ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ ГОССТРОЯ СССР
(ЦНИИПРОМЗДАНИЙ)

РЕКОМЕНДАЦИИ

ПО КОНСТРУКТИВНЫМ РЕШЕНИЯМ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ МЕТОДОМ ПОДЪЕМА ПЕРЕКРЫТИЙ (ЭТАЖЕЙ)

Москва — 1972

gost.e-ecolog.ru

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ
И СООРУЖЕНИЙ ГОССТРОЯ СССР
(ЦНИИПРОМЗДАНИЙ)

РЕКОМЕНДАЦИИ
ПО КОНСТРУКТИВНЫМ РЕШЕНИЯМ МНОГОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ, ВОЗВОДИМЫХ МЕТОДОМ ПОДЪЕМА ПЕРЕКРЫТИЙ (ЭТАЖЕЙ)

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва — 1972

УДК 624.016+69.057.3

Работа содержит основные положения по выбору систем и схем каркасов, по конструированию и расчету перекрытий, колонн и ядер жесткости многоэтажных промышленных зданий, возводимых методом подъема перекрытий и этажей.

В приложении приведены примеры расчета конструкций.

При составлении Рекомендаций учтен передовой отечественный и зарубежный опыт проектирования и строительства многоэтажных зданий указанным методом, использованы материалы ЛенЗНИИЭП, СПЭКБ Минпромстроя Армянской ССР и Моспроекта-2.

Настоящие Рекомендации предназначены для применения при проектировании промышленных зданий, возводимых методом подъема перекрытий и этажей.

Рекомендации разработаны в ЦНИИПромзданий д-ром техн. наук *В. В. Бургманом,* канд. техн. наук *М. Г. Костюковским,* инженерами *А. Б. Шумилиным* и *М. Ф. Фишеровой.*

3—2—4
План II—III кв 1971 г., № 36

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящие Рекомендации распространяются на проектирование конструкций многоэтажных каркасных зданий, железобетонные перекрытия которых изготавливаются на уровне пола первого, подвального или цокольного этажа и поднимаются в проектное положение при помощи гидравлических или механических подъемников, устанавливаемых на колоннах, выше поднимаемых перекрытий.

Рекомендации не распространяются на здания, возводимые на просадочных грунтах и горных выработках, в районах с сейсмичностью свыше 6 баллов и в районах Крайнего Севера.

1.2. Здания, возводимые методом подъема перекрытий, рекомендуется применять в следующих случаях:

а) при неунифицированных размерах сетки колонн, для которых требуется в случае применения сборного железобетона большое число типоразмеров нетиповых сборных элементов;

б) при строительстве на затесненных участках (в условиях городской застройки, при реконструкции и расширении действующих предприятий, при необходимости сохранения естественного ландшафта вблизи строящегося здания и т. д.);

в) при строительстве зданий с временными нагрузками на перекрытия не более 2 $Т/м^2$, в которых по технологическим, эстетическим и другим требованиям необходимы гладкие потолки и применение безбалочных бескапительных перекрытий с малой строительной высотой вместо обычных сборных конструкций заводского изготовления обеспечивает снижение стоимости строительства.

Здания, возводимые методом подъема этажей, рекомендуется проектировать в перечисленных выше случаях при большой насыщенности планов перегородками и высоте до 9—10 этажей.

1.3. При назначении размеров здания в плане следует

учитывать, что конфигурация здания в плане, ширина здания и размеры сетки колонн определяются главным образом технологическими, экономическими и эстетическими требованиями. Примеры планировочных решений приведены на рис. 1 и 2.

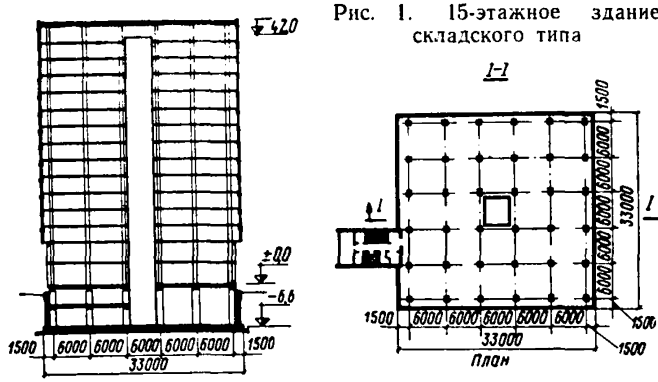


Рис. 1. 15-этажное здание складского типа

Расстояния между колоннами в одном направлении рекомендуется, по возможности, принимать одинаковыми. Соотношение пролета и шага колонн рекомендуется принимать близким к квадрату, но не более 1,5 : 1.

При назначении размеров сетки колонн необходимо соблюдать условие, чтобы собственный вес перекрытия, а в случае применения метода подъема этажей также и собственный вес размещаемых на перекрытии перегородок, стен и оборудования в пределах одной ячейки не превышал грузоподъемности одного подъемника (см. приложение 1).

1.4. При компоновке зданий плиты перекрытий рекомендуется проектировать с консольными выносами по периметру.

Размеры консольных выносов рекомендуется назначать с учетом требований технологических планировок в зависимости от действующих на перекрытия нагрузок.

Минимальный размер консолей, назначаемых из условия размещения воротников, должен быть не менее 20 *см*, считая от края колонн.

1.5. Очертания плит в плане на всех этажах рекомендуется принимать одинаковыми с тем, чтобы бортовая

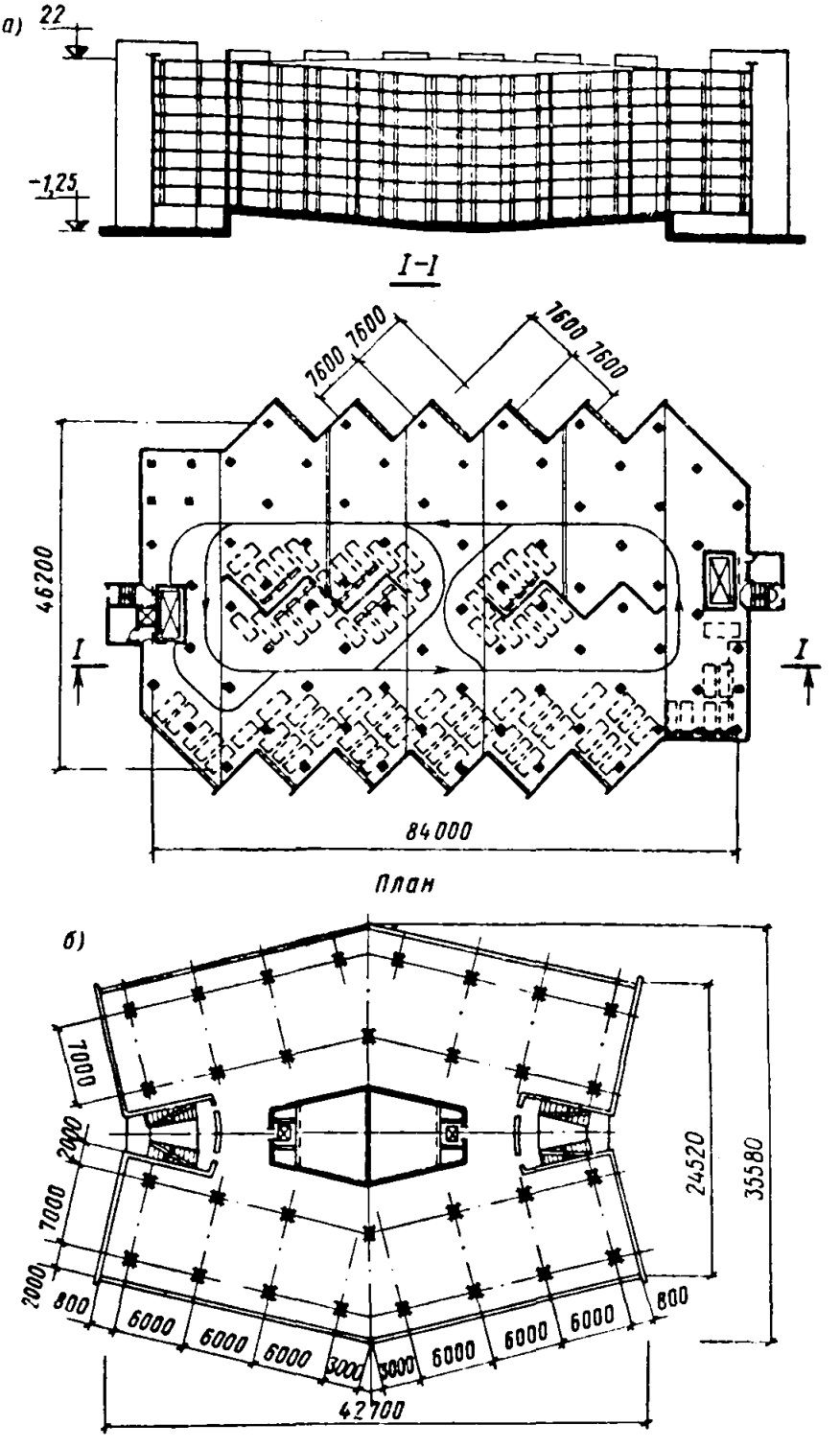


Рис. 2. Планировочные решения

а — гаража-стоянки на 1100 легковых автомобилей; *б* — типового этажа многоэтажного производственного корпуса

опалубка могла быть инвентарной или устанавливаться одновременно на высоту всех бетонируемых плит.

При этом без особых трудностей могут устраиваться местные вырезы, козырьки, балконы и т. д.

1.6. Плитам перекрытий, если это требуется по технологическим соображениям, можно придавать уклон. При этом грани всех плит должны быть параллельны.

Устройство наклонных перекрытий возможно и целесообразно, например, при проектировании гаражей, различных пандусов (прямых и спиральных) и т. д.

1.7. Для увеличения размеров сетки колонн без утолщения перекрытий в плитах возможно устройство ребер в виде U-образных балок-складок, вкладываемых при бетонировании одна в другую.

1.8. При проектировании зданий необходимо учитывать следующий порядок их возведения (рис. 3 и 4):

а) выполняют фундаменты здания;

б) устанавливают колонны I яруса. При этом, если здание имеет высоту до 15—16 *м*, колонны устанавливают сразу на всю высоту (на рис. 3 и 4 колонны условно разрезаны на два яруса);

в) устраивают подготовку под пол первого или подвального этажа. Поверхность подготовки тщательно выравнивают;

г) по выровненной подготовке наносят разделительный слой, препятствующий ее сцеплению со свежеуложенным бетоном следующего перекрытия;

д) изготовляют пакет железобетонных плит перекрытий. Плиты выполняют монолитными, бетонируемыми на месте, одна на другой. При бетонировании плит требуется установка только бортовой опалубки по периметру перекрытий;

е) при связевой схеме каркаса многоэтажного здания конструкции, обеспечивающие устойчивость и жесткость здания, возводятся до или одновременно с бетонированием пакета перекрытий с тем, чтобы обеспечить общую устойчивость здания и колонн при подъеме перекрытий;

ж) после приобретения бетоном плит необходимой прочности производят подъем перекрытий (этажей);

з) для подъема перекрытий (этажей) на вершины или в обхват колонн на некоторой высоте над кровельной плитой (в зависимости от типа подъемного оборудования) устанавливают подъемники. Для управления подъ-

емом на кровельной плите устанавливают пульт управления подъемниками (характеристики подъемного оборудования приведены в приложении 1);

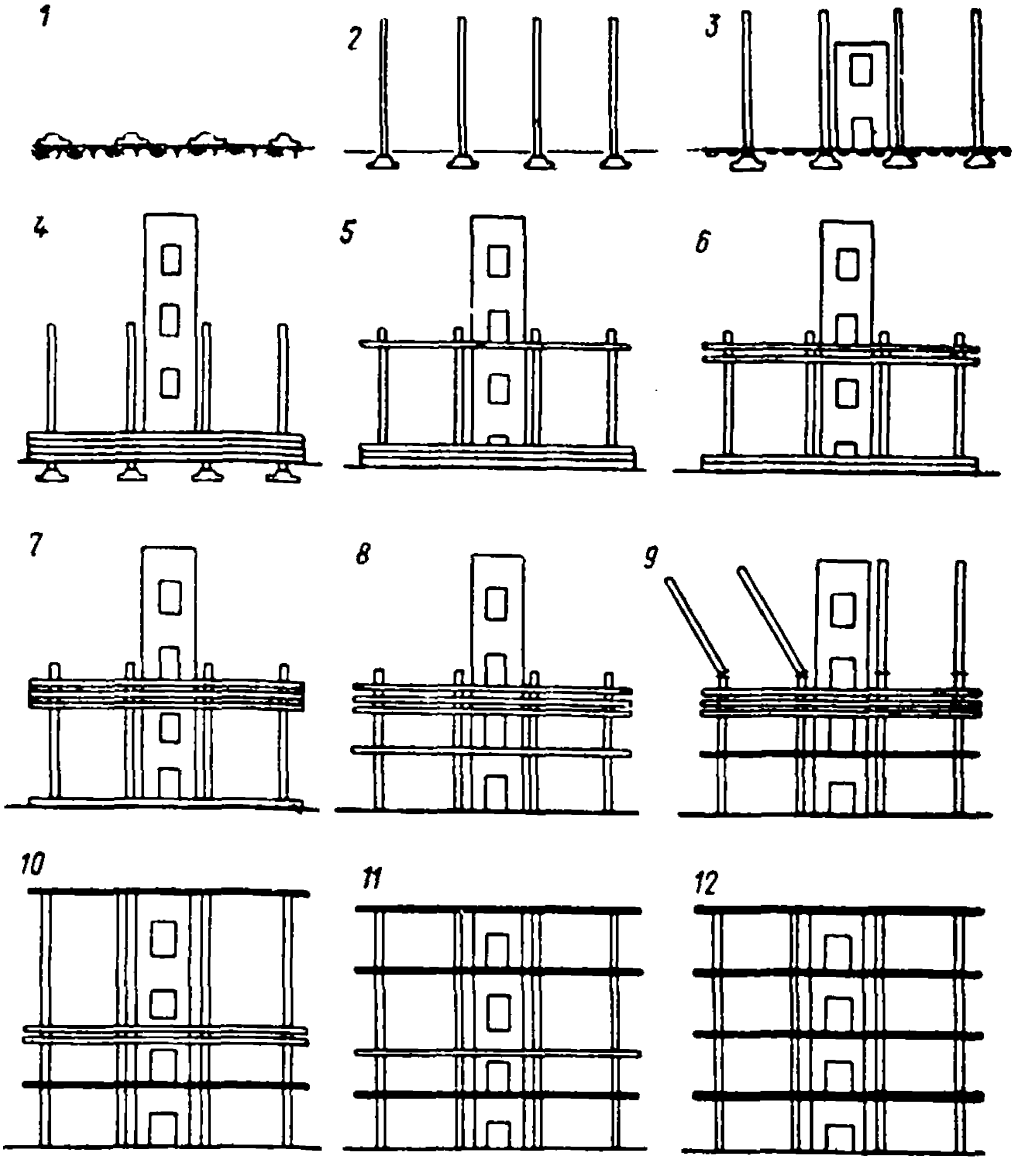


Рис. 3. Возведение 4-этажного здания методом подъема перекрытий

1 — выполнение фундаментов; *2* — установка колонн 1 яруса; *3* — выполнение бетонной подготовки под пол 1-го этажа и бетонирование ядра жесткости; *4* — бетонирование пакета перекрытий; *5* — подъем кровельной плиты до верха I яруса колонн; *6* — подъем перекрытия 4-го этажа на промежуточную отметку; *7* — подъем перекрытия 3-го этажа на промежуточную отметку; *8* — подъем перекрытия 2-го этажа на проектную отметку; операции по подъему перекрытий в пределах I яруса колонны закончены; *9* — наращивание колонн II яруса; *10* — подъем кровельной плиты на проектную отметку; *11* — подъем перекрытия 4-го этажа на проектную отметку; *12* — подъем перекрытий 3-го этажа на проектную отметку; монтаж каркаса закончен

