М. Я. ШТАЕРМАН
проф., докт. техн. наук

А. М. ИВЯНСКИЙ
доц., канд. техн. наук

БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ
Москва — 1953

Книга является пособием по проектированию безбалочных перекрытий; в ней отражены отечественные достижения в области расчета и конструирования безбалочных перекрытий: индустриальный метод армирования сварными сетками; новые виды конструкций безбалочных перекрытий без обвязочных балок и безбалочных перекрытий с консолями; расчет перекрытий с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций и пр.

Помимо этого, в книге рассмотрены особенности возведения безбалочных перекрытий, устройство опалубки и пр.

Книга предназначена для инженеров-проектировщиков, производственников и научных работников.

Научный редактор — инж. *Л. Е. Темкин*

ПРЕДИСЛОВИЕ

Директивами XIX съезда партии по пятому пятилетнему плану развития СССР на 1951—1955 гг. предусматривается строительство большого количества предприятий пищевой промышленности, для ряда зданий которых особенно целесообразно применение безбалочных перекрытий. Это делает особо актуальным выпуск руководства по проектированию таких перекрытий.

Строительная техника в СССР в области проектирования безбалочных перекрытий — их расчет, конструирование и возведение — имеет большие достижения.

За последнее десятилетие у нас в Союзе разработаны методы расчета и конструирования новых видов безбалочных перекрытий — без обвязочных балок и безбалочных перекрытий с консолями. В это же время создавались новые методы расчета и соответствующие им методы конструирования безбалочных перекрытий по стадии разрушения, а также методы расчета и конструирования безбалочных перекрытий с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций; внедрены индустриальные методы армирования безбалочных перекрытий сварными сетками.

Эти достижения в области расчета и конструирования безбалочных перекрытий потребовали от авторов значительных дополнений и коренной переработки первого издания (1937 г.) их книги „Безбалочные перекрытия".

В настоящем издании книги заново составлены главы II, VII, IX, и XI (практические приближенные способы расчета безбалочных перекрытий, применявшиеся до появления современных методов расчета; расчет безбалочных перекрытий по стадии разрушения, анализ современных методов расчета; новое в проектировании безбалочных перекрытий).

Введение, расчет безбалочных перекрытий на сосредоточенные нагрузки, облегченные безбалочные перекрытия и краткие сведения о специфических особенностях при производстве работ написаны проф. М. Я. Штаерманом (глава VIII; п. 1 главы XII и п. 2 главы XIII).

Конструирование колонн, практические (приближенные) способы расчета безбалочных перекрытий, применявшиеся до появления современных методов расчета, расчет безбалочных перекрытий по стадии разрушения, слоистые безбалочные перекрытия и стандартная опалубка безбалочных перекрытий подготовлены к печати совместно обоими авторами (п. 1 главы I; глава II; глава VII; п. 2 главы XII и п. 1 главы XIII).

Остальные разделы и главы написаны доц. А. М. Ивянским.

Авторы приносят благодарность лауреату Сталинской премии проф. докт. техн. наук С. С. Давыдову за его ценные замечания по рукописи, а также инж. Л. Е. Темкину за помощь при подготовке рукописи к печати.

Авторы

ВВЕДЕНИЕ

Железобетонные безбалочные перекрытия получили у нас широкое применение в строительстве холодильников и многоэтажных складских и других зданий.

Большое распространение безбалочных перекрытий в строительстве объясняется значительными преимуществами их по сравнению с другими видами перекрытий.

При применении безбалочных перекрытий:

1. Упрощается производство работ. На безбалочные перекрытия по сравнению с ребристыми для устройства опалубки требуется меньшее количество лесоматериалов при одновременном упрощении конструкции опалубки. Опалубка безбалочного перекрытия представляет собой сплошной настил, прорезанный только в местах капителей, в то время как в ребристых перекрытиях настил разрезается в обоих направлениях балками и прогонами.

Стандартизация опалубки ребристых перекрытий сопряжена с определенными трудностями, а безбалочные перекрытия выполняются обычно в стандартной опалубке.

При заданных пролетах между колоннами в зависимости от величины полезной нагрузки в безбалочных перекрытиях меняются только толщина плиты и арматура, а в ребристых перекрытиях меняются расстояния между ребрами и размеры их поперечного сечения. Если в ребристых перекрытиях сохранить стандартные размеры элементов, то в этом случае нередко приходится пренебрегать экономической стороной вопроса при подборе сечений; если же придерживаться наиболее экономичных по расходу материалов размеров железобетонных сечений, то приходится нередко применять разные размеры элементов перекрытий, а следовательно, вводить и разнообразные типы опалубки.

Стандартная опалубка безбалочных перекрытий легко собирается и разбирается; она имеет просто выполняемые сопряжения; поверхность перекрытия после разборки опалубки настолько чиста, что лишь в редких случаях требуется затирка отдельных мест поверхности плиты перекрытия.

Многолетний опыт применения стандартной опалубки показал ее сравнительную экономичность. Стандартную опалубку после примерно 15-кратного оборачивания на одном объекте и соответствующего затем ремонта удается повторно использовать и на другом аналогичном строящемся объекте. Стандартная опалубка имеет также ряд преимуществ в части уменьшения трудоемкости производства работ и возможности сокращения сроков строительства.

2. *Уменьшается поверхность перекрытия, подвергающаяся отделке.* Как уже указывалось, при использовании стандартной опалубки поверхность потолков получалась достаточно гладкой, не требующей сплошной затирки или штукатурки. Кроме того, поверхность перекрытия при безбалочных перекрытиях относительно меньше, чем при ребристых, и трудоемкость работ по отделке больших гладких поверхностей значительно ниже, чем для ребристых перекрытий.

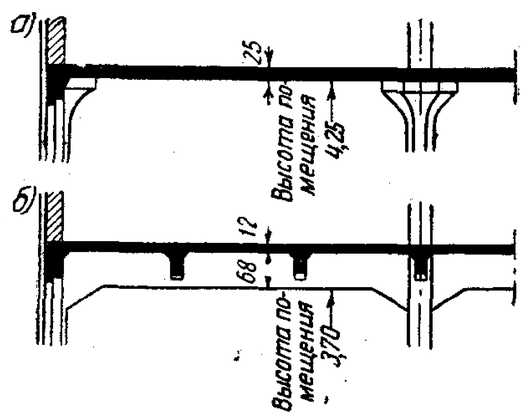


Рис. 1. Высота помещения

а—при безбалочном перекрытии; *б*—при ребристом перекрытии

3. *Уменьшается расход цемента.* Как известно, для бетонирования балок применяется бетон более подвижной консистенции, чем для бетонирования толстых плит, т. е. при ребристых перекрытиях водоцементное отношение должно быть большим, чем при сплошных плитах безбалочных перекрытий, а для достижения более подвижной консистенции бетона при одинаково заданной проектной прочности бетона требуется больше цемента.

4. *Уменьшается общая кубатура здания.* При проектировании зданий технологи обычно задают высоту этажей „в чистоте", т. е. от пола до нижней грани конструкций балок при ребристых перекрытиях или до потолка — при безбалочных перекрытиях (рис. 1). Так так толщина нормального безбалочного перекрытия всегда меньше высоты балок в ребристых перекрытиях, то высота здания становится при безбалочном перекрытии меньше. С этим связано не только уменьшение первоначальной стоимости здания, но уменьшение и эксплуатационных расходов. Так, в холодильниках при безбалочных перекрытиях приходится охлаждать меньшую кубатуру воздуха, а уменьшение поверхности стен в свою очередь уменьшает поверхность, через которую уходит холод. То же относится к отоплению зданий и другого назначения, в которых применяются безбалочные перекрытия. Кроме того, уменьшается длина труб, электропроводки и других устройств.

5. *Упрощается прокладка трубопроводов.* Трубы устанавливаются под потолком без устройства огибов балок или без пробивки балок, как это имеет место при ребристых перекрытиях.

6. *Улучшаются санитарные условия.* Это обстоятельство весьма важно, в особенности для предприятий пищевой промышленности (для холодильников, мясокомбинатов и т. п.). При ребристых перекрытиях балки затрудняют вентиляцию помещений, а в местах соединения балок с плитой перекрытия накапливается пыль.

Кроме того, при ребристых перекрытиях выступающие ребра дают тени, что является нежелательным для некоторых видов производственных зданий; безбалочные перекрытия этих недостатков не имеют.

7. *Облегчается устройство изоляции.* В ряде случаев целесообразно устраивать изоляцию под потолком (снизу перекрытия), что практически трудно осуществимо при ребристых перекрытиях.

Перечисленные основные преимущества безбалочных перекрытий способствовали широкому распространению их в строительстве.

К недостаткам безбалочных перекрытий следует отнести следующее: размеры пролетов безбалочных перекрытий ограничены; прямоугольные панели безбалочных перекрытий менее экономичны, чем квадратные; безбалочные перекрытия, как правило, должны иметь в каждом направлении не менее трех пролетов, и, наконец, не во всех случаях применение безбалочных перекрытий дешевле ребристых. Так, принято считать экономически выгодным применение безбалочных перекрытий пролетами до 5—6 *м* при величине полезной нагрузки 500 *кг/м²* и более.

Интересна судьба безбалочных перекрытий. Чрезвычайно простые по конструкции, весьма ценные по ряду преимуществ, они до сих пор применяются без математически точного расчета.

Вначале при проектировании безбалочных перекрытий пользовались грубо приближенными методами расчета. Проведенные в дальнейшем исследования способствовали выяснению работы безбалочных перекрытий. В результате этих исследований появились так называемые точные методы расчета, рассматривающие безбалочную плиту как пластинку, опирающуюся на капители. Наиболее совершенный метод расчета был дан выдающимся советским ученым акад. Б. Г. Галеркиным.

Однако эти методы расчета, несмотря на их математическую строгость, нельзя назвать точными в полном смысле

этого слова, так как в основу их положен ряд предположений, не вполне соответствующих фактической работе безбалочных перекрытий.

Кроме того, эти методы весьма сложны для практического применения.

Еще задолго до опубликования так называемых точных методов расчета с использованием бигармонических рядов (метод Б. Г. Галеркина), тригонометрических рядов (метод Леве), метода заменяющих рам (Маркуса) А. Ф. Лолейт и М. Я. Штаерман предложили свои практические способы расчета. Эти упрощенные способы расчета рассматривали безбалочное перекрытие как систему широких перекрещивающихся под прямым углом балок, работающих в двух направлениях; упрощенные способы расчета давали сравнительно хорошие результаты и являлись в свое время значительно более экономичными, чем последующие расчеты по методам Галеркина, Леве и Маркуса. По способу Лолейта и Штаермана было запроектировано и построено большое количество безбалочных перекрытий.

Галеркин, Леве и Маркус решили задачу по расчету безбалочных перекрытий только в основных положениях; спорным остается еще характер распределения опорных реакций по ширине капителей. Теоретически наиболее обоснованным и точным является метод расчета, предложенный акад. Галеркиным.

Ниже в соответствующих разделах более подробно рассматриваются разные методы расчета, но при существующих ныне в практике строительства размерах капителей тот или иной метод расчета лишь незначительно сказывается на величине суммы изгибающих моментов. Поэтому можно считать, что в настоящее время, несмотря на отсутствие действительно точных, математически обоснованных методов расчета, имеется возможность достаточно точно для практики рассчитать безбалочные перекрытия даже с весьма разнообразными пролетами.

Между тем результаты расчетов по методам Маркуса и Леве весьма отличаются друг от друга; разница в величинах моментов в отдельных точках плиты безбалочного перекрытия превышает иной раз 40%. Причина этого кроется в следующей условности, принимаемой при расчете.

Безбалочные перекрытия (как показано ниже) рассматриваются, рассчитываются и конструируются как две системы жестких рам, причем ширина ригеля рамы в этом случае принимается равной полусумме расстояний между колоннами в направлении, перпендикулярном в плоскости рамы.

Если в обычной балке или раме, у которых ширина элементов сравнительно мала, можно принять, что момент распределяется по поперечному сечению равномерно, то совсем по-иному обстоит дело в раме, заменяющей безбалочное перекрытие; здесь ригель рамы имеет сравнительно большую ширину и поэтому распределение момента по всей ширине ригеля по существу не является равномерным.

Обычно так и подходят к вопросу: определяется общий изгибающий момент на всем пролете, а затем задаются распределением этого момента по отдельным частям плиты. Очевидно, что части плиты, лежащие непосредственно у капителей колонн, воспринимают бо́льшую часть момента, а средняя часть — меньшую.

Одно время, когда еще не было достаточно обоснованного расчета безбалочных перекрытий, была предложена конструкция, аналогичная безбалочным перекрытиям: по капителям устраивались широкие и низкие балки, а по этим балкам — плита с перекрестной арматурой, т. е. получилось перекрытие однотипное с безбалочным, но с более ясно выраженным по тем временам расчленением для расчета. Однако и в такой конструкции, так же как и в безбалочном перекрытии, нет ясно выраженного перехода от плиты к балке и недостаточно ясно, как следует производить распределение момента по ширине плиты.

Во многих случаях распределение моментов носит более конструктивный, чем теоретический характер, и поэтому характер работы конструкций будет определяться тем, как она законструирована; там, где будет уложено большее количество арматуры, где будет дан больший момент инерции сечения, там и будет воспринят больший изгибающий момент.

Чтобы лучше уяснить сущность этого положения, коснемся вопроса проектирования многопролетных балок.

В Западной Европе почти всюду многопролетные железобетонные балки выполняются с вутами на опорах, а у нас от устройства вутов давно отказались.

Какая же конструкция более правильна?

Сделав в балке вуты, усиливают опорные узлы, увеличивают моменты инерции и тем самым здесь сосредоточивают большие изгибающие моменты, уменьшая момент в пролете. Если выполнить балку без вутов и усилить ее в пролете, произойдет обратное, т. е. момент уменьшится на опорах, увеличится в пролете.

Тщательное, в соответствии с теорией упругости, распределение моментов, в особенности для железобетонных балок и плит, не оправдывается; конструкции следует проектировать таким образом, чтобы получить наиболее целесообразное решение как с точки зрения экономии материала, так и удобства производства работ, допуская при этом некоторое перераспределение усилий на опорах и в пролете. Однако во всех случаях сумма опорных и про-

летного моментов должна оставаться постоянной.

С точки зрения производства работ балки без вутов, несомненно, более выгодны, чем балки с вутами.

В неразрезных конструкциях, когда в одном из сечений напряжения в арматуре достигают предела текучести, несущая способность конструкции еще не исчерпывается; благодаря перераспределению усилий конструкция еще продолжает работать и нести увеличивающуюся нагрузку до тех пор, пока не потечет арматура в других сечениях конструкции, превратив ее из статически неопределимой в изменяемую систему. Поэтому балки без вутов и с вутами могут быть запроектированы с одинаковым коэффициентом запаса прочности.

Из изложенного, однако, не следует делать вывода, что можно назначать произвольно арматуру в пролете и на опоре, лишь бы суммарная площадь сечений дала нужный результат. Такое конструирование привело бы к преждевременному образованию трещин, которых надо по возможности избегать, запасы прочности в отдельных сечениях были бы слишком разные, уменьшилась бы жесткость конструкции и т. д. Но небольшое перераспределение моментов в наиболее часто встречающихся в практике случаях существенно не влияет на эксплуатационные качества конструкций; при этом общая несущая способность конструкции сохраняется.

У нас в Советском Союзе впервые отказались от старой, так называемой „классической" теории расчета железобетона, перешли к расчету конструкций по стадии разрушения, а также разработали еще более прогрессивный метод расчета конструкций по предельным состояниям. В связи с этим в нашей нормативной и инструктивной литературе дается ясное указание о допустимости, а в иных случаях и желательности перераспределения моментов между опорными и пролетными сечениями.

Важно только, чтобы в каждом пролете суммарное усилие от всех воздействий было воспринято конструкцией.

Если подойти с этой точки зрения к расчету безбалочных перекрытий, то сразу найдется объяснение несогласованности в распределении моментов по отдельным зонам плиты, которое так часто смущает некоторых инженеров.

Большие отклонения (до 40%) в величинах моментов для отдельных сечений безбалочных перекрытий при расчетах по методам Леве и Маркуса действительно имеются. Но суммарные моменты в пролете и на опорах, как показано ниже, по обоим методам расчета сходятся достаточно близко. Разница в суммарных моментах лежит в пределах точности подсчетов. Поэтому расчетами, данными акад. Б. Г. Галеркиным, Леве и Маркусом, можно руководствоваться при определении изгибающих моментов безбалочных перекрытий.

Так как ряд вопросов проектирования безбалочных перекрытий оставался нерешенным, то надо было опытным, экспериментальным путем проверить и уточнить их. С этой целью у нас в Союзе Мясохладстроем было построено специальное опытное безбалочное перекрытие в натуральную величину, рассчитанное на обычную нагрузку, принимаемую в холодильниках. Испытание его было произведено ЦНИПС'ом. Кроме того, был проведен еще и ряд других испытаний безбалочных перекрытий.

Многочисленные опыты показали, что фактическая несущая способность безбалочных перекрытий значительно выше, чем получаемая при расчетах по так называемым точным методам. В связи с этим в 1933 г. ЦНИПС была разработана инструкция[1] по проектированию безбалочных перекрытий, согласно которой расчет для определения площади сечения арматуры производится с учетом фактической несущей способности перекрытия; методика расчета, предложенная ЦНИПС, давала наиболее экономичные решения.

Необходимо также отметить, что приоритет в Европе в области проектирования и строительства безбалочных перекрытий принадлежит России. Наш инженер—ученый А. Ф. Лолейт уже в 1908 г. рассчитал, сконструировал и построил четырехэтажное здание (склад для молочных продуктов в Москве), в котором междуэтажные перекрытия были выполнены в виде безбалочных перекрытий с двухпутной системой армирования, в то время как в других странах Европы безбалочное перекрытие с двухпутной арматурой было впервые осуществлено в Швейцарии лишь в 1910 г.

---

[1] ЦНИПС, Инструкция по расчету и проектированию безбалочных перекрытий (Проект), Госстройиздат, 1933. До настоящего времени этот документ находит широкое применение при проектировании безбалочных перекрытий, им руководствуются как обычной инструкцией, поэтому в дальнейшем при ссылке на него слово «проект» нами опускается.

Глава I

КОНСТРУКЦИЯ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Безбалочное перекрытие состоит из плоской железобетонной плиты одинаковой толщины, опирающейся на ряд промежуточных колонн, на крайние колонны или на несущие стены (рис. 2).

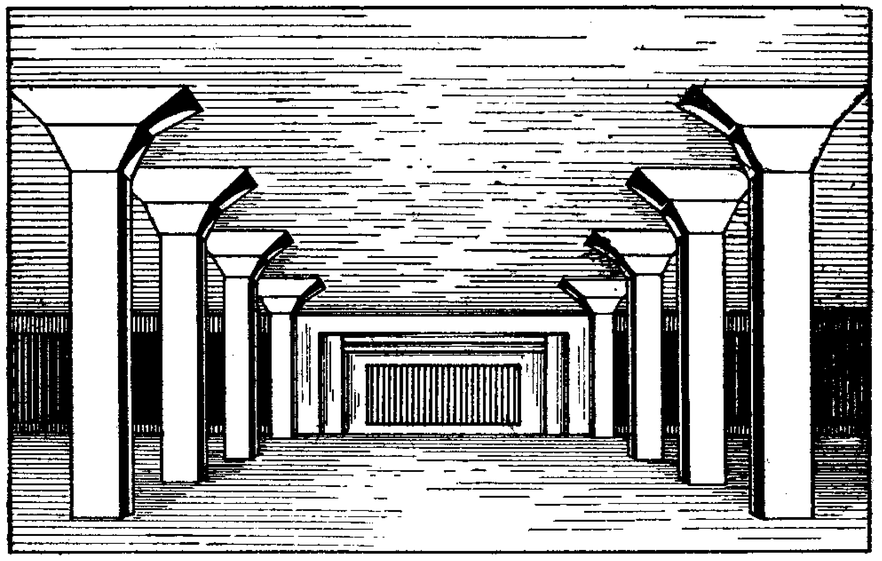


Рис. 2. Общий вид помещения с безбалочным перекрытием

В последнее время стали применять также консольные безбалочные плиты, у которых плита выступает за крайние колонны в виде консолей.

Сетка колонн (т. е. расположение колонн в плане) принимается обыкновенно квадратная или прямоугольная. Сверху колонны расширяются, образуя так называемые капители, которые служат опорами для безбалочной плиты.

Конструкция безбалочных перекрытий состоит из четырех основных элементов: 1) колонн, 2) капителей, 3) плиты и 4) обвязочных балок.

1. КОЛОННЫ

Конструкция колонн безбалочных перекрытий принципиально ничем не отличается от конструкции колонн обычных балочных перекрытий. Колонны могут быть квадратными, прямоугольными, многогранными и круглыми. В СССР чаще всего средние колонны безбалочных перекрытий проектируются квадратными (реже многоугольными), а крайние колонны — квадратными и прямоугольными.

При постройке Коломенского рыбного комбината для безбалочного перекрытия применялись круглые колонны,

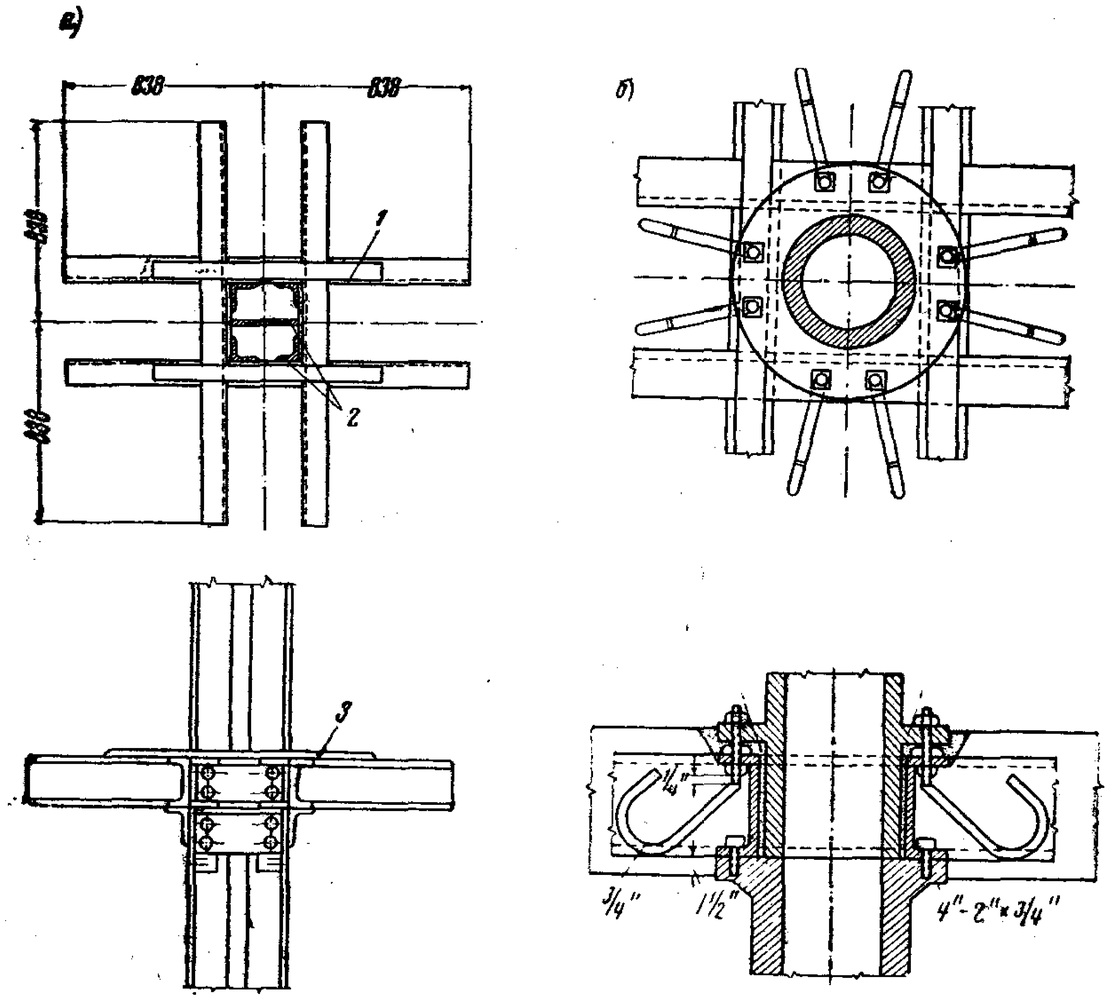


Рис. 3. Колонны со стальными балками, заменяющими капители

а — стальная; *б* — чугунная; *1* — сварка; *2* — склёпка; *3* — соединительная планка

для чего сперва были изготовлены центробежным способом тонкие железобетонные трубы, заменившие опалубку; после установки труб на место они заполнялись бетоном. Трубы, изготовленные центробежным способом, имеют гладкую поверхность, при которой не требуется последующая отделка (штукатурка, затирка) поверхности колонн.

