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \beta_{11} \bar{T}_1 + \beta_{12} \bar{T}_2 = \sqrt{\varepsilon_1} \cos \varphi \bar{T}_1 - \sqrt{\varepsilon_1} \sin \varphi \bar{T}_2; \\ T_2 &= \beta_{21} \bar{T}_1 + \beta_{22} \bar{T}_2 = \sqrt{\varepsilon_2} \sin \varphi \bar{T}_1 + \sqrt{\varepsilon_2} \cos \varphi \bar{T}_2. \end{aligned} \right\} (27)$$

Соответственно

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 &= \beta_{11} \bar{T}'_1 + \beta_{12} \bar{T}'_2 = \sqrt{\varepsilon_1} \cos \varphi \bar{T}'_1 - \sqrt{\varepsilon_1} \sin \varphi \bar{T}'_2; \\ \tau_2 &= \beta_{21} \bar{T}'_1 + \beta_{22} \bar{T}'_2 = \sqrt{\varepsilon_2} \sin \varphi \bar{T}'_1 + \sqrt{\varepsilon_2} \cos \varphi \bar{T}'_2, \end{aligned} \right\} (28)$$

где

$$\left. \begin{aligned} \bar{T}'_1 &= A_1 \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 x + B_1 \lambda_1 \operatorname{sh} \lambda_1 x + \frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 x; \\ \bar{T}'_2 &= A_2 \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 x + B_2 \lambda_2 \operatorname{sh} \lambda_2 x + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 x. \end{aligned} \right\} (29)$$

Определим произвольные постоянные  $A_1, A_2, B_1$  и  $B_2$  из граничных условий. Первое граничное условие  $T_1 - T_2 = 0$  при  $x=0$  даст

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \sqrt{\varepsilon_1} \cos \varphi B_1 - \sqrt{\varepsilon_1} \sin \varphi B_2 = 0; \\ T_2 &= \sqrt{\varepsilon_2} \sin \varphi B_1 + \sqrt{\varepsilon_2} \cos \varphi B_2 = 0. \end{aligned} \right\} (30)$$

Откуда

$$B_1 = B_2 = 0.$$

Второе граничное условие  $T'_1 - T'_2 = 0$  при  $x=l$ , принимая во внимание формулу (30), даст:

$$\left. \begin{aligned} T'_1 &= \sqrt{\varepsilon_1} \cos \varphi \left( A_1 \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l + \frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \right) - \\ &- \sqrt{\varepsilon_1} \sin \varphi \left( A_2 \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \right) = 0; \\ T'_2 &= \sqrt{\varepsilon_2} \sin \varphi \left( A_1 \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l + \frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \right) + \\ &+ \sqrt{\varepsilon_2} \cos \varphi \left( A_2 \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \right) = 0. \end{aligned} \right\} (31)$$

Уравнения (31) определяют постоянные  $A_1$  и  $A_2$ .

$$\left. \begin{aligned} A_1 \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \cos \varphi - A_2 \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \sin \varphi &= \\ = -\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \cos \varphi + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \sin \varphi; \\ A_1 \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \sin \varphi + A_2 \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \cos \varphi &= \\ = -\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \sin \varphi - \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \cos \varphi. \end{aligned} \right\} (32)$$

Отсюда

$$A_1 = \frac{\begin{vmatrix} -\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \cos \varphi + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \sin \varphi, & -\lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \sin \varphi \\ -\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \sin \varphi - \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \cos \varphi, & \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \cos \varphi \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \cos \varphi, & -\lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \sin \varphi \\ \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \sin \varphi, & \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \cos \varphi \end{vmatrix}}$$

$$A_2 = \frac{\begin{vmatrix} \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \cos \varphi, & -\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \cos \varphi + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \sin \varphi \\ \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \sin \varphi, & -\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \sin \varphi - \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \cos \varphi \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \cos \varphi, & -\lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \sin \varphi \\ \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \sin \varphi, & \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \cos \varphi \end{vmatrix}} \quad (33)$$

Подставив  $B_1 = B_2 = 0$  в уравнения (26), получим:

$$\left. \begin{aligned} \bar{T}_1 &= A_1 \operatorname{sh} \lambda_1 x + \frac{D_1}{\lambda_1^2} (\operatorname{ch} \lambda_1 x - 1); \\ \bar{T}_2 &= A_2 \operatorname{sh} \lambda_2 x + \frac{D_2}{\lambda_2^2} (\operatorname{ch} \lambda_2 x - 1). \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

И окончательно, подставив формулу (34) в выражение (27) получим:

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \beta_{11} \left[ A_1 \operatorname{sh} \lambda_1 x + \frac{D_1}{\lambda_1^2} (\operatorname{ch} \lambda_1 x - 1) \right] + \\ &+ \beta_{12} \left[ A_2 \operatorname{sh} \lambda_2 x + \frac{D_2}{\lambda_2^2} (\operatorname{ch} \lambda_2 x - 1) \right]; \\ T_2 &= \beta_{21} \left[ A_1 \operatorname{sh} \lambda_1 x + \frac{D_1}{\lambda_1^2} (\operatorname{ch} \lambda_1 x - 1) \right] + \\ &+ \beta_{22} \left[ A_2 \operatorname{sh} \lambda_2 x + \frac{D_2}{\lambda_2^2} (\operatorname{ch} \lambda_2 x - 1) \right]. \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

Подставив  $B_1 = B_2 = 0$  и формулу (29) в уравнения (28), получим окончательные значения  $\tau_1$  и  $\tau_2$

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 &= \beta_{11} \left( \lambda_1 A_1 \operatorname{ch} \lambda_1 x + \frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 x \right) + \\ &+ \beta_{12} \left( \lambda_2 A_2 \operatorname{ch} \lambda_2 x + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 x \right); \\ \tau_2 &= \beta_{21} \left( \lambda_1 A_1 \operatorname{ch} \lambda_1 x + \frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 x \right) + \\ &+ \beta_{22} \left( \lambda_2 A_2 \operatorname{ch} \lambda_2 x + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 x \right). \end{aligned} \right\} \quad (36)$$

Рассмотрим в качестве примера трехпоясную ферму, показанную на рис. 62.

Все площади колонн раскосов и распорок связей сокращаем на 100. Так как материал колонн и связей один, модуль упругости примем равным единице.

Определим коэффициент жесткости связи на сдвиг  $\epsilon$ .

$$\begin{aligned} \epsilon_1 = \epsilon_2 &= \frac{1}{2b^2 \left( \frac{1}{\cos^2 \alpha F_p} + \frac{lg^3 \alpha}{F_c} \right)} \\ &= \frac{1}{2 \cdot 4^2 \left( \frac{1}{0,8^2 \cdot 0,35} + \frac{0,75^3}{1} \right)} = 0,0052. \end{aligned}$$

Определим величины  $\Delta_{k0}$  и  $\Delta_{ki}$  согласно формуле (4')

$$\begin{aligned} \Delta_{10} &= \frac{100}{2,4} = 41,7; \quad \Delta_{20} = -\frac{100}{2,4} = -41,7; \\ \Delta_{11} &= \frac{1}{2,84} + \frac{1}{2,4} = 0,352 + 0,417 = 0,769; \end{aligned}$$

$$\Delta_{12} = \Delta_{21} = -\frac{1}{2,4} = -0,417;$$

$$\Delta_{22} = \frac{1}{2,4} + \frac{1}{2} = 0,417 + 0,5 = 0,917.$$

Найдем корни уравнения (13)

$$\begin{aligned} \lambda_1^2 &= \frac{1}{2} \left[ \epsilon_1 \Delta_{11} + \epsilon_2 \Delta_{22} + \sqrt{(\epsilon_1 \Delta_{11} - \epsilon_2 \Delta_{22})^2 + 4\Delta_{12}^2 \epsilon_1 \epsilon_2} \right] = \\ &= \frac{0,0052}{2} [0,769 + 0,917 + \sqrt{(0,769 - 0,917)^2 + 4 \cdot 0,417^2}] = \\ &= 0,0026 (1,686 + 0,847) = 0,00658; \quad \lambda_1 = 0,0812; \\ \lambda_2^2 &= \frac{1}{2} \left[ \epsilon_1 \Delta_{11} + \epsilon_2 \Delta_{22} - \sqrt{(\epsilon_1 \Delta_{11} - \epsilon_2 \Delta_{22})^2 + 4\Delta_{12}^2 \epsilon_1 \epsilon_2} \right] = \\ &= 0,0026 (1,686 - 0,847) = 0,00218; \quad \lambda_2 = 0,0467. \end{aligned}$$

Определим коэффициенты  $\beta_{ik}$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sqrt{\epsilon_1 \epsilon_2} \Delta_{12}}{\lambda_1^2 - \epsilon_2 \Delta_{22}} = \frac{0,0052 \cdot 0,417}{0,00658 - 0,0052 \cdot 0,917} = -1,193,$$

$$\varphi = -50^\circ 6', \quad \sin \varphi = -0,766, \quad \cos \varphi = 0,642.$$

$$\beta_{11} = \sqrt{\epsilon_1} \cos \varphi = \sqrt{0,0052} \cdot 0,642 = 0,04631;$$

$$\beta_{21} = \sqrt{\epsilon_2} \sin \varphi = -\sqrt{0,0052} \cdot 0,766 = -0,05523;$$

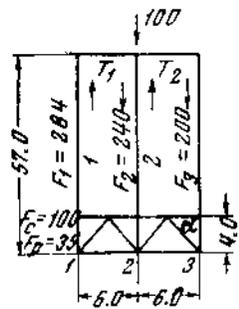


Рис. 62. Схема связевой фермы

$$\beta_{12} = \sqrt{\epsilon_1 \sin \varphi} = \sqrt{0,0052 \cdot 0,766} = 0,05523;$$

$$\beta_{22} = \sqrt{\epsilon_2 \cos \varphi} = \sqrt{0,0052 \cdot 0,642} = 0,04631.$$

Найдем величины  $D_1$  и  $D_2$  из формулы (24).

$$D_1 = \beta_{11} \Delta_{10} + \beta_{21} \Delta_{20} = 0,04631 \cdot 41,7 + 0,05523 \cdot 41,7 = 4,234;$$

$$D_2 = \beta_{12} \Delta_{10} + \beta_{22} \Delta_{20} = 0,05523 \cdot 41,7 + 0,04631 \cdot 41,7 = 0,372.$$

Определим постоянные интегрирования  $A_1$  и  $A_2$ .

Значение гиперболических функций при аргументе  $\lambda_i l$ :

$$\operatorname{sh} \lambda_1 l = \operatorname{sh} 0,0812 \cdot 57 = \operatorname{sh} 4,625 = 51,023;$$

$$\operatorname{ch} \lambda_2 l = \operatorname{ch} 4,625 = 51,024;$$

$$\operatorname{sh} \lambda_2 l = \operatorname{sh} 0,0467 \cdot 57 = \operatorname{sh} 2,66 = 7,127;$$

$$\operatorname{ch} \lambda_2 l = \operatorname{ch} 2,66 = 7,197.$$

Определим коэффициенты уравнений (32)

$$\lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \cos \varphi = 0,0812 \cdot 51,024 \cdot 0,642 = 2,66;$$

$$\lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1 l \sin \varphi = 0,0812 \cdot 51,024 \cdot 0,766 = 3,17;$$

$$-\lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \sin \varphi = 0,0467 \cdot 7,196 \cdot 0,766 = 0,258;$$

$$\lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2 l \cos \varphi = 0,0467 \cdot 7,196 \cdot 0,642 = 0,216.$$

$$-\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \cos \varphi + \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \sin \varphi = -\frac{4,234}{0,0812} \cdot 51,023 \cdot 0,642 -$$

$$-\frac{0,372}{0,0467} \cdot 7,127 \cdot 0,766 = -1710 - 43,5 = -1753,5;$$

$$-\frac{D_1}{\lambda_1} \operatorname{sh} \lambda_1 l \sin \varphi - \frac{D_2}{\lambda_2} \operatorname{sh} \lambda_2 l \cos \varphi = \frac{4,234}{0,0812} \cdot 51,023 \cdot 0,766 -$$

$$-\frac{0,372}{0,0467} \cdot 7,127 \cdot 0,642 = 2039 - 37 = 2002.$$

$$A_1 = \frac{\begin{vmatrix} -1753,5 & 0,258 \\ 2002 & 0,216 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 2,66 & 0,258 \\ -3,17 & 0,216 \end{vmatrix}} = \frac{-1753,5 \cdot 0,216 - 2002 \cdot 0,258}{2,66 \cdot 0,216 + 3,17 \cdot 0,258} =$$

$$= \frac{-378 - 512}{0,5741 + 0,8165} = \frac{-894}{1,3906} = -643;$$

$$A_2 = \frac{\begin{vmatrix} 2,66 & -1753,5 \\ -3,17 & 2002 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 2,66 & 0,258 \\ -3,17 & 0,216 \end{vmatrix}} = \frac{5326 - 5561}{1,3906} = \frac{235}{1,3906} = 169.$$

Определим суммарные поперечные силы в пролетах, т. е. величины  $T_1$  и  $T_2$  при  $x=l$

$$\bar{T}_1 = A_1 \operatorname{sh} \lambda_1 l + \frac{D_1}{\lambda_1^2} (\operatorname{ch} \lambda_1 l - 1) = -643 \cdot 51,023 +$$

$$+ \frac{4,234}{0,00658} (51,024 - 1) = -32805 + 32161 = -644;$$

$$\bar{T}_2 = A_2 \operatorname{sh} \lambda_2 l + \frac{D_2}{\lambda_2^2} (\operatorname{ch} \lambda_2 l - 1) = 169 \cdot 7,127 +$$

$$+ \frac{0,372}{0,00218} (7,197 - 1) = 1205 + 1057 = 2262;$$

$$T_1 = -0,04631 \cdot 644 - 0,05523 \cdot 148 = -26,8 - 8,8 = -35,6;$$

$$T_2 = +0,05523 \cdot 644 - 0,04631 \cdot 148 = 35,5 - 6,8 = 28,7.$$

Определим  $\tau_1$  и  $\tau_2$  первого сверху яруса из формулы (36) при  $x=0$

$$\tau_1 = \beta_{11} \lambda_1 A_1 + \beta_{12} \lambda_2 A_2 = -0,04631 \cdot 0,0812 \cdot 643 -$$

$$-0,05523 \cdot 0,0467 \cdot 169 = -2,85;$$

$$\tau_2 = \beta_{21} \lambda_1 A_1 + \beta_{22} \lambda_2 A_2 = 0,05523 \cdot 0,0812 \cdot 643 -$$

$$-0,04631 \cdot 0,0467 \cdot 169 = 2,52.$$

Найдем усилия в крайних раскосах первого сверху яруса.

$$N_{p1} = \tau_1 b \frac{1}{\cos \alpha} = -2,85 \cdot 4 \cdot \frac{1}{0,8} = -14,2;$$

$$N_{p2} = \tau_2 b \frac{1}{\cos \alpha} = 2,52 \cdot 4 \cdot \frac{1}{0,8} = 12,8.$$

Подсчет усилий в раскосах остальных ярусов не производим. Укажем только, что эти усилия быстро уменьшаются сверху вниз. Определим реакцию в лишней верхней горизонтальной связи.

$$R_{гор} = 2b \operatorname{tg} \alpha (\tau_1 + \tau_2) = 2 \cdot 4 \cdot 0,75 (-2,85 + 2,52) = -2.$$

Суммированием горизонтальных проекций усилий в раскосах связей верхнего и нижнего яруса определяется реакция в лишней связи с обратным знаком в каждом уровне. После этого производят расчет связевой фермы на горизонтальные силы, равные реакциям в лишних связях с обратным знаком. Расчет этот ведется по приближенной методике, изложенной выше.