и) при большой гибкости колонн в случае применения подъемных механизмов, устанавливаемых на их вершинах, колонны для ограничения гибкости соединяют

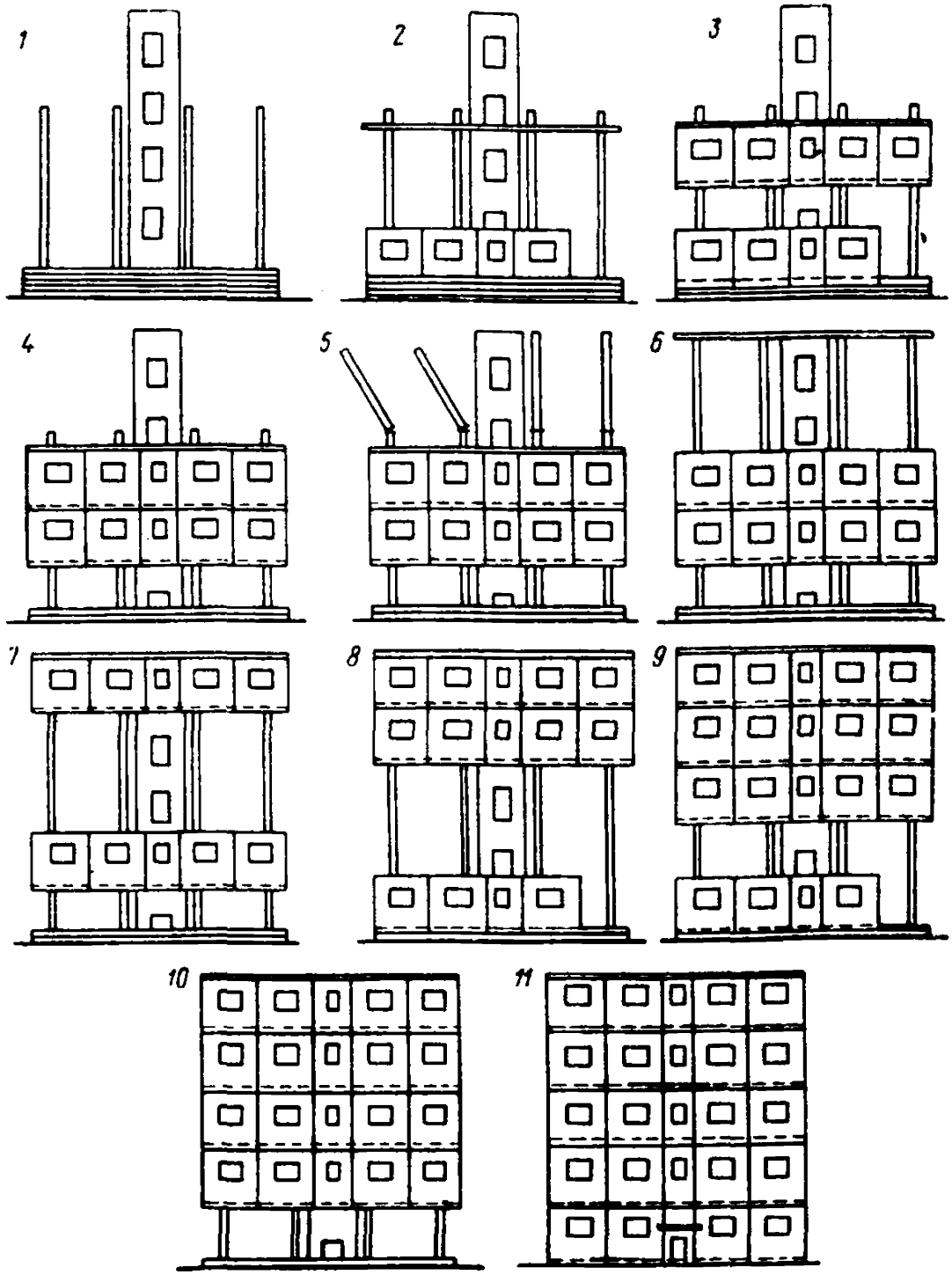


Рис. 4. Возведение 5-этажного здания методом подъема этажей

1 — установка колонн I яруса, изготовление пакета перекрытий и ядра жесткости выполнены в последовательности, указанной на рис. 3; *2* — подъем кровельной плиты до верха I яруса колонн; монтаж стен и перегородок 5-го этажа; *3* — подъем 5-го этажа на промежуточную отметку; монтаж стен и перегородок 4-го этажа; *4* — подъем 4-го этажа на промежуточную отметку; *5* — наращивание II яруса колонн; *6* — подъем кровельной плиты на проектную отметку; *7* — подъем 5-го этажа на проектную отметку; *8* — подъем 4-го этажа на проектную отметку; монтаж стен и перегородок 3-го этажа; *9* — подъем 3-го этажа на проектную отметку; монтаж 2-го этажа; *10*—подъем 2-го этажа на проектную отметку; *11* — монтаж стен и перегородок 1-го этажа; монтаж здания завершен

в горизонтальной плоскости временными связями с ядрами жесткости (п. 2.27);

к) при необходимости наращивать колонны в процессе возведения здания на кровельную плиту устанавливают легкий мобильный монтажный кран, который может перемещаться по плите. Этот кран при монтаже здания поднимают вместе с верхней плитой;

л) если на кровельной плите нет монтажного крана, целесообразно до подъема уложить по ней кровлю;

м) при большой этажности здания и многоярусном монтаже колонн кровельную плиту поднимают вначале до верха I яруса колонн и закрепляют к колоннам и ядрам жесткости;

н) если здание возводится методом подъема перекрытий, то остальные плиты по одной (или по две-три если позволяет грузоподъемность подъемников) поднимают кверху и закрепляют на колоннах.

При возведении здания методом подъема этажей перед подъемом каждой плиты перекрытия на ней устанавливают перегородки и стены;

о) по окончании всех монтажных операций в пределах I яруса колонн производят наращивание колонн II яруса.

При применении подъемников, устанавливаемых в обхват колонн, наращивание колонн производится без их демонтажа.

При применении подъемников, устанавливаемых на вершины колонн, перед наращиванием колонн их демонтируют (без отключения от пульта управления) и временно укладывают на кровельной плите;

п) описанные выше операции по подъему перекрытий (или этажей) повторяют, как это указано в п. «м», «н», «и», «о»;

р) после подъема всех перекрытий на проектные отметки и закрепления их к колоннам постоянными связями подъемники, пульт управления и монтажный кран демонтируют.

1.9. При больших размерах здания в плане, если число колонн, поддерживающих перекрытия, превышает 36 шт., плиты перекрытий разделяют на монтажные блоки рабочими швами.

Замоноличивание рабочих швов осуществляют после подъема и закрепления на проектных отметках смежных участков плит перекрытий.

Применение комплектов с числом подъемников более 36 должно быть в каждом случае экономически обосновано.

1.10. Для предупреждения сцепления уложенного бетона смежных плит при бетонировании пакета перекрытий применяют разделительные слои следующих типов:

а) в виде обмазок и окрасок, наносимых из краскопульта или кистями и валиками;

б) в виде прокладок из полиэтиленовой пленки, вощеной или промасленной бумаги, древесностружечных плит.

При изготовлении пакета перекрытий в летнее время рекомендуется применять разделительный слой из нанесенного за два раза лака этиноль и клее-меловой суспензии.

Назначение второго слоя — создать между смежными плитами микропористую пленку, содержащую пузырьки воздуха и способствующую свободному отделению плит в начальный момент подъема.

Рецепт приготовления клее-меловой суспензии приведен в приложении 3.

1.11. При бетонировании пакета перекрытий зимой, в тепляках, рекомендуется применять разделительный слой из наносимой за два раза клее-меловой суспензии без лака этиноль ввиду его токсичности и легкой воспламеняемости.

1.12. При зимнем бетонировании пакета перекрытия методом «термоса» или с прогревом разделительный слой должен быть выбран на основании экспериментальной проверки.

2. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ РЕШЕНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

КОНСТРУКТИВНЫЕ СХЕМЫ ЗДАНИЙ

2.1. В эксплуатационной стадии работы несущие каркасы зданий могут быть связевыми, рамно-связевыми и рамными.

В зданиях со связевым каркасом неразрезные плиты перекрытий шарнирно опираются на колонны, воспринимающие в основном вертикальные нагрузки. Все горизонтальные нагрузки воспринимаются ядрами или диафрагмами жесткости.

В зданиях с рамно-связевыми каркасами рамы с жесткими узлами, образованные колоннами и плитами перекрытий, воспринимают вертикальные нагрузки, действующие на здание. Горизонтальные нагрузки воспринимаются ядрами или диафрагмами жесткости совместно с рамами.

В зданиях с рамными каркасами рамы с жесткими узлами, образованные колоннами и плитами перекрытий, воспринимают вертикальные и горизонтальные нагрузки, действующие на здание.

Рекомендуется проектировать здания, как правило, со связевыми каркасами.

Рамные и рамно-связевые каркасы могут применяться для зданий высотой до 15—16 *м* с гладкими перекрытиями под временные нагрузки до 500 *кГ/м²* или с кессонированными под бóльшие нагрузки.

В монтажной стадии необходимо беспрепятственное перемещение перекрытий вверх по колоннам. Монтажное закрепление перекрытий к колоннам выполняется, как правило, шарнирным. Поэтому в монтажной стадии все каркасы работают по связевой схеме.

2.2. В зданиях со связевыми и рамно-связевыми каркасами элементы, воспринимающие горизонтальные нагрузки и обеспечивающие общую устойчивость (ядра и диафрагмы жесткости), рекомендуется по возможности располагать на одинаковом расстоянии от осей симметрии здания.

В зданиях большой протяженности, разделенных температурными или рабочими швами на отдельные монтажные блоки (п. 1.9), для обеспечения устойчивости в каждом температурном или монтажном блоке следует предусматривать самостоятельное ядро жесткости.

В монтажном блоке ядро жесткости может быть образовано временными вертикальными связями, демонтируемыми после замоноличивания рабочих швов.

ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЙ И ВОРОТНИКИ

2.3. Плиты перекрытий должны быть плоскими (гладкими или кессонированными с одинаковой высотой ребер).

Тип плит рекомендуется принимать соответственно по табл. 1 в зависимости от пролетов и временных нагрузок.

2.4. Для плит перекрытий можно при соответствую-

Таблица 1

Пролет в *м*	Временная нагрузка в *кГ/м²*	Тип плиты	Вид армирования
До 7,5	До 500	Плоская	С обычным армированием
Более 7,5	„ 500	Кессонированная	
До 6	Более 500	Плоская	
Более 6	„ 500	Кессонированная	

щем экономическом обосновании применять легкий бетон марки не ниже 200.

2.5. Для плит с обычным армированием отношение толщины к пролету рекомендуется принимать в пределах $\frac{1}{25} - \frac{1}{32}$.

2.6. Плиты перекрытий рекомендуется проектировать единой толщины в пределах температурного или монтажного блока.

2.7. При проектировании кессонированных перекрытий следует иметь в виду возможность образования кессонов с использованием армоцементных скорлуп, работающих совместно с бетоном плит, или корытообразных элементов из прессованного водостойкого картона.

2.8. При проектировании плоских плит рекомендуется предусматривать размещение в их толще, вблизи нейтрального слоя, различных коммуникаций, не требующих вскрытия в любой точке (слаботочные и силовые электрокабели и т. д.), что позволяет отказаться от устройства по плитам бетонной подготовки.

2.9. В зоне опирания перекрытия на колонны в толще плиты должны устанавливаться стальные закладные детали — воротники, предназначенные для обеспечения требуемых прочности плиты на продавливание и жесткости перекрытия, соединения плит с колоннами в монтажной и эксплуатационной стадиях работы, а также обрамления отверстий в плитах для пропуска колонн и закрепления грузовых тяг подъемников.

2.10. Стальные воротники рекомендуется выполнять сварными из листовой или профильной стали.

2.11. Различаются два вида воротников: короткие и длинные.

Короткие воротники (рис. 5, *а*) выполняются в виде

замкнутых бесконсольных рамок или рамок с короткими консолями (длиной не более толщины плиты).

Длинные воротники выполняются, как правило, крестообразной формы (в виде рамок с длинными консолями) (рис. 5, *б*). Могут также применяться воротники в виде рамок с консолями в одном направлении.

Короткие воротники рекомендуется применять для гладких плит при пролетах до 6 *м* и временных нагрузках до 500 *кГ/м²*, а также для кессонированных плит.

Тип воротника для гладких плит при пролетах от 6 *м* и более и временных нагрузках более 500 *кГ/м²* выбирается по результатам расчета на продавливание.

Если расчет на продавливание показывает, что размеры воротника не удовлетворяют п. 3.2 «б», то зону плиты за контуром воротника рекомендуется армировать поперечной арматурой в виде вертикальных стержней.

Поперечную арматуру рекомендуется объединять в сварные каркасы, располагаемые по концентрическим окружностям или многоугольникам на ширине, равной полутора толщинам плиты, с шагом 75—100 *мм* (рис. 6). При этом первый ряд каркасов следует располагать на расстоянии $\sim 0{,}2\,h$ от концов воротника. Шаг вертикальных стержней в каркасах принимается 100 *мм*, а диаметр стержней — 6—8 *мм*.