Все средние колонны безбалочных перекрытий имеют сверху один из трех указанных ниже типов капителей, крайние же колонны бывают или с полукапителями или без них.

К конструированию колонн безбалочных перекрытий предъявляются те же требования, что и к колоннам обычных балочных перекрытий.

Ввиду меньшей жесткости безбалочных перекрытий по сравнению с балочными все колонны как крайние, так и средние, вне зависимости от того, разбито ли перекрытие на равные или неравные пролеты, должны быть рассчитаны на нормальную силу и на момент как стойки рамных конструкций.

В последнее время поднимается вопрос о применении металлических колонн; при этом предлагается отказаться от капителей (рис. 3). Металлические колонны занимают значительно меньше места, чем железобетонные, поэтому при их применении можно увеличить полезную площадь помещений. Последнее особенно важно при наличии подвесных путей, так как между колоннами вдоль подвесных путей образуется неиспользуемое так называемое „мертвое пространство".

2. КАПИТЕЛИ

Как указано выше, опорами для безбалочных плит служат расширенные части колонн, называемые капителями. Капители имеют следующее назначение.

Они создают более жесткое сопряжение колонн с плитой и тем самым повышают жесткость всего перекрытия и уменьшают расчетные величины пролетов плиты, а следовательно, и величины изгибающих моментов. Кроме того, они обеспечивают целесообразное распределение моментов по ширине плиты и достаточно большую площадь опирания плит на колонны. Созданием большей площади сопротивления плиты на продавливание обеспечивается ее прочность.

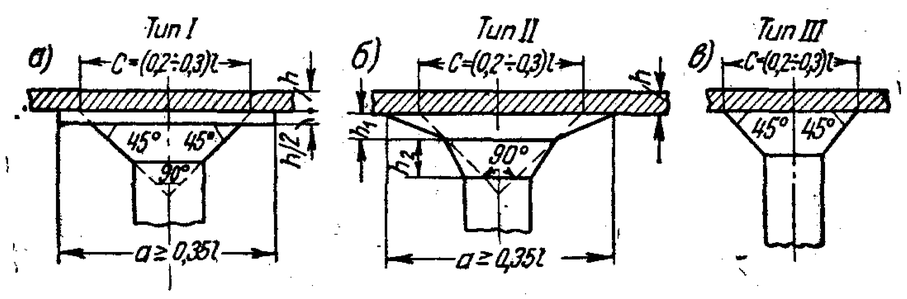


Рис. 4. Типы капителей

а — тип *I*, с надкапительной плитой; *б* — тип *II*, с изломом; *в* — тип *III*, без надкапительной плиты

Крайние колонны при отсутствии обвязочных балок должны иметь пристенные полукапители; при наличии же обвязочных балок крайние колонны могут быть с пристенными полукапителями или без них.

Обычно капители бывают трех типов (рис. 4): *I* — с надкапительной плитой (рис. 4,*а*); *II* — с изломом (рис. 4,*б*); *III* — без надкапительной плиты (прямая капитель) (рис. 4,в).

Первые два типа капителей употребляются при средних и тяжелых нагрузках, а тип *III* — значительно реже — только при сравнительно небольших нагрузках. Из первых двух типов капителей предпочтение должно быть отдано капители с изломом как по соображениям статической работы перекрытия, так и по архитектурным условиям. Благодаря своим преимуществам капитель с изломом и получила в СССР наибольшее распространение.

В 30-х годах ЦНИПС произведены испытания безбалочных перекрытий с капителями типа *I* и *II*; разультаты испытаний показали, что безбалочные перекрытия с капителью типа *II* при всех прочих равных условиях прочнее безбалочных плит с капителями типа *I* примерно на 10%. Этого достаточно, чтобы рекомендовать к применению капитель *II* и отказаться от применения капители типа *I*.

Наилучшее отношение размеров высоты h_1 и h_2 капителей с изломом (см. рис. 4,*б*) следует считать, примерно,

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{2}{3}.$$

При определении размеров капители необходимо различать фактические и расчетные размеры.

За расчетную ширину капители *C* принимают (рис. 4) измеренный на уровне нижней поверхности плиты диаметр основания конуса, имеющего прямой угол при вершине и касающегося изнутри очертания капители.

Размеры капителей должны быть обоснованы и каждый раз проверены расчетом плиты на главные растягивающие напряжения по периметру в местах перелома капителей.

При средних величинах нагрузок наиболее целесообразными и экономичными являются размеры капителей, равные 0,35 пролета при расчетной ширине капители *C*, равной примерно 0,22*l*.

Расчетная ширина капители *C* должна быть во всех случаях не меньше 0,2*l*, а верхние наружные размеры капители при капителях типов *I* и *II* — не менее 0,35 величины соответствующего пролета *l* и при капителях типа *III* — не менее 0,2*l*.

Армирование капители в огромном большинстве случаев по расчету не требуется, так как сечение ее настолько велико, что растягивающие усилия у наружных граней капители не возникают, а сжимающие усилия всегда меньше допускаемых. Поэтому армирование капителей производится только по конструктивным соображениям для обеспечения лучшей связи ее с колонной и плитой.

Прямые капители (без изломов) армируются обычно прямыми стержнями диаметром 8—10 *мм*, поставленными по уг-

лам и по середине сторон и стянутыми по высоте 3—4 хомутами диаметром 6 *мм* (рис. 5,*а*).

Капители с изломом армируются так же, как прямые капители (рис. 5,*б*), полукапители пристенных колонн армируются так же, как и средние капители.

В капителях с надкапительной плитой капитель армируется, как прямая капитель, а в надкапительной плите, в которой возникают только сжимающие усилия, расчетной

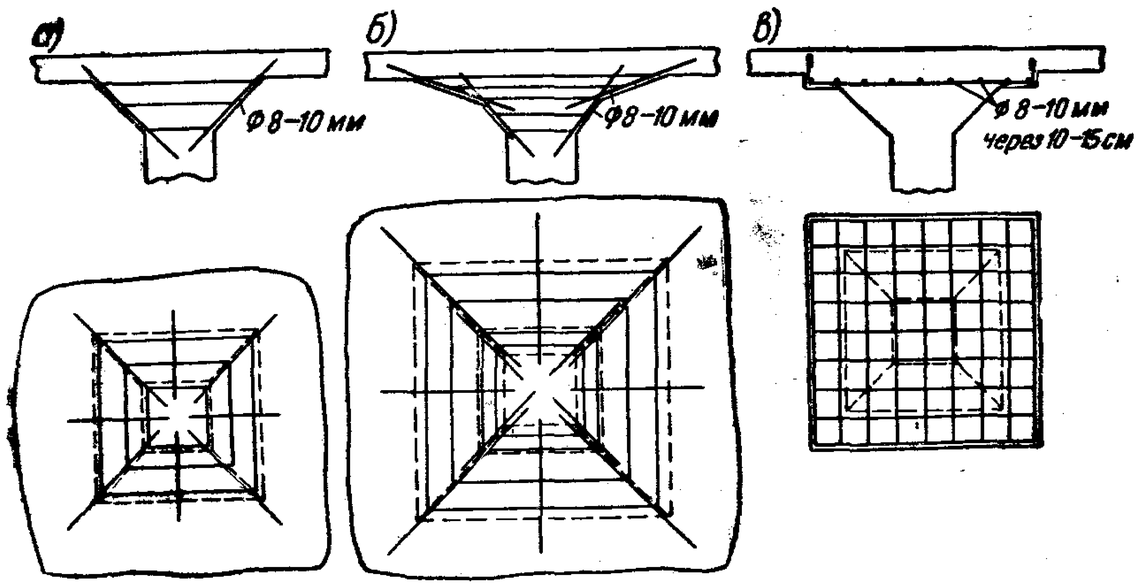


Рис. 5. Армирование

а — прямой капители; *б* — капители с изломом; *в* — надкапительной плиты

арматуры не требуется. Она армируется только по конструктивным соображениям сеткой из стержней диаметром 8—10 *мм* через 10—15 *см* с концами, отогнутыми вверх под прямым углом (рис. 5,*в*).

При наличии металлических колонн предлагают отказаться от капителей, при этом в местах примыкания плиты к колоннам рекомендуется укладывать металлические балки (см. рис. 3), которые заменяют капители, увеличивая опорную площадь колонн, благодаря чему скалывающие усилия не превышают допускаемых. Отсутствие капителей создает большие преимущества для расположения трубопроводов и других коммуникационных линий. Вместе с тем отсутствие капителей значительно снижает жесткость конструкции перекрытия, в связи с чем увеличиваются изгибающие моменты.

С точки зрения сохранения жесткости конструкции более рациональным представляется другой предлагаемый вариант безбалочных перекрытий с металлическими колоннами, но с сохранением капителей (рис. 6), разработанный инженерами П. С. Сухановым и Н. Ф. Скворцовым.

Вопрос о применении металлических колонн для безбалочных перекрытий находится еще в стадии исканий, нуждается в ряде испытаний и более детальной теоретической разработке.

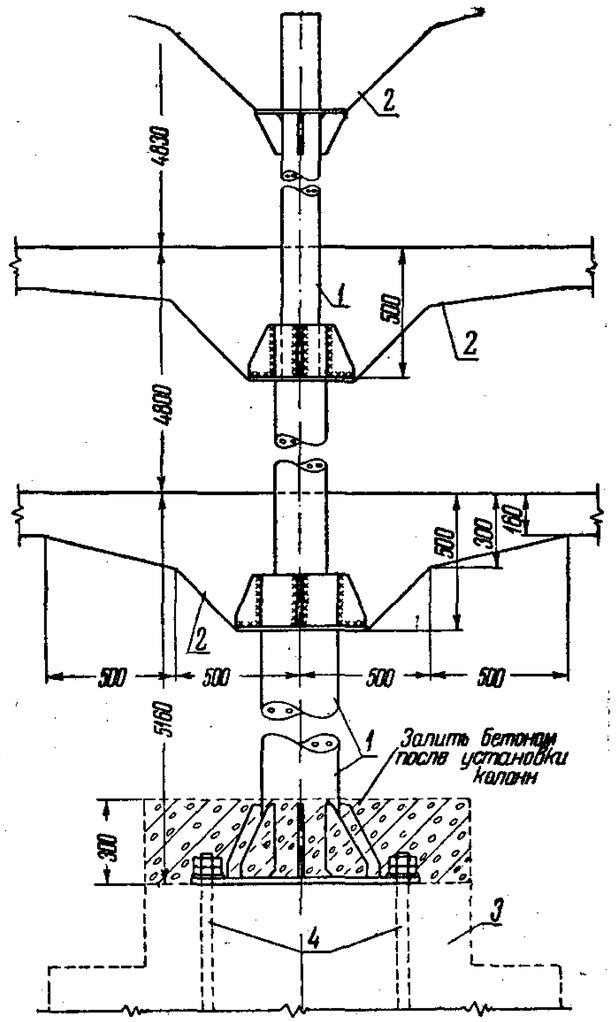


Рис. 6. Металлические колонны с капителями

1 — колонна; *2* — капитель; *3* — фундамент; *4* — анкерные болты

3. ПЛИТЫ

Выбор толщины плиты

Плита безбалочного перекрытия имеет одинаковую толщину на всем ее протяжении; толщина плиты назначается по расчетам, основанным на статико-экономических соображениях или по допускаемым прогибам.

Принято при капителях с изломом и при капителях с надкапительными плитами толщину плиты подбирать по наибольшему положительному моменту, а при капителях без надкапительной плиты — по наибольшему отрицательному моменту.

При назначении толщины плиты следует учитывать экономичность принимаемого решения и назначать оптимальный для данного случая процент армирования.

Согласно действующим Нормам и Техническим условиям проектирования железобетонных конструкций толщина плиты безбалочного перекрытия принимается при наличии надкапительной плиты или при капители с изломом не менее $^1/_{35}$ бо́льшего пролета при обычном бетоне, не менее $^1/_{30}$ — при легком бетоне; при капителях без надкапительной плиты толщина плиты должна быть не менее $^1/_{32}$ бо́льшего пролета при обычном бетоне и $^1/_{27}$ — при легком бетоне.

Если по каким-либо соображениям толщина плиты принята меньше, чем указано в Нормах и Технических условиях, то следует проверить величину прогиба плиты. Так, на основе опыта проектирования безбалочных перекрытий в Государственном проектном институте Гипромясомолпром принято считать, что расчетная величина прогиба не должна превышать от сплошной (полной) равномерно распределенной нагрузки:

$$f \leqslant \frac{l_0}{500}$$

и от временной нагрузки:

$$f \leqslant \frac{l_0}{800},$$

где $l_0 = l - d$;

l — расстояние между осями опор;

d — ширина основания нижней пирамиды капители.

Величина прогиба безбалочной плиты может быть определена по формулам[1]. По этим формулам для квадратных панелей величина максимального прогиба равна:

$$f_{\text{макс}} = \frac{\psi\,(\gamma+1)\sigma_{\text{т}}\, l_0^2\, m}{(1-\xi)\; h_0\; kE_{\text{а}}}, \qquad (1)$$

где

$$\xi = -\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha};$$

$$\alpha = 3\; n\; \mu = \frac{3\,E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}} \cdot \frac{F_1}{2\,l\,h_0};$$

$$m = \frac{1}{48} + \frac{3}{1\,000}\,\frac{\gamma^2-1}{\gamma^2};$$

$$\gamma = \frac{h'_0}{h_0}.$$

Для прямоугольных панелей величина максимального прогиба равна:

$$f_{\text{макс}} = \frac{(\gamma+1)\;\sigma_{\text{т}}\; m_1}{h_0\; k\; E_{\text{а}}}\left(\frac{\psi_1\, l_1^2}{1-\xi_1} + \frac{\psi_2\, l_2^2}{1-\xi_2}\right); \qquad (1')$$

где

$$\xi_1 = \frac{\alpha_1}{2} + \sqrt{\frac{\alpha_1^2}{4} + \alpha_1};$$

$$\alpha_1 = 3\,n\,\frac{F_1}{l_2\,h_0} = \frac{3\,E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}} \cdot \frac{F_1}{l_2\,h_0};$$

$$\xi_2 = \frac{\alpha_2}{2} + \sqrt{\frac{\alpha_2^2}{4} + \alpha_2};$$

$$\alpha_2 = 3n\,\frac{F_2}{l_1\,h_0} = \frac{3\,E_{\text{а}}}{E_{\text{б}}}\;\frac{F_2}{l_1\,h_0};$$

$$m = \frac{1}{96} + \frac{0{,}012}{8} \cdot \frac{\gamma^2+1}{\gamma^2};$$

[1] Формулы предложены проф. В. И. Мурашевым и приведены в разрабатываемой Государственным проектным институтом Гипромясомолпром (инж. И. Я. Магарик) Инструкции по проектированию безбалочных перекрытий.

В формулах приняты следующие обозначения:

$\sigma_{\text{т}}$ — расчетный предел текучести арматуры;

$E_{\text{а}}$ — модуль упругости арматуры;

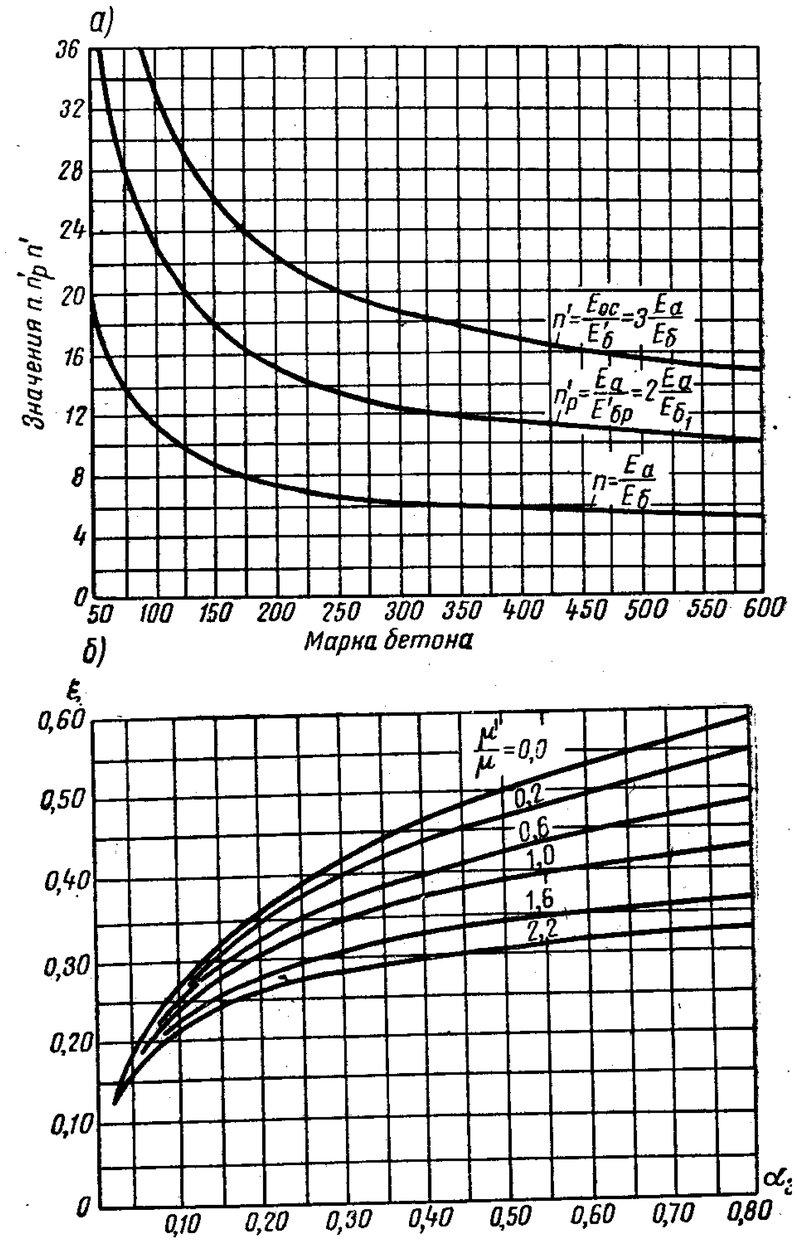


Рис. 7. График для определения:

а — значений *n*; *б* — значений ξ

$E_{\text{б}}$ — модуль упругости бетона;

l_0 — расчетный пролет; $l_0 = l - d$;

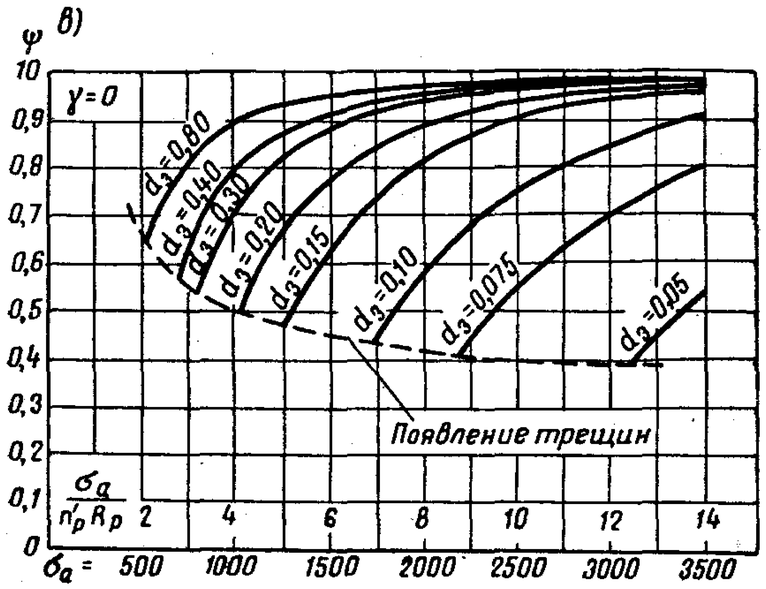
l — расстояние между осями опор;

d — ширина основания нижней пирамиды капители;

l_{01} и l_{02} — расчетные пролеты в направлении осей x и y $l_{01} = l_1 - d_1$; $l_{02} = l_2 - d_2$,

где l_1 и l_2 — расстояния между осями опор в направлении осей x и y

d_1 и d_2 — ширина основания нижней пирамиды в направлении осей x и y;



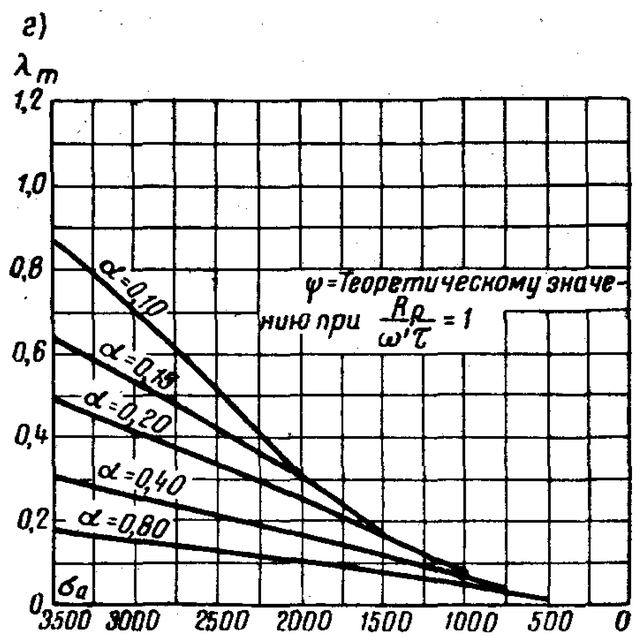


Рис. 7. График для определения:

в — значений ψ; *г* — значений λ_m

F_1 — суммарная площадь арматуры в направлении пролета l_1;

F_2 — то же, в направлении пролета l_2.

h_0 — полезная высота плиты;

h_0' — полезная высота общего сечения плиты и надкапительной плиты или верхней пирамиды.