Окончательные усилия в элементах связевой фермы получают сложением усилий при наличии лишних горизонтальных связей с усилиями от реакций в лишних связях с обратным знаком.

Этим решением трехносного составного стержня можно без труда рассчитать связевую ферму с любым количеством пролетов и перепадов высот на вертикальные силы, приложенные в уровне перепадов высот, решая таким образом вторую часть задачи расчета связевой фермы на горизонтальные нагрузки.

На самом деле, как показывает пример расчета связевой фермы, величина распределенной сдвигающей силы имеет максимальную величину в верхнем ярусе пролета, т. е. в уровне расположения вертикальной нагрузки, и быстро уменьшается в ярусах, расположенных ниже. В 4—5 ярусах сверху она практически приближается к нулю. Поэтому связевую ферму с перепадами высот рассчитывают по участкам от перепада до перепада. При этом каждый участок связевой фермы рассматривают как консольный составной стержень, жестко защемленный в нижнем сечении и нагруженный сверху соответствующими вертикальными силами со стороны колонн вышележащего участка.

Легко установить, что влияние вертикальной внешней силы, приложенной к колонне связевой фермы, практически распространяется только на два смежных пролета. Поэтому при расчете связевой фермы на вертикальные нагрузки, приложенные в местах перепадов высот, связевую ферму можно условно разбить на ряд трехъярусных ферм.

Плоские связевые фермы в уровне каждого перекрытия связаны между собой жесткими горизонтальными дисками, а поэтому независимая их работа на горизонтальные нагрузки невозможна. Учет пространственной работы этажерки может дать значительное увеличение усилий в элементах некоторых связевых ферм. Особенно это имеет место при разных высотах параллельных связевых ферм. Вследствие этого учет пространственной работы каркаса этажерки при расчете на горизонтальные нагрузки обязателен. Если высоты всех ферм одинаковы, то пространственная работа каркаса учитывается следующим приближенным способом:

1) определяется суммарная горизонтальная нагрузка  $\Sigma P_k$  в уровне каждого  $k$ -го перекрытия, действующая на все плоские связевые фермы;

2) для каждой плоской связевой фермы определяется величина  $\frac{1}{\Delta_i}$  (коэффициент жесткости), характеризующая жесткость фермы на горизонтальное смещение, здесь  $\Delta_i$  — прогиб фермы в верхней точке от единичной горизонтальной силы, приложенной в этой точке;

3) суммарная узловая нагрузка  $\Sigma P_k$  в каждом уровне распределяется между фермами пропорционально коэффициентам жесткости ферм по формуле

$$P_k^i = \frac{\sum P_k \frac{1}{\Delta_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\Delta_i}}$$

где  $P_k^i$  — узловая нагрузка, приходящаяся на  $i$ -ю связевую ферму;

$n$  — количество параллельных связевых ферм;

4) по найденным узловым нагрузкам связевые фермы рассчитывают, как плоские.

Этот способ расчета применяют исходя из того, что все перекрытия этажерки при воздействии горизонтальных нагрузок работают, как абсолютно жесткие диски, и в результате наличия связей в плоскостях, перпендикулярных плоскостям рассматриваемых ферм, перемещаются, не поворачиваясь, отчего фермы в уровне каждого перекрытия имеют одинаковые перемещения.

Если этажерка имеет перепад высот и, следовательно, параллельные связевые фермы не одинаковы по высоте, расчет таких ферм можно производить по следующей схеме:

1) в уровне перепада высот этажерки в плоскости каждой вертикальной фермы устанавливают лишнюю горизонтальную связь (рис. 63);

2) каждую вертикальную ферму рассчитывают, как плоскую ферму, имеющую горизонтальную опору в уровне перепада. При этом суммарные узловые нагрузки выше перепада распределяются между высокими плоскими фермами пропорционально их коэффициентам жесткости на смещение  $\frac{1}{\Delta_i}$  (где  $\Delta_i$  — прогиб

верхней точки  $i$ -й фермы, имеющей горизонтальную опору в уровне перепада высот от единичной горизонтальной силы в уровне верха фермы)

$$P_k^i = \frac{\sum P_k \frac{1}{\Delta_i}}{\sum_{i=1}^{n'} \frac{1}{\Delta_i}}$$

где  $n'$  — число высоких ферм.

Суммарные узловые нагрузки ниже перепада целиком распределяют только между высокими фермами пропорционально  $\frac{1}{\Delta_i}$ , если эти фермы вдвое и более выше низких ферм и пропорцио-

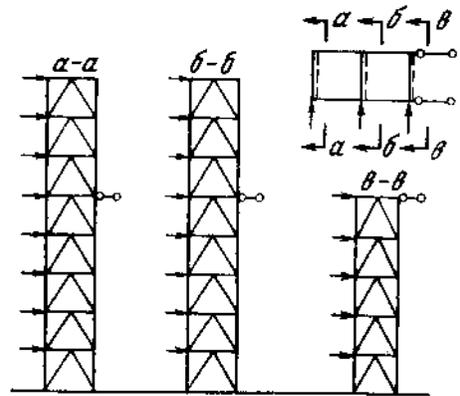


Рис. 63. Схемы связевых ферм

пально жесткостью всех ферм на участках ниже перепада, если высоты ферм отличаются друг от друга менее чем вдвое;

3) определяют сумму всех сил в лишней горизонтальной связях в уровне перепада.

Эту сумму с обратным знаком распределяют между всеми фермами пропорционально коэффициентам жесткости  $\frac{1}{\Delta_i^*}$  ( $\Delta_i^*$  —

прогиб  $i$ -й фермы в уровне перепада от единичной горизонтальной силы, приложенной в этом же уровне);

4) усилия в каждой ферме с лишней связью в уровне перепада складывают с соответствующими усилиями в ферме от доли суммарной силы в лишней связях с обратным знаком.

При распределении узловых нагрузок по фермам, определении  $\Delta_i^*$ ,  $\Delta_j^*$  и  $\Delta_k^*$ , а также при определении усилий в лишней горизонтальных связях в уровне перепада фермы условно можно считать, как балки с моментами инерции сечений, равными моментам инерции поясов ферм.

Схема расчета пространственного связевого каркаса этажерки с перепадом в направлении, перпендикулярном плоскостям рассчитываемых ферм, допустима, если протяженность участка этажерки с меньшей высотой ферм не больше участка этажерки с высокими фермами, а отношение длины этажерки в плане к ширине не превышает 3.

В противном случае следует при распределении горизонтальных сил между фермами учитывать поворот жестких горизонтальных дисков перекрытий вследствие податливости вертикальных связей, перпендикулярных к рассматриваемым. В этом случае горизонтальные смещения параллельных ферм будут не одинаковыми.

Как уже отмечалось, узлы сопряжения балок-распорок с колоннами в связевой ферме рамные. Вертикальные фермы, следовательно, представляют собой комбинированные рамно-связевые системы. Поэтому при горизонтальных смещениях фермы в рамных узлах фермы возникнут изгибающие моменты. При определении нормальных усилий в элементах фермы и горизонтальных перемещений связевой фермы эти моменты без заметного ущерба точности расчета не учитываются. Однако они могут существенно увеличить опорные моменты балок-распорок и, следовательно, должны учитываться при расчете опорных узлов крепления балок-распорок. Эти моменты могут быть получены по линии прогибов связевой фермы с условными шарнирными узлами. Горизонтальные перемещения фермы определяют по усилиям, найденным вышеприведенными приближенными способами. При этом достаточно определить прогиб фермы в двух-трех уровнях; прогибы в остальных местах могут быть получены графически по кривой, соединяющей найденные ординаты прогиба.

Зная линию прогибов связевой фермы, определяют взаимные смещения ярусов и на эти взаимные смещения ярусов рассчитывают соответствующую раму. Расчет рам на заданные смещения приведен в § 3 «Расчет рам на горизонтальные нагрузки методом эквивалентной полурамы».

На связевые фермы кроме горизонтальных действуют вертикальные нагрузки, приложенные к балкам-распоркам.

Пример определения нормальных усилий в элементах связевой фермы от реакций балок-распорок приведен в табл. 38.

Таблица 38

Расчет связей на вертикальную нагрузку

Схема	Отметка	Нагрузка $P$ в т		$h$ в см	$I$ раскоса в см		$N$ раскоса в т		$N$ распорок в т		
		В-Б	Б-А		В-Б	Б-А	В-Б	Б-А	В-Б	Б-А	
	24,0	18,7									
				400	500	500	-11,7				
	20,0	22		400	500	500	-13,8			7	
				400	500	500	-10,1	-11,1		8,3	—
	16,0	16,1	17,8	400	500	500	-44,4	-23,8		6,1	6,7
				400	500	500	-23,8	-18,6		26,6	14,2
			400	500	500	-23,8	-18,6		14,2	11,1	
			500	583	583	-18	-53,5		9,2	27,4	
	-1,0										

Подсчет изгибающих моментов в элементах связевой фермы от вертикальных нагрузок на балки-распорки производят методом разгонки моментов (методом Харди Кросса).

## § 5. Расчет на сейсмические воздействия

Расчет конструкций на сейсмические воздействия производят, предполагая статическое их действие на этажерку. Величины сейсмических сил определяют в зависимости от сейсмичности пункта строительства, весовых нагрузок, действующих на этажерку,

и динамических характеристик этажерки (периода и формы деформации при свободных колебаниях).

При расчете каркаса этажерки рассматривают только горизонтальное действие сейсмических сил.

Чтобы определить динамические характеристики, предполагают, что этажерка колеблется как единая система, поэтому масса и горизонтальная жесткость конструкций в динамической расчетной схеме должны учитываться для всего каркаса этажерки.

Принимается, что массы в этой расчетной схеме сосредоточены в уровнях перекрытий в соответствии с распределением весовых нагрузок по высоте этажерки.

Динамические характеристики и, следовательно, сейсмические силы определяют для двух направлений: поперек этажерки вдоль нее.

Расчет производят отдельно на оба случая. Каждой форме свободных колебаний этажерки в рассматриваемой плоскости отвечают свои сейсмические силы. Эти силы в соответствии с СНиПом определяют по формуле

$$S_{ik} = Q_k K_c \beta_i \eta_{ik},$$

где  $S_{ik}$  — сейсмическая горизонтальная сила, действующая на этажерку в уровне  $k$ -го перекрытия, соответствующая  $i$ -му тону свободных колебаний;

$Q_k$  — вся нагрузка на этажерку в уровне  $k$ -го перекрытия;  
 $K_c$  — коэффициент расчетной сейсмичности, принимаемый по табл. 39.

$\beta_i$  — коэффициент динамичности, зависящий от периодов собственных колебаний.

$$\beta_i = \frac{0,9}{T_i}$$

( $T_i$  — период собственных колебаний  $i$ -го тона)  $\beta_i$  принимается не менее 0,6 и не более 3;

$\eta_{ik}$  — коэффициент, зависящий от формы деформации сооружения при его свободных колебаниях и от местоположения  $k$ -го перекрытия.

$$\eta_{ik} = \frac{X_{ik} \sum_{j=1}^m Q_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^m Q_j X_{ij}^2}$$

Здесь  $X_{ik}$  и  $X_{ij}$  — отклонения системы от положения равновесия при свободных колебаниях в рассматриваемом уровне  $k$  и во всех уровнях  $j$  ( $j=1, 2, \dots, m$ ) (см. рис. 44).

Полная сейсмическая нагрузка на  $k$ -е перекрытие может быть представлена как сумма сил  $S_{ik}$ , соответствующих всем формам

Значение коэффициента сейсмичности

Таблица 39

Расчетная сейсмичность в баллах	7	8	9
Значение коэффициента сейсмичности $K_c$ . . . . .	0,025	0,050	0,100

мам свободных колебаний этажерки в рассматриваемой плоскости ( $i=1, 2, \dots, n$ ).

Учитывая переменность каждой нагрузки  $S_{ik}$  по времени и сдвиги фаз, СНиП задают суммарное усилие от сейсмических сил как среднеквадратичную величину из усилий, вызываемых действием сейсмических сил, соответствующих отдельным формам свободных колебаний. Усилия, не являющиеся в данном сечении максимальными, принимают с коэффициентом 0,7.

Таким образом, расчетные усилия в конструкциях при учете всех форм колебаний определяют по формуле

$$N_p = \sqrt{N_{\max}^2 + 0,5 \sum_1^n N_i^2}$$

где  $N_p$  — расчетное значение усилий в рассматриваемом сечении от действия сейсмической нагрузки;

$N_{\max}$  — наибольшее значение данного вида усилия в рассматриваемом сечении, определяемое из сопоставления эпюр усилий, вызываемых сейсмическими силами, отвечающими отдельным формам колебаний сооружения;

$N_i$  — значения усилий в том же сечении по остальным эпюрам.

С достаточной степенью точности можно учитывать только первые три низшие формы свободных колебаний этажерки.

Расчет каркаса этажерки на сейсмические воздействия сводится к:

1) определению суммарных весовых нагрузок в уровне каждого перекрытия;

2) составлению расчетной схемы этажерки в поперечном направлении в продольном направлении; объединению всех соответствующих параллельных несущих вертикальных плоскостей каркаса этажерки в одну эквивалентную несущую конструкцию;

3) определению динамических характеристик этой несущей конструкции с соответствующими суммарными весовыми нагрузками в уровне каждого перекрытия; сюда входят:

а) определение форм собственных колебаний первых трех низких тонов;

б) определение периодов собственных колебаний этих тонов;

4) подсчету сейсмических нагрузок отдельно для каждого тона колебаний;

5) определению усилий в элементах эквивалентной плоскости от действия нагрузок, отвечающих  $i$ -му тону колебаний. И так для каждого тона;

б) суммированию усилий от каждой группы нагрузок в соответствии с формулой

$$N_p = \sqrt{N_{\max}^2 + 0,5 \sum_{i=1}^n N_i^2};$$

7) распределению найденного усилия в сечении эквивалентной плоскости между соответствующими элементами каркаса пропорционально жесткостям соответствующих несущих плоскостей.

Отсюда следует, что расчет этажерки на сейсмические нагрузки в общем случае весьма трудоемок. Особенно сложно определить динамические характеристики этажерки. Однако для большинства этажерок этот расчет может быть существенно упрощен.

Допустимо производить расчет этажерок, имеющих период основного тона меньше 0,5 сек, с учетом только основного (нижнего) тона колебаний.

В этом случае усилия, подсчитанные только от сейсмических сил основного тона, немногим будут отличаться от усилий, подсчитанных с учетом всех форм колебаний. Этажерки с приблизительно постоянной жесткостью каркаса по высоте и с распределенной по высоте весовой нагрузкой можно рассчитывать только с учетом основного тона колебаний. При этом опорный момент в основании этажерки, подсчитанный по сейсмическим силам основного тона, должен быть увеличен на 25% ( $M_{осн} = 1,25 M'_{осн}$ ). Момент же на высоте 0,75  $H$  от основания принимают не меньшим 25% от  $M_{осн}$ .

Определять высшие формы колебаний и соответствующие им сейсмические силы и усилия необходимо при расчете таких этажерок, жесткость каркаса или масса которых сильно изменяется по высоте и, в частности, увеличивается вниз. В последнем случае влияние высших форм на расчетные усилия может быть особенно значительным.

Выступающие части этажерки (кронштейны, консоли) в отличие от конструкций каркаса рассчитывают на действие сейсмических сил, направленных вертикально. Произведение коэффициентов  $\beta\eta$  для них принимается равным 5.