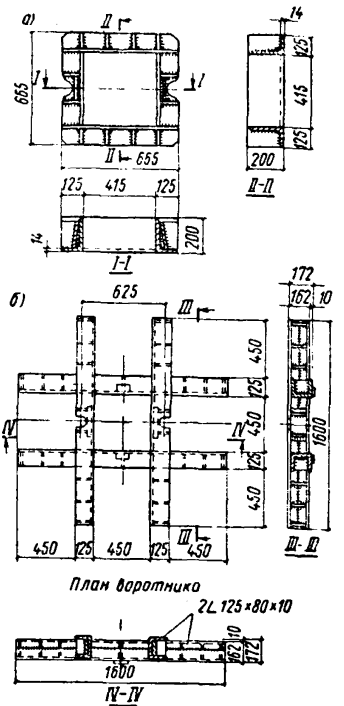


Рис. 5. Металлические воротники

а — короткий воротник; *б* — длинный воротник для плоских плит под временную нагрузку 1000 *кГ/м²* при сетке колонн 6×6 *м*

Вертикальные стержни, учитываемые в расчете, должны располагаться на участках шириной не более толщины плиты.

2.12. Зазор между воротником и колонной назначается с учетом допусков на точность изготовления и монтажа колонн и воротников, но не должен быть менее 7 и более 25 *мм* с каждой стороны колонны.

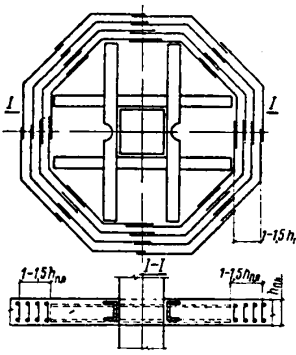


Рис. 6. Армирование плоской плиты поперечной арматурой

Обычно при железобетонных колоннах зазор принимают равным 10—15 *мм* с каждой стороны, а при стальных колоннах — 25 *мм* (рис. 7, *а, б*).

2.13. Если по конструктивным или технологическим соображениям зазор между воротником и колонной принимается больше величин, указанных в п. 2.12, рекомендуется на внутренней стороне воротника наваривать упоры, ограничивающие горизонтальные смещения колонны в отверстии в процессе движения перекрытия.

2.14. Зазор между кромкой перекрытия и ядром жесткости должен назначаться с учетом допусков на выполнение ядра жесткости и плит, но не менее 30 *мм*.

2.15. В зоне воротника в плите должны быть предусмотрены отверстия для пропуска и крепления захватных гаек грузовых тяг, как показано на рис. 7, *в, г*.

2.16. Защитный слой бетона от нижней плоскости плиты до нижней грани воротника следует делать не менее 20 *мм*.

2.17. Армирование плит рекомендуется, как правило, выполнять сетками и сварными каркасами.

Сетки рекомендуется проектировать с рабочими стержнями в одном направлении и укладывать их в два ряда.

Пример армирования гладкой плиты показан на рис. 8.

2.18. Воротники должны быть заанкерены в бетоне плит. Анкеровку рекомендуется осуществлять путем при-

варки к верхним полкам воротников части рабочих стержней опорной арматуры плит.

Для плит с короткими воротниками, передающими вертикальные нагрузки не более 30 *т*, допускается осу-

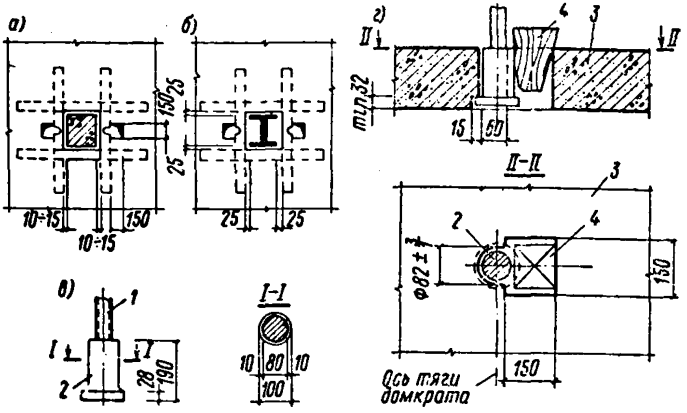


Рис. 7. Величины зазоров между воротниками и колоннами и размеры отверстий в плитах перекрытий для крепления грузовых тяг подъемников

а — зазоры при железобетонной колонне; *б* — зазоры при стальной колонне; *в* — габариты захватной гайки; *г* — габариты отверстия в плите для крепления гайки; *1* — грузовая тяга; *2* — захватная гайка; *3* — железобетонная плита перекрытия; *4* — дубовый клин

ществлять анкеровку воротников путем приварки к ним анкерных стержней периодического профиля[1].

2.19. Отверстия в плитах перекрытий могут устраиваться в средней зоне плиты на пересечении пролетных полос.

Устройство отверстий в пределах надколонных полос не рекомендуется.

При необходимости устройства отверстий в пределах надколонных полос их ширина b должна ограничиваться величиной $b \leqslant \frac{l}{6}$, где l — расстояние между осями колонн. При этом расстояние от оси колонны до края отверстия должно быть не менее 1 *м*.

---

[1] Анкерные стержни должны выводиться за пределы пирамиды продавливания на величины, указанные в табл. 9.1 «Инструкция по проектированию железобетонных конструкций». Стройиздат, М., 1968.

КОЛОННЫ

2.20. Колонны должны быть железобетонными или стальными. Стальные колонны после подъема перекрытий (этажей) на проектные отметки для защиты от коррозии и обеспечения требуемого предела огнестойкости могут быть обетонированы.

Примеры железобетонной и стальной колонн приведены на рис. 9 и 10.

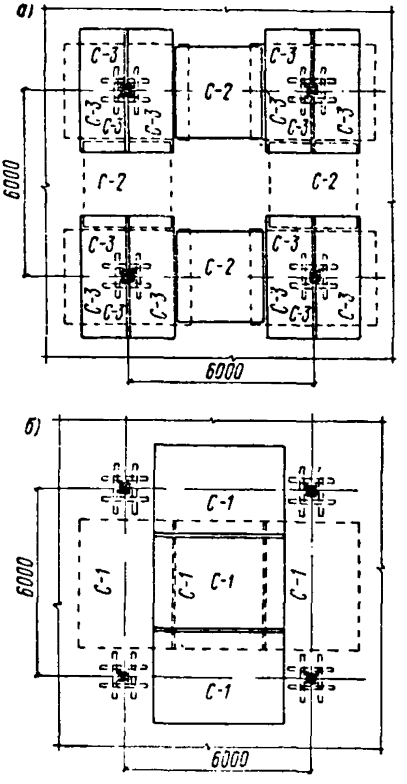
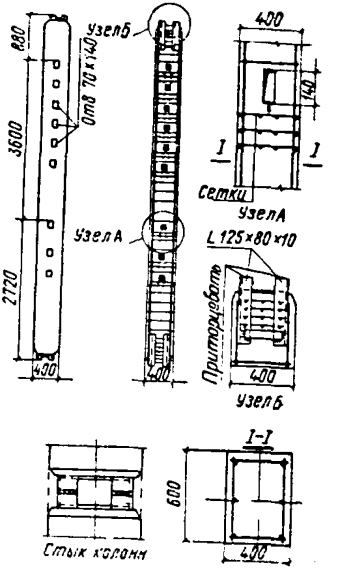


Рис. 8. Армирование гладкой плиты

а — план раскладки верхних сеток; *б* — план раскладки нижних сеток

Рис. 9. Конструкция железобетонной колонны



2.21. При назначении размеров поперечного сечения колонн следует учитывать условия размещения подъемного оборудования.

При применении гидравлических и электрогидравлических подъемников, устанавливаемых на вершины колонн, с расстоянием между осями грузовых тяг 625 *мм* один из размеров поперечного сечения колонн ограничивается 400 *мм*.

При применении электромеханических подъемников, устанавливаемых в обхват колонн, с расстоянием между осями грузовых тяг 690 *мм* оба размера поперечного сечения колонн не должны превышать 450 *мм*.

2.22. Наружные габариты поперечного сечения колонн рекомендуется принимать одинаковыми на всю высоту здания.

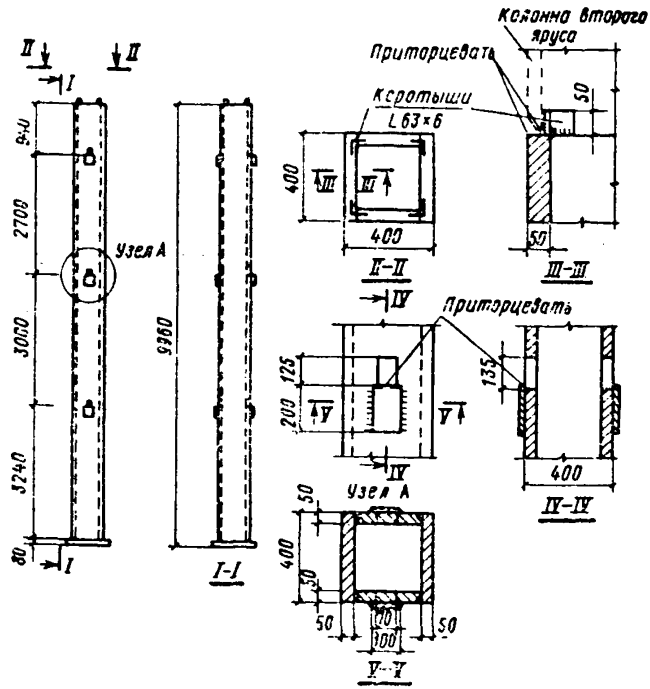


Рис. 10. Конструкция металлической колонны

Изменение несущей способности колонн следует обеспечивать за счет изменения марок бетона, количества арматуры, а при металлических колоннах — за счет изменения толщины листов или марок стали.

2.23. Колонны по всей высоте не должны иметь постоянно закрепленных выступающих частей (консолей), препятствующих движению перекрытий вверх.

Для временного крепления поднимаемых плит в колоннах следует предусматривать специальные

устройства. Места временных креплений выбираются в зависимости от принятой схемы монтажа.

2.24. Число стыков колонн по высоте здания рекомендуется принимать возможно меньшим. Длину монтажных элементов следует назначать из условия их предельно допустимой гибкости при работе по консольной схеме. Необходимо также учитывать грузоподъемность крана, при помощи которого производится наращивание колонн. Гибкость стальных колонн, работающих по консольной схеме, может быть принята не более 150, а отношение расчетной длины железобетонной колонны к меньшему размеру ее поперечного сечения может быть не более 40.

Для уменьшения свободной длины колонн при подъеме кровельной плиты в зданиях со связевым и рамно-связевым каркасом при небольших расстояниях между колоннами и ядром жесткости оголовки колонн могут быть раскреплены к нему связями.

2.25. Элементы базы колонн и анкерные болты не должны выступать за наружную поверхность бетонной подготовки, на которой бетонируется пакет перекрытий. Их рекомендуется располагать на 30—50 *мм* ниже поверхности бетона.

2.26. Допускается применение временных (монтажных) колонн, поддерживающих в монтажный период участки перекрытий, опирающихся в период эксплуатации здания на несущие стены или ядра жесткости.

ЯДРА, ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ И СВЯЗИ

2.27. Ядра жесткости (пространственные элементы, воспринимающие в связевых и рамно-связевых каркасах горизонтальные нагрузки и обеспечивающие общую устойчивость каркасов) рекомендуется проектировать в виде лестнично-лифтовых или коммуникационных шахт, выполняемых в зависимости от высоты зданий и действующих на них нагрузок из бетона, железобетона или каменной кладки.

При наличии большого количества отверстий для воздуховодов и т. д. в стенах коммуникационных шахт, используемых в качестве ядер жесткости, шахты могут выполняться с каркасом в виде пространственных решетчатых стальных конструкций, облицованных материалами, обеспечивающими защиту металла от коррозии и требуемый предел огнестойкости конструкций.

Наружные габариты поперечного сечения шахт рекомендуется принимать одинаковыми по всей высоте здания.

2.28. Диафрагмы жесткости (плоские элементы, воспринимающие в связевых и рамно-связевых каркасах горизонтальные нагрузки и располагаемые, как правило, во взаимно перпендикулярных плоскостях) могут выполняться в виде стен из бетона, железобетона или каменной кладки.

Ввиду малой жесткости из своей плоскости диафрагмы возводятся, как правило, в процессе монтажа каркаса ниже плит, поднятых на проектные отметки.

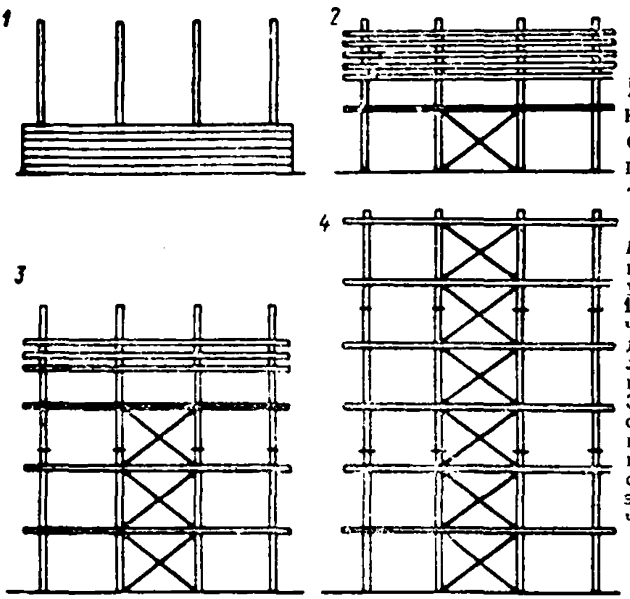


Рис. 11. Установка металлических связей в процессе подъема перекрытий на постоянные отметки

1 — перекрытия готовы к подъему; *2* — установка связей в 1-м этаже после окончания подъема в пределах I яруса колонн; *3* — установка связей на 2-м и 3-м этажах после окончания подъема в пределах II яруса колонн; *4* — монтаж связей на верхних этажах после окончания всех операций по подъему

Каркасы с плоскими диафрагмами жесткости применимы только для зданий, возводимых методом подъема перекрытий.

2.29. При применении монтажных связей (рис. 11) порядок их устройства следует указывать в проекте с учетом рекомендаций п. 2.28.

2.30. Ядра и диафрагмы жесткости следует использовать для восприятия вертикальных нагрузок от прилегающих участков перекрытий.

2.31. Сечения ядер и диафрагм жесткости рекомендуется назначать из условия, чтобы равнодействующая

вертикальных нагрузок в любом сечении элемента не выходила за пределы его ядра.

2.32. В конструкции ядер жесткости должны быть предусмотрены устройства для монтажного и постоянного крепления плит перекрытий.

СОПРЯЖЕНИЕ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ С КОЛОННАМИ И ЯДРАМИ ЖЕСТКОСТИ

2.33. В зависимости от конструктивной схемы каркасов зданий соединение плит перекрытий с колоннами в эксплуатационной стадии работы может быть шарнирным или жестким. В монтажной стадии соединение плит с колоннами, как правило, выполняется шарнирным.

2.34. Шарнирное крепление перекрытия к колоннам рекомендуется осуществлять, опирая плиты на стальные штыри, вставляемые в отверстия, оставленные в колоннах, или на стальные клинья, упирающиеся в предусмотренные на колоннах углубления или столики (рис. 12, *а*).