Значение n может быть взято из графика рис. 7,*а*; значение ξ — из графика рис. 7,*б* в зависимости от полученного значения α; значение ψ — из графика рис. 7,*в* в зависимости от α и $\sigma_a = \frac{\sigma_т}{k}$*;

Если требуется проверить безбалочное перекрытие на раскрытие трещин, то величина раскрытия трещин может быть определена по формуле, предложенной проф. В. И. Мурашевым:

$$a_m = \lambda_m \frac{d_0 n}{200}. \qquad (2)$$

Здесь d_0 — диаметр стержней арматуры;

λ_m — может быть взято из графика рис. 7, *г* в зависимости от величины α и от напряжения в арматуре в опорном сечении σ_{ak}, $\left(\text{где } \sigma_{ak} = \frac{\gamma+1}{\gamma}\,\frac{\sigma_т}{k}\right)$.

Армирование безбалочных плит

Для наглядного уяснения работы безбалочного перекрытия рассмотрим следующий пример.

Представим себе, что в имеющемся балочном перекрытии (рис. 8, *а*) высота балок уменьшается, а ширина их

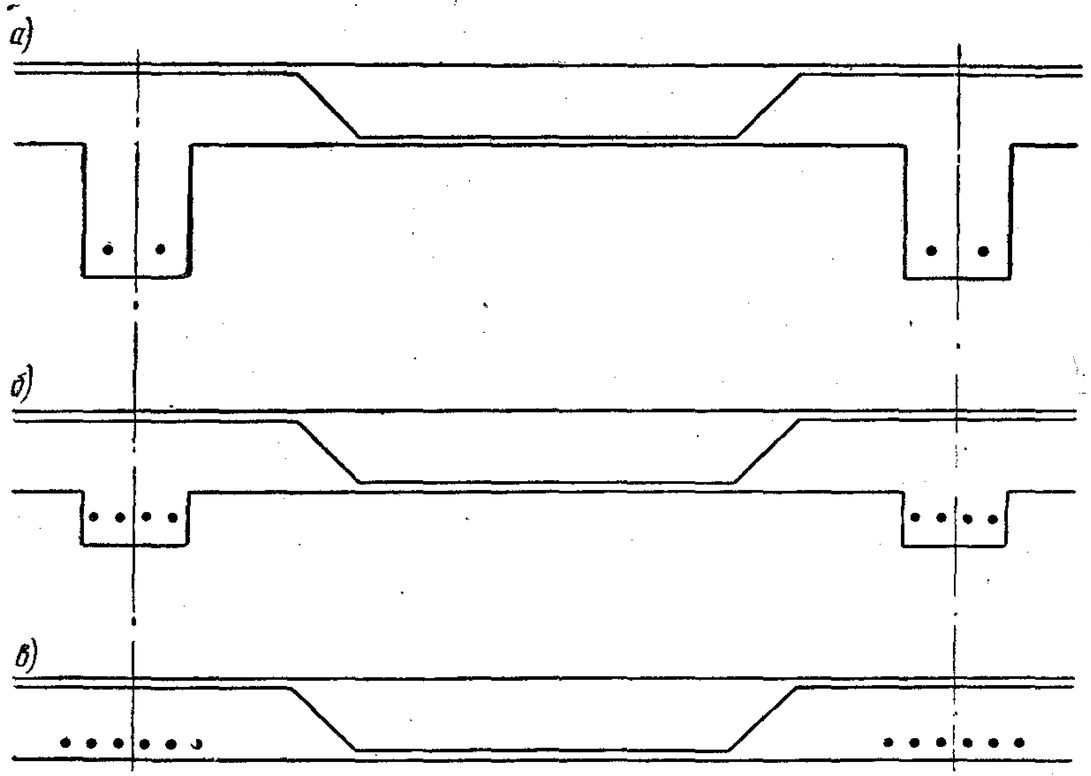


Рис. 8. Железобетонные перекрытия

а — балочное; *б* — балочное при увеличенной ширине балок; *в* — безбалочное

* Графики на рис. 7 взяты из книги проф. В. И. Мурашева «Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона», Машстройиздат, 1950.

увеличивается; одновременно увеличивается и сечение арматуры (рис. 8,*б*). В пределе высота балок становится равной толщине плиты (рис. 8,*в*), и балочное перекрытие превращается в безбалочное.

Из приведенного видно, что принцип армирования балочного перекрытия не меняется при превращении его в безбалочное; в средней части плиты арматура расположена в нижней зоне, а над балками, где момент в плите отрицательный, арматура расположена наверху. То же самое мы имеем в балках: в пролетах балок арматура лежит внизу, а над колонной — наверху. Так как балки (в балочном перекрытии) расположены как в продольном, так и в поперечном направлении, то и арматура располагается (подобно безбалочным перекрытиям) в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Системы армирования безбалочных плит

Безбалочная плита работает, как упругая пластинка, и, следовательно, имеет в любом сечении как касательные, так и нормальные напряжения. Стремление к тому, чтобы расположение арматуры более близко соответствовало действительной работе плиты, вызвало появление нескольких различных систем армирования.

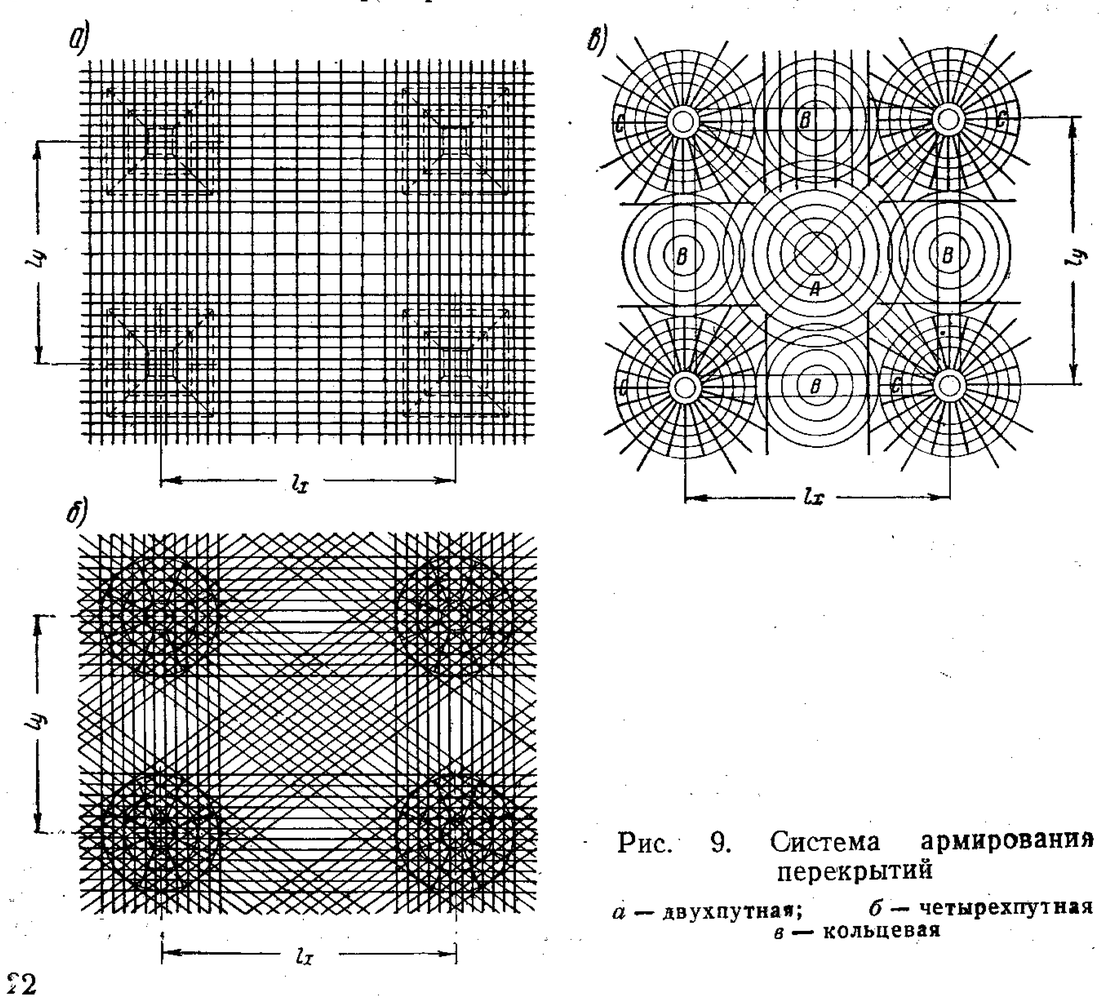


Рис. 9. Система армирования перекрытий

а — двухпутная; *б* — четырехпутная *в* — кольцевая

Основные системы армирования следующие: 1) двухпутная, 2) четырехпутная и 3) кольцевая.

Двухпутная система армирования состоит в том, что стержни арматуры располагаются по двум взаимно перпендикулярным направлениям параллельно линиям колонн (рис. 9,*а*).

В четырехпутной системе армирования, кроме двух взаимно перпендикулярных направлений параллельно линиям колонн, стержни арматуры располагаются также по диагоналям. Таким образом, здесь имеются четыре направления стержней арматуры: продольное, поперечное и два диагональных (рис. 9,*б*).

Кольцевая система армирования состоит из отдельных концентрических колец, укладываемых в разных зонах плиты, причем каждая панель разделяется на центральную *A*, междуопорную *B* и опорную *C* зоны (рис 9,*в*).

Четырехпутная система армирования состоит из 4 полос, положенных одна на другую, что ведет к большой потере в полезной высоте плиты (для верхней полосы $h_0 = h - 1{,}5 - 3{,}5\,\varnothing$) и, следовательно, к неполному использованию металла; кольцевая система арматуры очень сложна в изготовлении. Поэтому указанные две системы армирования в последнее время почти не употребляются и наибольшее распространение получила двухпутная система армирования.

В Советском Союзе применяется только двухпутная система армирования, являющаяся наиболее простой, вполне отвечающей напряженному состоянию конструкции безбалочного перекрытия. Ниже приводится подробное рассмотрение двухпутной системы армирования и детальное описание разных способов армирования при этой системе.

Двухпутная система армирования

1. Основы двухпутной системы армирования. Двухпутная система армирования, как указано выше, состоит из арматуры, расположенной по двум взаимно перпендикулярным направлениям параллельно линиям колонн.

Сечение арматуры каждого из этих направлений подбирается по соответствующим расчетным моментам, действующим в этих направлениях и определенным по какому-нибудь из существующих методов расчета безбалочных перекрытий.

Если бы попытались расположить арматуру точно в соответствии с эпюрой изгибающих моментов, то пришлось бы либо все стержни принимать разных диаметров, либо укладывать их друг от друга на разных расстояниях.

Как то, так и другое решение было бы весьма сложным в производстве и поэтому является неприемлемым.

При расчете безбалочных перекрытий обычно разбивают панель в каждом направлении на две полосы (надколонную и пролетную), определяют средние моменты для этих полос в пролете и на опоре и затем подбирают по найденным моментам необходимую арматуру в этих сечениях. В пределах каждой полосы определенное по расчету сечение арматуры распределяется равномерно. Таким образом, получаются две полосы арматуры — надколонная и пролетная. Эпюры средних

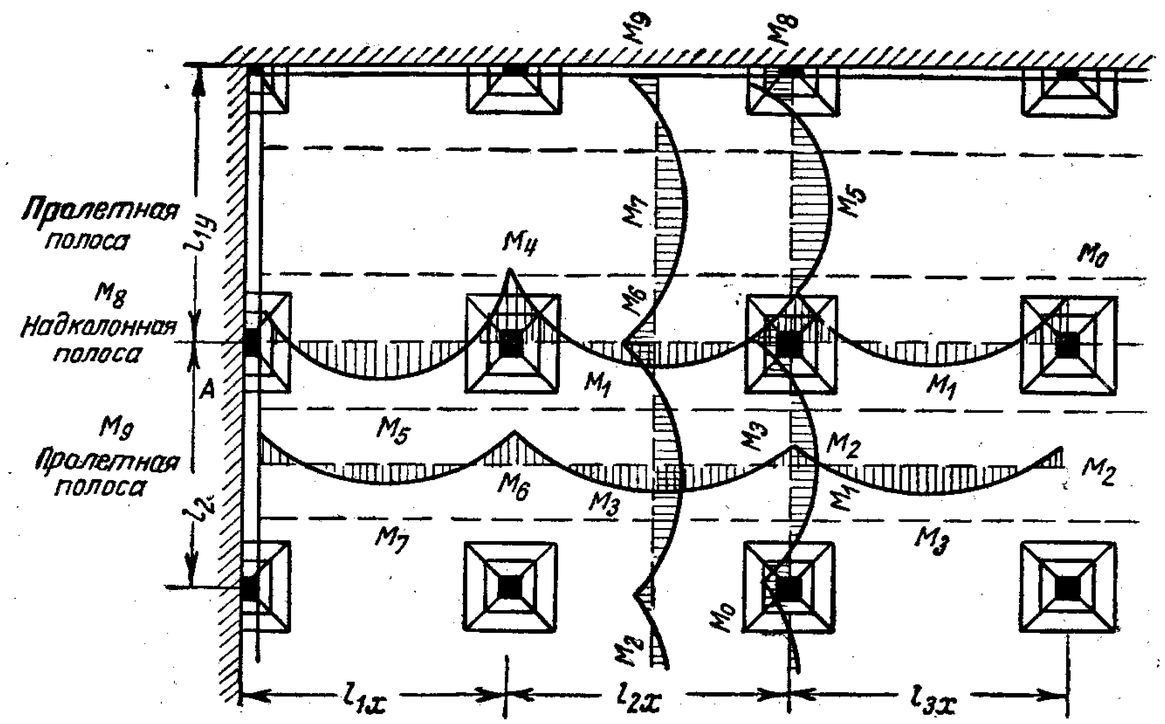


Рис. 10. Эпюры изгибающих моментов в безбалочных перекрытиях

моментов в надколонной и пролетной полосах безбалочного перекрытия даны на рис. 10.

Так как моменты в надколонной полосе больше соответствующих моментов в пролетной полосе, то и арматуры в надколонной полосе должно быть больше, чем в пролетной. В связи с тем, что в одной и той же полосе арматура подбирается в пролете по максимальному расчетному пролетному моменту этой полосы и на опоре — по наибольшему расчетному опорному моменту, сечения арматуры в пролете и на опоре могут быть равными или разными в зависимости от величин моментов.

Обычно в пролетной полосе в пролете и на опоре, ввиду незначительной разницы между опорными и пролетными моментами, по конструктивным соображениям арматура ставится одинаковой, а в надколонной полосе, где разница между опорными и пролетными моментами значительна, сечение арматуры принимается на опоре больше, чем в пролете.

Арматуру в безбалочной плите следует располагать в верхней или нижней части плиты в зависимости от того, какой момент действует в данном сечении (положительный или отрицательный).

Так как в средней части панели в обоих направлениях возникают положительные моменты, т. е. внизу плиты происходит растяжение, а вверху — сжатие, то и арматура в обоих направлениях в средней части обеих пролетных полос должна быть расположена внизу.

Часть плиты — над колонной — подвергается в обоих направлениях действию отрицательных моментов, т. е. в верхней части плиты происходит растяжение, а в нижней — сжатие, и поэтому арматура в обоих направлениях на опорах надколонных полос должна быть расположена сверху.

Часть плиты — между колоннами — подвергается в направлении надколонной полосы действию положительного момента, а в направлении пролетной полосы — отрицательного; поэтому в направлении колонн в середине надколонной полосы арматура должна быть расположена снизу, а перпендикулярно линии колонн на опоре пролетной полосы — сверху.

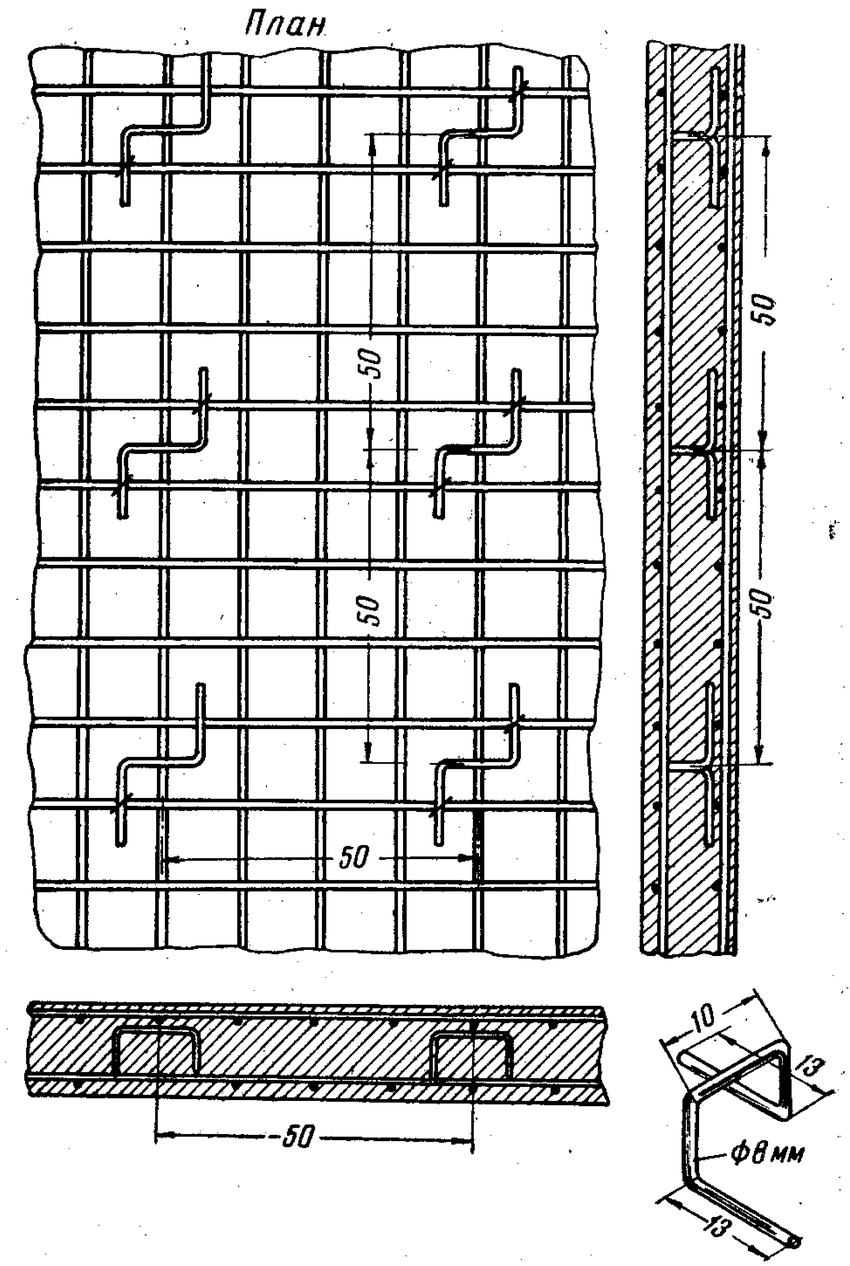


Рис. 11. Схема укрепления верхней сетки арматуры безбалочного перекрытия

Для того чтобы расположенные вверху стержни лежали на расчетной высоте и не прогибались, они должны быть уложены на подкладки — „кобылки" (рис. 11) или на бетонные кубики. Кроме того, рекомендуется для большей

жесткости арматуры над колонной назначать стержни большого диаметра, так как установка подпорок в пределах капители затруднительна.

При двухпутной системе существует несколько методов армирования безбалочных плит, описания которых приводятся ниже.

2. *Система армирования отдельными несварными сетками, предложенная А. Ф. Лолейтом.* Метод проф. Лолейта заключается в том, что нижние и верхние стержни арматуры образуют независимые сетки, состоящие из прямых стержней.

Нижняя сетка состоит из прямых стержней, длиной равных $^4/_5$ длины пролета (за исключением крайнего пролета, где половина стержней равна длине пролета), причем одна половина стержней (через один) пропущена до оси опоры с одной стороны, а другая половина — до оси опоры с другой стороны (рис. 12,*а*).

Вначале укладывается арматура надколонной полосы, а на ней — арматура средних полос.

При квадратных средних панелях перекрытия совершенно безразлично, в каком направлении раньше укладывается арматура, а при прямоугольных панелях в первую очередь укладывается арматура надколонной полосы по более длинной стороне, во вторую очередь — арматура надколонной полосы по короткой стороне, а затем арматура пролетной полосы — по более длинной стороне и, наконец, арматура пролетной полосы — по короткой стороне. В крайних панелях в первую очередь укладывается арматура надколонной полосы, перпендикулярной обвязке, во вторую очередь — арматура надколонной полосы параллельной обвязке, затем — арматура пролетной полосы, перпендикулярной обвязке, и в последнюю очередь — арматура пролетной полосы, параллельной обвязке (рис. 12, *б*, *в*).

Арматура обеих надколонных полос лежит всегда в нижнем ряду (за исключением участков над колоннами, где арматура перекрещивается), что достигается незначительным отгибом стержней, укладываемых во вторую очередь (рис. 12,*д*).

Точно так же отгибаются и стержни пролетной полосы, укладываемые в третью очередь. Следовательно, только стержни пролетной полосы, укладываемые в четвертую очередь, лежат во втором ряду.

Верхняя арматура состоит также из прямых стержней, расположенных вдоль и поперек опорных полос. Детали верхней сетки даны на рис. 12, *г*.

Для обеспечения правильного положения верхней сетки применяются подкладки — „кобылки" (рис. 11), которые связываются вязальной проволокой с нижней и верхней сетками.

Армирование отдельными сетками по системе проф. А. Ф. Лолейта по сравнению с методами раздельного армирования стержнями требовало некоторого перерасхода металла. Кроме того, изготовление больших арматурных сеток в заготовительных цехах при помощи ручной вязки и последующее транспортирование и подъем таких сеток вызывали некоторые неудобства в процессе производства работ. Поэтому до организации индустриального изготовления сварных арматурных сеток при помощи электросварки для снижения расхода металла были предложены несколько методов армирования безбалочных плит с отдельными стержнями.

Однако с организацией и внедрением у нас индустриальных методов производства арматурных работ, механизированной заготовки (правки, резки) сварки, а также широким применением различного рода подъемно-транспортных механизмов при наличии большого количества новых эффективных видов арматуры (горячекатанной и холодносплющенной стали периодического профиля, холоднотянутой и других видов стали), позволяющих значительно снизить расход металла в железобетонных конструкциях, — идеи проф. А. Ф. Лолейта о применении раздельного армирования заранее заготовленными сетками получают у нас в настоящее время широкое распространение.

3. *Система армирования отдельными полосами, принятая трестом Мясохладстрой.* Один из способов армирования безбалочных плит стержнями (до организации заготовки широких сварных сеток) был предложен трестом Мясохладстрой. Сущность этого метода заключается в следующем: панели безбалочного перекрытия разбиваются на полосы надколонные и пролетные, каждая шириной в половину пролета. Для каждой из этих полос расчетом определяется необходимая площадь сечения арматуры в пролете и на опоре. Как в пролетной, так и в надколонной полосах половина стержней, расположенных внизу, отгибается на опорах вверх.