## § 6. Приближенное определение периодов и форм свободных колебаний этажерок

Динамические характеристики этажерки подсчитывают для двух направлений отдельно. При этом рассматривают соответствующую эквивалентную несущую вертикальную плоскость, объединяющую все параллельные несущие плоскости каркаса в рассматриваемом направлении с соответствующими суммарными весовыми нагрузками по этажам. Основная форма колебаний такой плоскости приближенно подобна линии прогибов ее от весовых нагрузок, направленных горизонтально:

$$X_{1k} = \sum_{j=1}^n Q_j \delta_{kj},$$

где  $X_{1k}$  — приближенная ордината формы колебаний основного тона в уровне  $k$ -го перекрытия, равная соответствующему прогибу несущей плоскости от весовых нагрузок, приложенных горизонтально;

$Q_j$  — суммарная весовая нагрузка на  $j$ -е перекрытие;

$\delta_{kj}$  — горизонтальное перемещение  $k$ -го перекрытия под действием единичной горизонтальной силы, приложенной к эквивалентной плоскости в уровне  $j$ -го перекрытия;

$n$  — количество перекрытий.

Период колебаний основного тона  $T_1$  приближенно вычисляется по формуле

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n Q_j X_{1j}^2}{g \sum_{j=1}^n Q_j X_{1j}}}$$

Для связевой эквивалентной плоскости с приблизительно постоянной по высоте жесткостью и равномерно распределенной по высоте весовой нагрузкой ординаты 1, 2 и 3-й форм свободных колебаний показаны на рис. 64. Период свободных колебаний в сек для такой плоскости может быть найден по приближенной формуле

$$T_i = \frac{0,347}{\alpha_i^2} \sqrt{\delta_{nn} \sum_{j=1}^n Q_j},$$

где  $\delta_{nn}$  — прогиб связевой эквивалентной плоскости в уровне верхнего перекрытия от горизонтальной единичной силы, приложенной в этом же уровне, в см;

$\alpha_1$  — коэффициент частоты: для первой формы  $\alpha_1 = 1,8$   
 для второй формы  $\alpha_2 = 4,69$ , для третьей формы  $\alpha_3 = 7,86$ .

Линии прогибов рамной эквивалентной плоскости от весовых нагрузок, приложенных к ней горизонтально, могут быть найдены по одному из способов, изложенных выше.

По ординатам этой линии прогибов, приближенно являющихся ординатами формы колебаний основного тона, определяется и период колебаний основного тона.

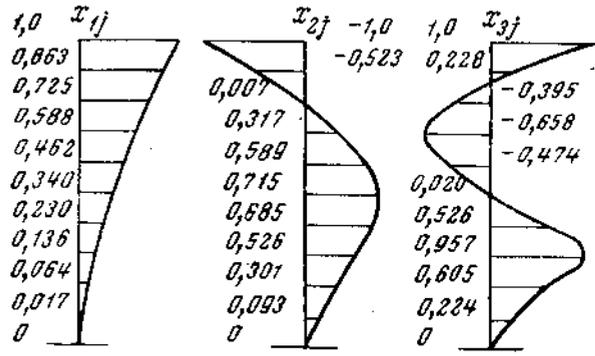


Рис. 64. Формы свободных колебаний сооружения, как изгибающейся консоли первого, второго и третьего тонов

Если на верхнем перекрытии этажерки располагаются выские цилиндрические аппараты, то период собственных колебаний определяют для целого сооружения, состоящего в нижней части из каркаса этажерки и жестко связанной с ним верхней части аппаратов. Жесткости этих частей сооружений соответственно равны жесткости каркаса этажерки и жесткости цилиндрических оболочек аппаратов.

Ниже приводятся приближенные формулы определения периодов собственных колебаний и форм колебаний основного тона для колонных аппаратов, предлагаемые указаниями по определению ветровой нагрузки на технологическое оборудование колонного типа (проект), разработанными ЦНИИСКом.

Период основного тона горизонтальных колебаний аппарата постоянного по высоте сечения, установленного на железобетонном основании или на перекрытии этажерки, определяется по приближенной формуле

$$T_1 = \frac{2\pi h^2}{\lambda^2} \sqrt{\frac{m}{E_a I_a}} = \frac{7,15 h^2}{\lambda^2 10^2} \sqrt{\frac{m}{I_a}}$$

где  $h$  — высота аппарата в м;

$m$  — погонная масса аппарата, включая его изоляцию, в  $т \cdot сек^2/м^2$ ;

$E_a$  — модуль упругости стали аппарата в  $т/м^2$ ;

$I_a$  — момент инерции сечения аппарата в  $м^4$ ;

$\lambda$  — коэффициент частоты; для аппарата, жестко заделанного в фундамент,  $\lambda = 1,875$ . для аппарата, упруго заделанного, — по графику на рис. 65 в зависимости от относительного коэффициента жесткости

$$\bar{k}_\varphi = k_\varphi \frac{h}{E_a I_a}$$

Здесь  $k_\varphi = c_\varphi I_\varphi$  — коэффициент жесткости при упругом повороте подошвы фундамента относительно горизонтальной оси в  $тм$ ;

$c_\varphi$  — коэффициент упругого неравномерного сжатия грунта в  $т/м^3$  (для среднего грунта  $c_\varphi = 4000 - 5000 т/м^3$ );

$I_\varphi$  — момент инерции подошвы фундамента в  $м^4$ .

Для аппаратов, установленных на постаменте:

$$\frac{1}{k_\varphi} = \frac{1}{k_\varphi^{кол}} + \frac{1}{c_\varphi I_\varphi}$$

где  $k_\varphi^{кол}$  — момент в  $тм$ , необходимый для поворота верха постамента на угол, равный единице.

Этот момент определяется жесткостью колонн постамента на сжатие и соответствующей жесткостью верхних опорных ригелей постамента.

Форма свободных колебаний аппарата постоянного сечения, установленного на фундаменте, постаменте или на перекрытии, определяется по табл. 40 в зависимости от коэффициента частоты  $\lambda$ .

Период основного тона свободных колебаний для ряда вертикальных аппаратов постоянного сечения, связанных по высоте горизонтальными площадками и установленных на одном фундаменте, может быть принят по периоду свободных колебаний наиболее высокого аппарата в направлении, перпендикулярном оси ряда. Ширина фундамента аппарата принимается равной расстоянию между аппаратами. Форма свободных колебаний  $i$ -го аппарата определяется по коэффициенту частоты

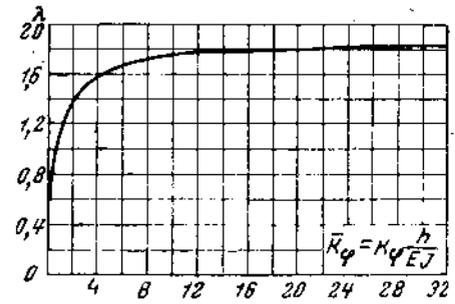


Рис. 65. График коэффициента частоты

Ординаты первой формы свободных колебаний

$\lambda$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	0	0,093	0,188	0,285	0,385	0,486	0,588	0,691	0,794	0,897	1
1,1	0	0,089	0,182	0,279	0,378	0,479	0,582	0,686	0,79	0,895	1
1,2	0	0,085	0,175	0,266	0,369	0,471	0,575	0,68	0,787	0,893	1
1,3	0	0,079	0,166	0,259	0,358	0,46	0,566	0,673	0,782	0,891	1
1,4	0	0,073	0,155	0,246	0,344	0,447	0,551	0,665	0,776	0,888	1
1,5	0	0,068	0,145	0,229	0,326	0,43	0,54	0,653	0,768	0,884	1
1,6	0	0,061	0,134	0,209	0,306	0,411	0,523	0,64	0,759	0,879	1
1,7	0	0,054	0,125	0,196	0,281	0,388	0,513	0,624	0,748	0,874	1
1,8	0	0,048	0,115	0,182	0,264	0,362	0,481	0,606	0,736	0,858	1
Жесткая заделка 1,875	0	0,017	0,066	0,137	0,239	0,34	0,461	0,587	0,725	0,862	1

$$\lambda_i = \sqrt{\frac{m_i \omega^2}{EI_i}}$$

где  $\omega = \frac{2\pi}{T_1}$  ( $T_1$  — период свободных колебаний для всего ряда)

Период свободных колебаний группы аппаратов, установленных на общем фундаменте и связанных по высоте в двух направлениях горизонтальными площадками, определяют по формуле

$$T = 3,63 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n Q_i h_i^2}{gk_p}}$$

где  $Q_i$  — вес  $i$ -го аппарата;  
 $h$  — его высота;  
 $n$  — число аппаратов.

Для аппаратов, имеющих переменное сечение по высоте, в качестве первой формы свободных колебаний сооружения может быть принята упругая линия консольного стержня от единичной силы, приложенной к его верху. Период свободных колебаний такого аппарата определяют по формуле

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k y_k^2}{gY_n}}$$

где  $Q$  — вес  $k$ -го участка аппарата;  
 $y_k$  и  $y_n$  — соответственно ординаты линии прогибов от единичной силы, приложенной в верхней точке для центра  $k$ -го участка и верхушки аппарата.

В случае упругой заделки аппарата в грунт

$$y_k = y'_k + \frac{hX}{k_\varphi}$$

Здесь  $y'_k$  — ордината, вычисленная в предположении жесткой заделки аппарата в грунт;

$X$  — текущая координата по вертикали.

Периоды и формы колебания второго и более высоких тонов вычисляют методом спектральных функций и другими способами, изложенными в специальных курсах.

## § 7. Расчет отдельных элементов конструкций этажерки

1. Расчет металлических балок. Форма расчета шарнирно опертых балок перекрытий приведена в табл. 41. Кроме проверки напряжений подсчитывают относительные прогибы балок. Относительный прогиб балки может быть приближенно найден по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{\sigma_n l}{h \cdot 10^2}$$

где  $\sigma_n$  — максимальное напряжение в балке от нормативной нагрузки в  $т/см^2$ ;

$l$  — пролет балки в  $м$ ;

$h$  — высота балки в  $см$ .

При подсчете прогиба может быть учтен настил из рифленой стали, для чего в состав сечения балки вводится лист шириной, равной 30 толщине настила. В табл. 42 даны коэффициенты увеличения жесткости двутавровых и швеллерных балок вследствие включения в работу настила.

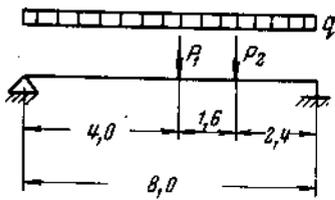
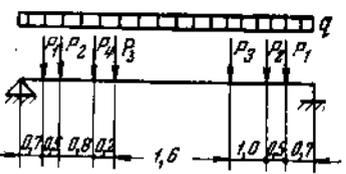
Разрезные балки, развязанные из плоскости от потери устойчивости, рассчитывают с учетом развития пластических деформаций. В этом случае момент сопротивления прокатных двутавровых и швеллерных балок увеличивается на 12%.

В неразрезных балках со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20%, развязанных из плоскости от потери устойчивости, расчетный изгибающий момент определяют из условия выравнивания опорных и пролетных моментов

$$M_{расч} = \frac{1}{1 + \frac{u}{l}} M_1, \text{ но не менее } 0,5 M_2,$$

где  $M_1$  и  $M_2$  — наибольшие изгибающие моменты соответственно в крайнем и промежуточном пролетах, вычисленные как в свободно опертой однопролетной балке;

## Расчет распорок

Отметка	№ балки	Схема	Нагрузки	Опорные реакции		M изгиба в тж	Сечение		$\frac{d_{ст}}{F}$ в мм в см <sup>2</sup>	$I_x$ в см <sup>4</sup>	W/K в см <sup>3</sup>	$R_{осл}$ в кг/см <sup>2</sup>	Напряжения		$\frac{f}{l}$	Последние швы, ребра жесткости
				$R_{пр}$			эскиз	состав					$\sigma$ в кг/см <sup>2</sup>	$\tau$ в кг/см <sup>2</sup>		
16,0	1		$q=0,6 \cdot 1,3=0,8$ $P_1=0,6$ $P_2=2,6$	3,2 0,3 0,8 4,3	3 0 1 5	$M=4,3 \times 4,6 = 19,758$ $-0,8 \cdot \frac{2}{2} = -0,8$ $-0,6 \cdot 0,6 = -0,36$ $= 18,598$		Ст. 3 № 30 высота стенки у опор 250	$\frac{6,5}{46,5}$	9340 с учетом пластила	$472 \times 1,12 = 528$	1	2090	490	$\frac{1}{250}$	
16,0	2		$q=0,96 \cdot 0,95=0,9$ $P_1=1$ $P_2=4,4$ $P_3=83$ $P_4=0,3$	2,7 1 4,4 83 0,2 91,3	3 2 3 36 0 91	$M=91,2 \times 1,23 = 112,176$ $-4,4 \cdot 1,8 = -7,92$ $-83 \cdot 0,8 = -66,4$ $-0,9 \cdot 3^2 = -8,1$ $= 39,756$ $-273,6$ $= -233,844$ $-66,4$ $= -300,244$ $-4,1 = -304,344$		Ст. 3 320×16 1200×10 320×16 высота стенки у опор 1200	$\frac{10}{222}$	523 000	$25 = 9820$	1	1960	1140	$\frac{1}{1200}$	последние швы h=6, ребра жесткости через 2 м

$u$  — расстояние от сечения, отвечающего моменту  $M_1$ , до крайней опоры;  
 $l$  — крайний пролет.

Момент сопротивления при этом принимают без увеличивающего коэффициента. Касательные напряжения в месте наибольшего момента не должны превышать  $0,3 R$ . В балках, воспринимающих динамические нагрузки, развитие пластических деформаций не допускается.

Балки, входящие в систему вертикальных связей в качестве распорок, статически неопределимы. При крестовой решетке связей эти балки однопролетные, упруго защемленные в колонны, при полураскосной решетке — двухпролетные.

При расчете балки-распорки за основную систему принимается балка, жестко защемленная по концам, т. е. с лишними связями от поворота у колонн. Рассчитывают такую балку при помощи графиков опорных моментов (рис. 66 и 67).

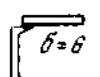
Учет упругих поворотов концов балки производится разгонкой опорных концевых моментов, т. е. моментов в лишней связи с обратным знаком по балкам и колоннам рамы, не смещающей в горизонтальном направлении по методу Харди Кросса.

При разгонке опорных моментов принимается, что средние сечения балок между колоннами не поворачиваются. При расчете это дает возможность рассматривать раму как ряд независимо работающих систем.

В табл. 43 (см. вклейку между стр. 144—145) приведен расчет балок-распорок. Поперечные силы у опор могут быть вычислены как в шарнирно опертых балках с учетом коэффициента на неразрезность для средних опор, равного 1,2. В таблице определяются опорные моменты по концам балок при жестком закреплении их.

В графу «после разгонки» вносят величины моментов в упругих заделках после «разгонки» опорных моментов. Расчетные

Коэффициенты увеличения жесткости балок  
в результате включения в работу рифленого настила

№ профиля				
10	1.41	1.4	1.98	1.75
12	1.4	1.39	1.89	1.66
14	1.4	1.38	1.81	1.57
16	1.39	1.35	1.75	1.5
18	1.37	1.33	1.69	1.45
20	1.36	1.32	1.65	1.44
22	1.35	1.31	1.65	1.44
24	1.34	1.3	1.58	1.4
27	1.32	1.29	1.55	1.38
30	1.32	1.28	1.51	1.31
36	1.27	1.28	1.48	1.28
40	1.26	1.25	1.44	1.24
45	1.25	1.23	1.4	1.22
50	1.24	1.21	1.4	1.22

величины опорных моментов получают сложением опорных моментов от вертикальных нагрузок с опорными моментами от горизонтальных смещений ярусов этажерки от действия горизонтальных нагрузок.