При больших нагрузках рекомендуется опирать плиту по четырем сторонам, дополняя штыри или клинья металлическими столиками (рис. 12, *б*).

2.35. Жесткое соединение плит с колоннами может осуществляться путем приварки верхней и нижней полок воротника к колонне (через прокладки).

2.36. С целью ускорения монтажа и снижения его трудоемкости для закрепления плит к колоннам рекомендуется предусматривать различные автоматические устройства, исключающие присутствие человека под (или над) поднимаемым перекрытием (рис. 12, *в*).

Временное крепление возможно выполнять аналогично постоянному шарнирному, указанному на рис. 12, *а*.

2.37. Все элементы соединений должны иметь антикоррозионное покрытие в соответствии с действующими нормативными требованиями.

После того как перекрытия закреплены на постоянных отметках, элементы сопряжений должны быть для обеспечения требуемого предела огнестойкости обетонированы или оштукатурены по сетке.

СОПРЯЖЕНИЕ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ СО СТЕНАМИ

2.38. В зданиях, возводимых методом подъема перекрытий, наружные стены могут быть самонесущими или навесными.

Если предполагается монтировать здание методом подъема этажей, стены должны быть навесными.

2.39. Самонесущие стены следует крепить к перекрытиям горизонтальными связями, обеспечивающими возможность свободных деформаций перекрытий.

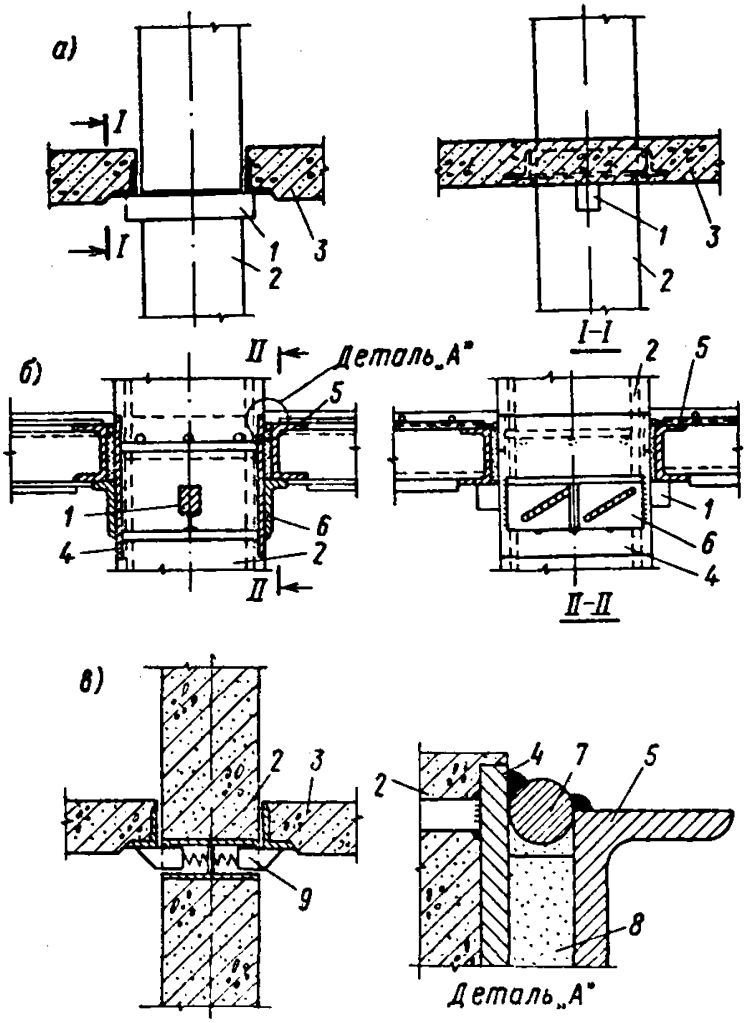


Рис. 12. Сопряжение перекрытия с колонной

а — при опирании воротника по двум сторонам на металлический штырь, вставляемый в отверстие, предусмотренное в колонне; *б* — при опирании воротника по четырем сторонам; *в* — опирание на автоматические защелки при монтаже здания; *1* — штырь; *2* — колонна; *3* — плита перекрытия; *4* — закладная деталь в колонне; *5* — металлический воротник плиты перекрытия; *6* — металлический столик, привариваемый к колонне после подъема перекрытия на проектную отметку; *7* — прутковая накладка; *8* — жесткий цементный раствор; *9* — автоматическая защелка

2.40. При навесных стенах конструкция ограждения смежных этажей должна допускать взаимное их перемещение по вертикали. Величина перемещения

определяется как сумма положительного и отрицательного прогибов перекрытий смежных этажей при наиневыгоднейшем сочетании нагрузок.

При наличии консолей возможно соединение их стойками фахверка для обеспечения совместной работы. При этом надо обеспечить свободную деформацию консолей перекрытия над первым этажом.

2.41. Для зданий, возводимых методом подъема этажей, узел сопряжения перекрытия с поднимаемой стеной должен обеспечивать устойчивость последней в процессе подъема.

3. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1. Расчет несущих конструкций многоэтажных зданий, возводимых методом подъема перекрытий и этажей, должен производиться в соответствии с требованиями СНиП и с учетом рекомендаций, изложенных в настоящем разделе.

3.2. Размеры сечений основных конструктивных элементов для выполнения статического расчета следует принимать в соответствии со следующими рекомендациями:

а) толщина плит перекрытий назначается в пределах $\frac{1}{25} - \frac{1}{32}$ пролета;

б) размеры воротника в плане назначаются из условия прочности плиты на продавливание по формуле (2), причем для прикидочного расчета продавливающую силу допускается определять приближенно путем умножения вертикальной сплошной равномерно распределенной нагрузки на грузовую площадь одной колонны.

Размеры воротника должны удовлетворять условию

$$a \leqslant 0{,}27\ l, \qquad (1)$$

где a — размер стороны воротника;

l — пролет плиты в рассматриваемом направлении.

Жесткость двух ветвей воротника должна составлять не менее 25% жесткости участка плиты шириной, равной длине воротника;

в) при назначении размеров сечений колонн необходимо учитывать указания пп. 2.21 и 2.22;

г) при определении жесткости ригеля рекомендуется принимать в расчет ширину плиты, равную полусумме смежных пролетов.

3.3. Статический расчет связевых и рамно-связевых каркасов многоэтажных зданий, возводимых методом подъема перекрытий или этажей, на нагрузки, действующие в стадии эксплуатации, принципиально не отличается от расчета каркасов, возводимых традиционными методами.

Помимо расчета каркаса здания на нагрузки, действующие в процессе эксплуатации, необходимо производить расчет на нагрузки, действующие в процессе монтажа.

При этом число расчетных схем, отражающих работу конструкций в стадии монтажа, определяется в каждом конкретном случае в зависимости от этажности здания и принятой схемы монтажа.

3.4. Если элементы жесткости или рамы располагаются в плане несимметрично относительно осей симметрии здания (или его температурного блока), необходимо при расчете этих элементов учитывать действие горизонтального крутящего момента.

3.5. Изгибающие моменты и поперечные силы в колоннах и плитах, являющихся элементами рамных и рамно-связевых каркасов, рекомендуется определять по методу заменяющих рам.

При этом из каркаса здания выделяют две накрест расположенные рамы с расчетной шириной ригеля, равной полусумме прилегающих шагов (пролетов). Каждую раму рассчитывают на равномерно распределенную нагрузку, приходящуюся на всю ширину рамы, с учетом сочетаний невыгодных загружений.

Расчет рекомендуется выполнять с учетом перераспределения усилий. При этом опорные моменты рекомендуется снижать по сравнению с данными упругого расчета не более чем на 15%.

При шарнирном опирании перекрытий на колонны расчет рам сводится к расчету неразрезных балок.

За расчетные опорные изгибающие моменты допускается принимать моменты, действующие в рассматриваемой раме (или неразрезной балке), по наружным граням короткого воротника или по наружным граням

ветвей длинного воротника, перпендикулярным продольной оси рамы.

РАСЧЕТ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ И ВОРОТНИКОВ

3.6. Прочность плиты на продавливание при соблюдении условий п. 3.2 рекомендуется проверять по формуле

$$P \leqslant 0{,}75\,\alpha\, p_{\text{ср}} h_{0_{\text{ср}}} R_{\text{р}} + 0{,}4\, F_{\text{а.х}}\, R_{\text{а}}, \qquad (2)$$

где P — продавливающая сила, определяемая как опорная реакция колонны от действия рассматриваемого перекрытия за вычетом нагрузки, приходящейся на верхнее основание пирамиды продавливания;

α — коэффициент, зависящий от типа воротника: для коротких воротников $\alpha = 1$; для длинных, удовлетворяющих условию (1), $\alpha = 0{,}8$;

$p_{\text{ср}}$ — средний периметр усеченной пирамиды продавливания;

$h_{0\,\text{ср}}$ — средняя рабочая высота сечения плиты;

$$h_{0\,\text{ср}} = \frac{h_{0_x} + h_{0_y}}{2}, \qquad (3)$$

где h_{0_x} и h_{0_y} — рабочая высота сечения плиты в направлении соответственно осей x и y_0;

$R_{\text{а}}$ — расчетное сопротивление материала хомутов растяжению[1];

$F_{\text{а.х}}$ — площадь сечения хомутов, учитываемых в расчете и расположенных вокруг воротника на участке шириной, равной толщине плиты;

$$F_{\text{а.х}} = \frac{P}{R_{\text{а}}}. \qquad (4)$$

Коэффициент 0,4 в формуле (2) соответствует случаю применения хомутов из стали класса А-III.

В случае применения хомутов из сталей более высокой прочности этот коэффициент подлежит уточнению.

---

[1] Расчетное сопротивление $R_{\text{а}}$ принимается как для арматуры, работающей на растяжение.

Сечение плиты за границами расположения расчетной поперечной арматуры должно проверяться на продавливание по формуле (5).

3.7. Плиты без поперечного армирования опорной зоны рассчитываются по формуле

$$P \leqslant 0{,}75\, \alpha\, p_{\text{ср}} h_{0_{\text{ср}}} R_{\text{р}}. \qquad (5)$$

3.8. Средний периметр усеченной пирамиды продавливания рекомендуется определять исходя из следующего:

а) образующие усеченной пирамиды продавливания наклонены к горизонтали под углом 45°;

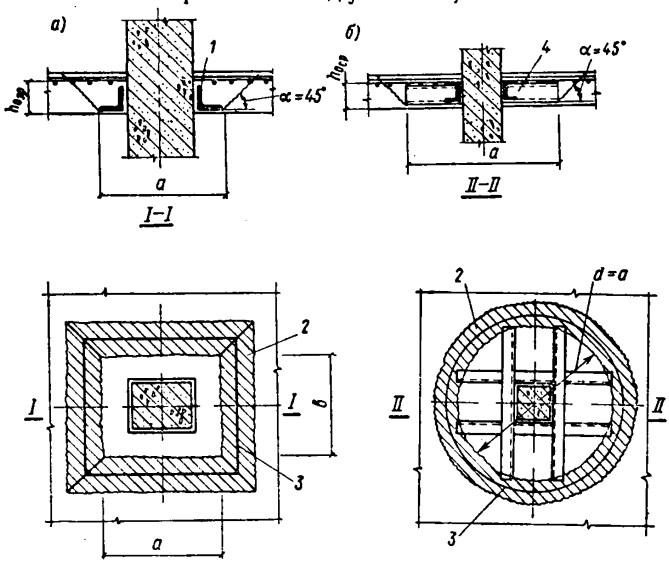


Рис. 13. Схема, принимаемая при расчете на продавливание плит
а — с короткими воротниками; *б* — с длинными воротниками; *1* — воротник; *2* — средний периметр продавливания; *3* — поверхность продавливания

б) при коротких воротниках нижний периметр пирамиды продавливания проходит по внешнему контуру граней воротника (рис. 13, *а*), и средний периметр усеченной пирамиды продавливания

$$p_{\text{ср}} = 2\,(a + b + 2h_{0_{\text{ср}}}), \qquad (6)$$

где a и b — стороны воротника, прямоугольного в плане;

в) при длинных воротниках нижний периметр усеченной пирамиды продавливания образуется линиями, соединяющими кратчайшим путем концы смежных ветвей воротника в плане.

Для воротников с одинаковым вылетом ветвей, наиболее часто встречающихся в практике проектирования, допускается считать, что продавливание происходит по образующим усеченного конуса, нижним основанием которого является окружность с диаметром, равным размеру ветви воротника (рис .13, *б*). В этом случае для равностороннего воротника средний периметр усеченного конуса продавливания равен:

$$p_{ср} = \pi (a\, h_{0_{ср}}), \qquad (7)$$

где a — длина ветви равностороннего воротника.

3.9. Для подбора арматуры плит изгибающие моменты, полученные для ригелей заменяющей рамы, распределяют по ширине плиты. Плита условно делится на надколонную и пролетную полосы, каждая из которых равна половине ширины рамы.

Отрицательные моменты распределяются следующим образом: момент в надколонной полосе равен 0,75 $M_{оп}$, момент в пролетной полосе — 0,25 $M_{оп}$, где $M_{оп}$ — опорный момент, полученный из расчета заменяющей рамы.

Положительные моменты принимаются: в надколонной полосе 0,55 $M_{гр}$ и пролетной полосе 0,45 $M_{пр}$, где $M_{пр}$ — пролетный момент, полученный из расчета заменяющей рамы.

3.10. Арматуру плит, подобранную по усилиям, полученным из статического расчета упругой системы по п. 3.5, необходимо проверить расчетом по стадии предельного равновесия[1].

При этом расчет на излом отдельной полосы, симметричной относительно своей середины и перпендикулярной краю плиты (рис. 14, *а*), следует производить по формуле

$$\frac{q l_y (l_x - 2c_x)^2}{8} \leqslant R_a F_a z_{пр} \left(\Theta_{оп} \frac{z_{оп}}{z_{пр}} + \Theta_{пр} \right), \qquad (8)$$

[1] См. «Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий». Госстройиздат, М., 1961.