Полученная таким образом наверху арматура в пролетной полосе оказывается достаточной для восприятия отрицательных моментов в этой полосе, а в надколонной полосе для получения необходимой расчетной площади сечения арматуры добавляются еще короткие стержни; добавочные стержни выполняются с прямыми отгибами по обоим концам. Для большей жесткости верхней арматуры необходимо, чтобы диаметр дополнительных стержней был не меньше 12 *мм*.

Для упрощения производства арматурных работ в каждой полосе запроектированы арматурные стержни одинакового профиля: прямые — в одном конце и имеющие отгиб для перевода в верхнюю часть плиты — в другом конце.

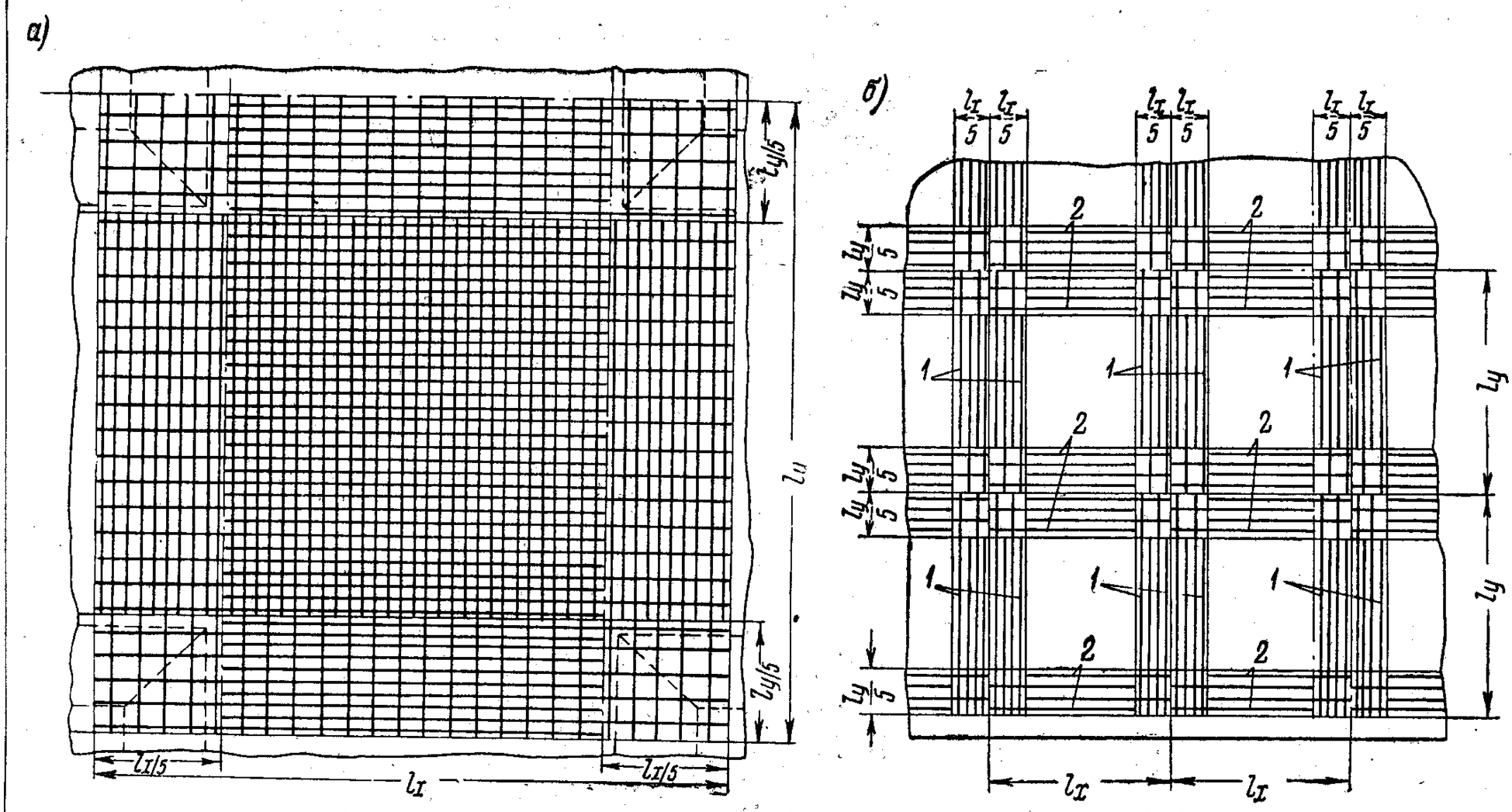


Рис. 12. Система армирования перекрытий, предложенная проф. А. Ф. Лолейтом

а — нижняя сетка арматуры средних панелей; *б* — нижняя сетка арматуры надколонных полос (цифрами показана последовательность укладки стержней ($l_y > l_x$)

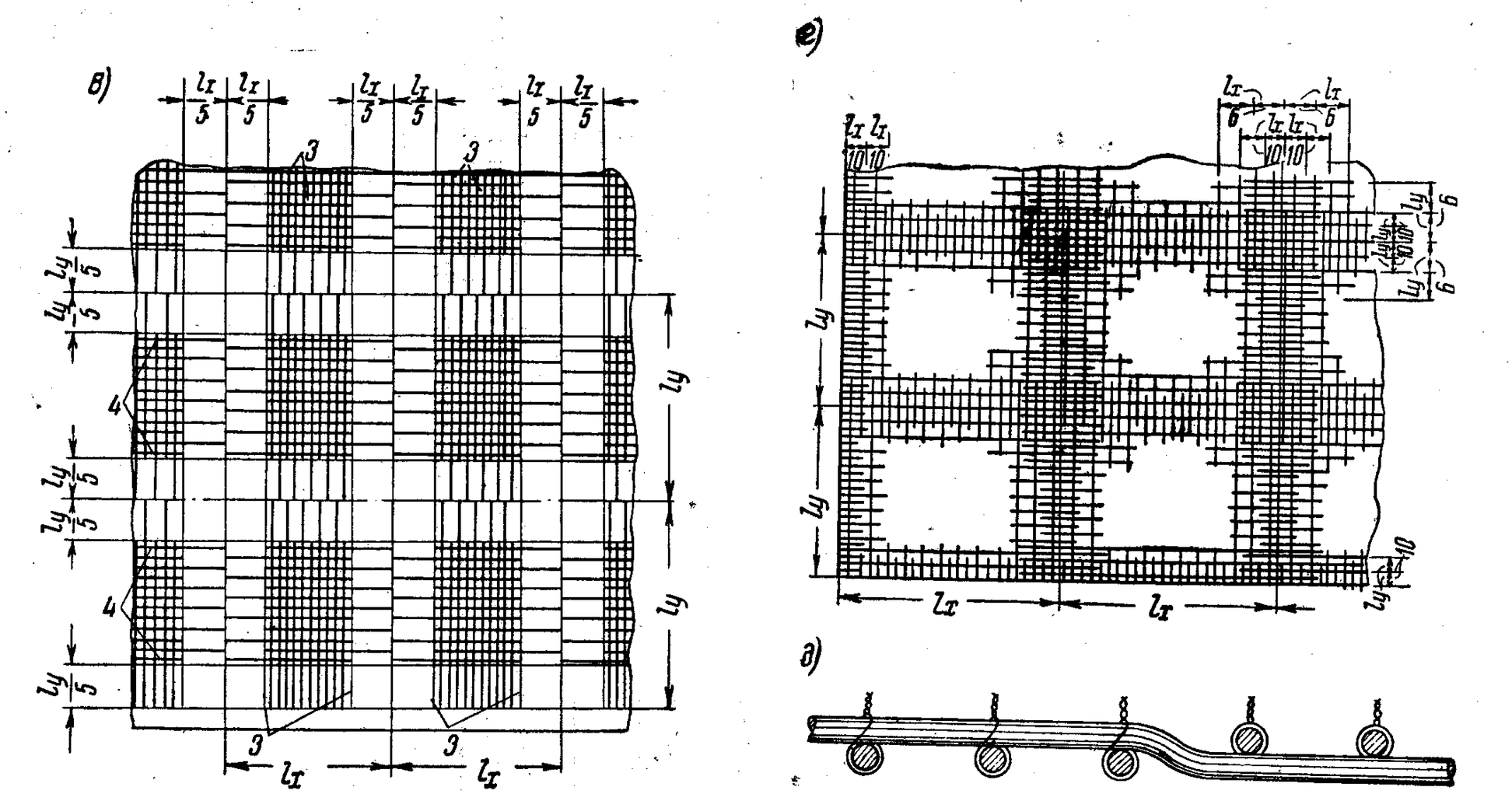


Рис. 12. Система армирования перекрытий, предложенная проф. А. Ф. Лолейтом

в — нижняя сетка арматуры пролетных полос ($l_y > l_x$) (цифрами показана последовательность укладки стержней); *г* — верхняя сетка; *д* — деталь укладки нижней сетки

Нижние концы стержней обрываются в обеих полосах на расстоянии 0,35 l от середины панели, причем стержни надколонной полосы должны заходить за грань капители не меньше чем на 10 диаметров стержня.

Верхние стержни обрываются от оси колонны в надколонной полосе на расстоянии 0,2 $(l+2c)$, где c — расчетная ширина капители, и в пролетной полосе на расстоянии 0,25 l.

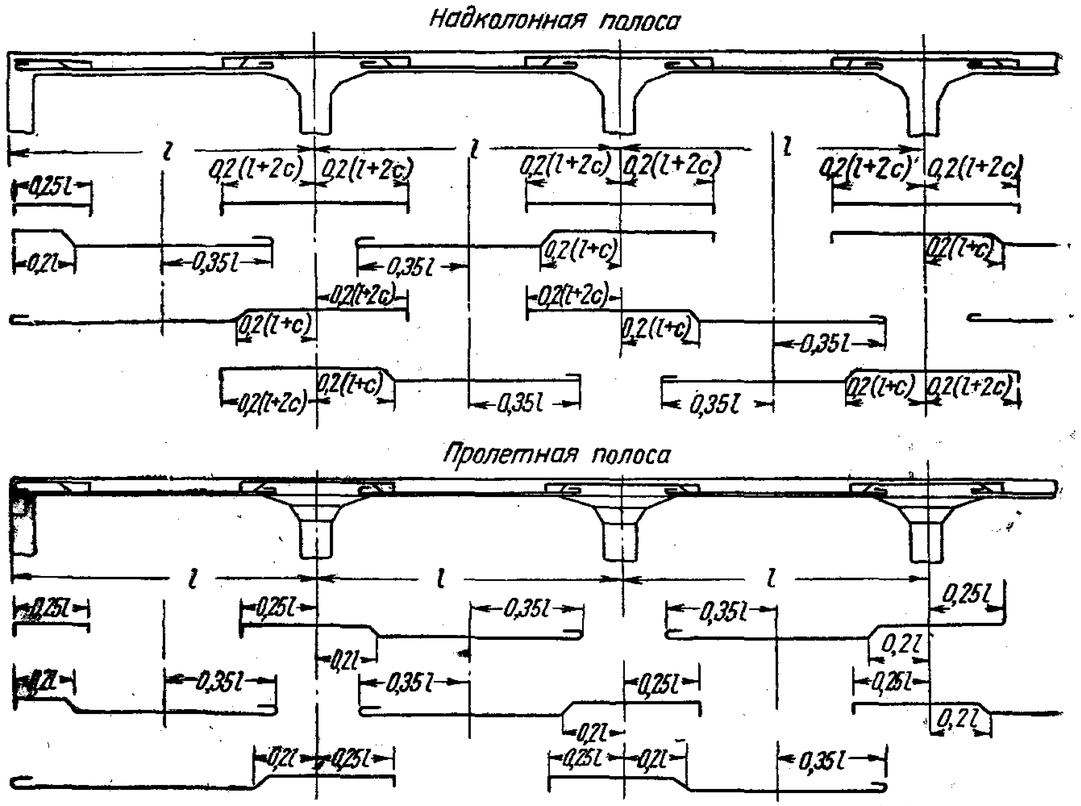


Рис. 13. Система армирования перекрытия, принятая трестом Мясохладстрой. (При наличии пристенных капителей места отгибов нижних стержней и места обрыва верхних стержней в крайних пролетах назначаются аналогично средним панелям)

Места отгибов нижних стержней расположены от оси колонны в надколонной полосе на расстоянии $0{,}2(l+2c)$ и в пролетной полосе на расстоянии 0,2 l (рис. 13).

В принятых Мясохладстроем стандартных размерах панелей перекрытий 5×5 *м* нижние стержни обрываются на расстоянии 1,8 *м* от середины панели, верхние же стержни обрываются в надколонной полосе на расстоянии 1,5 *м* и в пролетной — на 1,25 *м* от оси колонны, а места отгибов расположены от оси колонн в надколонной полосе на 1,25 *м* и в пролетной — на 1,0 *м*.

Нижние стержни заканчиваются полукруглыми крюками, а верхние — прямыми, доведенными до опалубки.

При назначении арматуры в верхней зоне капители (из расчета на отрицательный момент надколонной полосы) следует учитывать возможность прогиба этой арматуры от нагрузки, которая может иметь место во время производства работ, а в связи с этим возможность значительного уменьшения несущей способности перекрытия. Чтобы избежать возможных прогибов арматуры в верхней зоне капители, необходимо хотя бы часть этой арматуры брать такого

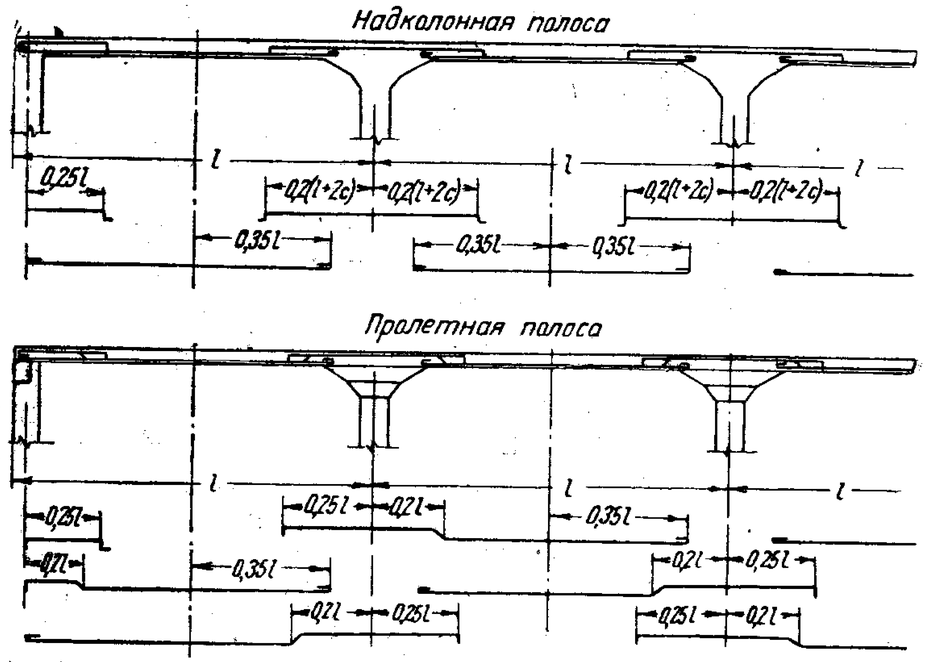


Рис. 14. Система армирования перекрытий, принятая Главстроем НКПП СССР

диаметра, чтобы она могла нести без значительного прогиба нагрузку от веса человека.

На основании этих соображений по предложению Главстроя НКПП еще в 30-х годах было принято решение об армировании верхней зоны капители исключительно стержнями диаметром $12 \div 19$ *мм*, в связи с чем несколько видоизменился и принцип армирования надколонной полосы, а именно: нижние стержни надколонной полосы выполняются прямыми, без отгибов и все они заканчиваются на расстоянии 0,35 l от середины панели и заводятся за грань капители не меньше чем на 10 диаметров, а верхние стержни выполняются из коротких стержней диаметром $12 \div 19$ *мм* с лапками, опирающимися на опалубку (рис. 14).

4. *Система армирования отдельными полосами, предложенная ЦНИПС.* В проекте инструкции по расчету и проектированию безбалочных перекрытий (Госстройиздат, 1933 г.) ЦНИПС рекомендуется армирование пролетных

полос плит производить отдельными стержнями. При этом половина нижних стержней из пролетов отгибается на опоры наверх (аналогично методу Мясохладостроя). Надколонные полосы армируются двумя независимыми сетками: одной внизу для восприятия положительного момента и другой наверху для восприятия отрицательного момента (рис. 15).

По инструкции ЦНИПС все стержни должны быть снабжены по концам крюками.

Полная расчетная площадь сечения арматуры над колонной сохраняется на расстоянии не менее 0,2 пролета в каждую сторону от оси колонн, а до сечения, отстоящего от оси колонны на $0{,}2(l+2c)$, доводится не менее чем до 40% всей расчетной площади сечения арматуры. Площадь сечения нижней арматуры надколонной полосы сохраняется полностью на расстоянии не менее $0{,}3(l-c)$ в каждую сторону от середины пролета, а до сечения, отстоящего на $0{,}35\,l$ от оси пролета, должно быть доведено не менее $^1/_3$ площади сечения нижней арматуры надколонной полосы.

В пролетной полосе полная площадь сечения верхней арматуры сохраняется на расстоянии не менее $0{,}15\,l$ в каждую сторону от линии колонн, а половина верхней арматуры должна доходить до сечения, отстоящего на $0{,}25\,l$.

Нижняя арматура пролетной полосы сохраняется полностью на расстоянии $0{,}3\,l$ от середины пролета в каждую сторону, а половину этой арматуры доводят до сечения, отстоящего от середины пролета на $0{,}35\,l$.

В пристенных панелях арматура располагается так же, как и во внутренних, за исключением опорной части надколонной полосы на первой внутренней колонне, где арматура должна быть продолжена полностью на расстоянии не менее $0{,}25\,l$ от оси колонны.

В панелях, свободно опирающихся одной стороной на стену, половина перпендикулярной к стене нижней арматуры пролетной и надколонной полос на расстоянии $0{,}25\,l$ от стены отгибается вверх, остальные стержни доводятся до конца плиты.

В направлении, параллельном стене, пролетная полоса армируется так же, как в перекрытиях с обвязочными балками.

5. *Система раздельного армирования, предложенная Промстройпроектом.* Промстройпроектом было предложено производить армирование безбалочных перекрытий раздельной арматурой, без отгибов (рис. 16).

Половина нижней арматуры, состоящей из прямых стержней как в пролетной, так и в опорных полосах, заводится от середины пролета в каждую сторону не менее чем на $0{,}3\,l$, а вторая половина — не менее чем на $0{,}35\,l$. При этом

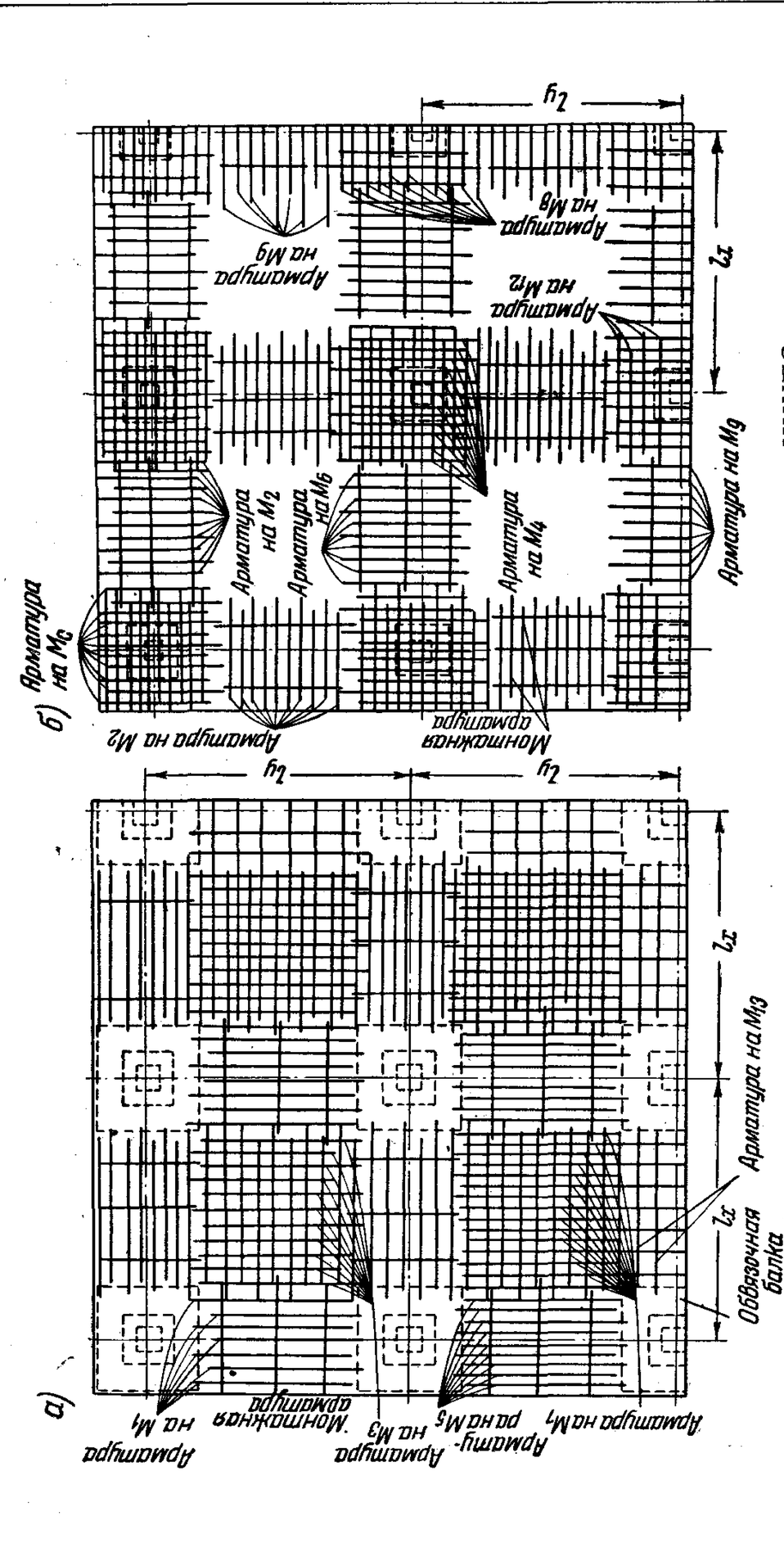


Рис. 15. Система армирования перекрытия, предложенная ЦНИПС
а — план нижней арматуры; *б* — план верхней арматуры

половина нижних стержней надколонной полосы должна быть заведена за грань капители не менее чем на 10 диаметров (см. рис. 16).