«Разгонку» опорных моментов (см. табл. 33) производят для случая максимальной загрузки всех балок по высоте рамы. Упрощая расчет, это дает величины моментов в балках и колоннах близкие к максимальным. Так как некоторые нагрузки на раму уменьшают значения отдельных опорных моментов, в таблице расчета балок-распорок опорные моменты переносят из таблицы «разгонки» моментов с некоторым увеличением; коэффициент увеличения опорных моментов принимается не более 1,1.

В особых случаях следует проверить худшие комбинации. Балки-распорки закрепляют к колоннам из расчета на одновременное действие окончательных опорных моментов, нормальных сил и опорных реакций. В отдельных случаях в запас прочности подбор сечений балок-распорок производят по пролетному балочному моменту без учета разгружающего действия опорных моментов (табл. 43).

Если балка-распорка в горизонтальной плоскости не развязана, то ее проверяют на устойчивость как сжато-изогнутый стержень, при этом свободную длину балки, опертой в середине на вертикальные полураскосные связи, принимают с уменьшающим коэффициентом, равным  $0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1}$  ( $N_1$  и  $N_2$  — соответ-

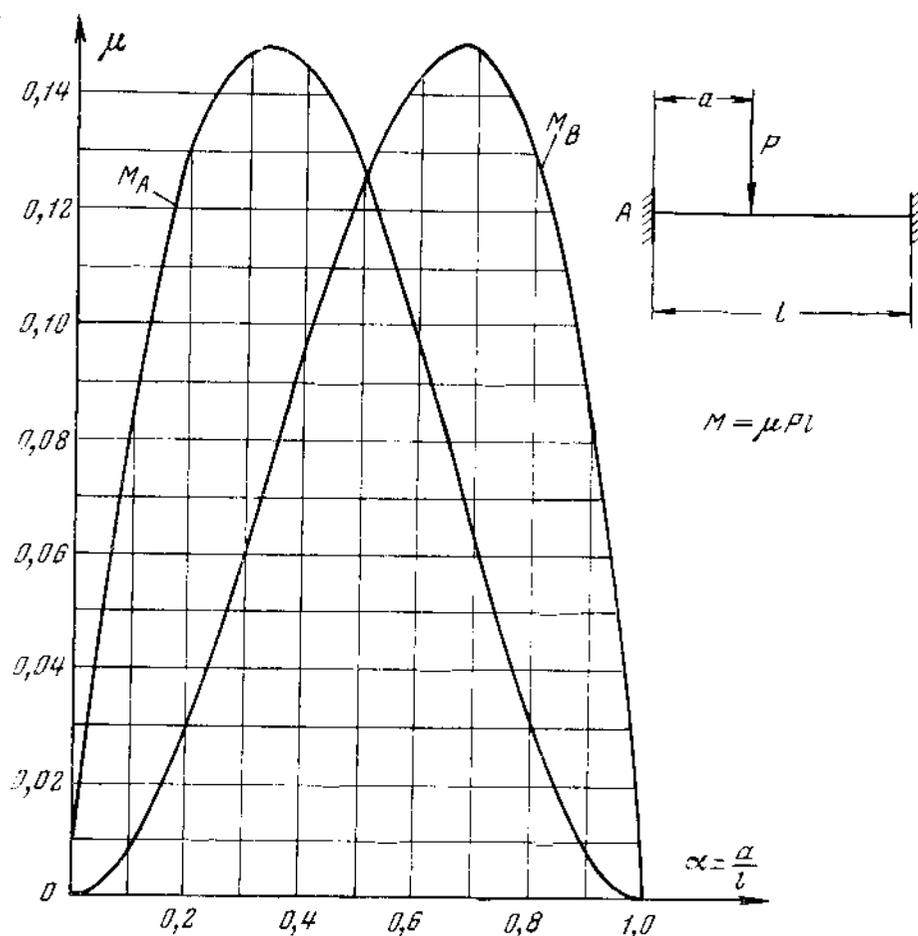


Рис. 66. График для определения опорных моментов в балке с заделанными концами

ственно наименьшее и наибольшее сжимающие усилия на участках балки-распорки).

**Расчет балок, объединенных с железобетонной плитой.** Нагрузку, действующую на объединенную балку, подразделяют на две части: постоянную нагрузку при бетонировании, воспринимаемую стальной балкой, и разницу между полной нагрузкой при эксплуатации и постоянной нагрузкой при бетонировании. Вторая часть нагрузки воспринимается объединенной балкой. Напряжения в стальной балке от первой части нагрузки определяют по формулам:

$$\sigma_{\text{ст}} = \frac{M_1 Y_{\text{ст}}}{I_{\text{ст}}}; \quad \sigma_{\text{пл}} = \frac{M_1 Y_{\text{пл}}}{I_{\text{ст}}},$$

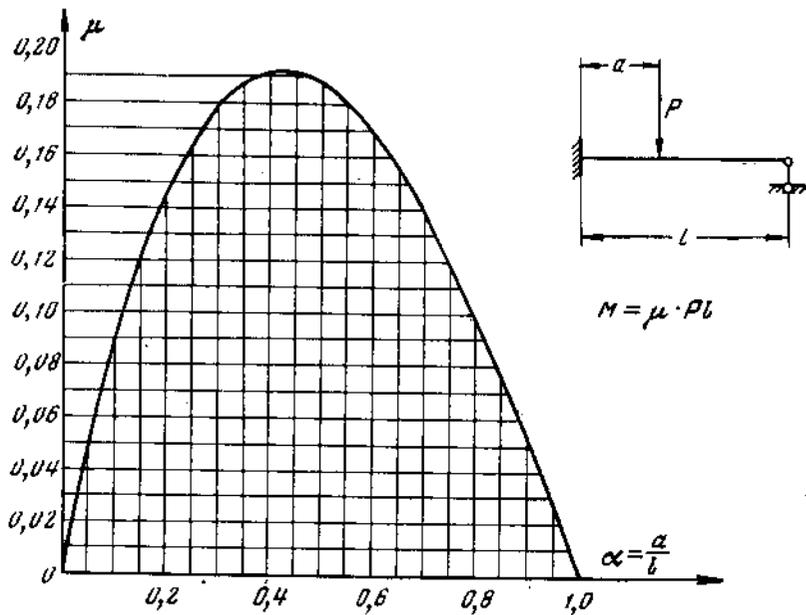


Рис. 67. График для определения опорного момента в балке, защемленной с одной стороны, и шарнирно опертой — с другой

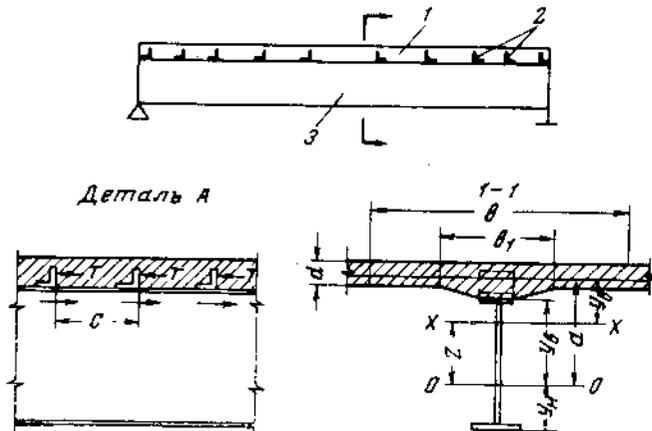


Рис. 68. Работа стальной балки, объединенной с железобетонной плитой

1 — железобетонная плита; 2 — упоры; 3 — стальная балка

где  $M_1$  — изгибающий момент в стальной балке от первой части нагрузки;

$I_{ст}$  — момент инерции стальной балки;

$Y_v$  и  $Y_{II}$  — расстояния от центра тяжести сечения стальной балки до ее крайних волокон (рис. 68).

При расчете объединенной балки бетон верхней полки приводят к стали. Ширина  $b$  железобетонной плиты, включаемая в расчет, не должна превосходить:

а)  $1/3$  пролета балки;

б) расстояние между осями соседних балок;

в)  $b_1 + 12d$  ( $b_1$  — ширина верхнего пояса стальной балки,  $d$  — толщина плиты).

Приведенная площадь железобетонной плиты, включаемая в расчет:

$$F_6^{пр} = \frac{bd}{m},$$

где  $m = \frac{E_{ст}}{E_6 \cdot 0,5}$  (коэффициент 0,5 учитывает усадку бетона).

Расстояние от центра тяжести сечения объединенной балки до оси 0—0 равно

$$z = \frac{F_6^{пр} a}{F_{ст} + F_6^{пр}}$$

Определяют момент инерции объединенной балки по формуле

$$I_{пр} = I_{ст} + F_{ст} z^2 + \frac{I_6}{m} + \frac{bd}{m} (a - z)^2,$$

где  $I_6$  — момент инерции расчетного участка железобетонной плиты относительно оси, проходящей через ее центр тяжести.

Напряжения в крайних волокнах стальной балки от второй части нагрузки определяются по формулам:

$$\sigma_{в2} = \frac{M_2}{I_{пр}} (Y_v - z); \quad \sigma_{н2} = \frac{M_2}{I_{пр}} (Y_{II} + z),$$

где  $M_2$  — изгибающий момент от второй части нагрузки.

Суммарные напряжения в стальной балке будут равны:

$$\sigma_v = \sigma_{в1} + \sigma_{в2}; \quad \sigma_{II} = \sigma_{н1} + \sigma_{н2}.$$

Наибольшие напряжения в бетоне не должны превышать расчетного сопротивления бетона

$$\sigma_6 = \frac{M_2'}{m I_{пр}} Y_6 \leq R_{пр}.$$

Расчет жестких упоров производят на сдвигающие силы по формуле

$$T = \frac{QS_x}{I_{пр}} e \cdot 1,1,$$

где  $S_x$  — статический момент плиты относительно нейтральной оси  $x-x$  комплексной балки;  
 $e$  — расстояние между упорами.

Увеличение усилия  $T$  в объединенной балке на коэффициент 1,1 принято условно. Этот коэффициент учитывает дополнительные напряжения в балке от разницы температур в стальной балке и плите вследствие неодинаковой их теплопроводности.

**Расчет колонн.** Предлагается следующий порядок расчета колонн:

1) от каждого вида вертикальных нагрузок подсчитывают узловые нагрузки на колонну в уровне каждого перекрытия и определяют нормальные усилия от них в колонне для каждого яруса;

2) составляют таблицу комбинаций нормальных усилий в сечениях колонн и определяют наибольшие усилия во всех сечениях колонн для всех расчетных сочетаний нагрузок, при этом нормальные усилия в колонне от горизонтальных нагрузок берут из расчета вертикальных связей ферм или рам;

3) подбирают сечения колонн на соответствующие расчетные нормальные усилия и изгибающие моменты, взятые из таблицы «разгонки» моментов.

Сбор вертикальных нагрузок и комбинации нагрузок показаны в табл. 44.

Подбор сечений стальных колонн и жесткой арматуры железобетонных колонн производят по форме, приведенной в табл. 45.

Сбор вертикальных нагрузок на колонну

Таблица 44

Ряд	Колонна	Ось	Отметка	Нагрузки							При эксплуатации		При монтаже	
				постоянная (соб. вес стальной вент. коллектора и ограждения)	эксплуатационная, распределенная	трубы	аппараты			Σр	N	Σр	N	
							эксплуатационная	монтажная	монорельс					
Б	2		80,4	5,9	0,7	0,5	3,8	2	—	10	10,2	10,2	18,1	18,1
			60	3,6	1,1	—	1,2	1	—	—	5,9	16,1	5,1	23,2
			49,2	4,1	3,9	—	—	—	—	8	24,1	6	29,2	29,2
			43,8	4,7	8,3	—	2,3	1	—	17	41,1	9,9	39,1	39,1
			39	7,2	8,3	—	1,9	1,9	1,7	17,4	58,5	13,2	52,3	52,3
			27,6	7,1	9,2	—	0,3	0,3	—	16,6	73,1	12	64,3	64,3

Подбор сечений металлической колонны

Колонна	Ось	Участок колонны	Участок сечения	Расчетное усилие	Эквив. I	Сечение	F	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	W <sub>x</sub> /W <sub>y</sub>	I <sub>x</sub> /I <sub>y</sub>	r <sub>x</sub> /r <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub> /λ <sub>y</sub>	φ <sub>x</sub> /φ <sub>y</sub>	Напряжения						
															в плоскости M <sub>x</sub>	в плоскости M <sub>y</sub>	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	σ <sub>ср</sub>	σ <sub>ср</sub>	
Б	2	от отм. 1,0 до 12,0	4	651	I	500 X 25 420 X 25 300 X 25	125 106 125 356	142 500	52 000	6000 2080	500 500	19,6 12,1	25 41	0,85 0,917	0,008	0,913	2020	0,214	1	0,913	2020

Подбор сечений железобетонной колонны с жесткой арматурой

Колонна	Ось	Участок колонны	Участок сечения	Расчетное сечение	Усилие	Эскиз	Жесткая арматура		Гибкая арматура		e, e <sub>1</sub>	N <sub>пред</sub>			
							состав сечения	F <sub>ж</sub>	состоян	F <sub>г</sub>					
Б	2	от отм. 1,0 до 12,0	4,0	1061,0	4,2		500 X 25 420 X 25 500 X 25	355	4236	20,34	68,5	258	0,4	23,9	1080

Сечения жесткой арматуры подбирают на нагрузки при строительстве этажерки.

При проверке колонн на устойчивость свободная длина их принимается равной расстоянию между узлами связевой фермы. Свободная длина колонн при жестком прикреплении балок-распорок к колоннам может быть уменьшена в результате упругого защемления колонн в балки. Расчетная схема для определения свободной длины колонны в этом случае приведена на рис. 69.

По этой схеме моменты инерции промежуточных примыкающих балок уменьшаются вдвое, так как балка участвует в работе одновременно в двух ярусах рамы.

Если балки защемлены в колонну с двух сторон, то погонные жесткости соответствующих балок суммируют. Определяют отношения погонных жесткостей колонны и ригелей в полураме, причем погонную жесткость колонны принимают равной единице. Коэффициент свободной длины  $\beta$  находят по приведенному графику (см. рис. 69), взятому из работы Е. Э. Локшина «Устойчивость упругих стержневых систем».  $\alpha_{00}$  и  $\alpha_{11}$  — характеристики жесткости нижнего и верхнего ригелей полурамы,  $\alpha_{00} = \frac{1}{3k_0}$ ;  $\alpha_{11} = \frac{1}{3k_1}$ , где  $k_0$  и  $k_1$  — отношение погонных жесткостей соответственно нижнего и верхнего ригелей полурамы к погонной жесткости колонны.

Расчет металлических колонн на прочность при  $\frac{N}{F_{нт} R} \geq 0,1$  может производиться по формуле

$$\left(\frac{N}{F_{нт} R}\right)^{\frac{3}{2}} + \frac{M_x}{W_{xнт}^n} + \frac{M_y}{W_{yнт}^n},$$

где  $N$ ,  $M_x$  и  $M_y$  — абсолютные значения продольной силы и изгибающих моментов;

$W_{xнт}^n$  и  $W_{yнт}^n$  — пластические моменты сопротивления ослабленного сечения.

Пример оформления расчета железобетонных колонн с жесткой арматурой приводится в табл. 46.