где $q=g+p$ — нагрузка на 1 $м^2$ плиты;

$F_{оп}$ — площадь сечения арматуры в опорном пластическом шарнире в пределах одной панели;

$F_{пр}$ — то же, в пролетном пластическом шарнире в пределах той же панели;

$z_{оп}$ и $z_{пр}$ — плечи внутренних пар в опорном и пролетном пластических шарнирах;

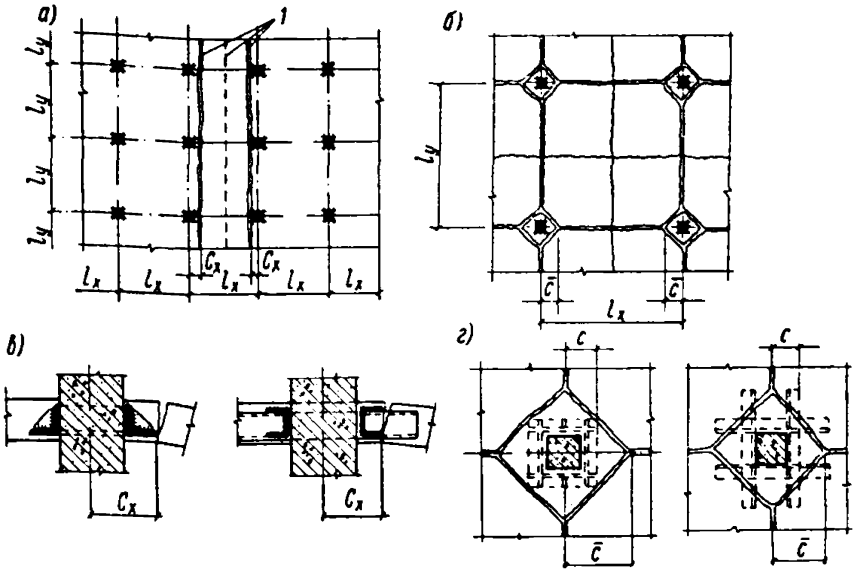


Рис. 14. Схема, принимаемая при расчете плит в стадии предельного равновесия

а — по первому случаю (излом одной полосы при загружении через пролет); *б* — по второму случаю (излом отдельной панели при сплошном загружении перекрытия); *в* — схема для определения величины c_x в плитах с короткими и длинными воротниками; *г* — схема для определения величины C и c в плитах с короткими и длинными воротниками

$$\Theta_{оп}=\frac{F_{оп}}{F_a};\quad \Theta_{пр}=\frac{F_{пр}}{F_a};\quad F_a=F_{пр}+F_{оп}.$$

Для плит плечо внутренней пары можно принимать равным

$$z_{оп}=z_{пр}=0{,}96\,h_{0_{ср}};\qquad (9)$$

c_x — расстояние от оси опорного линейного пластического шарнира до ближайшего ряда колонн, которое следует принимать равным:

для плит с короткими воротниками — расстоянию от оси колонны до края воротника;

для плит с длинными воротниками — расстоянию от оси колонны до наружной грани ветви, параллельной направлению рассматриваемого линейного шарнира (рис. 14, *б*).

Аналогичным образом рекомендуется принимать положение опорного пластического шарнира при расчете на излом полосы, параллельной краю.

Расчет на излом отдельной панели (рис. 14, *в*) следует производить по формуле

$$\frac{p l_x l_y}{8}\left[\frac{l_x + l_y}{2} - 2\overline{c} + \frac{4\,c^{-3}}{3\,l_x l_y}\right] \leqslant$$

$$\leqslant \frac{R_a}{2}\left[\left(F_{x_{оп}} + F_{y_{оп}}\right) z_{оп} + \left(F_{x_{пр}} + F_{y_{пр}}\right) z_{пр}\right], \qquad (10)$$

где l_x и l_y — пролеты панели;

$F_{x_{оп}}$ и $F_{y_{оп}}$ — сечение верхней арматуры на ширину панели;

$F_{x_{пр}}$ и $F_{y_{пр}}$ — сечение нижней арматуры на ширину панели;

$z_{оп}$ — плечо внутренней пары для верхней арматуры;

$z_{пр}$ — то же для нижней арматуры;

c — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от четверти панели над опорой; рекомендуется определять исходя из следующих допущений: в плитах с короткими воротниками трещина проходит через угол воротника; в плитах с длинными воротниками трещина проходит через вершину входящего угла, образованного двумя пересекающимися ветвями (рис. 14, *г*).

3.11. Для плоских железобетонных плит с обычным армированием, имеющих трещины, прогиб $f_{кф}$ рекомендуется определять приближенно по линейной интерполяции между прогибом $f_т$, отвечающим образованию первой трещины, и прогибом $f_п$, непосредственно предшествующим исчерпанию несущей способности, пользуясь формулой

$$f_{кр} = f_т + (f_п - f_т)\frac{p^н - p_т}{p_п - p_т}, \qquad (11)$$

где $p_т < p^н < p_п$;

$p^н$ — нормативная нагрузка;

$p_т$ — нагрузка при образовании трещин;

$p_п$ — нагрузка при исчерпании несущей способности.

Все величины, входящие в формулу (8), определяются при нормативных характеристиках материалов.

Прогиб $f_т$, отвечающий образованию первых трещин, рекомендуется определять по формуле

$$f_т = 0{,}035 \frac{p_т \left(l_x^4 + l_y^4 \right)}{Eh^3}. \qquad (12)$$

Прогиб $f_п$, предшествующий исчерпанию несущей способности, рекомендуется определять в предположении излома по схеме, показанной на рис. 14, *б*.

Для случая перекрытий с квадратной сеткой колонн и квадратными воротниками прогиб $f_п$ выражается формулой

$$f_п = \frac{0{,}25\, l_1 R_а^н (0{,}5\, l - c)}{E_а (h_{o_{ср}} - x_{ср})}, \qquad (13)$$

где l_1 — пролет плиты в чистоте между условными капителями

$$l_1 = l - 2c;$$

l — пролет плиты по осям колонн;

$R_а^н$ — нормативное сопротивление арматуры;

$F_а$ — модуль упругости арматуры.

Величину c рекомендуется принимать по рис. 14, *г* в зависимости от типа воротника.

Величину $p_т$ рекомендуется определять по формуле

$$p_т = \frac{10\, M_т}{(l - 2c)^2}, \qquad (14)$$

где

$$M_т = \frac{R_а^н h^2}{3{,}5}. \qquad (15)$$

Величину $p_п$ рекомендуется определять по фактически уложенной арматуре с учетом достижения в ней напряжений, равных нормативному сопротивлению, по формуле

$$p_п = p\frac{F_{а\,факт} R_а^н}{F_{а\,пр} R_а}, \qquad (16)$$

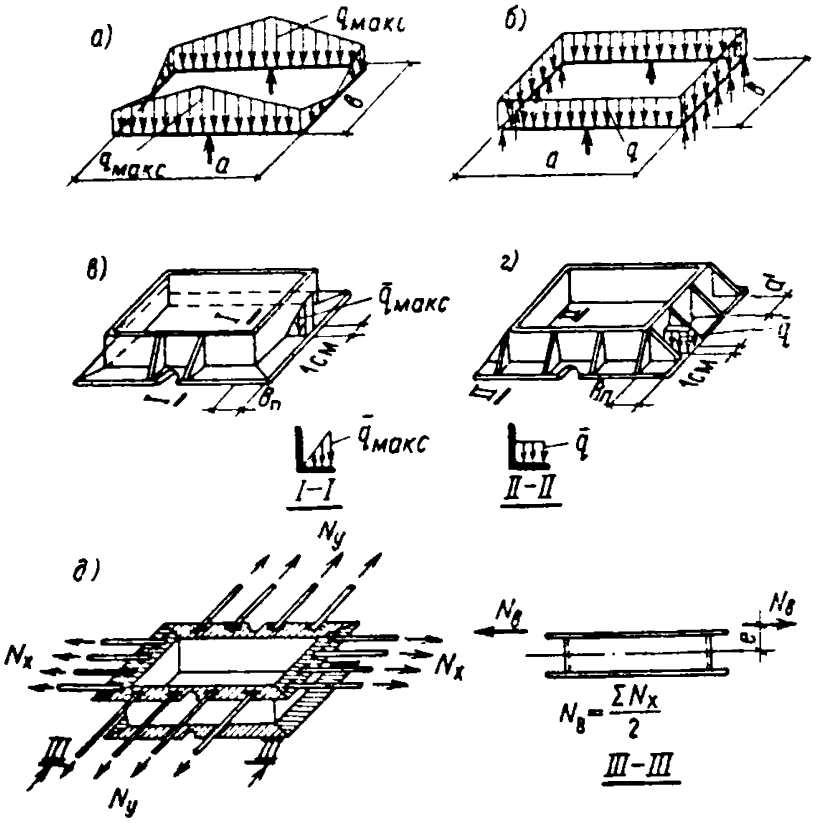


Рис. 15. Схемы, принимаемые при расчете коротких воротников

а — схема для определения давления бетона на воротник при опирании плиты на две точки (на штырь); *б* — схема для определения давления бетона на воротник при опирании на две точки и два канта (на штырь и на два столика); *в* — схема для расчета нижней полки на местный изгиб при отсутствии ребер; *г* — схема расчета нижней полки на местный изгиб при наличии ребер; *д* — схема определения усилий от приварки верхней арматуры к полкам воротника

где p — расчетная нагрузка;

$F_{а\,факт}$ — суммарная площадь фактически поставленной опорной и пролетной арматуры, проходящей через пластические шарниры;

$F_{a_{пр}}$ — суммарная площадь опорной и пролетной арматуры, определяемая по формуле (10);

$R_a^н$ — нормативное сопротивление арматуры растяжению;

R_a — расчетное сопротивление арматуры растяжению.

3.12. Воротник рекомендуется рассчитывать как стальную конструкцию, без учета работы окружающего его бетона, принимая за нагрузку давление бетона, распределенное по воротнику (рис. 15 и 16), равнодействующая которого равна опорной реакции колонны, а также

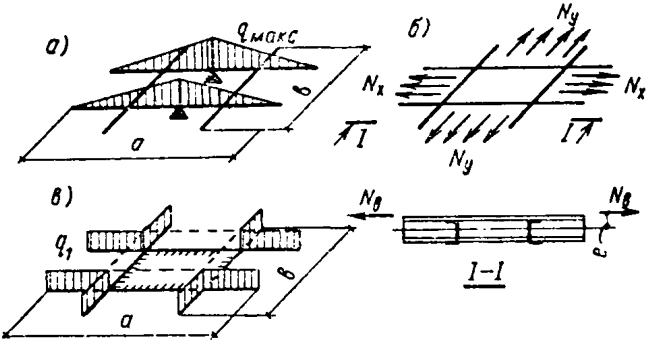


Рис. 16. Схемы, принимаемые при расчете длинных воротников

а — схема для определения давления бетона на воротник, опертый на две точки (на штырь); *б* — схема определения усилий от верхней арматуры плиты, приваренной к полкам воротника; *в* — схема для определения давления бетона на воротник, жестко соединенный с колонной по четырем сторонам (пунктиром показана часть вертикальной нагрузки, передающейся через сварку на колонну и не вызывающей изгиб воротника в вертикальной плоскости)

усилия, действующие в верхней арматуре, если она приваривается к верхним полкам воротников.

Площадь нижних полок воротника проверяют из условия передачи усилий с бетона на воротник по формуле

$$N \leqslant F_{вор} R_{пр}, \qquad (17)$$

где N — усилие, передающееся с перекрытия на колонну;

$F_{вор}$ — площадь нижних граней воротника;

$R_{пр}$ — расчетная призменная прочность бетона на сжатие.

РАСЧЕТ КОЛОНН

3.13. Подбор сечений колонн выполняется в соответствии с главой 1 СНиП II-В. 1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования» и главой 3 СНиП II-В. 3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

3.14. При проверке сечений на усилия от монтажных нагрузок расчетную длину колонн I яруса, жестко защемленных в фундамент, следует принимать равной

$$l_0 = kl, \tag{18}$$

где l_0 — расчетная длина колонны;
k — коэффициент, принимаемый по табл. 2;
l — высота колонн от верха фундамента до точки приложения нагрузки от подъемника.

Таблица 2

Закрепление оголовков колонн	Значения коэффициента k
Оголовки свободны	2
Оголовки соединены между собой специальными связями или плитой перекрытия (верхний узел — смещаемый шарнир)	1.2
Оголовки соединены между собой и с несмещаемым ядром жесткости связями или плитой перекрытия (верхний узел — несмещаемый шарнир)	0,7

Для уменьшения длины колонн I яруса, работающих в момент подъема кровельной плиты по схеме консольных стоек, допускается расклинивать их во второй сверху плите (перед бетонированием кровельной плиты), о чем необходимо сделать соответствующие указания в рабочих чертежах.

Расчетную длину консольных колонн I яруса, раскли-

ненных в пакете перекрытий (рис. 17, *а*), рекомендуется определять по формуле

$$l_0 = 2\left(H_1 + \frac{H_2}{2}\right), \qquad (19)$$

где l_0 — расчетная длина колонны;

H_1 — расстояние от точки расклинки колонн в пакете перекрытий до точки приложения нагрузки от подъемника;

H_2 — высота пакета монолитных перекрытий без учета толщины плиты покрытия.

При большой толщине пакета перекрытий рекомендуется расклинивать колонны в двух плитах.

В этом случае H_2 — расстояние между плитами, в которых расклинены колонны.

Расчетную длину колонн II яруса и вышележащих ярусов при проверке их в монтажной стадии по консольной схеме (рис. 17, *б*) рекомендуется определять по формуле (19). При этом величину H_2 следует принимать равной расстоянию между двумя верхними плитами перекрытий, шарнирно закрепленными к несмещаемому ядру жесткости.

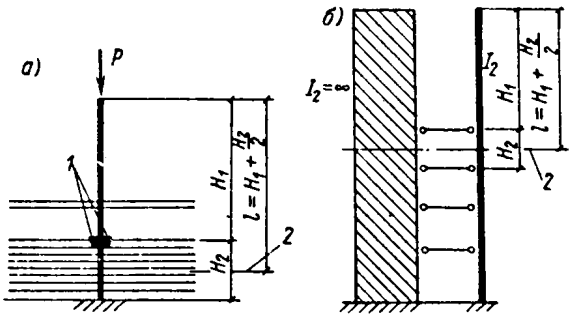


Рис. 17. Схемы, принимаемые при определении расчетных длин консольных участков колонн

а — для I яруса колонн; *б* — для II яруса колонн; *1* — расклинка колонны в плите, выполняемая перед бетонированием кровельной плиты; *2* — уровень условной заделки консольной стойки

3.15. При определении горизонтальных нагрузок, действующих на здания в процессе монтажа, рекомендуется учитывать нагрузку от трения ветра о верхнюю и нижнюю поверхности плит перекрытий.

Величину этой нагрузки рекомендуется определять по формуле

$$q_{\text{тр.в}} = k_{\text{тр}} q, \tag{20}$$

где $k_{\text{тр}}$ — коэффициент трения ветра о поверхность плиты, равный 0,03;

q — расчетная нагрузка, определяемая в соответствии с указаниями главы 11 СНиП II-А. 11-62 «Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования».