Верхняя арматура состоит тоже из прямых стержней; в надколонной полосе половина этих стержней должна быть заведена за ось ряда колонн в каждую сторону не менее чем на 0,3 l, а вторая половина — не менее чем на 0,35 l см. рис. 16). В пролетной полосе половина верхних стерж-

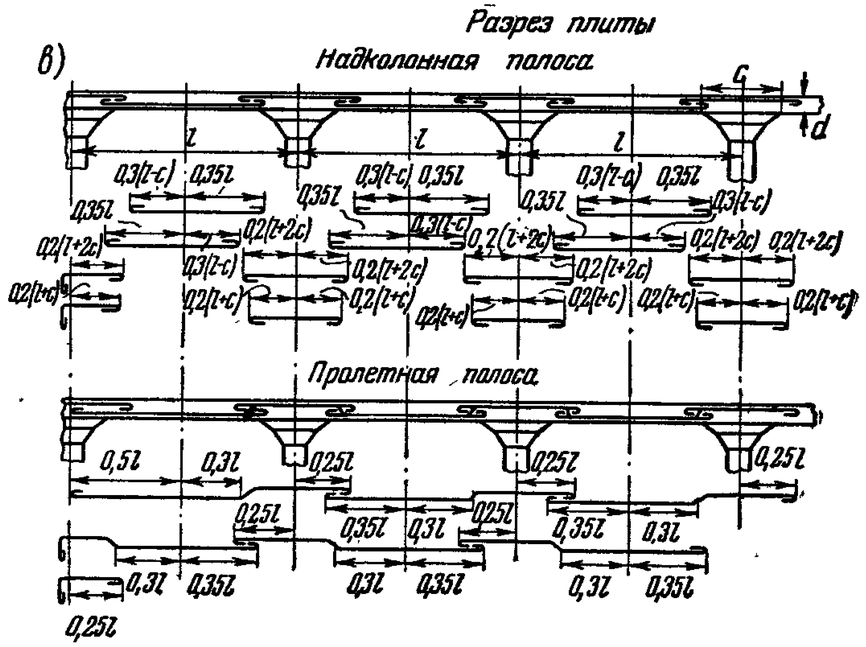


Рис. 15. Система армирования перекрытия, предложенная ЦНИПС

в — разрезы

ней доводится по обе стороны оси ряда колонн на 0,2 l, а вторая половина — на 0,25 l.

Как нижние, так и верхние стержни рекомендуется ставить вразбежку.

Сверху в пролете надколонной полосы (рис 16, *а*) и снизу на опорах пролетной полосы (рис. 16, *б*) укладывается монтажная арматура.

Указанные выше места обрыва стержней Промстройпроектом рекомендуются при любых размерах расчетной ширины капители в пределах от 0,2 l до 0,35 l. Последнее вряд ли можно признать правильным, так как расстояние от оси опор до места нулевых моментов зависит от величины капители.

Поэтому, не возражая против принципа армирования, предложенного Промстройпроектом, мы считали бы, что места обрыва верхних стержней в надколонной полосе необходимо связать с размерами капителей, как это сделано

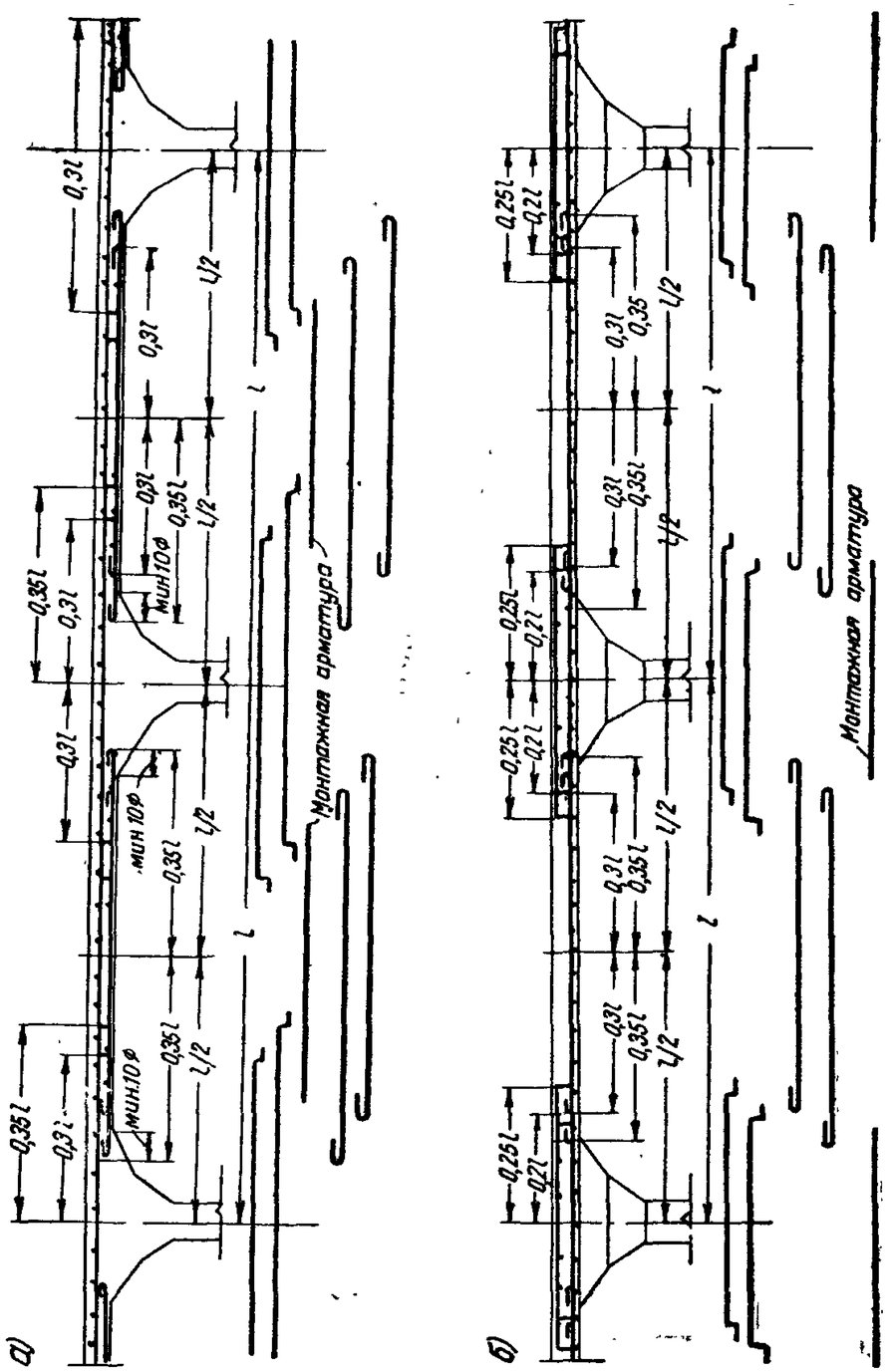


Рис. 16. Система армирования, предложенная трестом Промстройпроект

а — надколонная полоса; *б* — пролетная полоса

при системе армирования отдельными полосами, принятыми трестом Мясохладстрой и ЦНИПС.

При подборе арматуры Промстройпроект рекомендует стремиться к одинаковому шагу стержней как в пролетной, так и в надколонной полосе, принимая стержни разных диаметров; при этом рекомендуется диаметр стержней верхней арматуры надколонной полосы принимать, как правило, не менее 18 *мм*. Если же верхняя сетка надколонной полосы состоит из стержней двух диаметров, то можно применять часть стержней диаметром менее 18 *мм* с тем, однако, чтобы не менее 3—4 стержней в каждом направлении имели диаметр не менее 20 *мм*.

Диаметр стержней верхней арматуры в пролетной полосе рекомендуется принимать, как правило, не менее 12 *мм*.

Концы стержней нижней арматуры рекомендуется заканчивать полукруглыми крюками, а верхних стержней — прямыми крюками с доведением их до опалубки.

6. ***Армирование сварными сетками.*** Применение сварных сеток дает возможность максимально индустриализировать производство арматурных работ и получить значительную экономию в расходе стали. В сварных сетках не требуется гнутья крюков на концах стержней и используется арматура с повышенными механическими свойствами (холоднотянутая проволока, калиброванная сталь и др.). Поэтому сварные сетки находят в безбалочных плитах, как и в других видах железобетонных плит, все большее применение.

В безбалочных перекрытиях может применяться раздельное армирование сварными рулонными сетками, как это изображено на рис. 17.

Более рациональное решение дает применение отдельных сварных плоских сеток. На рис. 18 показана схема такого армирования среднего поля безбалочного перекрытия.

Вся арматура среднего пролета состоит из 4 сеток: двух сеток верхней арматуры и двух — нижней.

Соединение сварных рулонных сеток по длине производится рабочими стыками согласно указаниям Инструкции Минтяжстроя по применению сварных каркасов и сварных сеток[1].

Плоские сварные сетки следует в обоих направлениях соединять рабочими стыками. Стыки сварных сеток в рабочем и нерабочем направлениях показаны на рис. 19.

[1] «Инструкция по применению сварных каркасов и сварных сеток в железобетонных конструкциях» (И-122-50) МСПТИ, Госстройиздат, 1950.

На рис. 20 даны рабочий чертеж безбалочного перекрытия с консолями для строящегося в настоящее время холодильника в Москве[1].

Это перекрытие рассчитано на полезную нагрузку в 1 500 *кг/м²* и постоянную в 800 *кг/м²* (полная нагрузка 2 300 *кг/м²*) и заармировано отдельными сварными сетками. Арма-

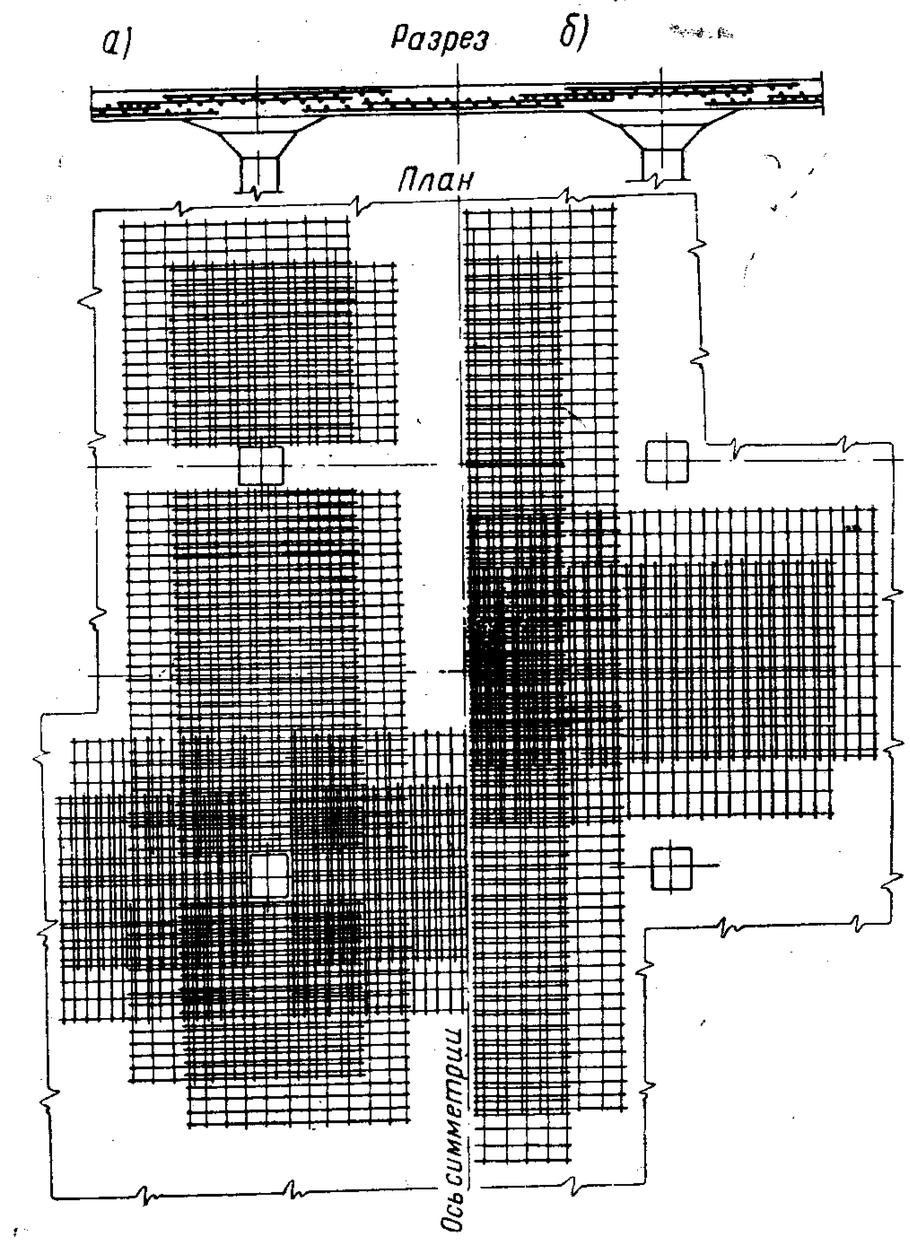


Рис. 17. Раздельное армирование безбалочных перекрытий сварными рулонными сетками

а — план верхней арматуры; *б* — план нижней арматуры

тура для сеток запроектирована диаметром 12 *мм* и выше из горячекатанных стержней периодического профиля стали марки Ст. 5 и диаметром 8 и 10 *мм* из холоднокатанных стержней периодического профиля.

[1] Хладопромпроект, инж. Н. Т. Любарский и В. И. Сафонов.

Свариваемые стержни холодносплющенной арматуры периодического профиля располагаются в сварных сетках

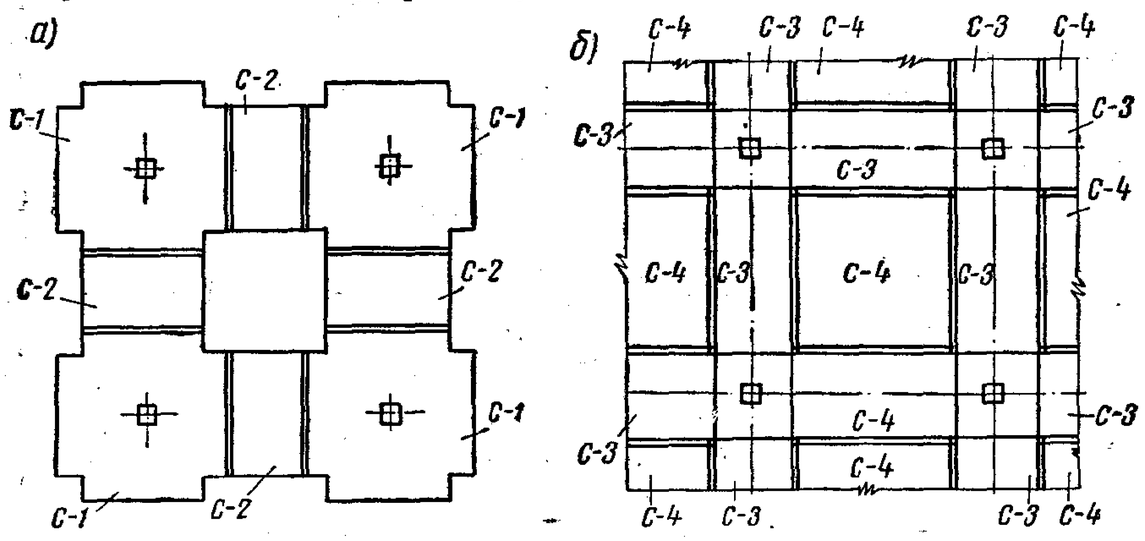


Рис. 18. Схема армирования отдельными плоскими сварными сетками

а — план расположения сеток верхней арматуры; *б* — план расположения сеток нижней арматуры

на ребро, таким образом, чтобы места сварки не могли совпадать с плоскими участками поверхности стержней, образовавшимися в результате сплющивания.

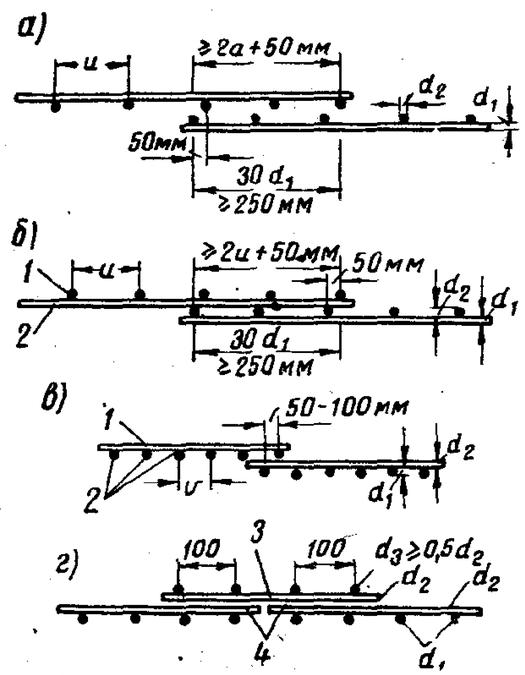


Рис. 19. Стыки сварных сеток

а — стык сварной сетки в рабочем направлении при расположении поперечных стержней в одной плоскости; *б* — то же, при расположении поперечных стержней в разных плоскостях; *в* и *г* — варианты стыков сварных сеток в нерабочем направлении; *1* — распределительная арматура; *2* — рабочая арматура; *3* — стыковая сетка; *4* — основные сетки

Монтаж сеток нижней арматуры производится в следующем порядке: в первую очередь укладываются на место сварные сетки арматуры марок Н-2 и Н-3 в надколонных полосах; во вторую очередь укладываются на место сварные сетки марок Н-1 и Н-5, в пролетных полосах. При этом необходимо следить, чтобы концы стержней сварных сеток Н-1 и Н-5 были расположены сверху стержней сеток Н-2 и Н-3, (см. деталь стыка сеток Н-1 и Н-2 на рис. 20, *а*), далее укладываются подкладки под сетки для обеспечения проектной толщины защитного слоя бетона, и сетки закрепляются на месте.

Затем начинается монтаж верхней арматуры безбалочной плиты, состоящей из сварных сеток марки В. В первую очередь укладываются на места сварные сетки арматуры марок В-3, В-5 и В-6 в надколонных полосах. Эти сетки имеют приваренные коротыши (см. деталь *А* на рис. 20, *г*), благодаря которым фиксируется проектное положение верхней арматуры плит и обеспечивается установленная толщина защитного слоя бетона. Во вторую очередь укладываются сетки арматуры марок В-8 и В-9 в пролетных полосах. Укладку следует производить таким образом, чтобы концы этих сеток располагались сверху стержней сеток марок В-3, В-5 и В-6 (рис. 20, *д*), которые являются для них опорой, фиксирующей проектное положение верхней арматуры и обеспечивающей установленную толщину защитного слоя бетона.

На рис. 21 дан рабочий чертеж безбалочного перекрытия строящегося холодильника в Свердловске. Оно рассчитано на ту же нагрузку, что и безбалочное перекрытие, изображенное на рис. 20, но не имеет консолей. По периметру это перекрытие опирается на железобетонные колонны и не имеет обвязочных балок. Запроектировано оно, как и приведенное на рис. 20 перекрытие, отдельными сварными сетками из горячекатанных стержней периодического профиля из стали марки Ст. 5 и из холодносплющенных стержней периодического профиля.

4. ОБВЯЗОЧНЫЕ БАЛКИ

Безбалочные перекрытия строятся как с обвязочными балками на крайних колоннах, так и без них. В последнее время все большее распространение получают безбалочные перекрытия без обвязочных балок. Если по периметру безбалочного перекрытия отсутствует нагрузка от стены, то перекрытия без обвязочных балок имеют ряд существенных преимуществ перед безбалочными перекрытиями с обвязочными балками (см. п. 1 главы XI).

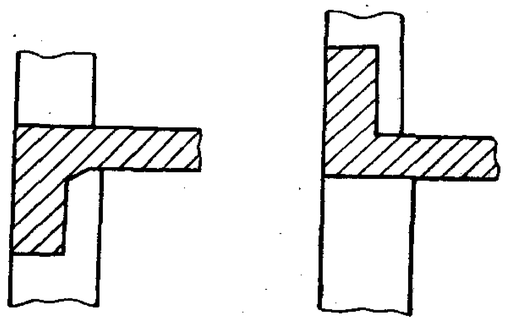


Рис. 22. Обвязочные балки

Обвязочные балки, как правило, располагаются под плитой, но иногда могут быть расположены и над плитой (рис. 22).

Так как в обвязочных балках возникают крутящие моменты, учет которых затруднителен, принято такие балки армировать замкнутыми хомутами диаметром 6—8 *мм* не реже чем через 20 *см*, причем хомуты эти не учитываются при расчете балок на поперечную силу.

5. ОТВЕРСТИЯ

В безбалочных плитах приходится иногда оставлять отверстия для пропуска труб, люков, лифтов, лестниц и т. п. В таких случаях лучше всего, если это разрешается по техническим условиям, собрать все необходимые отверстия в одной-двух панелях (желательно в угловых или пристенных) и выполнить этот участок в виде балочного перекрытия, а по краям его устроить обвязочные балки и считать при-

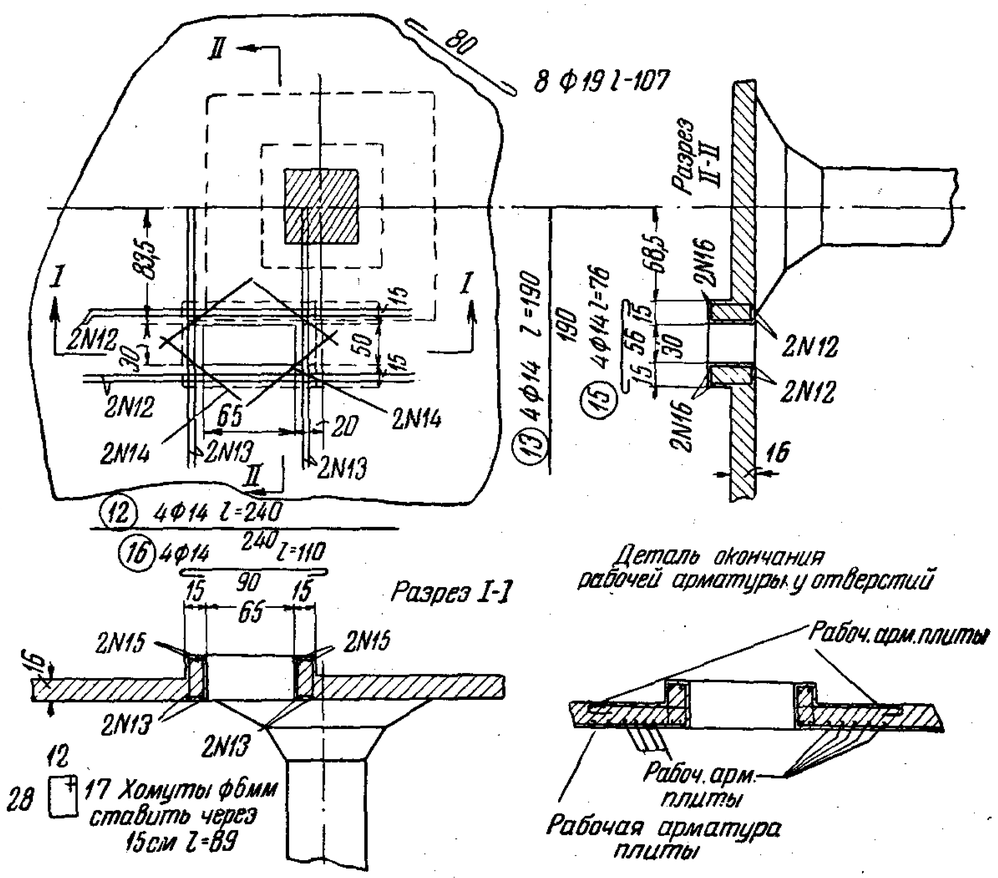


Рис. 23. Рабочий чертеж отверстий у грани капителей

мыкающие к балкам панели безбалочной плиты крайними. Арматура концов этих балок должна быть пропущена в плиту не менее чем на $^1/_5$ пролета l.