**Расчет раскосов связей.** Подбор сечений раскосов связей производят по табл. 47. При крестовой системе сжато-растянутых связей следует учитывать увеличение нормальных усилий в раскосах связей и в балках-распорках в результате сжатия колонн вертикальными нагрузками. В этом случае дополнительное усилие в раскосах связей  $\Delta N$  будет равно

$$\Delta N = \sigma_k^{ср} \cos^2 \alpha F_{раск},$$

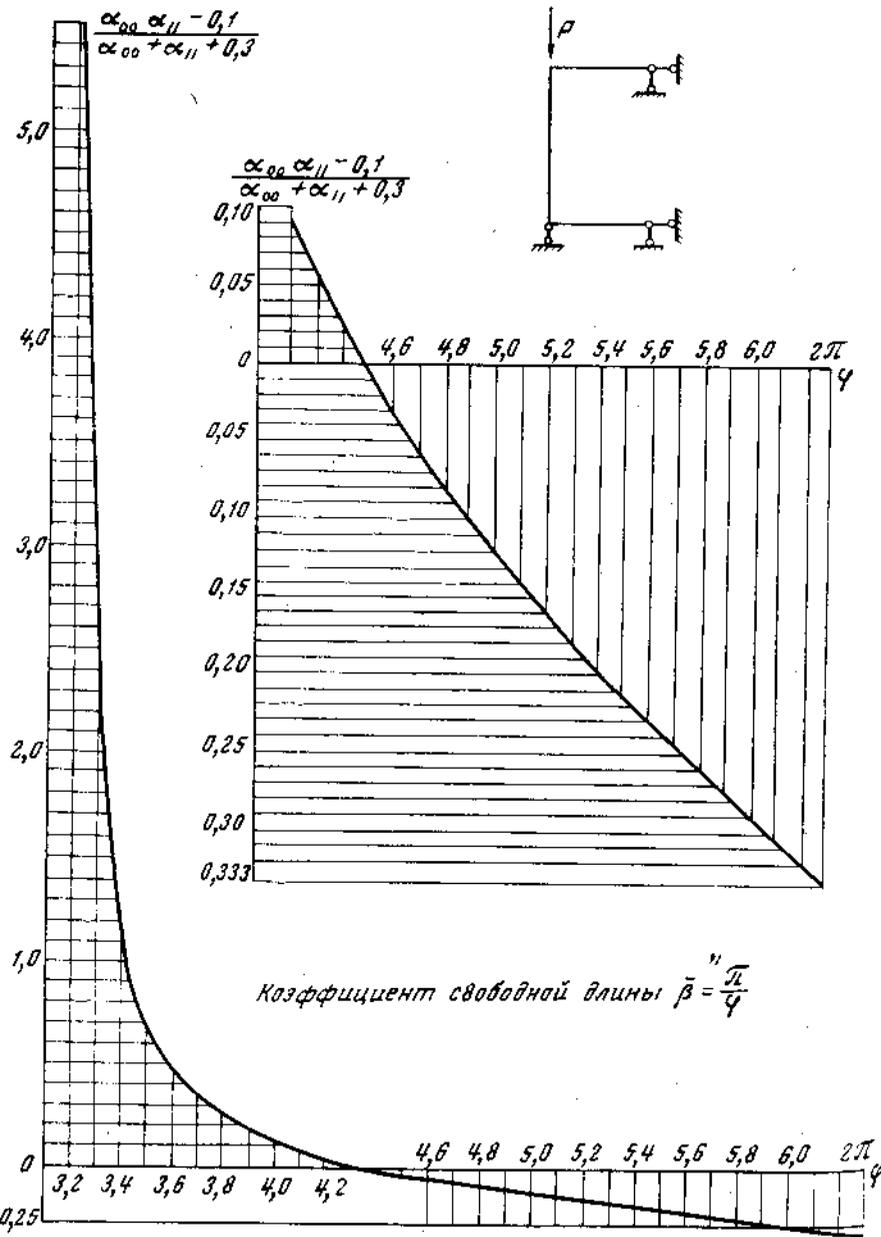
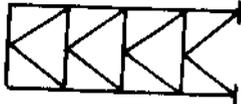


Рис. 69. График для определения свободной длины упруго защемленного стержня с неподвижными опорами

Расчет балок-распорок

№ балки	Схема	Нагрузки в т/м и т	Опорные реакции в т			M <sub>ср</sub> в тм M <sub>макс</sub> в т N в т	Сечение		F в см <sup>2</sup>	I в см <sup>4</sup> I <sub>дет</sub> S	W <sub>x</sub> в см <sup>3</sup>	k <sub>осл</sub> %	Напряж-ние		Полные швы ребра жесткости	Опорные моменты					
			R <sub>л</sub>	R <sub>ср</sub>	R <sub>п</sub>		эскиз	состав					Вертикальные нагрузки			горизонталь-ное смещение ригелей		Σ			
													жесткая заделка	после диазгонки*		M <sub>л</sub>	M <sub>пр</sub>			M <sub>л</sub>	M <sub>пр</sub>
з в кг/см <sup>2</sup>	т в кг/см <sup>2</sup>	M <sub>л</sub>	M <sub>пр</sub>	M <sub>л</sub>	M <sub>пр</sub>	M <sub>л</sub>	M <sub>пр</sub>														
1		q=1,2 × 0,3=0,4 P <sub>1</sub> =10,2	0,6 3,4 4	1,2 13,6 14,8 1,2 =17,8	0,6 3,4 4	M = 4,2 - 0,4 · 2 <sup>2</sup> / 2 = 7,2 N = ± 4,4		№ 36	61,9	13 380 23,1	743	1 / I 70	970 80 1040	—	0,3 2,2 2,5	0,3 2,2 2,5	2,4 2,4	± 2 ± 2	± 2 ± 2	4,4 4,4	4,4 4,4
2		P <sub>1</sub> =0,5 P <sub>2</sub> =22,6	0,4 6,8 7,2	0,2 31,6 31,8 1,2 =38	0,4 6,8 7,2	M = 7,2 · 2,1 - 0,5 · 1,6 = 14,3 N = 4,5 -2,8		№ 36	61,9	13 380 23,1	743	1 / I 160	1920 800 2080	—	0,2 4,3 4,5	0,2 4,3 4,5	4,3 4	± 1,8 ± 1,8	± 1,8 ± 1,8	6,1 6,1	5,8 5,8
3		q=0,96 × 0,7=0,7 P <sub>1</sub> =148,1	1 111 112	2 74,2 76,2 1,2 =91,5	1 111 112	M = 112 · 0,75 - 0,7 · 0,75 <sup>2</sup> / 2 = 84 тм N = +14,8 -3,7		— 300 · 10 — 1200 · 10 — 300 · 10	30 120 180	110 000 144 000 110 000 364 000	5970	0,75 1 1880	80 140 1960	Полные швы H=6, ребра жесткости через 2,25 м	0,5 62,5 63	0,5 62,5 63	20 16	± 1 ± 1	± 1 ± 1	21 21	17 17

Подбор сечений раскосов связей

Схема	Отметка	Расчетные усилия					Сечение	F в см <sup>2</sup>	r <sub>x</sub> / r <sub>y</sub> в см	I <sub>x</sub> / I <sub>y</sub> в см <sup>4</sup>	λ <sub>x</sub> / λ <sub>y</sub>	φ <sub>x</sub> / φ <sub>y</sub>	m	τ
		нетер	вертикальная нагрузка	горизонтальная нагрузка	сжатие колонн	ΣM								
	16,0	±3,6	-11,1	-	-	-14,7	21,2	2,78 / 3,97	350 / 500	126 / 129	0,4	1	1730	
	12,0	±4,6	-23,8	-	-	-28,4	27,6	3,08 / 4,45	350 / 500	114 / 113	0,492	1	2100	
	8,0	±5,3	-18,6	-	-	-23,9	27,6	3,08 / 4,45	350 / 500	114 / 113	0,492	1	1960	
	4,0	±7,1	-53,5	-	-	-60,6	49,4	4,34 / 6,17	409 / 583	94 / 95	0,654	1	1900	

где

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2};$$

$\sigma_1$  и  $\sigma_2$  — напряжения в левой и правой колоннах от нормальных сил;

$\alpha$  — угол между раскосом и колонной;

$F_{\text{раск}}$  — площадь раскоса.

Это усилие получается из рассмотрения деформаций связевой панели от вертикальных нагрузок, дающих сжимающие напряжения в обеих колоннах в предположении малой жесткости раскосов по сравнению с колоннами и распорками. Кососимметричные вертикальные нагрузки не дают усилий в раскосах и распорках крестовых сечений. Сечения крестовых связей при растянутых раскосах подбираются без учета дополнительных усилий от сжатия колонн. Крепления же их рассчитываются на большее из двух усилий: суммарного расчетного растяжения от соответствующих нагрузок в предположении работы только растянутых раскосов или сжатия, равного критической Эйлеровой силе.

Учитывая высокую статическую неопределенность работы каркаса этажерки, возможное увеличение усилий в раскосах связей в результате работы статически неопределимых связей на вертикальные весовые нагрузки, а также дополнительные моменты в опорных сечениях от ограниченных поворотов жестких узлов каркаса рекомендуется расчет узлов крепления раскосов и распорок связей вести с учетом коэффициента условий работы  $m=0,85$ .

Такой же коэффициент ( $m=0,85$ ) рекомендуется вводить в расчет узлов крепления балок-распорок.

## § 8. Расчет оснований и фундаментов

Основания рассчитывают по методу предельных состояний. Этот метод исходит из двух предельных состояний: предельному состоянию по несущей способности (нарушение прочности и устойчивости основания) и предельному состоянию по деформативности.

В свою очередь первое предельное состояние подразделяется на два вида:

1) несущая способность основания считается исчерпанной в момент возникновения в основании ограниченных областей предельного равновесия с поверхностями скольжения, когда при незначительном увеличении нагрузки в этих областях появляется механическая текучесть;

2) несущая способность основания принимается по предельному состоянию, когда область предельного равновесия простирается на всю зону под подошвой фундамента. Последний вид

предельного состояния по несущей способности принимается только в том случае, если основаниями являются скальные грунты. Для оснований под фундаменты высоких этажек скальный грунт исключается, так как всегда является нерасчетным.

В нормах проектирования оснований зданий и сооружений (СНиП II-Б.1-62) проверка оснований по несущей способности первого вида внесена в раздел «Расчет по деформациям», как непрерывное условие применимости формул подсчета деформаций.

Второе предельное состояние наступает тогда, когда деформации основания достигают предельных величин в условиях нормальной эксплуатации сооружения.

Расчет оснований по второму предельному состоянию (по деформативности), а также проверку несущей способности первого вида производят по нормативным нагрузкам на основные сочетания нагрузок.

Можно определять суммарную нормативную нагрузку на основание по усилиям от расчетных нагрузок делением последних на осредненный коэффициент перегрузки, равный 1,2.

Проверяют основания по несущей способности первого вида по формуле

$$P_{\max} < 1,2R^n,$$

где  $P_{\max}$  — максимальное давление на основание под подошвой фундамента у края подошвы от нормативных нагрузок;

$R^n$  — нормативное давление на основание, полученное из условия развития в основании зон предельного равновесия на глубину, равную четверти ширины фундамента

$$R^n = (Ab + Bh)\gamma_0 + Dc^n.$$

Здесь  $h$  — глубина заложения фундамента от природного уровня грунта или от планировки срезкой до подошвы фундамента в м;

$b$  — удвоенное расстояние от точки приложения равнодействующей внешних сил до ближайшего края фундамента (рис. 70) в м;

$\gamma_0$  — объемный вес грунта выше отметки заложения фундамента в т/м<sup>3</sup>;

$c^n$  — нормативное удельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой фундамента, в т/м<sup>3</sup>;

$A, B$  и  $D$  — безразмерные коэффициенты, зависящие от нормативного угла внутреннего трения  $\varphi^n$  (табл. 48).

Таблица 48

Коэффициенты  $A, B$  и  $D$  для определения нормативного давления на основание  $R^n$

Нормативное значение угла внутреннего трения грунта $\varphi^n$ в град	Коэффициенты		
	$A$	$B$	$D$
0	0	1	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,1	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,9
28	0,98	4,93	7,4
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,8
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,5	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,61

Нормативные давления при условии полного насыщения водой мелких песков принимают с учетом коэффициента условий работы  $m=0,8$  и для пылеватых песков —  $m=0,6$ .

При расчете по второму предельному состоянию (по деформациям) определяют полную стабилизированную расчетную осадку основания  $S$  от равнодействующей всех нормативных вертикальных нагрузок  $\Sigma P^n$ , приложенной по оси центра тяжести подошвы фундамента, и сравнивают с предельной осадкой основания  $S_{пр}$ , принимаемой для оснований под сплошные фундаменты этажек, равной 30 см, если она не обусловливается специальными технологическими требованиями

$$S \leq S_{пр}.$$

Кроме этого, подсчитывают крен продольной оси фундамента

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{1 - \mu_{ср}^2}{E_{ср}} k_1 \frac{P^n b_1}{\left(\frac{l}{2}\right)^3};$$

$$\operatorname{tg} \theta_2 = \frac{1 - \mu_{\text{ср}}^2}{E_{\text{ср}}} k_2 \frac{P'' e_2}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}$$

- где  $P''$  — суммарное вертикальное усилие от нормативной нагрузки, приложенное к фундаменту с эксцентриситетом, в кГ;  
 $l$  — большая сторона фундамента в см;  
 $b$  — меньшая сторона фундамента в см;  
 $e_1$  — расстояние точки приложения усилия от середины фундамента по продольной оси в см;  
 $e_2$  — расстояние точки приложения усилия от середины фундамента по поперечной оси в см;  
 $E_{\text{ср}}$  и  $\mu_{\text{ср}}$  — модуль деформации в кГ/см<sup>2</sup> и коэффициент Пуассона грунта, принимаемые средними в пределах сжимаемой толщи. Значение  $\mu$  указано в табл. 49;  
 $k_1$  и  $k_2$  — безразмерные коэффициенты, определяемые по графику на рис. 71.

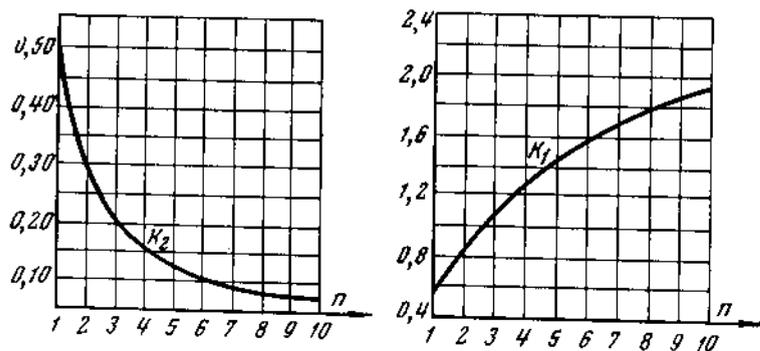


Рис. 71. Графики для определения коэффициентов  $k_1$  и  $k_2$  в зависимости от соотношения сторон подошвы фундамента

Предельный крен сплошного фундамента этажерки — 0,004, если он не обусловлен дополнительными технологическими требованиями.

При опирании фундамента на однородную толщу основания наиболее удобен подсчет осадки фундамента методом эквивалентного слоя

$$S = a_0 k_2 \rho_{\text{ос}} = \frac{a}{1 + \varepsilon} A_w \text{const } b \rho_{\text{ос}} = \frac{(1 + \varepsilon) 0,8}{E} A_w \text{const } b \rho_{\text{ос}}$$

- где  $a_0$  — приведенный коэффициент сжимаемости;  
 $E$  — модуль деформаций в кГ/см<sup>2</sup>;  
 $a$  — коэффициент сжимаемости см<sup>2</sup>/кГ;

Значение коэффициента Пуассона  $\mu$

Наименование грунтов	Значения $\mu$
Крупнообломочные . . . . .	0,27
Пески и супеси . . . . .	0,3
Суглинки . . . . .	0,35
Глины . . . . .	0,42

$A_w \text{const}$  — коэффициент эквивалентного слоя, зависящий от коэффициента Пуассона и соотношения сторон прямоугольной подошвы фундамента (табл. 50);  
 $\varepsilon$  — коэффициент пористости основания;  
 $b$  — ширина фундамента;

$$\rho_{\text{ос}} = p - \gamma_0 h;$$

$p$  — давление под подошвой фундамента от равнодействующей всех вертикальных нормативных нагрузок, приложенной по оси центра тяжести подошвы фундамента, в кГ/см<sup>2</sup>;

$\gamma_0$  — объемный вес грунта в кг/см<sup>3</sup>;

$h$  — глубина заложения фундамента от отметки поверхности природного рельефа в см.