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

ТЕХНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ ПОДЪЕМА ЭТАЖЕЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ, ПРИМЕНЯЕМОГО В СТРОИТЕЛЬСТВЕ (ТАБЛ. 3)

Таблица 3

Наименования	Единица измерения	Оборудование			
		гидравлическое с общей насосной станцией конструкции ЛенЗНИИЭПа АП-5, АП-6		гидравлическое с автономной насосной станцией конструкции Гипростроммаша	электромеханическое конструкции Гипростроммаша
Место установки подъемника на колонне	—	На вершине колонны			В любом месте в обхват колонны
Количество подъемников в комплекте	шт.	24	12/24	12/24	12/24/36
Грузоподъемность одного подъемника	*т*	40	50	40	45
Скорость подъема перекрытия	*м/ч*	2	2	2	4
Скорость опускания тяг	„	240,0	240	9	12
Рабочий ход за один цикл	*мм*	От 0 до 50	От 0 до 50	8	8
Расстояние между резьбовыми тягами .	„	625	625	625	690
Длина резьбовых тяг	*м*	8	4,8	6,5	6,5
Диаметр резьбовых тяг	*мм*	50	50	50	50
Установленная мощность комплекта	*квт*	28,7	16/31,7	18/36	32,4/64,8/97,2
Вес одного подъемника (без тяг) . .	*кг*	550	600	640	1100
Предельные размеры поперечного сечения колонны . . .	*см*	40×*b*	40 × *b*	40×*b*	45×45

Примечание. Размер *b* не ограничивается.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ.

Пример 1. Расчет плиты перекрытия.

Дано: безбалочная бескапитальная плита перекрытия размерами в плане 32,6×32,6 *м* (при сетке колонн 6×6 с консолями по 1,3 *м*) шарнирно опирается на колонны (рис. 18); временная нормативная

нагрузка на перекрытие 1000 *кГ/м²*; материал конструкций — бетон марки 300; арматура класса А-III.

Требуется: рассчитать среднюю панель перекрытия по прочности и деформациям.

На основании указаний п. 2.3 принимаем гладкую плиту толщиной 22 *см*.

Подсчет нагрузок на 1 *м²* перекрытия приведен в табл. 4.

Таблица 4

Наименования	Нормативная нагрузка в *кГ/м²*	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в *кГ/м²*
Конструкция пола	36	1,2	43
Перегородки	75	1,1	82
Железобетонная плита 22 *см*	550	1,1	605
Итого:			
постоянная нагрузка . .	661	—	730
временная нагрузка . . .	1000	1,2	1200
Итого:			
полная нагрузка	1661	—	1930

Определяем размеры воротника в плане.

На основании указаний п. 2.11 принимаем длинный воротник с одинаковым вылетом консолей в обоих направлениях.

В соответствии с п. 3.6 запишем по формуле (2)

$$0{,}193 \cdot 600^2 - \frac{3{,}14\,(a + 2 \cdot 18{,}4)^2}{4}\,0{,}193 =$$

$$= 0{,}75 \cdot 0{,}8 \cdot 10{,}5 \cdot 18{,}4 \cdot 3{,}14\,(a + 18{,}4);$$

$$69500 - 0{,}1515\,(a + 36{,}8)^2 = 364\,(a + 18{,}4);$$

$$a^2 + 2480\,a - 414\,000 = 0;$$

$$a_1 = 154; \quad a_2 = -2634.$$

Принимаем длину ветвей воротника в плане 160 *см*.

Проверяем условие (1): $\frac{a}{l} = \frac{160}{600} = 0{,}27$ (условие соблюдается).

Выделяем из перекрытия две накрест расположенные полосы шириной по 6 *м*. Так как перекрытие симметрично, рассчитаем только одну полосу. Расчетную схему принимаем в виде неразрезной балки, нагруженной полной, приходящейся на нее нагрузкой. Расчет произ-

водим с учетом невыгодных сочетаний загружений разных пролетов (см. рис. 18).

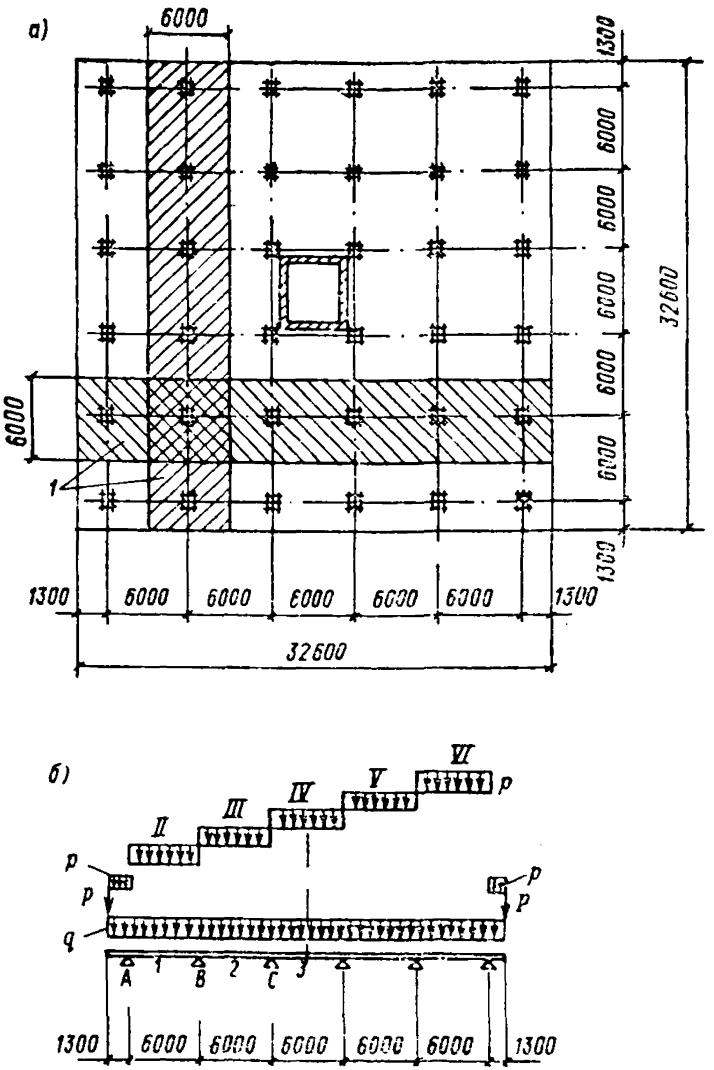


Рис. 18. Схема, принятая при расчете безбалочной плиты по методу заменяющих рам

1 — две накрест расположенные балки, выделяемые в плите

Определяем нагрузки:
постоянная нагрузка на 1 *м* балки $g=730\cdot 6=4400$ *кГ/м*;
временная нагрузка на 1 *м* балки $p=1200\cdot 6=7200$ *кГ/м*;
полная нагрузка $q=g+p=11\,600$ *кГ/м*;
нагрузка на концах консолей от веса стеновых панелей:

с коэффициентом перегрузки $n_1=1{,}1$ $P_1=5100$ *кг*;
с коэффициентом перегрузки $n_2=0{,}9$ $P_2=4170$ *кг*.

Значения изгибающих моментов для балки в *Тм* приведены в табл. 5.

Таблица 5

Сочетания нагрузок	Сечения				
	1	*2*	*3*	*B**	*C**
1-е сочетание I+II+IV+VI	25	--4,3	22	—21,2	—17,8
2-е сочетание I+III+V	1,1	20,9	—2,9	—21,8	—16,9
3-е сочетание I+II+III+V	—8	19	11,6	—34,1	—13,4
4-е сочетание I+III+IV+VI	2,8	19,4	17,9	—17,6	—31,6
Максимальные ординаты	25	20,9	22	—34,1	—31,6
Сплошное загружение постоянной и временной нагрузки	21,3	12,2	13,2	—33,1	—26,3

* Значения изгибающих моментов на опорах *B* и *C* даны в соответствии с указаниями п. 3.5.

Подбор арматуры производим по формуле

$$F_a=\frac{M}{R_a z}. \tag{21}$$

Плечо внутренней пары $z=0{,}9\,h_0$:
для верхней арматуры

$$z_1=0{,}9\,(22-1{,}5-0{,}7)=17{,}8\ см;$$

$$z_2=0{,}9\,(22-1{,}5-1{,}4-0{,}7)=16{,}5\ см;$$

$$z_{ср}=17{,}15\ см;$$

для нижней арматуры

$$z_1=0{,}9\,(22-1{,}5-0{,}6)=18{,}0\ см;$$

$$z_2=0{,}9\,(22-1{,}5-1{,}2-0{,}6)=16{,}8\ см;$$

$$z_{ср}=17{,}4\ см.$$

Принимаем ширину надколонной и пролетной полосы по 3 *м*.

Опорный момент в надколонной полосе $M_{оп.н}=0{,}75\,M_{оп}$. То же, в пролетной полосе $M_{оп\,п}=0{,}25\,M_{оп}$. Пролетный момент в надколонной полосе $M_{пр\,н}=0{,}55\,M_{пр}$.

То же, в пролетной полосе $M_{пр.Н}=0{,}45\,M_{пр}$.

Определяем арматуру над опорой *B*.

Опорная арматура надколонной полосы

$$F_{\text{оп.н}} = \frac{3\,410\,000 \cdot 0{,}75}{3400 \cdot 17{,}15} = 43{,}8 \ см^2$$

или на 1 *пог. м* ширины

$$F_{\text{оп.н}} = \frac{43{,}8}{3} = 14{,}6 \ см^2 — 10 \varnothing 14 \ (15{,}4 \ см^2).$$

Опорная арматура пролетной полосы

$$F_{\text{оп.п}} = \frac{3\,410\,000 \cdot 0{,}25}{3400 \cdot 17{,}15} = 14{,}6 \ см^2$$

или на 1 *пог. м* ширины

$$f_{\text{оп.п}} = \frac{14{,}6}{3} = 4{,}87 \ см^2 — 7 \varnothing 10 \ (5{,}5 \ см^2).$$

Определяем арматуру в пролете.

Пролетная арматура в надколонной полосе

$$F_{\text{пр.н}} = \frac{220\,000 \cdot 0{,}55}{3400 \cdot 17{,}4} = 20{,}4 \ см^2$$

или на 1 *м*

$$f_{\text{пр.н}} = \frac{20{,}4}{3} = 6{,}8 \ см^2 — 7 \varnothing 12 \ (7{,}92 \ см^2).$$

Пролетная арматура в пролетной полосе

$$F_{\text{пр.н}} = \frac{220\,000 \cdot 0{,}45}{3400 \cdot 17{,}4} = 16{,}7 \ см^2$$

или на 1 *м*

$$f_{\text{пр.н}} = \frac{16{,}7}{3} = 5{,}57 \ см^2 — 5 \varnothing 12 \ (5{,}65 \ см^2).$$

Проверяем прочность перекрытия по методу предельного равновесия.

Производим расчет на излом отдельной полосы, перпендикулярной краю перекрытия, при загружении плиты через пролет (см. рис. 14, *а*).

Согласно п. 3.10 расчетная формула (8) имеет вид

$$\frac{q l_y (l_x - 2c_x)^2}{8} \leqslant R_a F_a z_{\text{пр}} \left(\Theta_{\text{оп}} \frac{z_{\text{оп}}}{z_{\text{пр}}} + \Theta_{\text{пр}} \right). \qquad (22)$$

Принимаем $z_{\text{оп}} = z_{\text{пр}} = z$,

При $z=0{,}96$ $h_{0_{ср}}=0{,}96$ $(22-1{,}5-1{,}4)=18{,}3$ *см*; $p=0{,}193$ *кГ/см²*; $c_x=35$ *см* (согласно рис. 14, *г*) и $\Theta_{оп}+\Theta_{пр}=1$.

Имеем

$$F_{a\,II}=\frac{0{,}193\cdot 600\,(600-70)^2}{8\cdot 3400\cdot 18{,}3}=65{,}5\ см^2.$$

При расчете на излом смежных панелей разных рядов при сплошном загружении перекрытия (см. рис. 14, *б*) расчетная формула (10) для квадратной сетки колонн примет вид

$$\frac{pl^3}{8}\left[1-2\frac{c^-}{l}+\frac{4}{3}\left(\frac{c^-}{l}\right)^3\right]\leqslant R_a F_a\,(\Theta_{оп}z_{оп}+\Theta_{пр}z_{пр}),\qquad (23)$$

где $c^-=2c_x=70$ *см*.

Отсюда

$$F_{a\,III}=\frac{0{,}193\cdot 600^3}{8\cdot 3400\cdot 18{,}3}\left[1-2\frac{70}{600}+\frac{4}{3}\left(\frac{70}{600}\right)^3\right]=64{,}4\ см^2.$$

Площадь арматуры $F_a=F_{оп}+F_{пр}$, полученная из расчета плиты как упругой системы, равна:

$$F_{a\,I}=43{,}8+14{,}6+20{,}4+16{,}7=95{,}5\ см^2,$$

т. е.

$$F_{a\,I}>F_{a\,II}>F_{a\,III}.$$

По результатам расчета плиты на прочность принимаем арматуру, полученную из расчета плиты по упругой схеме.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОГИБА ПЛИТЫ

Согласно п. 3.11 момент появления трещин определяем по формуле (15)

$$M_т=\frac{21\cdot 22^2}{3{,}5}=2900\ кГм/м.$$

Нагрузку при образовании трещин определяем из формулы (14)

$$p_т=\frac{10\cdot 2900}{(600-70)^2}=0{,}1030\ кГ/см^2.$$

Величина прогиба в момент появления трещин по формуле (12) равна:

$$f_т=\frac{0{,}035\cdot 2\cdot 0{,}1030\cdot 600^4}{315\,000\cdot 22^3}=0{,}28\ см.$$

Относительную высоту сжатой зоны бетона определяем из формулы (176) главы 1 СНиП I-В.1-62 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования»:

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{2{,}5T + 1}{10\mu n}(1 - 5L)}.$$

Подсчитываем величины:

$$\mu n = \frac{f_{\text{пр.п}} F_б}{100 h_0 E_a} = \frac{5{,}65 \cdot 315\,000}{100 \cdot 19{,}3 \cdot 2 \cdot 10^6} = 4{,}6 \cdot 10^{-4};$$

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h_п}{h_0}\right) = 0, \quad \text{так как } \gamma' = 0;$$

$$L = \frac{M_{\text{пр.п}}}{b h_0^2 R_и^н} = \frac{f_{\text{пр.п}} R_a^н h_0 (1 - 0{,}5\,\xi)}{b h_0^2 R_и^н} =$$

$$= \frac{5{,}65 \cdot 4000 \cdot 19{,}3\,(1 - 0{,}5\,\xi)}{100 \cdot 19{,}3^2 \cdot 260} = 0{,}045\,(1 - 0{,}5\,\xi).$$

Подставим эти величины в выражение для ξ:

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5 \cdot 0{,}45\,(1 - 0{,}5\,\xi)}{4{,}6 \cdot 10^{-3}}}.$$

Преобразуя это выражение, получим

$$0{,}1125\,\xi^2 - 1{,}232\,\xi + 0{,}0046 = 0;$$

$$\xi_1 = 0{,}005; \qquad \xi_2 = 10{,}935.$$

Значение ξ_2 отбрасываем.