Если этого сделать нельзя и отверстия приходится оставлять в разных полях, то следует стремиться к тому, чтобы отверстия были расположены поближе к середине панели. При этом, если отверстие служит не только для пропуска оборудования, но края его являются и опорой для этого оборудования, то необходимо производить соответствующий расчет и конструирование безбалочного перекрытия. Если же отверстия служат только для пропуска оборудования, то безбалочные перекрытия рассчитываются в предположении

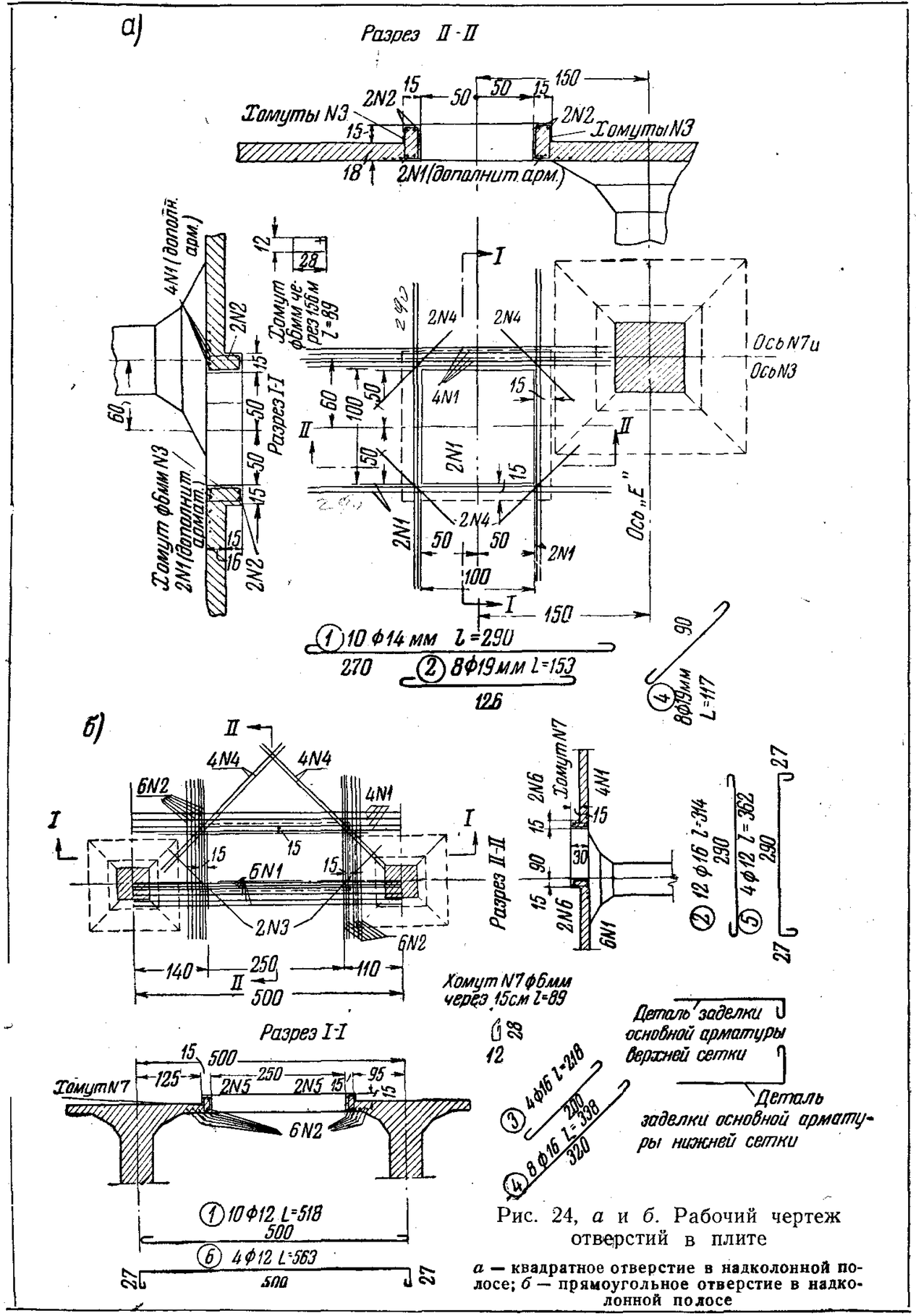


Рис. 24, *а* и *б*. Рабочий чертеж отверстий в плите

а — квадратное отверстие в надколонной полосе; *б* — прямоугольное отверстие в надколонной полосе

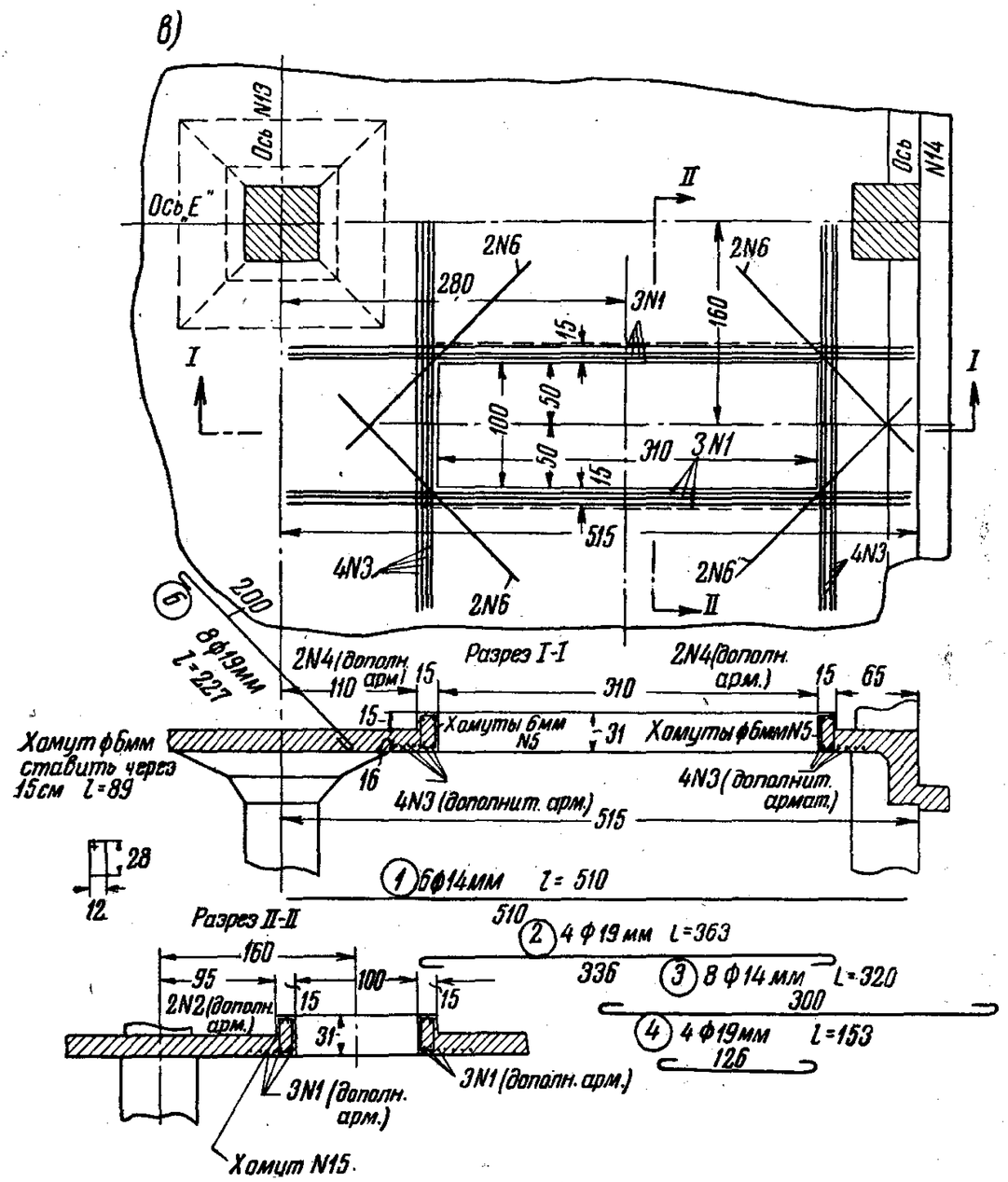


Рис. 24, *в*. Рабочий чертеж отверстий в плите

в — прямоугольное отверстие в надколонной и пролетной полосе

отсутствия этих отверстий, причем необходимо предусмотреть следующие конструктивные мероприятия:

1) отверстия должны быть окаймлены балками такого сечения, чтобы момент инерции окаймляющих балок был примерно равен моменту инерции вырезанного участка плиты;

2) в окаймляющие балочки должна быть уложена конструктивная арматура с хомутами диаметром 6 *мм* через 20 *см*;

3) арматура, перерезаемая отверстием, должна быть хорошо заанкерена в окаймляющих балках;

4) вдоль краев отверстия должна быть уложена, кроме основной арматуры плиты, дополнительная арматура с площадью сечения, равной площади сечения всех стержней, перерезаемых отверстием; эти дополнительные стержни

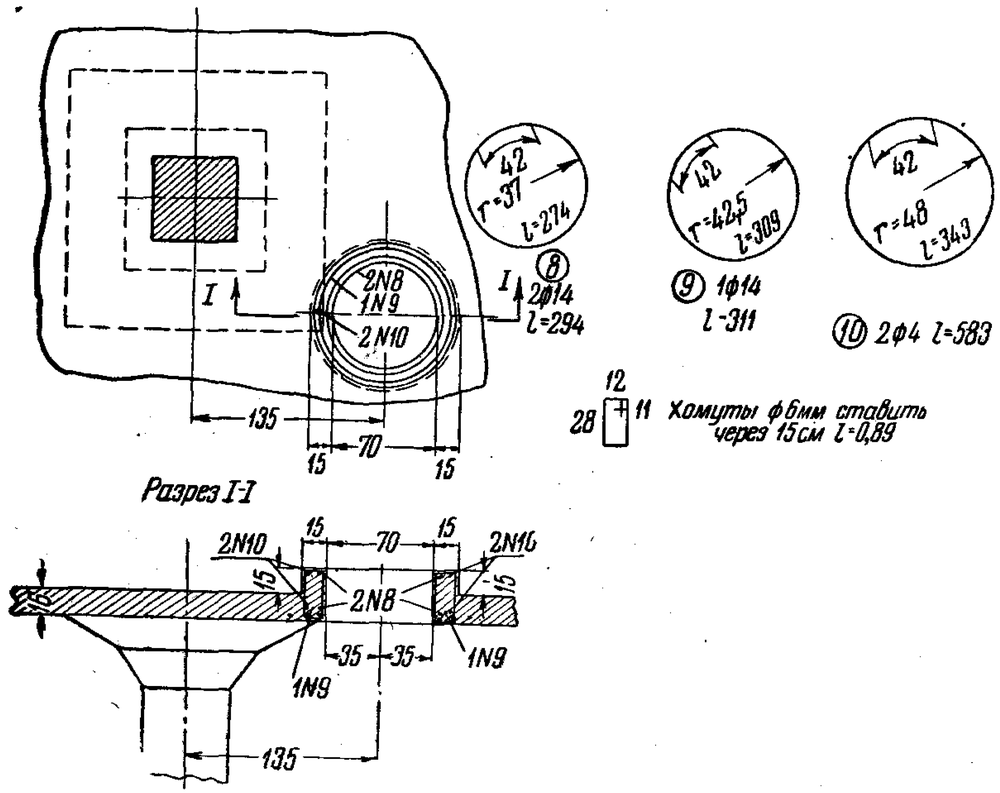


Рис. 25. Рабочий чертеж круглого отверстия у грани капители

должны заканчиваться крюками и заводиться за край отверстия не меньше чем на 30 диаметров и не меньше чем на половину ширины отверстия; при больших отверстиях дополнительные стержни следует продлить до оси ближайшей колонны;

5) при прямоугольных отверстиях по углам этих отверстий следует положить в плите по диагонали 3—4 стержня диаметром 10—19 *мм*;

Не допускается располагать отверстия в местах капители или таким образом, чтобы они занимали больше половины ширины надколонной полосы. При этом отверстия должны быть не больше 0,5 ширины полосы, соединяющей капители (т. е. не больше 0,5 *a*, где *a* — ширина капители).

Устройство небольших отверстий для пропуска водопроводных, канализационных или других труб в пределах капители допускается, однако при этом желательно не вставлять

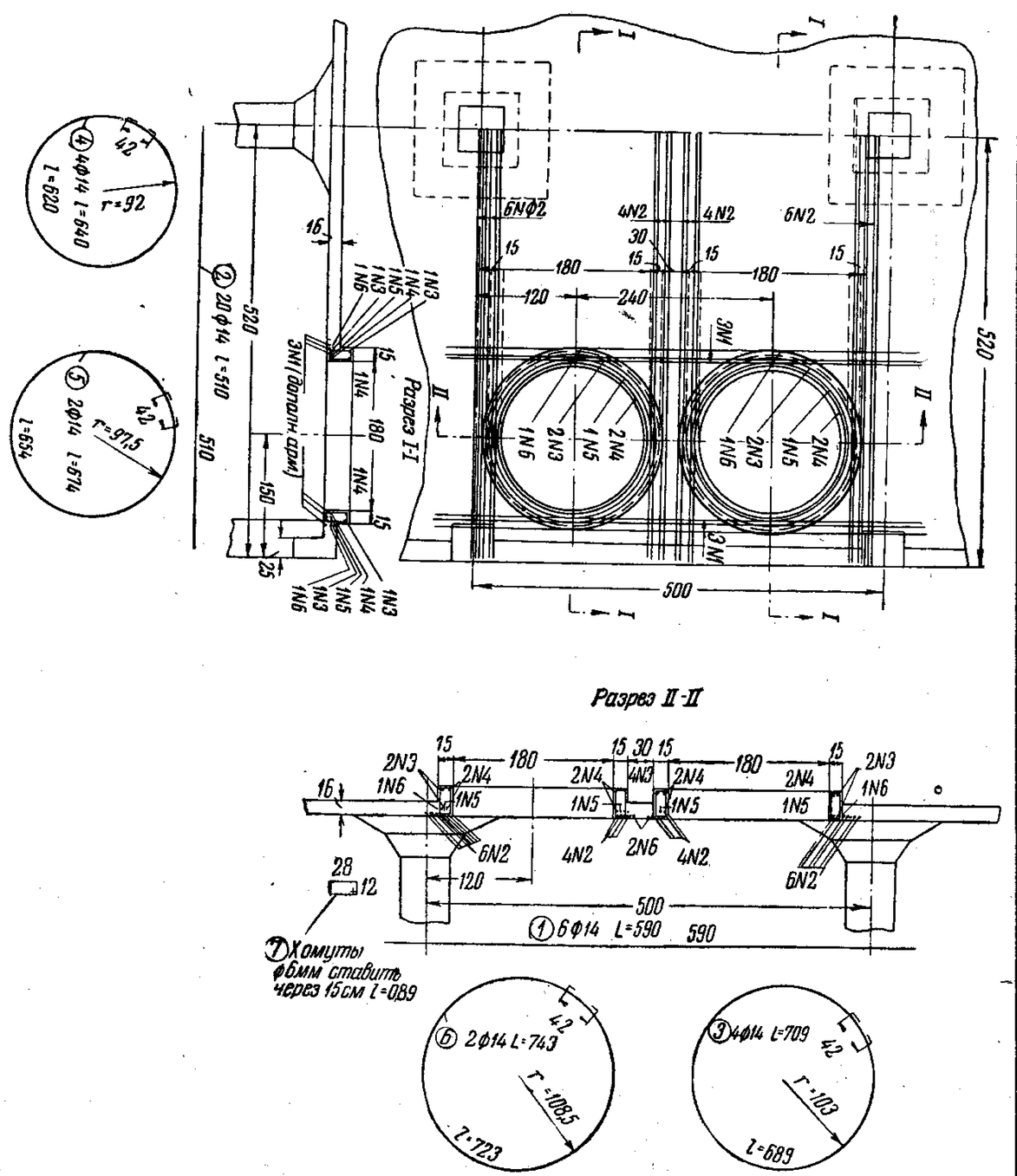


Рис. 26. Рабочий чертеж двух круглых отверстий в крайней панели

деревянных пробок, а забетонировать требуемую трубу или трубу большего диаметра, которая оставляется после бето-

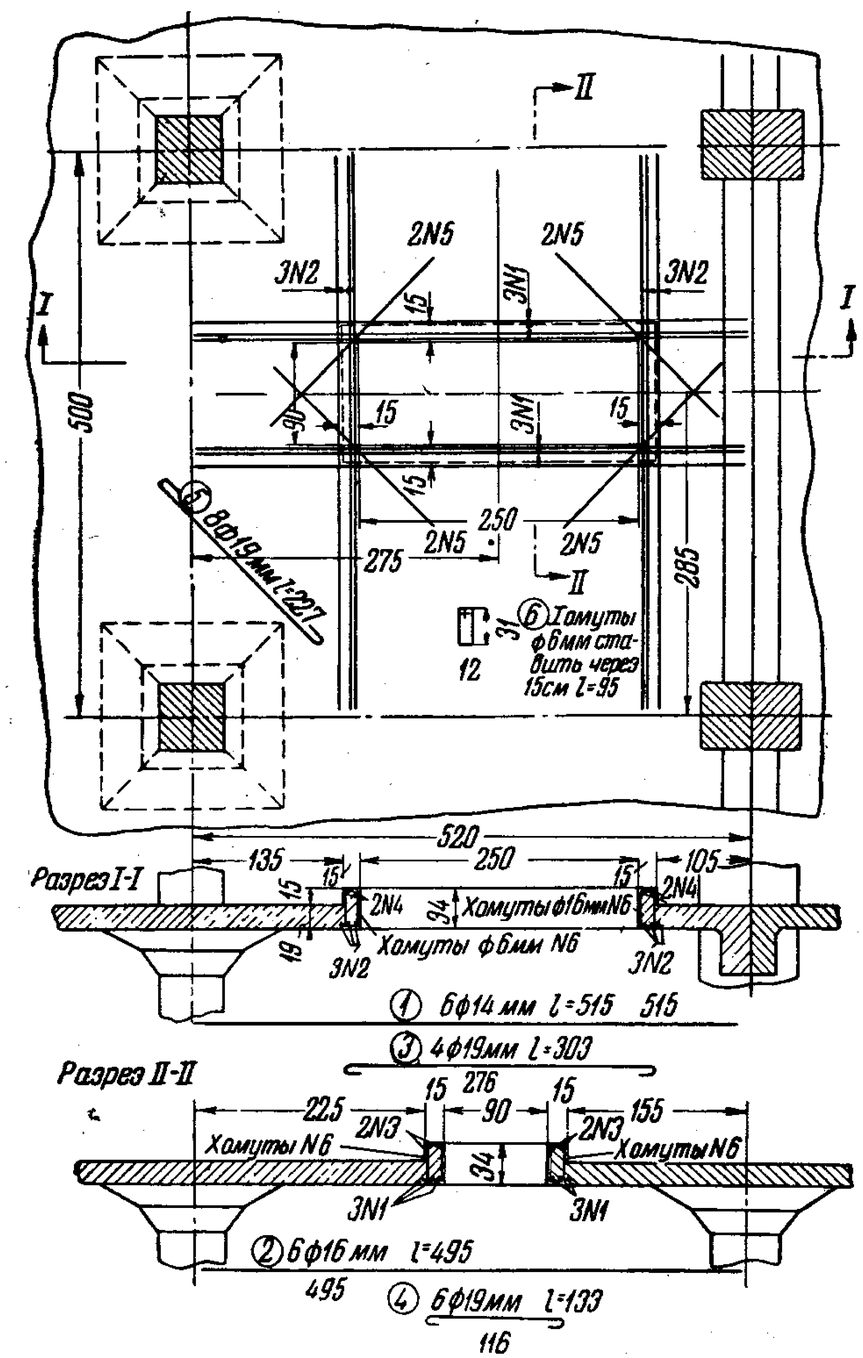


Рис. 27. Рабочий чертеж прямоугольного отверстия в пролетной полосе

нирования и через которую при монтаже пропускается требуемая труба меньшего диаметра.

Рабочие чертежи разных видов отверстий представлены на рис. 23—27.

6. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ И ОСАДОЧНЫЕ ШВЫ

Температурные и осадочные швы в безбалочных перекрытиях без консолей устраиваются или посредством парных колонн (рис. 28, *а*) или устройством вкладышей, опирающихся на консоли (рис. 28, *б*).

При спаренных колоннах примыкающие к ним пролеты рассчитываются как крайние.

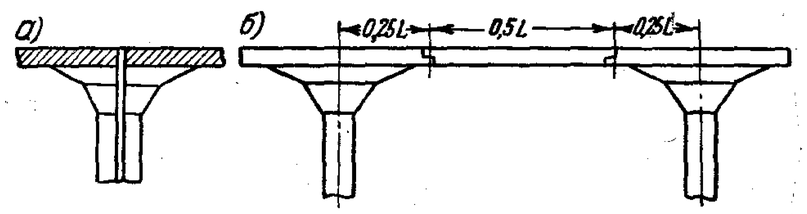


Рис. 28. Температурно-осадочные швы, осуществляемые посредством:

двойных колонн (*а*) или вкладыша (*б*)

При вкладышах разрезы делаются на расстоянии 0,25 *l* от оси колонны, так что длина вкладыша получается равной половине пролета.

Температурные швы, устраиваемые при помощи спаренных колонн, обходятся дороже, но в безбалочных перекрытиях они имеют ряд преимуществ перед вкладышами.

В безбалочных перекрытиях с консолями температурные и осадочные швы образуются в месте примыкания двух консолей.

Глава II

ПРАКТИЧЕСКИЕ (ПРИБЛИЖЕННЫЕ) СПОСОБЫ РАСЧЕТА БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ, ПРИМЕНЯВШИЕСЯ ДО ПОЯВЛЕНИЯ СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА

Вначале при применении безбалочных перекрытий пользовались грубо приближенными методами расчета. Проведенные в дальнейшем исследования способствовали более точному выявлению работы безбалочных перекрытий. В результате этих исследований появились так называемые точные методы расчета, рассматривающие безбалочную плиту как пластинку, опирающуюся на капители.

До создания так называемых точных методов расчета наши специалисты по железобетону проф. А. Ф. Лолейт (1909 г.) и проф. М. Я. Штаерман (1923 г.) предложили свои практические способы расчета.

Расчет по способам А. Ф. Лолейта и М. Я. Штаермана давал сравнительно хорошие результаты. Так как по этим способам было рассчитано и построено большое количество безбалочных перекрытий, то приводим сначала краткое изложение и этих способов.

1. СПОСОБ А. Ф. ЛОЛЕЙТА

По этому способу вся нагрузка (постоянная и временная предполагается равномерно распределенной по всему перекрытию и передающейся по обоим направлениям.