Значение коэффициента эквивалентного слоя  $A_w \text{const}$  (по Н. А. Цитовичу)

Соотношение сторон	$A_w \text{const}$ при $\mu$					
	0,1	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
1	0,89	0,94	0,99	1,08	1,21	1,58
1,5	1,09	1,15	1,21	1,32	1,52	1,94
2	1,23	1,3	1,37	1,49	1,72	2,2
3	1,46	1,54	1,62	1,76	2,01	2,59
4	1,63	1,72	1,81	1,97	2,26	2,9

Коэффициент сжимаемости основания связан с модулем деформации зависимостью

$$a = \frac{1 + \varepsilon}{E} \left( 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right) = \frac{1 + \varepsilon}{E} \beta,$$

где  $\beta$  — безразмерный коэффициент, принимаемый приближенно равным 0,8 для всех видов грунтов.

Таким образом, для проверки основания по предельным состояниям следует иметь следующие физические и механические характеристики грунта:

- а) коэффициент внутреннего трения  $\varphi$ ;  
 б) нормативное удельное сцепление грунта для глин или нормативный параметр линейности для песков, залегающих непосредственно под подошвой фундамента. —  $c$ ;  
 в) коэффициент Пуассона  $\mu$ ;  
 г) модуль деформации  $E$  или коэффициент сжимаемости  $a$ ;  
 д) коэффициент пористости  $e$ .

Расчет сплошного фундамента ведется в следующем порядке:  
 1) задается глубина залегания подошвы фундамента;  
 2) определяется суммарная величина всех нормативных вертикальных нагрузок  $\Sigma P^n$ , включая вес фундамента, а также моменты в продольном и поперечном направлениях в уровне подошвы фундамента от всех нормативных вертикальных и горизонтальных нагрузок относительно центра тяжести подошвы фундамента;

3) определяются размеры подошвы фундамента  $l$  и  $b$  из условия недопущения отрывающих напряжений по краям фундамента. В первом приближении принимается, что эти напряжения равны нулю. При этом основание принимается упругим в винклеровском смысле. Тогда

$$\frac{N}{lb} - \frac{M_{пр} \cdot 6}{l^2 b} - \frac{M_{поп} \cdot 6}{b^2 l} = 0,$$

откуда и находится  $b$  в функции от  $l$ :

$$b = \frac{6M_{поп} l}{Nl - 6M_{пр}}$$

Длина  $l$  подошвы фундамента определяется протяженностью этажерки и, как правило, назначается конструктивно;

4) определяются величины напряжений под подошвой фундамента  $p$  и производится проверка основания по несущей способности первого вида. При больших давлениях размеры подошвы фундамента корректируются;

5) определяется методом эквивалентного слоя осадка фундамента  $S$  от действия равнодействующей  $\Sigma P^n$ , приложенной по оси, проходящей через центр тяжести подошвы фундамента, и производится проверка по деформациям

$$S \leq S_{пр};$$

6) проверяется крен фундамента;

7) по эпюрам давлений под подошвой фундамента и по нагрузкам на фундамент, вызывающим эти давления, определяют усилия во всех расчетных сечениях ребер и плит фундамента;

8) по величинам этих усилий производится расчет ребер и плит фундамента.

Задача о нахождении давлений под подошвой абсолютно жесткого фундамента имеет два решения. Одно исходит из рассмотрения основания, как упругой среды в винклеровском смысле,

когда имеет место линейная зависимость давления от прогиба на всем протяжении фундамента, и коэффициент пропорциональности принимается постоянным по всей поверхности основания.

Другое решение исходит из действительной работы основания, как упругого полупространства, загруженного на ограниченном участке жестким штампом.

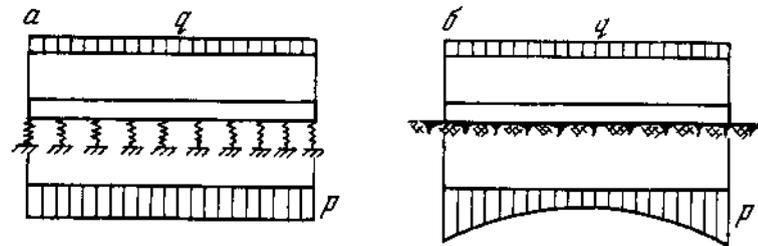


Рис. 72. Эпюры давлений под балкой на упругом основании

Различие решений видно на рис. 72. В первом случае (рис. 72, а) при равномерно распределенной нагрузке со стороны фундамента эпюра давлений на основание прямоугольная, во втором случае (рис. 72, б) для той же задачи давления по краям фундамента имеют большую величину, чем в середине.

Если при расчете оснований как по несущей способности, так и по деформациям различный подход к решению задачи не имеет существенного значения ввиду локального действия максимальных давлений на основание, то при расчете элементов железобетонного фундамента под этажерку возникновение зон повышенного давления у края фундамента существенно увеличивает изгибающие моменты и поперечные силы в расчетных сечениях. Второе решение в ряде случаев на 20—30% дает большие усилия в ребрах и плитах фундамента по сравнению с первым.

В связи с этим расчет основания и средних участков фундаментной плиты следует вести по простейшей схеме, как абсолютно жесткого штампа на упругом в винклеровском смысле основании. Тогда напряжения на основание распределяются по закону плоскости, а краевые давления подсчитываются по формуле

$$p_{кр} = \frac{\Sigma p^n}{bl} + \frac{M_{пр} \cdot 6}{bl^2} + \frac{M_{поп} \cdot 6}{b^2 l},$$

где  $\Sigma p^n$  — полная вертикальная нормативная нагрузка, включая вес фундамента;

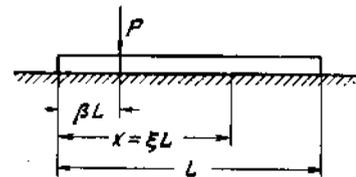


Рис. 73. Схема балки на упругом основании

Определение давлений и усилий для балки на упругом основании (по И. А. Саввуляди)

Давление и усилия	ε		η									
	β	α	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
P	0	5,522	3,812	2,56	1,969	1,05	0,614	0,27	-0,071	-0,198	-1,102	-1,978
	0,1	4,772	3,323	1,495	0,972	0,614	0,348	0,103	0,193	-0,613	-1,228	-1,228
	0,2	4,017	1,918	1,321	0,891	0,614	0,426	0,277	0,114	-0,118	-0,473	-0,473
	0,3	3,272	2,333	1,147	0,816	0,614	0,504	0,451	0,419	0,371	0,272	0,272
	0,4	2,517	1,844	0,973	0,738	0,614	0,582	0,625	0,726	0,866	1,027	1,027
	0,5	1,772	1,355	0,799	0,66	0,614	0,66	0,799	1,031	1,355	1,772	1,772
	0,6	1,027	0,866	0,625	0,582	0,614	0,738	1,031	1,355	1,772	1,772	1,772
	0,7	0,272	0,371	0,451	0,419	0,614	0,816	1,147	1,643	2,333	3,272	4,017
	0,8	-0,473	-0,118	0,227	0,114	0,614	0,891	1,321	1,918	2,828	4,017	5,522
	0,9	-1,228	-0,613	0,103	-0,193	0,614	0,972	1,495	2,255	3,323	4,772	6,017
1	-1,978	-1,102	-0,071	-0,498	0,27	0,614	1,05	1,669	2,56	3,812	5,522	
Q	0	-1	-0,538	-0,222	-0,013	0,121	0,203	0,247	0,257	0,23	0,152	0
	0,1	0	0,4	-0,323	-0,138	0,116	0,062	0,11	0,132	0,129	0,09	0
	0,2	0	0,339	0,573	-0,262	-0,152	-0,078	-0,026	0,008	0,029	0,029	0
	0,3	0	0,278	0,476	0,614	-0,29	-0,219	-0,164	-0,116	-0,072	-0,032	0
	0,4	0	0,216	0,374	0,489	0,573	-0,36	-0,301	-0,241	-0,174	-0,094	0
	0,5	0	0,155	0,274	0,365	0,437	0,5	-0,437	-0,365	-0,274	-0,155	0

Продолжение табл. 51

Давление и усилия	ε		η										
	β	α	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
Q	0,6	0	0,094	0,174	0,241	0,301	0,36	0,427	-0,489	-0,374	-0,216	0	
	0,7	0	0,032	0,072	0,116	0,164	0,219	0,29	0,386	-0,476	-0,278	0	
	0,8	0	-0,029	-0,029	-0,008	0,026	0,078	0,152	0,262	0,423	-0,339	0	
	0,9	0	-0,09	-0,129	-0,132	-0,11	-0,062	0,016	0,138	-0,577	0,6	0	
	1	0	-0,152	-0,23	-0,257	-0,247	-0,203	-0,121	0,013	0,222	-0,4	0,538	
	M	0	0	-0,076	-0,112	-0,123	-0,117	-0,1	-0,077	-0,052	-0,027	-0,008	0
		0,1	0	0,022	-0,024	-0,046	-0,053	-0,05	-0,042	-0,03	-0,017	-0,005	0
		0,2	0	0,018	0,065	0,031	0,011	-0,001	-0,006	-0,007	-0,005	-0,001	0
		0,3	0	0,014	0,053	0,106	0,074	0,049	0,03	0,017	0,006	0,002	0
		0,4	0	0,012	0,042	0,085	0,138	0,099	0,066	0,039	0,018	0,008	0
0,5		0	0,008	0,03	0,061	0,102	0,149	0,102	0,061	0,03	0,008	0	
0,6		0	0,048	0,018	0,039	0,066	0,099	0,138	0,085	0,042	0,012	0	
0,7		0	0,002	0,006	0,017	0,03	0,049	0,074	0,106	0,053	0,014	0	
0,8		0	-0,001	-0,005	-0,007	-0,006	-0,001	0,011	0,031	0,065	0,018	0	
0,9		0	-0,005	-0,0017	-0,03	-0,042	-0,05	-0,053	-0,046	-0,021	-0,022	0	
1	0	-0,008	-0,027	-0,052	-0,077	-0,1	-0,117	-0,123	-0,112	-0,076	0		

$$P = \bar{P} \frac{P}{bL}; \quad Q = \bar{Q}P; \quad M = \bar{M}PL.$$

$M_{пр}$  и  $M_{пол}$  — моменты от всех нагрузок со своими знаками от-  
носительно центра тяжести подошвы фундамента  
соответственно вдоль и поперек фундамента.

Расчет же консольных и крайних участков ребристой фунда-  
ментной плиты рекомендуется производить по второй схеме.

В табл. 51 даны значения давления  $p$ , поперечной силы  $Q$  и  
изгибающего момента  $M$  для бесконечно жесткой балки на упру-  
гой полуплоскости с сосредоточенной вертикальной силой в про-  
извольной точке (рис. 73). По этой таблице можно рассчитать  
ребра с любым расположением нагрузок. Таблица взята из рабо-  
ты И. А. Симвулиди «Расчет инженерных конструкций на упру-  
гом основании» (Росвуиздат, 1963).

### Г Л А В А III

## РЕКОНСТРУКЦИЯ ЭТАЖЕРОК

Быстрое развитие химической и нефтяной промышленности,  
сопровождающееся постоянным совершенствованием техноло-  
гических процессов, неизбежно приводит к моральному износу  
ряда производств. Изменение технологического режима, как  
правило, вызывает необходимость реконструкции установок: уве-  
личиваются размеры этажерки, растут нагрузки, видоизменяет-  
ся схема конструкций. Усиление существующих строительных  
конструкций установок и, в частности, этажерок приобретает осо-  
бенно важное значение и заслуживает специального освещения.  
Здесь изложены только основные принципы усиления металличе-  
ских и железобетонных конструкций этажерок и приведены при-  
меры усиления.

Всякое усиление конструкций — весьма трудоемкая и доро-  
гая операция, поэтому прежде всего следует использовать все  
возможные резервы несущей способности конструкций этажерки,  
а их довольно много.

**1. Учет пространственной работы каркаса этажерки.** Зачас-  
тую существующие этажерки рассчитывались, как ряд плоских  
независимо действующих систем. В этом случае учет простран-  
ственности с непременным обеспечением совместной работы всех  
вертикальных несущих плоскостей дает значительное увеличение  
несущей способности этажерки при работе на горизонтальные  
нагрузки.

Совместная работа всех несущих вертикальных плоскостей  
этажерки обеспечивается сплошностью, монолитностью перекры-  
тий, достаточной их горизонтальной жесткостью. В ряде случа-  
ев это достигается постановкой дополнительных горизонтальных  
связей в пределах перекрытия. Примером такого рода может слу-  
жить усиление металлической этажерки, приведенной на рис. 74.  
Увеличение высоты этажерки вызывало значительное увеличение  
усилий в анкерных болтах металлических колонн. Для обеспече-  
ния необходимого запаса прочности достаточно поставить допол-

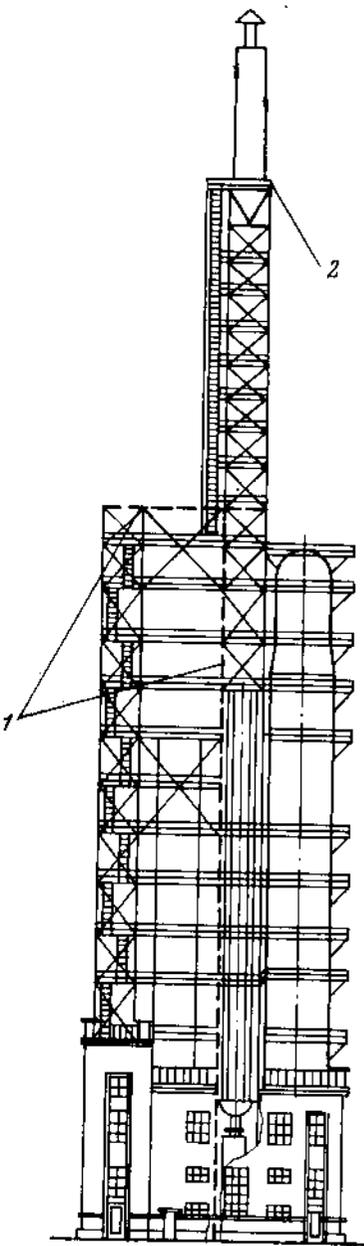


Рис. 74. Схема усиления этажерки  
1 — дополнительные связи; 2 — наращиваемые конструкции

нительные связи в одной из вертикальных плоскостей и в уровне одного из перекрытий. Учет пространственности выявил достаточную прочность анкерных болтов.

**2. Учет упрочнения бетона со временем.** В ряде случаев прочность бетона в зависимости от его возраста возрастает в 1,5–2 раза (см. рис. 37) и перекрывает увеличение эксплуатационных нагрузок после реконструкции. В этом случае усиления железобетонных конструкций не требуется. Нужно сказать, что часто условия эксплуатации этажерок весьма тяжелые: железобетонные конструкции подвергаются разрушению от действия жидкостей и газов, участвующих в технологическом процессе; находясь на открытом воздухе, железобетонные конструкции подвергаются атмосферным воздействиям. Поэтому использовать этот резерв прочности можно только при полной гарантии обеспечения необходимой прочности бетона. Эта гарантия может быть получена только после тщательного обследования железобетонных конструкций специализированной организацией с установлением действительной прочности бетона (при помощи соответствующих приборов).