Прогиб момент исчерпания несущей способности по формуле (13) составит

$$f_п = \frac{0{,}25 \cdot 530 \cdot 4000\,(0{,}5 \cdot 600 - 35)}{2 \cdot 10^6 \cdot 19{,}3\,(1 - 0{,}005)} = 3{,}65 \text{ см}.$$

Нагрузка при исчерпании несущей способности по формуле (16) равна

$$p_п = 1930 \frac{95{,}5 \cdot 4000}{64{,}4 \cdot 3400} = 3310 \text{ кГ/м}^2.$$

Кратковременный прогиб по формуле (11)

$$f_{кр} = 0{,}28 + (3{,}65 - 0{,}28)\frac{1660 - 1030}{3310 - 1030} = 1{,}21 \text{ см};$$

$$f_{дл} = 2f_{кр} = 2{,}42 \text{ см};$$

$$\frac{f_{дл}}{f_{кр}} = \frac{2{,}42}{600} = \frac{1}{248} < \frac{1}{200}.$$

Пример 2. Расчет стального длинного воротника.

Дано: плита перекрытия с параметрами и временной нагрузкой, приведенными в примере 1; временная монтажная нагрузка на перекрытия 100 *кГ/м*^{2}; воротник показан на рис. 5; размеры его в плане определены в примере 1.

Требуется: подобрать поперечное сечение элементов воротника.

Площадь нижних полок воротника определяем из условия, чтобы по поверхности контакта между металлом нижней полки и бетоном плиты напряжения и сжатия не превышали призменную прочность бетона на сжатие $R_{пр}$.

Реакция на средней опоре многопролетной балки равна

$$N_{оп} = 1930 \cdot 36 \cdot 1{,}13 = 78\,400 \text{ кГ}.$$

Необходимая площадь воротника

$$F_{вор} = \frac{N_{оп}}{R_{пр}} = \frac{78\,400}{130} = 605 \text{ см}^2.$$

Суммарная длина ветвей воротника

$$\Sigma a = 160 \cdot 4 = 640 \text{ см}.$$

Ширина нижней полки из условия (17)

$$b_п = \frac{605}{640} = 0{,}95 \text{ см}.$$

Задаемся сечением ветвей воротника.

Принимаем ветви из двух неравнобоких уголков 125×80×10. В местах вырезов для крепления захватных тяг стенку ветви усиляем листом.

Геометрические характеристики сечений приведены в табл. 6.

Проверяем условие п. 3.2:

$$\frac{(EI)_{вор}}{(EI)_{бет}} \geqslant 0{,}25. \qquad (24)$$

Подсчитываем величины:

$$h_{0ср} = 22 - 2 - 1{,}4 = 18{,}6;$$

$$I_{бет} = \frac{19{,}6^3 \cdot 160}{12} = 85\,700 \text{ см}^4;$$

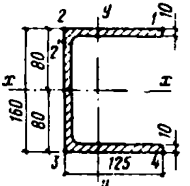
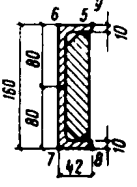
$$I_{вор} = 1650 \cdot 2 = 3300 \text{ см}^4;$$

$$\frac{3300 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{85\,700 \cdot 315\,000} = 0{,}256.$$

Условие (24) удовлетворяется.

Расчет воротника на нагрузки, действующие в процессе монтажа плиты.

Таблица 6

Сечение воротника	Эскиз	$F_{вор}$	I_x	I_y	W_x		W_y	
					макс	мин	макс	мин
		в $см^2$	в $см^4$		в $см^3$			
I — I		39,4	1650	624	206	206	149	74,6
II — II		67,2	1435	986	180	180	47	47

Монтажная нагрузка

$$p_м = 100 \cdot 1{,}2 = 120 \ кГ/см^2.$$

Собственный вес плиты перекрытия

$$g = 550 \cdot 1{,}1 = 605 \ кГ/см^2.$$

Полная нагрузка, действующая на плиту в процессе монтажа:

$$g_м = 120 + 605 = 725 \ кГ/см^2.$$

Нагрузка от перекрытия, действующая на воротник

$$N = 725 \cdot 36 \cdot 1{,}13 = 29\,600 \ кГ.$$

Для упрощения считаем, что при подвеске плиты на тягах подъемника вся нагрузка от перекрытия передается через две ветви воротника (рис. 19, *в*).

Нагрузка, приходящаяся на одну ветвь воротника

$$N'_в = \frac{29\,600}{2} = 14\,800 \ кГ.$$

Максимальная интенсивность давления

$$q_1 = \frac{14\,800 \cdot 2}{160} = 185 \ кГ \cdot см.$$

Изгибающий момент относительно оси x—x равен

$$M_1 = \frac{185 \cdot 80^2}{6} = 197\,000 \ кГ \cdot см.$$

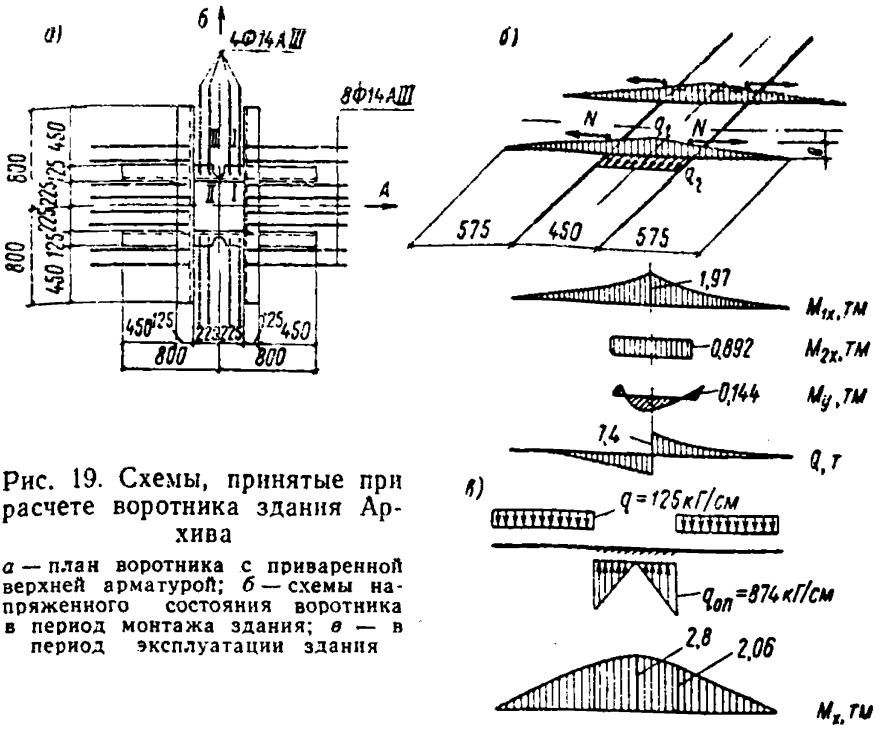


Рис. 19. Схемы, принятые при расчете воротника здания Архива

а — план воротника с приваренной верхней арматурой; *б* — схемы напряженного состояния воротника в период монтажа здания; *в* — в период эксплуатации здания

Дополнительный изгибающий момент относительно оси x—x от растягивающих усилий в верхней арматуре, приваренной к воротнику в направлении A (рис. 19, *б*)

$$M_2 = N_a e.$$

Усилие, приходящееся на одну ветвь воротника

$$N_a = \frac{1}{2}\left(8 \cdot 1{,}54 \cdot 3100 \frac{29{,}6}{1{,}93 \cdot 36}\right) = 8925 \ кГ.$$

$$M_2 = 8925 \cdot 8{,}07 = 71\,500 \ кГ \cdot см.$$

Суммарный момент относительно x — x

$$M_x = M_1 + M_2.$$

$$M_x = 197\,000 + 71\,500 = 268\,500 \ кГ \cdot см.$$

Усилие в арматуре, приваренной к воротнику в направлении *Б*

$$N_a' = 4 \cdot 1{,}54 \cdot 3400 \frac{29{,}6}{69{,}5} = 7700 \ кГ.$$

Интенсивность усилия

$$q_2 = \frac{7700}{45} = 171 \ кГ \cdot см.$$

Изгибающий момент относительно оси $y - y$

$$M_y = \frac{171 \cdot 45^2}{24} = 14\,400 \ кГ \cdot см.$$

Напряжения в поперечных сечениях ветвей воротника определяем по формуле

$$\sigma = \frac{N_a}{F_{вор}} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}. \qquad (25)$$

Сечение $I - I$

$$\sigma_1 = \frac{8925}{39{,}4} + \frac{268\,500}{206} + \frac{14\,400}{74{,}6} = 1719 \ кГ/см^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{8925}{39{,}4} + \frac{268\,500}{206} - \frac{14\,400}{149} = 1429 \ кГ/см^2;$$

$$\sigma_3 = \frac{8925}{39{,}4} - \frac{268\,500}{206} - \frac{14\,400}{149} = -1171 \ кГ/см^2;$$

$$\sigma_4 = \frac{8925}{39{,}4} - \frac{268\,500}{206} + \frac{14\,400}{74{,}6} = -981 \ кГ/см^2.$$

Напряжение в точке $2'$ (см. рис. в табл. 6) в месте перехода от полки к стенке

$$\sigma_{2'} = \frac{8925}{39{,}4} + \frac{268\,500\,(16-2)}{2 \cdot 1650} - \frac{14\,400}{149} = 1349 \ кГ/см^2.$$

Касательные напряжения в точке $2'$

$$\tau = \frac{Q\,S}{I\,b}. \qquad (26)$$

$$S = 2 \cdot 12{,}5 \cdot 7{,}5 = 96{,}5 \ см^3;$$

$$\tau_{2'} = \frac{7400 \cdot 96{,}5}{1650 \cdot 1} = 435 \ кГ/см^2,$$

Так как $\tau_2 < 0{,}4\,R$, проверка приведенных напряжений не требуется.

Сечение *II — II*

$$\sigma_6 = \frac{8925}{67{,}2} + \frac{268\,500}{180} + \frac{14\,400}{47} = 1929 \ кГ/см^2 < 2100 \ кГ/см^2;$$

$$\tau_6 = \frac{7400}{67{,}2} = 110 \ кГ/см^2.$$

Производим расчет воротника на нагрузки, действующие на плиту в стадии эксплуатации здания (см. рис. 19, *г*).

Проверяем ослабленное сечение *II — II*.

Опорная реакция колонны $N_{оп} = 78\,500$ *кГ*.

Распределенная нагрузка на 1 *пог. см* воротника

$$q = \frac{78\,500}{160 \cdot 4} = 125 \ кГ \cdot см.$$

Момент в сечении *II — II* от нагрузки на консоли

$$M_1 = \frac{125 \cdot 57{,}5^2}{2} = 206\,000 \ кГ \cdot см.$$

Интенсивность отпора столиков

$$q_{ст} = \frac{78\,500 \cdot 2}{45 \cdot 4} = 874 \ кГ \cdot см.$$

Момент в сечении *II — II* от отпора столика

$$M_2 = \frac{874 \cdot 45^2}{24} = 74\,000 \ кГ \cdot см.$$

Суммарный момент в сечении *II — II*

$$M_2 = 206\,000 + 74\,000 = 280\,000 \ кГ \cdot см.$$

Напряжения в точке *6* сечения II—II

$$\sigma_6 = \frac{280\,000}{180} = 1560 \ кГ/см^2 < 2100 \ кГ/см^2.$$

Так как в сечении *II — II* $Q = 0$, то $\tau = 0$.

Сечение *I — I* проверяется аналогично.

Проверяем нижнюю полку воротника на местный изгиб (см. рис. 15, *г*),

Нагрузка на 1 $см^2$ поверхности полки

$$g = \frac{78\,500}{160 \cdot 4(12{,}5 - 1)} = 10{,}7 \ кГ/см^2.$$

Рассматриваем среднюю часть нижней полки как пластинку, жестко защемленную по трем сторонам и свободную по четвертой.

Максимальный изгибающий момент в середине свободного края равен

$$M = \beta g a^2, \qquad (27)$$

где a — пролет свободного края;

g — равномерно распределенная нагрузка на пластину;

β — коэффициент, зависящий от отношения сторон пластинки.

В нашем случае при отношении

$$\frac{b}{a} = \frac{11{,}5}{22} = 0{,}52; \quad \beta = 0{,}06^*;$$

$$W_{пл} = \frac{1 \cdot 1}{6} = 0{,}167 \ см^3;$$

$$\sigma_4 = \frac{300}{0{,}167} = 1600 \ кГ/см^2 < 2100 \ кГ/см^2.$$

Пример 3. Расчет колонн многоэтажного здания на нагрузки, действующие в период подъема этажей.

Дано: 15-этажное здание, возводимое методом подъема этажей. План и разрез показаны на рис. 1.

высота 1-го этажа . . . . . 3,6 *м*
» 2-го » . . . . . 3 »
» с 3-го по 15-й этаж . . . . . по 2,7 »

Размеры здания в плане 33×33 *м*.

Количество колонн 36 шт.

Каркас здания связевой с передачей горизонтальных усилий на ядро жесткости, выполненное в виде монолитной железобетонной башни. Плиты перекрытий плоские безбалочные бескапитальные толщиной 22 *см*. Колонны жестко заделанные в фундамент и шарнирно соединены с перекрытиями, стальные, коробчатого сечения с наружными размерами 40×40 *см* (см. рис. 10). По высоте они разделены на четыре монтажных элемента. Характеристики сечений каждого монтажного элемента, подобранные по нагрузкам, действующим на здание в период эксплуатации, приведены в табл. 7.

Таблица 7

Тип колонны	Толщина листов в *мм*	F в $см^2$	I в $см^4$	W в $см^3$	r в $см$	Материалы
КМ-1	50	700 / 630	146 000 / 124 600	7300 / 6230	14,4 / 14	В Ст. Зпс
КМ-2	32	480 / 435	107 000 / 918 000	5350 / 4590	15 / 14,55	То же
КМ-3	25	330 / 299,2	79 000 / 68 000	3850 / 3400	15,5 / 15,1	»
КМ-4	12	190 / 173,2	467 000 / 40 400	2335 / 2020	15,7 / 15,3	»

Примечание. В знаменателе указаны характеристики сечений колонн в местах ослабления их отверстиями для монтажных штырей.

* Н. С. Стрелецкий. Стальные конструкции. Стройиздат, М., 1961.

Монтажная нагрузка на каждое поднимаемое перекрытие 150 *кГ/м²*. Ветровая нагрузка принята для 1-го района. Вес ячейки кровельной плиты 36 *м²* с размещенными на ней монтажными краном и пультом управления подъемниками 40 *т*.