При квадратных панелях нагрузка, передающаяся в каждом направлении, равна половине общей нагрузки, т. е.

$$q_x = \frac{q}{2} \text{ и } q_y = \frac{q}{2},$$

где $q = g + p$ общая нагрузка (постоянная и временная) в *кг/м*²;

q_x — расчетная нагрузка в направлении оси x;

q_y — расчетная нагрузка в направлении оси y.

При прямоугольных панелях

$$q_x = \frac{q}{1+\alpha^2}, \quad q_y = q\,\frac{\alpha^2}{1+\alpha^2},$$

$$q = q_x + q_y,$$

где l_x — бо́льшая сторона панели;
l_y — меньшая сторона панели;
$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$ — отношение меньшей стороны панели к большей;
q_x — расчетная нагрузка в направлении x;
q_y — расчетная нагрузка в направлении y.

Опорные моменты на всех промежуточных опорах, т. е. моменты в сечениях $I_a - I_a$ и $I_b - I_b$ (рис. 29) на всем протяжении принимаются равными:

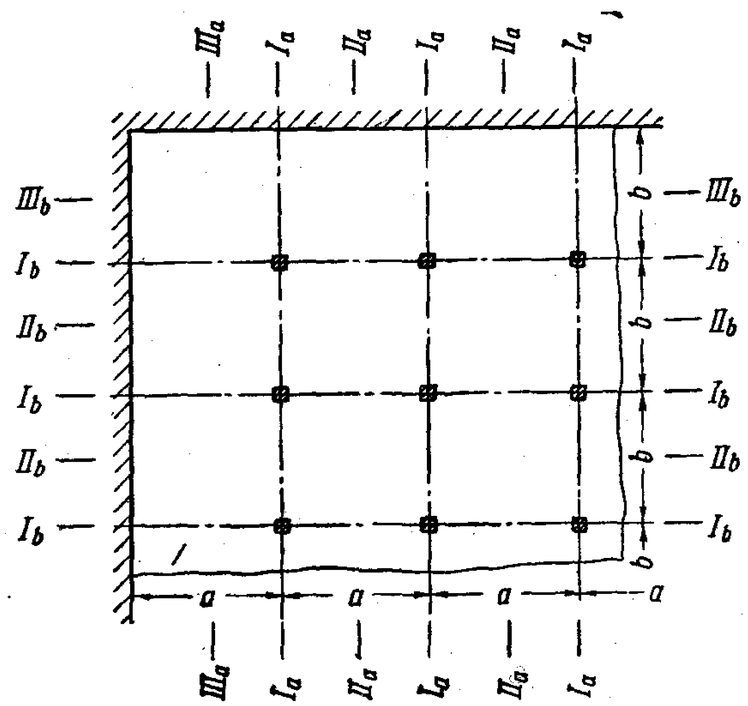


Рис. 29. Схемы расчетных сечений при расчете по способу А. Ф. Лолейта

$$M_{оп\ x} = -\frac{q_x l^2_x}{12}$$

и

$$M_{оп\ y} = -\frac{q_y l^2_y}{12};$$

при квадратных панелях:

$$M_{оп\ x} = M_{оп\ y} = -\frac{ql^2}{24}.$$

Пролетные моменты во всех средних панелях, т. е. моменты в сечениях $II_a - II_a$ и $II_b - II_b$, на всем протяжении принимаются равными:

$$M_{пр\ a} = \frac{q_x l^2_x}{24}$$

и

$$M_{пр\ b} = \frac{q_y l^2_y}{24};$$

при квадратных панелях:

$$M_{пр\ x} = M_{пр\ y} = \frac{ql^2}{48}.$$

В крайних панелях, считая их свободно опертыми по контуру и защемленными на линии промежуточных опор, пролетные моменты, т. е. моменты в сечениях $III_a - III_a$ и $III_b - III_b$, принимаются равными:

$$M_{пр\ a} = \frac{q_x l^2_x}{11{,}52}$$

и

$$M_{пр\ b} = \frac{q_y l^2_y}{11{,}52};$$

при квадратных панелях:

$$M_{пр\ x} = M_{пр\ y} = \frac{q\ l^2}{23{,}04}.$$

Толщина плиты h определяется по наибольшему по абсолютной величине моменту, т. е. положительному моменту в крайнем пролете $M_{пр}$. Моменты в остальных сечениях служат для подбора арматуры.

Практика эксплуатации зданий с безбалочными перекрытиями, рассчитанными по способу А. Ф. Лолейта, показала, что эти перекрытия являются вполне надежными; в то же время они значительно более экономичны, чем безбалочные перекрытия, рассчитанные по методам Леве и Маркуса. По сравнению же с Инструкцией ЦНИПС расчет по способу проф. А. Ф. Лолейта дает перерасход арматуры примерно на 20%.

2. УПРОЩЕННЫЙ СПОСОБ М. Я. ШТАЕРМАНА

В 1923 г. началось строительство холодильников в СССР. Первым был сооружен самый крупный в Европе холодильник в Ленинградском торговом порту.

Учитывая преимущества безбалочных перекрытий, решили применить этот вид перекрытия. К тому времени, как известно, не были опубликованы способы их расчета, не было норм проектирования безбалочных перекрытий. В связи с этим автором, бывшим в то время начальником и главным инженером строительства, был применен предложенный им упрощенный способ расчета, базирующийся на схеме: плита и воображаемые балки (см. рис. 8).

Ниже приводим краткую схему расчета квадратного среднего поля. Арматура уложена как вдоль, так и поперек здания (двухпутная система армирования), в связи с чем равномерно распределенная нагрузка p *кг/м²* принимается распределенной по обоим направлениям. Так как панели квадратные, то величина нагрузки, передающейся в каждом

направлении, принимается равной половине всей нагрузки $\frac{p}{2}$ *кг/м²*.

Вся нагрузка считается постоянной и все средние опоры жестко защемленными.

Плита. В пролете момент на 1 *м* ширины плиты:

$$M = \frac{p}{2}\,\frac{l^2}{24},$$

так как ширина плиты равна $\frac{l}{2}$ *м*, то момент на всю ширину плиты:

$$M_3 = \frac{p}{2}\cdot\frac{l^2}{24}\cdot\frac{l}{2} = \frac{pl^3}{96}.$$

Момент на всю ширину плиты на опоре:

$$M_2 = -\frac{p}{2}\cdot\frac{l^2}{12}\cdot\frac{l}{2} = -\frac{pl^3}{48}.$$

Балки. Нагрузка, расположенная в местах пересечения балок (на рис. 30 показана двойной штриховкой), передается через капитель непосредственно на колонны и на величину изгибающего момента влияния не оказывает. Учитываемая при определении момента нагрузка расположена в средней половине балки (рис. 30, схема нагрузки).

Интенсивность этой нагрузки равна:

$$\frac{p}{2}\,l \text{ кг/м}.$$

Момент в пролете:

$$M_1 = \frac{7}{192}\,l^2\,\frac{p}{2}\,l = \frac{7pl^3}{384}.$$

Момент в опоре:

$$M_0 = -\frac{11}{192}\,l^2\,\frac{p}{2}\,l = -\frac{11pl^3}{384}.$$

Сумма всех моментов:

$$\Sigma M = M_1 + M_2 + M_3 + M_0 = \frac{30\,pl^3}{384}.$$

Учитывая, что нагрузка на всю панель $pl^2 = P$, можем написать:

$$\Sigma M = 0{,}08\,Pl.$$

По формуле, данной впоследствии Инструкцией ЦНИПС в 1933 г.:

$$\Sigma M = 0{,}125\,Pl\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2$$

или, учитывая коэффициент 0,7, на который следует умножить момент при подборе арматуры, суммарный момент

$$\Sigma M = 0{,}0875\,Pl\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2.$$

Интересно сравнить результаты, получаемые при расчете по обеим формулам при $l = 5{,}0$ *м* и при полной нагрузке $g + p = 1\,250$ *кг/м²*.

Полагая $P = 1\,250 \cdot 25 = 31\,250$ *кг*, имеем $\Sigma M = 0{,}08 \times 31\,250 \cdot 5 = 12\,500$ *кгм*.

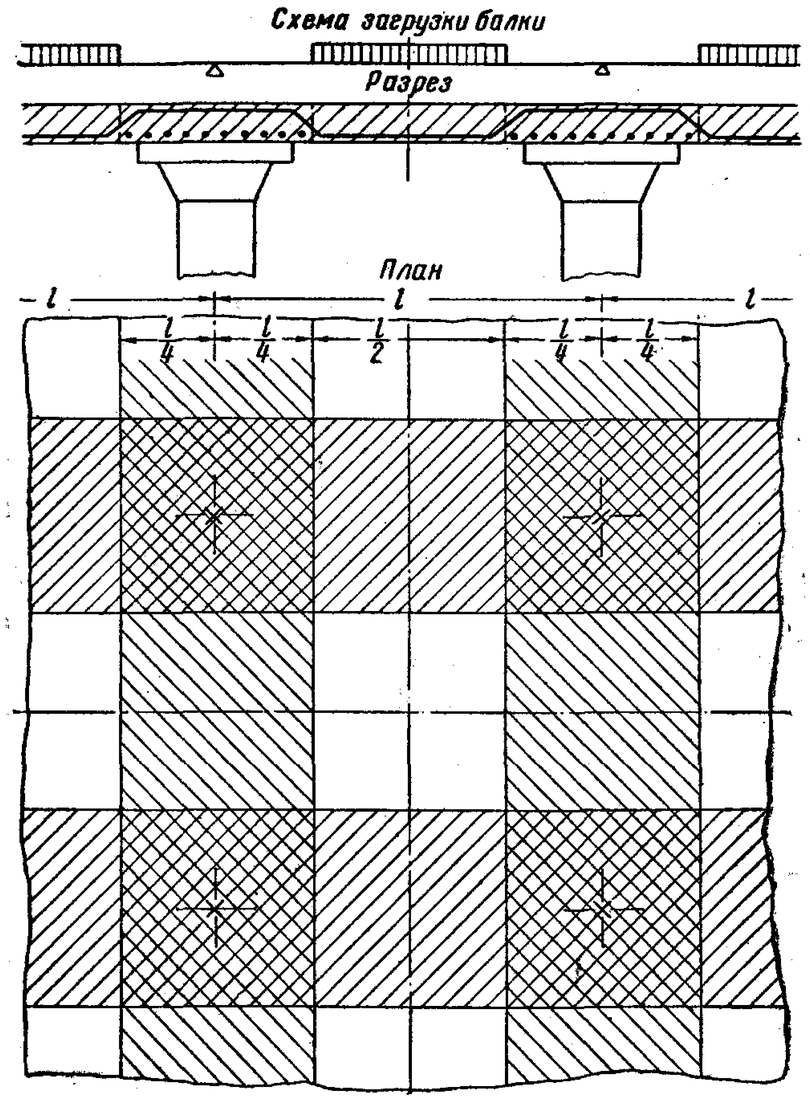


Рис. 30. Схема расположения нагрузки и схема работы безбалочной плиты при расчете по упрощенному способу М. Я. Штаермана

Принимая, как обычно, $c = 1{,}1$ имеем по второй формуле:

$$\Sigma M = 10\,224 \text{ кгм}.$$

Как видим, дальнейшее изучение работы безбалочных перекрытий и разработки методов расчета безбалочных перекрытий дало возможность уменьшить величину расчетного момента на 18% против первоначальных практических методов расчета.

Глава III

РАСЧЕТ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ПО МЕТОДУ ЗАМЕНЯЮЩИХ РАМ

1. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПО МЕТОДУ ЗАМЕНЯЮЩИХ РАМ

При расчете плит, опертых по контуру, можно применить теорию упругих сеток — систему взаимно пересекающихся нитей, которая в каждой точке пересечений их должна находиться в равновесии с внешними силами.

Эта идея применима и к расчету безбалочных плит. Однако сложность вычислительных работ при этом весьма значительна и поэтому для практических расчетов она мало пригодна.

Подробные исследования показали, что расчет с применением упругой сетки с достаточной для практики точностью может быть заменен расчетом заменяющих жестких рам. При этом расчет безбалочного перекрытия и колонн сводится к расчету двух накрест расположенных рам, причем расчетная ширина ригеля рамы принимается равной полусумме прилегающих пролетов, перпендикулярной к плоскости данной рамы.

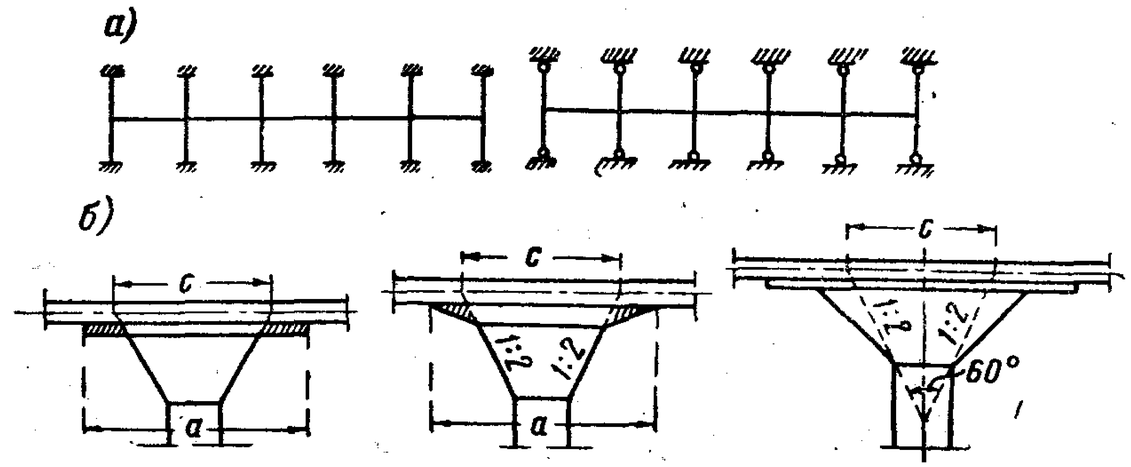
Каждая из рам в обоих направлениях рассчитывается на полную приходящуюся на нее нагрузку $q = q_1 b$, где q_1 — нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия, а b — ширина рамы.

Так как в основу уравнений положено предположение об отсутствии горизонтальных смещений узлов, то можно не учитывать влияния верхних и нижних этажей, и привести расчет многоэтажной и многопролетной заменяющей рамы к расчету ригеля, имеющего сверху и снизу колонны с жестко заделанными или шарнирными концами (рис. 31,*а*).

При несмещаемости концов стоек, противоположных рассматриваемому узлу, расстояние нулевой точки моментов в стойках до рассматриваемого узла может колебаться только в пределах от $f = {}^2/_3 H$ (когда конец стойки полностью защемлен) до $f = H$ (когда конец стойки закреплен шарнирно), причем выбор характера закрепления концов колонн не оказывает существенного влияния на величины моментов.

Расчетная ширина капители c принимается равной основанию треугольника, измеренного в центре плиты, имеющего угол в 60° при вершине и касающегося изнутри очертания капители (рис. 31, б)[1]. Распределение опорных сопротивлений по площади капители принимается по закону треугольника с максимальной ординатой у края расчетной капители и с нулем у центра колонны.

Найденные методом заменяющих рам расчетные моменты распределяются неравномерно по всей ширине ригеля (перпендикулярно к оси рамы); величины моментов убывают от центра рамы к ее краям. В соответствии с результатами точного исследования можно распределить найденные моменты по ширине рамы по закону косинуса, затем разбить раму по ширине на две части — надколонную и пролетную, и для каждой из них принять среднее значение момента. Средние величины моментов в надколонной и пролетной полосах, из которых каждая равна половине ширины рамы, в процентах от расчетных моментов ригеля будут:



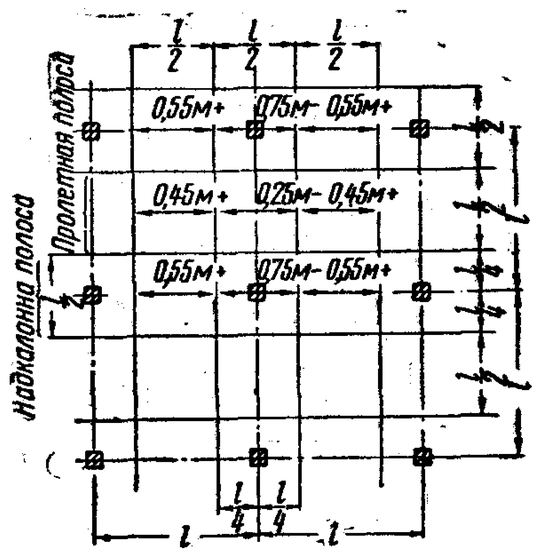


Рис. 31. Расчетные схемы при расчете по методу заменяющих рам

а — расчетные схемы заменяющих рам; *б* — расчетная ширина капители; *в* — схем распределения положительных и отрицательных моментов в надколонной и пролетной полосах

1) для положительных моментов момент в надколонной полосе будет равен 55%, а в пролетной — 45% величины положительного расчетного момента рамы и

2) для отрицательных моментов момент в надколонной полосе будет равен 75%, а в пролетной — 25% величины отрицательного расчетного момента рамы (рис. 31, *в*).

---

[1] Можно принимать и другие условия. Ниже этот вопрос будет изложен более подробно.

2. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ[1]

При решении методом заменяющих рам с учетом капителей как плоскостных опор исходят из основной системы уравнений упругости, имеющей следующий вид (рис. 32):

$$EJ\left(W_{m-1}K'_m + W_m\beta_m + W_{m+1}K'_{m+1}\right) = \frac{v}{12}\left(q_m l_m^2 + q_{m+1}l^2_{m+1}\right). \qquad (3)$$

Здесь:

1) J — момент инерции плиты шириной l_y;

$$J = \frac{l_y h^3}{12};$$

2) q_m — нагрузка на 1 *пог.м* заменяющей рамы;

3) W_{m-1}; W_m и W_{m+1} — соответствующие углы поворота упругой линии;

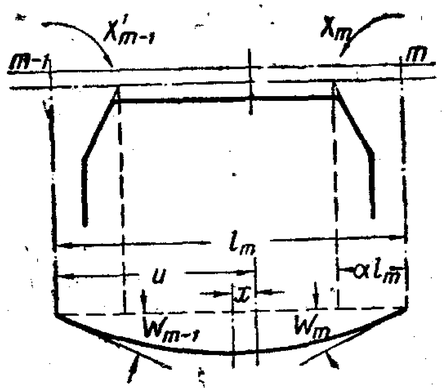


Рис. 32. Расчетная схема среднего пролета заменяющей рамы

4) $$K'_m = \frac{12}{l_m}\cdot\frac{\Theta_1}{\Theta^2 - \Theta_1^2}$$

и

$$K_m = \frac{12}{l_m}\cdot\frac{\Theta}{\Theta^2 - \Theta_1^2};$$

причем

$$\Theta = 4 - 4\alpha + 2\alpha^2 - \frac{2}{3}\alpha^3$$

и

$$\Theta_1 = 2 - 2\alpha^2 + \frac{2}{3}\alpha^3;$$

где

$$\alpha = \frac{c}{l};$$

5) $$v = \frac{3\mu}{3 - 2\alpha} + 2\alpha,$$

где

$$\mu = 1 - 2\alpha + \frac{7}{12}\alpha^2 + \frac{\alpha^3}{3};$$

6) $$\beta_m = K_m + K_{m+1} + 6\frac{J_в}{J}\cdot\frac{f_в}{H_в}\cdot\frac{1}{3f_в - H_в} + 6\frac{J_н}{J}\cdot\frac{f_н}{H_н}\cdot\frac{1}{3f_н - H_н};$$

где $J_в$ — момент инерции верхней колонны;
$J_н$ — момент инерции нижней колонны;
$H_в$ — высота верхней колонны;
$H_н$ — высота нижней колонны;
$f_в$ — расстояние нулевой точки моментов до низа верхней колонны;
$f_н$ — то же, до верха нижней колонны.

[1] Гастев, Железобетонные конструкции, Госстройиздат, 1932.

Определив сначала все вспомогательные коэффициенты уравнения упругости, находят из последних величины W — углы между касательными к линии прогиба и горизонталью.

Опорный момент ригеля справа от опоры:

$$X'_{m-1} = -EJ\left(W_{m-1}K_m + W_m K'_m\right) - \frac{q_m l^2_m}{12}\left(v - 2\alpha\right). \qquad (4)$$

Опорный момент ригеля слева от опоры:

$$X_m = EJ\left(W_m K_m + W_{m-1}K'_m\right) - \frac{q_m l^2_m}{12}\left(v - 2\alpha\right). \qquad (4')$$

Моменты в точке ригеля, находящейся на расстоянии x от середины пролета:

$$M_x = \frac{q_m l^2_m}{8}\left(1 - \frac{4}{3}\alpha\right) - \frac{q_m x^2}{2} - \frac{X'_{m-1} + X_m}{2} + \frac{x}{l_m}\left(X_m - X'_{m-1}\right) \quad \left(\text{где } x = \frac{X_m - X'_{m-1}}{q_m l_m}\right). \qquad (5)$$

Моменты в плите над капителью в точке, находящейся на расстоянии u от центра левой опоры:

$$M_u = \frac{q_m u^2}{6} - \left(\frac{4u}{\alpha} - 3\right) + \frac{X'_{m-1} + X_m}{2} - \frac{X_m - X'_{m-1}}{2} \times \frac{l_m - 2u}{l_m}. \qquad (6)$$

То же для правой опоры:

$$M'_u = \frac{q_m u^2}{6}\left(\frac{4u}{\alpha} - 3\right) + \frac{X'_m + X_m}{2} + \frac{X_m - X'_{m-1}}{2} \times \frac{l_m - 2u}{l_m}. \qquad (6')$$

Моменты в нижнем конце верхней колонны и верхнем конце нижней колонны:

$$\left.\begin{aligned} M_в &= \Sigma_m \frac{\varphi_в}{\varphi_в + \varphi_н}; \\ M_н &= \Sigma_m \frac{\varphi_н}{\varphi_в + \varphi_н}, \end{aligned}\right\} \qquad (7)$$

где Σ_m — сумма моментов в верхней и нижней колоннах равная:

$$X'_m - X_m + \frac{al}{6}\left(q_m l_m - q_{m+1} l_{m+1}\right);$$
$$\varphi_в = \frac{J_в}{J} \cdot \frac{H_в}{l_m}\left(3 - \frac{H_в}{f_в}\right);$$
$$\varphi_н = \frac{J_н}{J} \cdot \frac{H_н}{l_m}\left(3 - \frac{H_н}{f_н}\right). \qquad (8)$$

Моменты в любом сечении плиты, находящемся от середины пролета на расстоянии x, распределяются между надколонными и пролетными полосами по формулам:

$$M_x^{пр} = M_{x_{пр}}\left[\frac{1}{2} - \frac{1}{5\pi}\left(2 - \cos\frac{\pi x}{\frac{l}{2}}\right)\right];$$
$$M_x^{оп} = M_{x_{оп}}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{5\pi}\left(2 - \cos\frac{\pi x}{\frac{l}{2}}\right)\right]; \qquad (9)$$

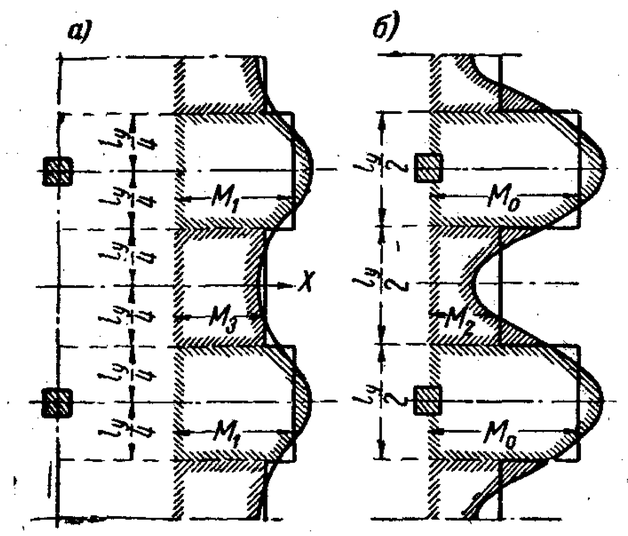


Рис. 33. Фактическая и расчетная эпюры распределения моментов по ширине панели

а — пролетная полоса; *б* — надколонная полоса

где $M_x^{пр}$ — момент, приходящийся на всю пролетную полосу;

$M_x^{оп}$ — момент, приходящийся на всю опорную полосу;

$M_{x_{пр}}$ — соответствующий пролетный момент, определенный по формуле (5);

$M_{x_{оп}}$ — соответствующий опорный момент, определенный по формуле (4);

x — расстояние рассматриваемого сечения от середины пролета.