**3. Увеличение несущей способности основания.** Большой срок эксплуатации усиляемой этажерки дает право считать, что полная осадка основания произошла и дальнейшее увеличение осадки уплотненного основания при увеличении нагрузок невелико. В каждом отдельном случае следует исследовать основания с выявлением повышенных значений расчетных давлений  $R^H$  и модуля

деформаций  $E$ . Можно ожидать при этом увеличения несущей способности основания до 40%. Кроме этого, следует иметь в виду, что новые нормы проектирования оснований (СНИП II-Б.1-62), как правило, дают значительное увеличение несущей способности грунтов по сравнению со старыми нормами.

**4. Уточнение нагрузок.** В ряде случаев временная распределенная нагрузка на колонны может не учитываться. Кроме того, ветровая нагрузка на этажерку может быть заметно снижена в результате застройки соседних участков высокими сооружениями.

Нормы расчета сооружений по предельным состояниям также позволяют увеличить эксплуатационные нагрузки по сравнению

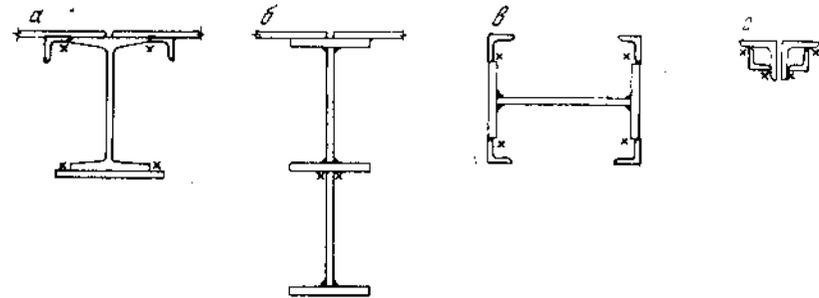


Рис. 75. Примеры усиления элементов металлических конструкций  
а, б — балок; в — колонн; г — раскосов

с нагрузками, принятыми старыми нормами расчета по допускаемым напряжениям.

Реконструкция металлических конструкций этажерки не вызывает больших трудностей. Примеры усиления металлических балок, колонн, раскосов приведены на рис. 75, усиления узлов крепления — на рис. 76.

Несколько сложнее усилить железобетонные конструкции этажерки. Широко распространены три способа:

- 1) усиление замкнутыми железобетонными обоймами с обеспечением совместной работы старого и нового железобетона;
- 2) одностороннее усиление с приваркой усиливающей арматуры к существующей по методу инж. И. М. Литвинова;
- 3) усиление способом изменения конструктивной схемы систем по методу инж. Н. М. Онуфриева.

Способ 1 используется при усилении железобетонных колонн этажерки. Он позволяет значительно увеличить несущую способность колонн.

Поверхность усиливаемой колонны для обеспечения надежного сцепления предварительно обрабатывается; удаляют поврежденные и отставшие участки бетона, углы колонны окальва-

ют, производят насечку бетона зубилом с последующей обработкой металлическими щетками. После этого устанавливают арматурную обойму, состоящую из продольных стержней и хомутов. Расстояние между хомутами принимается не более 10-кратного диаметра продольной арматуры, в местах же сопряжения ободки с перекрытием или фундаментом расстояние между хомутами

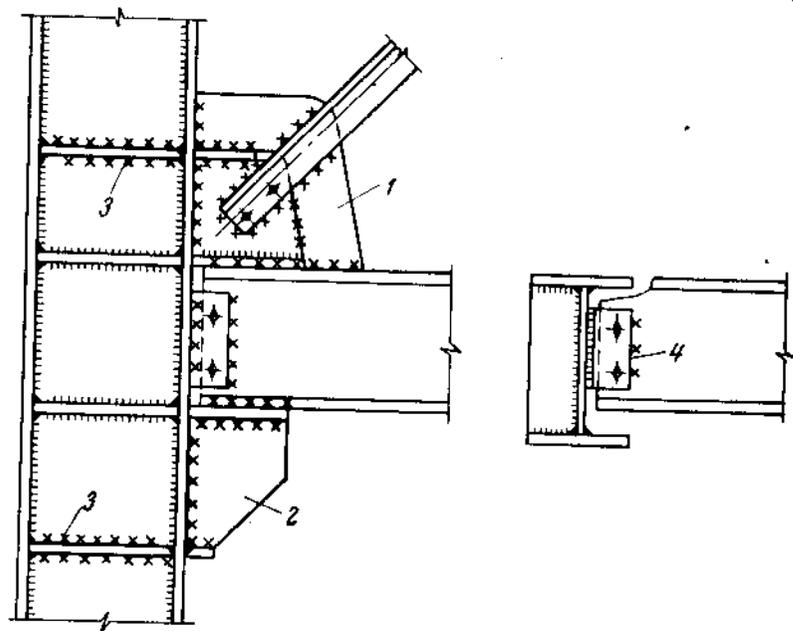


Рис. 76. Усиление узлов крепления

1 — увеличение фасонки; 2 — дополнительный стержень; 3 — дополнительные ребра; 4 — дополнительные швы

приведенной на рис. 77, увеличило их несущую способность в два раза.

Способ усиления (2) односторонними накладками, предложенный И. М. Литвиновым, наиболее удобен при усилении балок и ригелей этажерки.

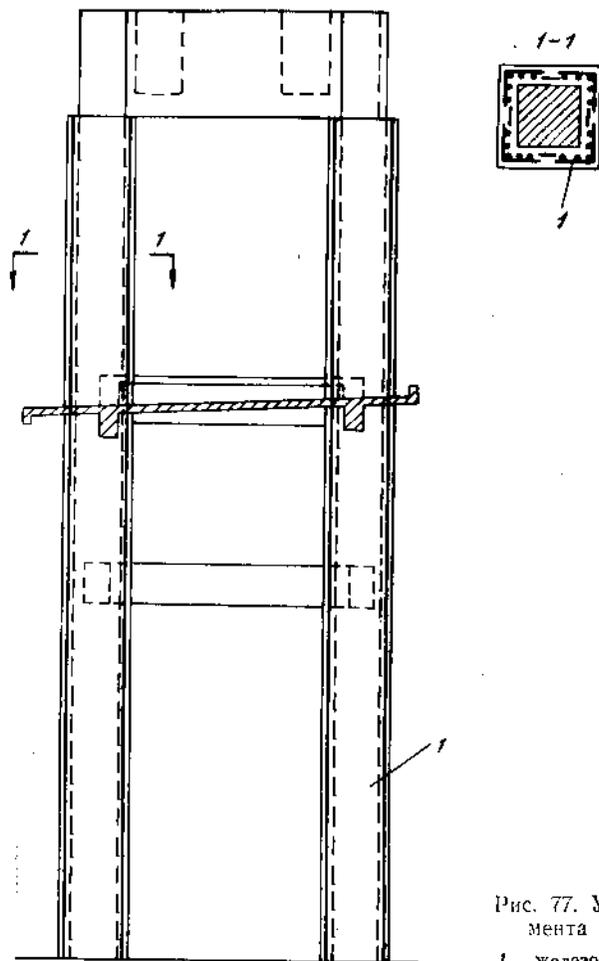


Рис. 77. Усиление поста-  
мента под аппарат

1 — железобетонная ободка

ми уменьшается вдвое на длине, равной наименьшему размеру поперечного сечения колонны.

Прежде чем нанести усиливающий слой бетона, поверхность колонны промывают струей воды под напором; поверхность колонны при обетонировании должна быть влажной. Обетонирование колонны производят или в опалубке, или способом торкретирования. В первом случае толщина стенки усиливающей ободки должна быть не менее 5 см, во втором — не менее 3 см. Чтобы уменьшить усадку бетона, вызывающую появление трещин в ободке, следует применять возможно более жесткие бетоны.

При таком производстве работ обеспечивается совместная работа ободки и усиливаемой колонны и расчет усиленных таким образом колонн производится, как монолитных на полную повышенную нагрузку. Усиление железобетонных колонн установки,

Усиление по этому способу производят следующим образом:  
1) по нижней грани балки защитный слой бетона скалывают так, чтобы продольная нижняя арматура обнажилась на половину диаметра. Поверхность бетона нижней грани балки обрабатывают так же, как поверхность колонн при усилении ободками;  
2) к нижней продольной арматуре приваривают непосред-

венно или через специальную поперечную арматуру (хомуты, коротыши, утки) продольную арматуру усиления;

3) торкретированием или в опалубке наращивают дополнительную часть балки. Усиленная таким образом балка может работать как монолитная на полную повышенную нагрузку только при соблюдении следующих требований:

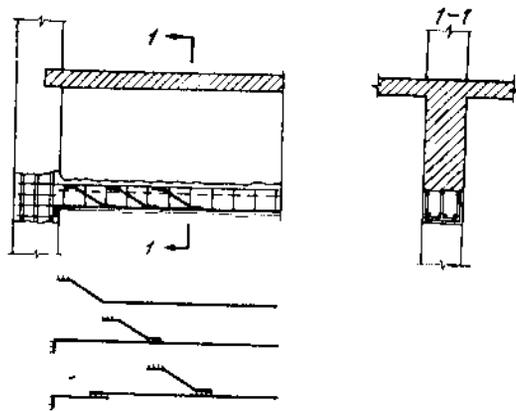


Рис. 78. Усиление ригеля

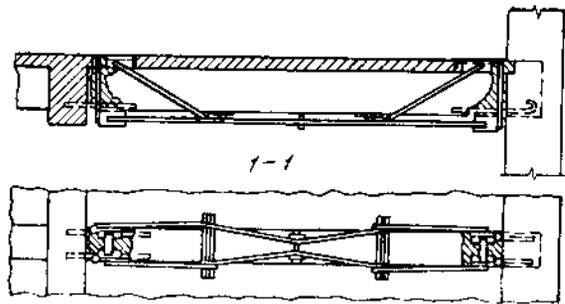


Рис. 79. Усиление ригеля затяжками

а) поперечная арматура усиления (хомуты, коротыши, косые стержни, утки) должна быть рассчитана на полную сдвигающую силу, действующую в плоскости сопряжения. Сцепление между старым и новым бетоном не учитывается. Больше того, в результате возможного неравномерного включения в работу новой арматуры возможны некоторые перенапряжения в отдельных элементах арматуры, поэтому величину сдвигающей силы, найденную по расчету, следует увеличить на 25%. Хомуты усиления назначают диаметром не менее 10 мм;

б) при расчете дополнительной продольной арматуры необходимо учитывать возможность некоторого пережога старой продольной арматуры в процессе приварки к ней дополнительных стержней усиления. Уменьшение рабочего сечения старой арматуры от пережога может достигать 25%;

в) концы стержней дополнительной пролетной арматуры, обрываемые у опор, необходимо надежно заанкерить, приварив отогнутые концы к существующей арматуре или установив утки;

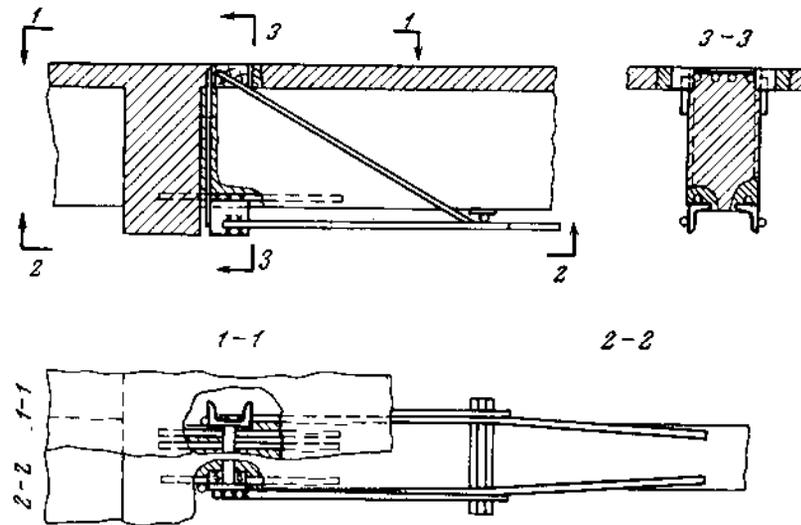


Рис. 80. Детали усиления ригеля затяжками

г) при недостатке в усиливаемых элементах поперечной арматуры (хомутов и отгибов) по длине соответствующего участка должны быть установлены дополнительные вертикальные или наклонные хомуты из полосового или круглого железа, привариваемого к продольной арматуре. Для установки этих хомутов по боковым граням балки делают пазы шириной 5—6 см, обнажающие продольную арматуру балки;

д) размеры швов крепления поперечной арматуры к продольной следует назначать исходя из условий равнопрочности швов и привариваемых стержней арматуры. Минимальная длина швов принимается равной при двухстороннем шве 4 диаметрам привариваемого стержня, а при одностороннем — 6 диаметрам. Приваривают усиливающие стержни непосредственно к продольной арматуре шпоночными швами через 50—100 см. При приварке через коротыши они должны быть диаметром 10—30 мм и длиной 8—20 см.

На рис. 78 показан пример усиления ригеля методом инж. И. М. Литвинова.

Способ 3 рассмотрим на примере усиления железобетонной балки перекрытия при помощи предварительно напряженных затяжек. Комбинированная затяжка, показанная на рис. 79, создает разгружающие концевые изгибающие моменты и подпирющие поперечные силы от шпренгельной части затяжки. Общая схема устройства затяжки и ее детали приведены на рис. 79 и 80.

Усиливать железобетонные плиты этажерки наиболее удобно укладкой нового слоя бетона толщиной не менее 3 см с обеспечением надежного сцепления старого бетона с новым или устройством поверх старой плиты новой железобетонной плиты толщиной не менее 5 см. В последнем случае обе плиты рассчитываются как самостоятельно работающие с распределением нагрузки между ними пропорционально их жесткостям.

#### Г Л А В А IV

### МОНТАЖ ЭТАЖЕРОК

Одновременно с проектированием строительной части этажерки должен разрабатываться проект организации строительных работ и монтажа аппаратов. Только в этом случае конструкция этажерки будет отвечать не только эксплуатационным требованиям, но и требованиям наиболее простого и дешевого производства монтажно-строительных работ.

Монтаж самой этажерки может вестись тремя способами:

- 1) крупными пространственными блоками, собранными в горизонтальном положении;
- 2) поэлементно при помощи ползучего крана, опирающегося на конструкции самой этажерки;
- 3) поэлементно или сравнительно небольшими блоками при помощи мачт или монтажного крана (башенного, вантового, гусеничного, автомобильного и т. п.).

Наиболее индустриальным является способ 1 (рис. 81). В последнее время он находит все большее применение. В качестве монтажных механизмов в этом случае используют две мачты, оснащенные мощными полиспастами, и подъемник на базе трактора С-80.