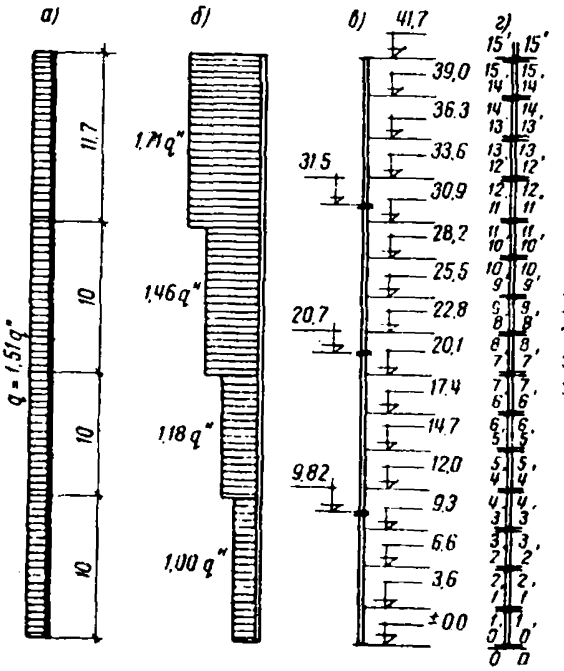


Рис. 20. Схемы, принятые при расчете колонн здания Архива в период эксплуатации на горизонтальные нагрузки

а — ветровая нагрузка, приведенная к равномерно распределенной; *б* — ступенчатая ветровая нагрузка; *в* — разрезка колонн; *г* — маркировка расчетных сечений

Требуется: проверить сечения колонн в предположении их работы по расчетным схемам, указанным на рис. 20 и 21.

Схемы 1, 2, 3 (см. рис. 21) не охватывают всех возможных расчетных схем колонн в период возведения данного здания, но иллюстрируют наиболее характерные случаи работы колонн при монтаже.

Проверка по схеме *1*

Кровельная плита поднята на тягах до уровня верха колонн I яруса и не закреплена к ядру жесткости и к колоннам.

Вертикальная нагрузка на колонну от кровельной плиты $N = 40\ T$.

Горизонтальные нагрузки подсчитываем на все здание и делим поровну между 36 колоннами.

Интенсивность ветровой нагрузки

$$q_в = 27 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}4 = 45{,}5\ кГ/м^2.$$

Вычисляем равнодействующую давления ветра на два противоположных парапета, установленных на поднятой кровельной плите (высота парапета 1,2 *м*):

$$W_1 = \frac{45{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 33 \cdot 2}{36} = 100\ кГ.$$

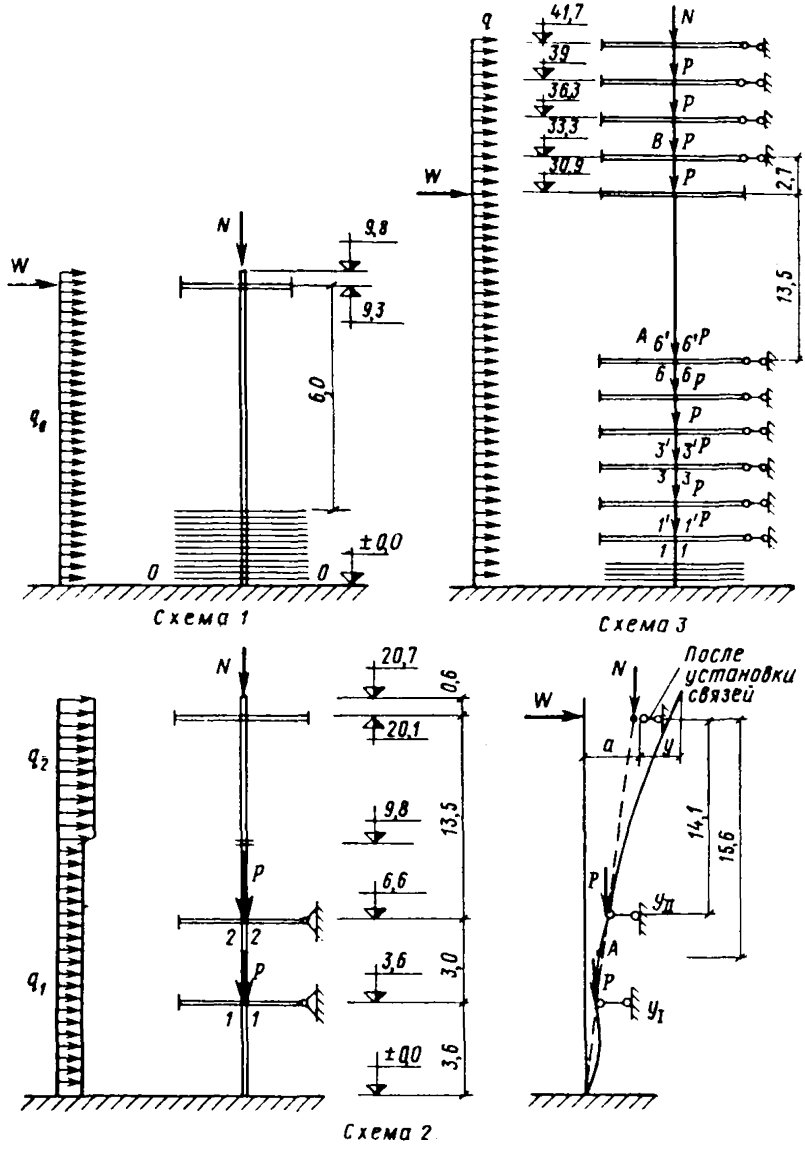


Рис. 21. Схемы, принятые при расчете колонн здания Архива в период возведения

Вычисляем равнодействующую усилия от трения ветра о верхнюю и нижнюю поверхности плиты

$$W_2 = \frac{45{,}5 \cdot 0{,}03 \cdot 33^2 \cdot 2}{36} = 83 \ кГ,$$

где 0,03 — коэффициент трения воздуха о бетон (см. п. 3.15);

$$W = W_1 + W_2 = 100 + 83 = 183 \ кГ.$$

Вычисляем интенсивность давления ветра на поверхность колонны

$$W_3 = 45{,}5 \cdot 0{,}4 = 18{,}1 \ кГ \cdot м.$$

Момент в сечении *0 — 0*

$$M_w = 183 \cdot 9{,}3 = 1710 \ кГ \cdot м;$$

$$M_{w_3} = 18{,}1 \cdot 9{,}82 \cdot 0{,}5 = 870 \ кГ \cdot м;$$

$$M_0 = M_w + M_{w_3} = 1910 + 870 = 2580 \ кГ \cdot м.$$

Проверка прочности сечения *0 — 0*.

Проверяем условие п. 4 главы 3 СНиП II-В.3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»

$$\frac{N}{F_{нт} R} = \frac{40\,000}{700 \cdot 1950} = 0{,}0294 < 0{,}1.$$

Расчетное сопротивление стали понижено, так как толщина листа в сечении колонн КМ-1 равна 50 *мм*:

$$R = 2300 \cdot 0{,}85 = 1950 \ кГ/см^2;$$

$$\sigma_{макс} = \frac{40\,000}{700} + \frac{258\,000}{7300} = 92 \ кГ/см^2 < 1950 \ кГ/см^2.$$

Проверка устойчивости колонны.

Определяем величины:

$$e = \frac{258\,400}{40\,000} = 6{,}45 \ см;$$

$$m = e \frac{F}{W} = 6{,}45 \frac{700}{7300} = 0{,}62;$$

$$\lambda = \frac{1950}{2100} \cdot \frac{2 \cdot 980}{14{,}4} = 131;$$

$$m_1 = m\eta = 0{,}62.$$

По табл. 58 главы 3 СНиП III-В. 3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» находим $\eta=1$ и там же, из табл. 56, $\varphi^{вн}=0{,}277$.

Проверяем условие (24) главы 3 СНиП II-В. 3-62

$$\frac{N}{\varphi^{вн}F}=\frac{40\,000}{0{,}277\cdot 700}=206\ кГ/см^2<1950\ кГ/см^2.$$

Устойчивость колонны обеспечивается.

Проверка по схеме *2*

Кровельная плита поднята на II ярус колонн. Колонны на отметках 3,6 и 6,6 раскреплены шарнирно к ядру жесткости.

Проверяем гибкость колонны.

Свободная длина консольного участка колонны согласно п. 3.14 (см. рис. 21)

$$l_0=2\left(l+\frac{H}{2}\right)=2\cdot 1560=3120\ см.$$

Гибкость

$$\lambda=\frac{l_0}{r}=\frac{3120}{14{,}8}=211>150.$$

Так как полученная гибкость превышает предельно допустимую, необходимо предусмотреть временные горизонтальные связи для уменьшения свободной длины колонн.

После раскрепления оголовков колонн связями к ядру жесткости $l_0=1410\ см$.

Гибкость

$$\lambda=\frac{1410}{14{,}8}=95<150.$$

Далее производим проверку прочности и устойчивости колонны в предположении шарнирного раскрепления ее концов к ядру жесткости (аналогично расчету колонны по схеме 3).

При определении эксцентриситетов приложения вертикальной нагрузки от перекрытий горизонтальные смещения колонн следует принимать равными прогибам башни в местах крепления этих перекрытий.

Проверка по схеме *3*

Установлены все четыре яруса колонн. Верхние 4 этажа установлены на постоянных отметках и шарнирно раскреплены к ядру жесткости. Пятый этаж сверху поднят на расчетную отметку, но не раскреплен. Снизу подняты 6 этажей; колонны на этих отметках шарнирно раскреплены в перекрытиях, которые расклинены с ядром жесткости.

Требуется проверить прочности и устойчивость колонны между точками *A* и *B*.

Интенсивность давления ветра на колонну

$$q = 1.51 \cdot 27 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}4 = 27{,}4 \ кГ \cdot м.$$

Вычисляем вес *P* монтируемых этажей:
собственный вес плиты

$$0{,}22 \cdot 2500 \cdot 1{,}1 \cdot 36 = 21{,}8 \ т;$$

монтажная нагрузка

$$0{,}15 \cdot 1{,}2 \cdot 36 = 6{,}5 \ т;$$

вес стеновых панелей

$$0{,}09 \cdot 36 = 1{,}3 \ т;$$

$$P = 21{,}8 + 6{,}5 + 1{,}3 = 29{,}6 \ т.$$

Горизонтальная равнодействующая *W* усилий, действующих на поднятый этаж, подсчитывается так же, как и в схеме 1, $W = 294$ *кГ*.
Момент в сечении *6 — 6* от *W* и *q*;

$$M_1 = 0{,}05 \cdot 27{,}4 \cdot 16{,}2^2 + 0{,}1 \cdot 294 \cdot 16{,}2 = 360 + 476 = 836 \ кГ \cdot м.$$

Коэффициенты 0,05 и 0,1 получены расчетом в предложении работы колонн на изгиб как многопролетной неразрезной балки с неравными пролетами.
Вычисляем моменты в сечении *6 — 6* от вертикальных сил. Прогибы колонны равны прогибам башни (табл. 8).

Таблица 8

Сечения	Прогибы *y* в *см*	Сечения	Прогибы *y* в *см*
0—0	0	*8—8*	1,5
1—1	0,06	*9—9*	1,79
2—2	0,18	*10—10*	2,1
3—3	0,33	*11—11*	2,44
4—4	0,52	*12—12*	2,81
5—5	0,72	*13—13*	3,2
6—6	0,97	*14—14*	3,65
7—7	1,23	*15—15*	4,2

$$M_2 = 40\,(0{,}042 - 0{,}0097) + 29{,}6\,(0{,}0365 + 0{,}032 + 0{,}0281 + 0{,}0244 - 4 \times$$

$$\times 0{,}0097) = 3{,}725 \ Т.м.$$

Суммарный момент в сечении *6 — 6*

$$M = M_1 + M_2 = 836 + 3725 = 4561 \ кГ \cdot м.$$

Нормальная сила

$$N = 40 + 29{,}6 \cdot 4 = 158{,}4 \ T$$

Проверяем условие прочности

$$\sigma = \frac{158\,400}{299{,}2} + \frac{456\,100}{3400} = 663{,}5 \ кГ/см^2 < 2100 \ кГ/см^2.$$

Проверяем устойчивость колонны.
Определяем величины

$$e_0 = \frac{456\,100}{158\,400} = 2{,}88 \ см;$$

$$m = 2{,}88 \frac{330}{3950} = 0{,}241;$$

$$\lambda = \frac{1620 \cdot 1{,}5}{15{,}5} = 157 > 150,$$

где коэффициент μ свободной длины ввиду податливости ядра жесткости принимаем равным 1,5.

$$\frac{157 - 150}{150} 100\% = 4{,}66\%, \text{ что допустимо}$$

Проверяем условие (24) главы 3 СНиП II-В. 3-62 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» $\varphi^{вн} = 0{,}29$

$$\frac{158\,400}{0{,}29 \cdot 299{,}2} = 1820 \ кГ/см^2 < 2300 \ кГ/см^2.$$

Устойчивость колонны обеспечивается.

РЕЦЕПТ ПРИГОТОВЛЕНИЯ КЛЕЕ-МЕЛОВОЙ СУСПЕНЗИИ, ПРИМЕНЯЕМОЙ ДЛЯ ОБРАЗОВАНИЯ РАЗДЕЛИТЕЛЬНОГО СЛОЯ ПРИ БЕТОНИРОВАНИИ ПАКЕТА МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Состав

(на 100 $м^2$ покрываемой за два раза бетонной поверхности)

вода	70—80 *л*
мел молотый	80 *кг*
клей казеиновый	10 »

Способ приготовления

В 40 *л* воды затворить для набухания на 4—5 *ч* казеиновый клей. Затем добавить оставшееся количество воды и мел. После перемешивания суспензия готова к употреблению.

Для предохранения суспензии, в случае ее длительного хранения, от развития гнилостных бактерий рекомендуется добавить в готовый состав 15 *л* водного раствора нашатыря.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
1. Общие положения	3
2. Основные особенности решения несущих конструкций зданий	10
3. Основные особенности расчета несущих конструкций зданий	22
Приложения	35

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
ГОССТРОЯ СССР
(ЦНИИПРОМЗДАНИЙ)

Рекомендации по конструктивным решениям многоэтажных промышленных зданий, возводимых методом подъема перекрытий (этажей)

* * *

Стройиздат
Москва, К-31, Кузнецкий мост, д. 9

* * *

Редактор издательства Л. А. Савранская
Технический редактор Н. Е. Иноземцева
Корректор В. М. Залевская

Сдано в набор 19/VIII-1971 г. Подписано к печати 26/X-1971 г.
Т-13966 Бумага 84×108$^{1}/_{32}$ д. л. 0,875 бум. л. 2,94 усл. печ. л.
(уч.-изд. 3,0 л.) Тираж 10 000 экз. Изд. № 1546Л Заказ № 3630
Цена 15 коп.

Типография № 4 Управления по печати Ленгорисполкома,
г. Пушкин

gost.e-ecolog.ru