В настоящее время стройки располагают решетчатыми мачтами грузоподъемностью до 100 т, высотой до 62 м. Порядок монтажа блока этажерки следующий:

- 1) пространственный блок этажерки весом до 200 т собирают внизу у постаментов или у фундамента в горизонтальном положении при помощи самоходных кранов;
- 2) по обе стороны от блока устанавливают две мачты на таком расстоянии от постаментов или фундамента, чтобы в момент установки блока в проектное положение и соответствующего наклона мачт в сторону постаментов (фундамента) последний не мешал этому наклону;

3) строповку блока производят в местах, расположенных дальше расстояния центра тяжести блока от основания. К опор-

ной части блока одновременно крепят оттяжку, а к местам строповки — два троса для регулирования положения конструкции во время подъема;

4) пространственный блок выводят в вертикальное положение. В некоторых случаях эту операцию производят в два приема: блок выводят в наклонное положение с опиранием на постамент, затем производят перестроповку с перенесением места

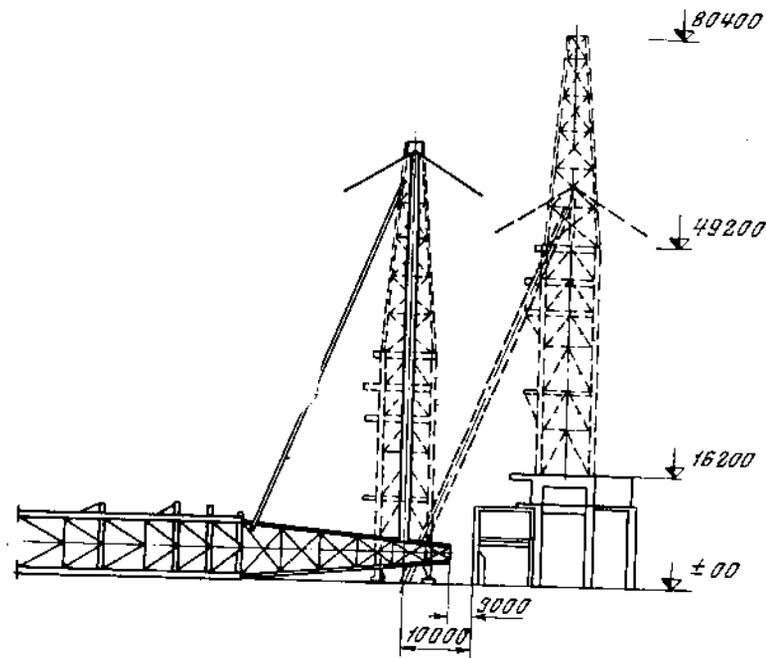


Рис. 81. Монтаж этажерки крупными блоками

строповки блока ближе к основанию, но не ниже центра тяжести блока, после чего производят последующий подъем блока;

5) мачты наклоняют в сторону постамент (фундамента) и устанавливают пространственный блок в проектное положение на заранее выверенные прокладки, затем затягивают анкерные болты.

При таком способе монтажа схема каркаса этажерки должна позволять разбить всю этажерку на крупные блоки весом до 200 т. Количество элементов, монтируемых россыпью, должно быть минимальным. Особое внимание следует уделять конструированию узлов строповки блоков. В этих узлах сосредоточены большие местные силы, действующие под углом к плоскостям расположения связей этажерки и, кроме того, меняющие свое на-

правление в процессе подъема блока. Эти узлы должны быть предусмотрены и специально оговорены в рабочих чертежах этажерки и должны воспринимать усилия при монтаже без дополнительного усиления.

Опорная часть конструкций этажерки в период подъема блоков также испытывает большие усилия от сил, направленных перпендикулярно направлению колонн, и должна быть проверена

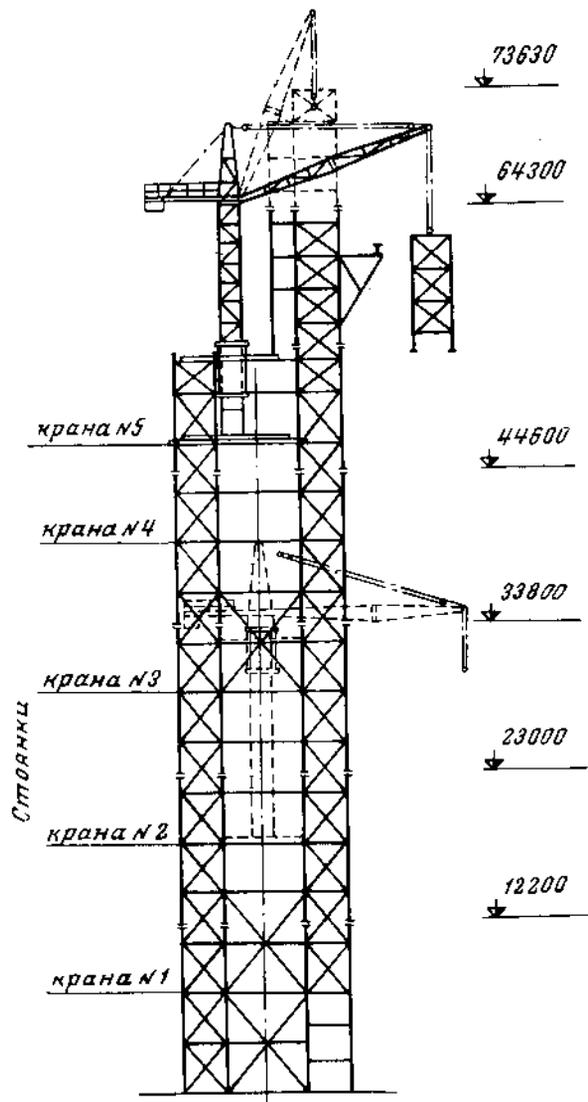


Рис. 82. Монтаж этажерки реакторного блока самоподъемным краном

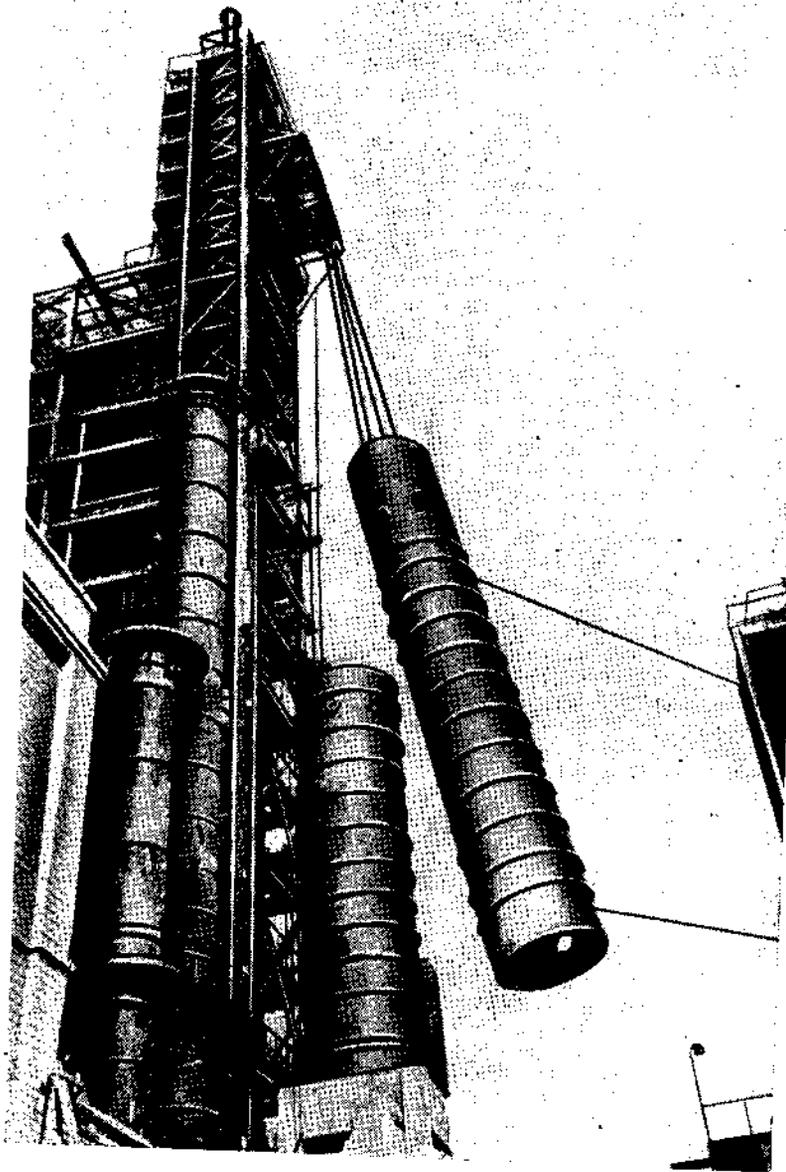


Рис. 83. Монтаж аппарата с использованием конструкций этажерки

на действие этих сил. При монтаже этажерки крупными блоками колонны опираются на прокладки с последующей подливкой баз колонн; подливку баз колонн и обетонировку их производят после окончания монтажа и выверки конструкций каркаса этажерки.

В некоторых случаях для создания пространственной жесткости в блоках этажерки устанавливают дополнительные монтажные связи, которые снимают по окончании монтажа этажерки.

Способ монтажа ползучим краном удобен для этажерок с близкими друг другу размерами в плане в обоих направлениях. Ползучий кран устанавливают в средней зоне этажерки с тем расчетом, чтобы он мог обеспечить монтаж всех элементов. Кран перемещается при помощи обоймы, расположенной на его мачте. В местах стоянок крана балочная клетка перекрытий должна обеспечивать передачу нагрузок от опорной рамы крана на каркас этажерки. Кроме того, конструкции этажерки должны быть рассчитаны на нагрузки при перемещении крана по высоте. Зона перемещения крана должна быть на время монтажа свободна от конструкций. На рис. 82 показана схема монтажа этажерки ползучим краном.

Поэлементный монтаж конструкций этажерки наиболее трудоемок; он может быть применен для монтажа только небольшой части конструкций этажерки. Анализ трудозатрат при монтаже металлических конструкций блока коксовых камер, произведенный в Проектспецнефтемонтаже, показал, что на сборку, сварку и монтаж укрупненного блока весом 175 т было затрачено 3408 чел.-час., или в переводе на 1 т, — 19,4 чел.-часа, в то время как поэлементный монтаж остальных 125 т металлических конструкций потребовал 11 602 чел.-часа, или на 1 т, — 92,8 чел.-часа, т. е. почти в 5 раз больше.

Монтаж тяжелых аппаратов производят или мачтами или при помощи конструкций самой этажерки (рис. 83). Если аппараты располагаются внутри этажерки, в соответствующих пролетах этажерки предусматривают монтажные проемы для пропуска этих аппаратов.

Конструкции, расположенные в местах монтажных проемов до монтажа аппаратов, крепятся на болтах и на период монтажа аппаратов снимаются. Конструкции этажерки должны быть рассчитаны с учетом монтажных проемов. Так как при этом ветровая нагрузка принимается уменьшенной на 75%, время подъема аппарата ограничивается (не более 1 смены). Сразу же после пропуска аппарата монтажные проемы заполняют элементами связей.

Строповка аппаратов осуществляется за специальные ложные штуцеры, привариваемые к аппарату выше его центра тяжести, в месте расположения ребер жесткости. На рис. 84 показан ложный штуцер для аппарата весом 125 т.

Установка аппаратов производится на строганные опорные

польца, заранее оуженные в бетонное основание и тщательно выверенные (рис. 85). Небольшие аппараты, расположенные на перекрытиях этажерки, в ряде случаев поднимают на эти перекрытия при помощи специальных монтажных балок и растаскивают по перекрытию лебедками. Балки перекрытий, расположен-

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В этой книге использован обширный материал по вопросам проектирования высоких открытых промышленных этажерок, имеющийся в институте Проектстальконструкция. В институте разработаны проекты этажерок для заводов синтетического каучука, синтетического спирта и нефтеперерабатывающих заводов. Кроме того, использован опыт проектирования организации монтажных работ проектной конторы Проектспецнефтемонтаж.

Нужно сказать, что еще далеко не все резервы снижения стоимости строительства используются в рабочих проектах этажерок. Дополнительными источниками снижения стоимости строительства являются:

1. Установление оптимальных шагов колонн.

До сих пор нет обоснованной методики назначения этих шагов для разных схем связевого и рамного каркасов этажерок.

2. Более полное использование пространственной работы каркаса этажерок. В ряде случаев представляется целесообразным установить минимальное количество вертикальных связевых ферм, используя принцип концентрации усилий. Опирающие колонны в плоскостях, лишенных связей, осуществляется на связевые фермы через жесткие горизонтальные диски перекрытий. Такое решение помимо снижения веса улучшает эксплуатационные свойства этажерки и позволяет создавать необходимые проемы для втаскивания оборудования.

3. Новые решения сквозных металлических настилов, учитывающая большой вес металлического настила в конструкциях этажерки (до 22%).

Заслуживают внимания сквозные настилы из полос, поставленных на ребро.

4. Разработка более совершенных способов монтажа конструкций этажерки. Разработка специальных монтажных механизмов для монтажа как самой этажерки, так и аппаратов. В этом смысле перспективны работы по созданию более мощных мачт грузоподъемностью 125 т и более повышенной высоты из легких сплавов.

5. Широкое использование в монтажных соединениях высокопрочных болтов.

6. Уточнение расчетов этажерки:

а) разработка методики расчета колонн этажерки со связевым каркасом с учетом развития пластических деформаций позволила бы несколько снизить вес колонн в результате снижения влияния изгибающих моментов в колонне, которые обусловлены в основном ограниченными деформациями балок-распорок;

б) разработка достаточно простой и более точной методики расчета связевых вертикальных ферм;

в) разработка методики расчета ребристых фундаментных плит этажерки, опирающихся на упругое полупространство.

7. Использование для колонн этажерок широкополочных прокатных двутавровых балок.

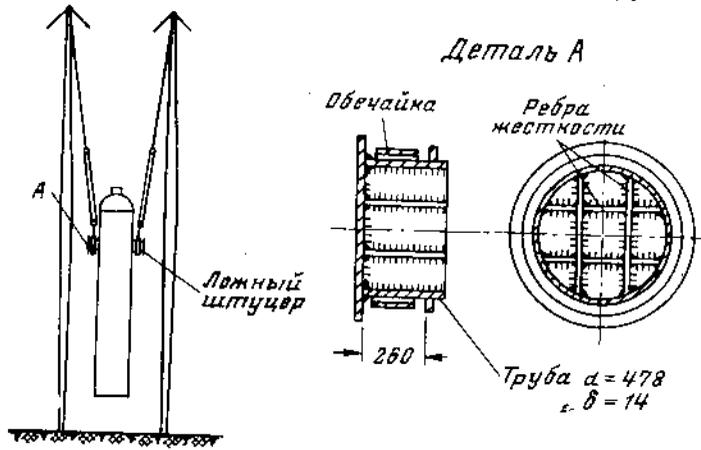


Рис. 84. Схема подъема аппарата и ложный штуцер

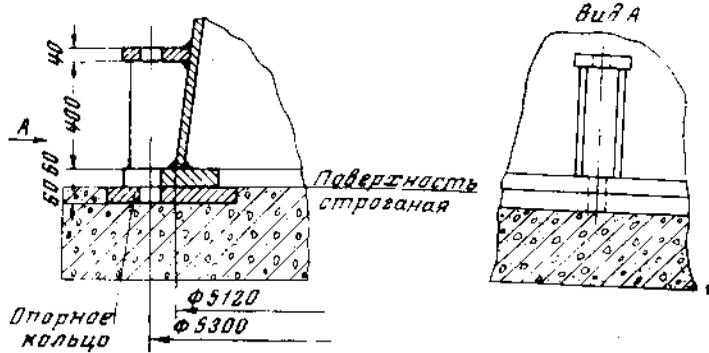


Рис. 85. Опорный узел аппарата

ные по линии перемены аппаратов, должны быть рассчитаны на нагрузки от них.

До начала монтажа металлических конструкций этажерки и аппаратов производится приемка фундаментов (постаментов) под них с выверкой положений анкерных болтов и отметок верха фундаментов и опорных колец под аппараты. Допускаемые отклонения от проектного положения указаны в табл. 6.