При $x = 0$ (в середине пролета) и при $x = \frac{l}{2}$ (на опоре) можно принять следующее распределение моментов (рис. 33): для положительных моментов ($x = 0$):

$$M_x^{пр} = M_3 = 0{,}45\, M_{пр} \text{ и } M_x^{оп} = M_1 = 0{,}55\, M_{пр}$$

и для отрицательных моментов $\left(x = \frac{l}{2}\right)$:

$$M_x^{пр} = M_2 = 0{,}25\, M_{оп} \text{ и } M_x^{оп} = M_0 = 0{,}75\, M_{оп}.$$

При вычислении отрицательных моментов на линии опор можно брать среднюю величину опорных моментов X, т. е.

$$X = \frac{X_m + X'_m}{2}. \qquad (10)$$

Так как по методу заменяющих рам, как сказано выше, не получается точного ответа, соответствующего полностью фактической работе безбалочных плит, то совершенно безболезненно можно пренебречь и той незначительной неточностью, которая получается в результате расчета рамы приближенным, а не точным методом. Поэтому на практике можно рекомендовать приближенный метод расчета заменяющих рам, дающий в результате очень незначительное расхождение с точным методом. Упрощение расчета достигается тем, что ограничиваются только приближенным определением всех углов поворота W, кроме W_m и W_{m-1}, соответствующих загруженному пролету.

При равных пролетах $l_1 = l_2 = \ldots = l_m = l_{m+1}$ и при загрузке через один пролет в раме с бесконечно большим числом пролетов можно принять:

$$W_{m-2} = -W_{m-1} = W_m = -W_{m+1} = \ldots$$
$$q_{m-1} = q_{m+1} = q_{m+3} = 0.$$

Тогда уравнение (3) примет вид:

$$EJW_m\left(\beta - 2K'\right) = \frac{vql^2_m}{12}. \qquad (11)$$

Следовательно,

$$EJW_m = \frac{vql^2_m}{12}\,\frac{1}{\beta - 2K'} \qquad (12)$$

и опорные моменты:

$$X_m = -\frac{ql^2_m}{12}\left(v\,\frac{\beta - K - K'}{\beta - 2K'} - 2\alpha\right);$$
$$X'_m = -\frac{ql^2_m}{12}\,v\,\frac{K - K'}{\beta - 2K'}, \qquad (13)$$

а максимальный положительный момент:

$$M_{макс} = \frac{ql^2}{8}\left(1 - \frac{4}{3}\alpha\right) + X_m. \qquad (14)$$

При загрузке всех пролетов (рис. 34, *а*)

$$\left.\begin{aligned} W_{m-1} = W_m = W_{m+1} = 0; \\ X_m = X'_m = -\frac{q_m l^2}{12}\left(v - 2\alpha\right). \end{aligned}\right\} \qquad (15)$$

Для крайних панелей при загрузке через пролет (загружены 1-й, 3-й, 5-й и т. д. пролеты) (рис. 34, *б*):

$$\left.\begin{aligned} EJ(W_0\beta + W_1K') = -\frac{vq_1l^2}{12}; \\ EJ(W_0K' + W_1\beta) = \frac{vq_1l^2}{12} - EJW_2K'. \end{aligned}\right\} \qquad (16)$$

Определив W_2, получают два уравнения с двумя неизвестными, откуда и находят W_0 и W_1.

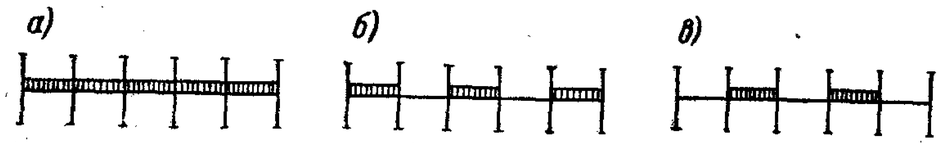


Рис. 34. Схема загрузки рамы

а — первая схема, загружены все пролеты; *б* — вторая схема, загружены 1-й, 3-й, 5-й пролеты; *в* — третья схема, загружены 2-й, 4-й пролеты

При загрузке 2-й, 4-й, 6-й и т. д. панелей (рис. 34, *в*):

$$\left.\begin{aligned} EJ(W_0\beta + W_1K') = 0; \\ EJ(W_0K' + W_1\beta) = \frac{vq_2l^2}{12} - EJW_2K'. \end{aligned}\right\} \qquad (17)$$

При загрузке же всех панелей эти формулы примут следующий вид:

$$\left.\begin{aligned} EJ(W_0\beta + W_1K') = -\frac{vq_1l^2}{12}; \\ EJ(W_0K' + W_1\beta) = \frac{v}{12}q_1l^2 - q_2l^2. \end{aligned}\right\} \qquad (18)$$

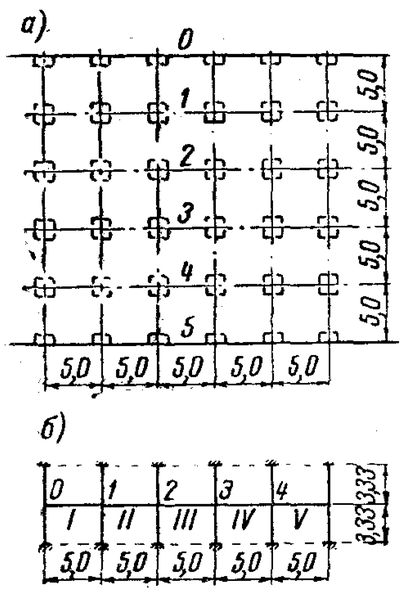


Рис. 35. Схемы перекрытия

а — план; *б* — поперечный разрез

Пример расчета. Безбалочное междуэтажное перекрытие состоит из панелей размером 5×5 *м* с нагрузкой постоянной $g = 500$ *кг/м²* и полезной $p = 750$ *кг/м²*. Высота верхнего и нижнего этажей 3,33 *м* (рис. 35).

Сечение верхних колонн: средних 45×45 *см*, крайних 45×35 *см*.

Сечение нижних колонн: средних 50×50 *см*, крайних 50×40 *см*.

Расчетной схемой перекрытия будет пятипролетная двухъярусная рама с заделанными концами верхних и нижних колонн.

Расчетная ширина опор при наших капителях получается равной 1,1 *м*.

При этом

$$1)\ \alpha = \frac{c}{l} = \frac{1,1}{5,0} = 0,22.$$

2) Так как концы колонн считаем жестко заделанными, то:

$$f_в = f_н = {}^2/_3\, H_н = {}^2/_3 \cdot 3,33 = 2,22\ м;$$

$$3)\ \mu = 1 - 2\alpha + \frac{7}{12}\alpha^2 + \frac{\alpha^3}{3} = 1 - 0,22 \cdot 2 + \frac{7}{12}0,22^2 + \frac{0,22^3}{3} = 0,592;$$

$$4)\ v = \frac{3\mu}{3 - 2\alpha} + 2\alpha = \frac{3 \cdot 0,592}{3 - 2 \cdot 0,22} + 2 \cdot 0,22 = 1,134;$$

$$5)\ \Theta = 4 - 4\alpha + 2\alpha^2 - \frac{2}{3}\alpha^3 = 4 - 4 \cdot 0,22 + 2 \cdot 0,22^2 - \frac{2}{3}0,22^3 = 3,217;$$

$$6)\ \Theta_1 = 2 - 2\alpha^2 + \frac{2}{3}\alpha^3 = 2 - 2 \cdot 0,22^2 + \frac{2}{3}0,22^3 = 1,91;$$

$$7)\ K = \frac{12}{l} \cdot \frac{\Theta}{\Theta^2 - \Theta_1^2} = \frac{12}{5,0} \cdot \frac{3,217}{3,217^2 - 1,91^2} = 1,18;$$

$$8)\ K' = \frac{12}{l}\,\frac{\Theta}{\Theta^2 - \Theta_1^2} = \frac{12}{5,0} \cdot \frac{1,91}{3,217^2 - 1,91^2} = 0,70.$$

9) Задавшись толщиной плиты в 16 *см*, получим момент инерции ригеля рамы (плиты):

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{500 \cdot 16^3}{12}\ см^4;$$

момент инерция средних колонн:

$$J_в = \frac{45^4}{12}\ см^4,$$

$$J_н = \frac{50^4}{12}\ см^4,$$

откуда отношение моментов инерции колонн к моменту инерции плиты равняется:

$$\frac{J_в}{J} = \frac{45^4}{500 \cdot 16^3} = 2,002;$$

$$\frac{J_н}{J} = \frac{50^4}{500 \cdot 16^3} = 3,051.$$

Для внутренних колонн:

$$\beta = K_m + K_{m+1} + 6\frac{J_в}{J}\frac{f_в}{H_в}\frac{1}{3f_в - H_в} + $$
$$+ 6\frac{J_н}{J}\frac{f_н}{H_н}\frac{1}{3f_н - H_н}$$

или в нашем случае при $f_в = \frac{2}{3} H_в$ и $f_н = \frac{2}{3} H_н$ имеем:

$$\beta = 2\ K + 4\ \frac{J_в}{J}\frac{1}{H_в} + 4\frac{J_н}{J}\frac{1}{H_н} =$$
$$= 2 \cdot 1{,}18 + 4 \cdot 2{,}002\frac{1}{3{,}33} + 4 \cdot 3{,}051\ \frac{1}{3{,}33} = 8{,}7.$$

Момент инерции крайних колонн:

$$J_в = \frac{45 \cdot 35^3}{12}\ см^4;$$

$$J_н = \frac{50 \cdot 40^3}{12}\ см^4$$

или

$$\frac{J_в}{J} = \frac{45 \cdot 35^3}{500 \cdot 16^3} = 0{,}942;$$

$$\frac{J_н}{J} = \frac{50 \cdot 40^3}{500 \cdot 16^3} = 1{,}562.$$

Для крайних колонн:

$$\beta_0 = \beta_5 = 1{,}34 + 4 \cdot 0{,}942\frac{1}{3{,}33} + 1{,}562\ \frac{1}{3{,}33} = 4{,}36.$$

Определив все вспомогательные коэффициенты, приступаем к решению основных уравнений.

Сначала найдем опорные и пролетные моменты при загрузке через пролет единичной нагрузкой $g = 1\ т/м^2$ или погонной нагрузкой на раму $1 \cdot 5 = 5\ т/м$.

Обозначив EJW_m через ψ_m мы можем согласно формуле (11) написать:

$$\psi\left(\beta - 2\ K'\right) = \frac{vg_m\ l^2}{12},$$

откуда, так как $g_m = gl = 1 \cdot 5$:

$$\psi_m = \frac{vg_m\ l^2}{12} \cdot \frac{1}{\beta - 2\ K'} = \frac{1{,}134 \cdot 5 \cdot 5^2}{12} \cdot \frac{1}{8{,}7 - 2 \cdot 0{,}70} =$$
$$= \frac{11{,}8}{7{,}3} = 1{,}62.$$

Согласно формулам (13) опорные моменты при загрузке через пролет равняются:

$$X_m = -\frac{g_m\ l^2}{12}\left(v\ \frac{\beta - K - K'}{\beta - 2\ K'} - 2\alpha\right) =$$
$$= -\frac{5 \cdot 5^2}{12}\left(1{,}134\ \frac{8{,}7 - 1{,}18 - 0{,}7}{8{,}7 - 2 \cdot 0{,}7}\right) = -6{,}43\ тм;$$

$$X'_m = -\frac{g_m\ l^2}{12}\ v\ \frac{K - K'}{\beta - 2\ K'} =$$
$$= -\frac{5 \cdot 5^2}{12}1{,}134\ \frac{1{,}18 - 0{,}7}{8{,}7 - 2 \cdot 0{,}7} = -0{,}78\ тм.$$

То же можно получить и по формуле (4).

Так как в данном случае $W_m = W_{m-1}$, то формула (4) примет следующий вид:

$$X'_m = -\psi_m\ K_m - \left(-\psi_m\ K'_m\right) = -\psi\left(K - K'\right) =$$
$$= -1{,}62\left(1{,}18 - 0{,}7\right) = -0{,}78\ тм$$

и

$$X_m = \psi_m\ K_m - \psi_m\ K'_m - \frac{g_m\ l_m^2}{12}\left(v - 2\alpha\right) = \psi_m\left(K_m - K'_m\right) -$$
$$- \frac{gl^2}{12}\left(v - 2\alpha\right) = 1{,}62\left(1{,}18 - 0{,}7\right) - \frac{5 \cdot 5^2}{12}\left(1{,}134 - 2 \cdot 0{,}22\right) =$$
$$= 0{,}78 - 7{,}21 = -6{,}43\ тм.$$

Максимальный пролетный момент для той же нагрузки [формула (14)]:

$$M_{макс} = \frac{g_m\ l^2}{8}\left(1 - \frac{4}{3}\alpha\right) + X_m = \frac{5 \cdot 5^2}{8}\left(1 - \frac{4}{3}0{,}22\right) - 6{,}43 =$$
$$= 11{,}05 - 6{,}43 = 4{,}62\ тм.$$

Потом рассмотрим вторую расчетную схему при загрузке единичной нагрузкой всех пролетов [формула (15)]:

$$X_m = X'_m = -\frac{g_m\ l^2}{12}\left(v - 2\alpha\right) = -\frac{5 \cdot 5^2}{12}\left(1{,}134 - 2{,}022\right) =$$
$$= 7{,}21\ тм$$

и

$$M_{макс} = \frac{g_m\ l^2}{8}\left(1 - \frac{4}{3}\alpha\right) - X_m = \frac{5 \cdot 5^2}{8}\left(1 - \frac{4}{3}0{,}22\right) -$$
$$- 7{,}21 = 3{,}84\ тм.$$

Для определения величины расчетного максимального момента в 3-м пролете нашей рамы загрузим постоянной нагрузкой $g = 500\ кг/м^2$ все пролеты и временной $p = 750\ кг/м^2$ — через пролет (1,3 и 5) (рис. 36, *а*):

$$M_{макс} = 0{,}50 \cdot 3{,}84 + 0{,}75 \cdot 4{,}62 = 5{,}38\ тм.$$

Для определения расчетных опорных моментов на средних опорах загрузим все пролеты постоянной и временной нагрузками $p+g = 1\,250$ *кг/м²* (рис. 36, *б*).

При этом

$$M_{мин} = -1{,}25 \cdot 7{,}21 = -9{,}0 \text{ тм}.$$

Для крайнего пролета при загрузке 1-го, 3-го и 5-го пролетов единичной нагрузкой $g = 1$ *т/м²* имеем [по формуле (16)]:

$$EJ\left(W_0\,\beta + W_1\,K'\right) = -\frac{vg_1\,l^2}{12};$$

$$EJ\left(W_0\,K' + W_1\,\beta\right) = \frac{vg_1\,l^2}{12} - EJ\,W_2\,K'$$

или

$$\psi_0\beta + \psi_1\,K' = -\frac{vg_1\,l^2}{12}$$

$$\psi_0\,K' + \psi_1\,\beta = \frac{vg_1\,l^2}{12} - \psi_2\,K',$$

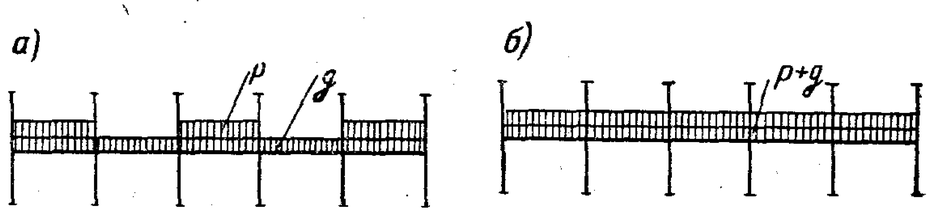


Рис. 36. Схемы загрузки

а — первая схема, загружены постоянной нагрузкой все пролеты и временной нагрузкой 1-й, 3-й и 5-й пролеты; *б* — вторая схема; загружены постоянной и временной нагрузкой все пролеты перекрытия; $p = 750$ *кг/м²*; $g = 500$ *кг/м²*

откуда, так как $\psi_2 = -1{,}62$, имеем:

$$4{,}36\,\psi_0 + 0{,}7\psi_1 = \frac{1{,}134 \cdot 5 \cdot 5^2}{12} = -11{,}8;$$

$$0{,}7\,\psi_0 + 8{,}7\,\psi_1 = \frac{1{,}134 \cdot 5 \cdot 5^2}{12} + 0{,}7 \cdot 1{,}62 = 12{,}93.$$

Решив эти два уравнения с двумя неизвестными, получаем

$$\psi_0 = -2{,}91 \text{ и } \psi_1 = 1{,}25.$$

Следовательно,

$$X_0' = -\psi_0\,K - \psi_1\,K' - \frac{g_m\,l^2}{12}\left(v - 2a\right) = 2{,}91 \cdot 1{,}18 - 1{,}25 \cdot 0{,}7 - 7{,}21 = -4{,}65 \text{ тм},$$

$$X_1 = \psi_1\,K_1 + \psi_0\,K' - \frac{g_m\,l^2}{12}\left(v - 2a\right) = 1{,}25 \cdot 1{,}18 - 2{,}91 \cdot 0{,}7 - 7{,}21 = -7{,}78 \text{ тм}.$$

При загрузке же 2-го и 4-го пролетов мы по формуле (17) и по аналогии с предыдущим имеем:

$$4{,}36\,\psi_0 + 0{,}7\,\psi_I = 0$$

и

$$0{,}7\,\psi_0 + 8{,}7\,\psi_I = -12{,}93,$$

откуда находим:

$$\psi_0 = 0{,}245,$$

$$\psi^I = -1{,}51.$$

Следовательно,

$$X_0' = -\psi_0\,K - \psi_1\,K_1' = -0{,}245 \cdot 1{,}18 + 1{,}51 \cdot 0{,}7 = 0{,}77 \text{ тм};$$

$$X_1 = \psi_1\,K + \psi_0\,K' = -1{,}51 \cdot 118 + 0{,}245 \cdot 0{,}7 = -1{,}61 \text{ тм}.$$

При загрузке всех пролетов:

$$X_0' = -4{,}65 + 0{,}77 = -3{,}88 \text{ тм};$$

$$X_1 = -7{,}78 - 1{,}61 = -9{,}39 \text{ тм}.$$

Таким образом, при наших нагрузках $g = 500$ *кг/м²* и $p = 750$ *кг/м²* получаем:

1) При загрузке всех пролетов:

$$X_0' = -3{,}88 \cdot 1{,}25 = -4{,}85 \text{ тм};$$

$$X = -0{,}39 \cdot 1{,}25 = -11{,}75 \text{ тм}.$$

2) При загрузке постоянной нагрузкой всех пролетов и временной 1-го, 3-го и 5-го пролетов:

$$X_0' = -3{,}88 \cdot 0{,}5 - 4{,}65 \cdot 0{,}75 = -5{,}94 \text{ тм};$$

$$X_1 = -9{,}39 \cdot 0{,}5 - 7{,}78 \cdot 0{,}75 = -10{,}53 \text{ тм}.$$

Максимальный положительный момент находится при этой загрузке от середины пролета на расстоянии:

$$x = \frac{X_1 - X_0'}{(g+p)\,l} = \frac{10{,}53 - 5{,}94}{1{,}25 \cdot 5 \cdot 5} = 0{,}147 \text{ м}$$

и по уравнению (5):

$$M_{макс} = \frac{gl_m^2}{8}\left(1 - \frac{4}{3}a\right) - \frac{g_m\,x^2}{2} - \frac{X_0' + X_1}{2} + \frac{x}{l}\left(X_1 - X_0'\right) = \frac{1{,}25 \cdot 5 \cdot 5^2}{8}\left(1 - \frac{4}{3}0{,}22\right) - \frac{1{,}25 \cdot 5 \cdot 0{,}147^2}{2} - \frac{10{,}53 + 5{,}94}{2} + \frac{0{,}147}{5}\left(10{,}53 - 5{,}94\right) = 5{,}65 \text{ тм}.$$

Таким образом, найдены все нужные нам расчетные моменты (моменты во втором пролете не находим, так как они очень мало отличаются от моментов в третьем пролете и поэтому второй пролет армируем по третьему пролету).

После этого, разбив панели на надколонные и пролетные полосы, находим моменты в этих полосах (рис. 37):

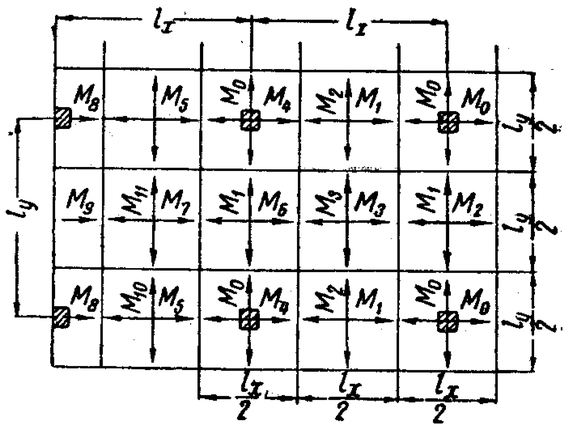


Рис. 37. Схема распределения расчетных моментов в надколонной и пролетной полосах

$M_0 = -0{,}75 \cdot 9\,000 = -6\,750$ *кгм*;
$M_1 = 0{,}55 \cdot 5\,380 = 2\,960$ *кгм*;
$M_2 = -0{,}25 \cdot 9\,000 = -2\,250$ *кгм*;
$M_3 = 0{,}45 \cdot 5\,380 = 2\,420$ *кгм*;
$M_4 = -0{,}75 \cdot 10\,530 = -7\,900$ *кгм*;
$M_5 = 0{,}55 \cdot 5\,650 = 3\,100$ *кгм*;
$M_6 = -0{,}25 \cdot 10\,530 = -2\,360$ *кгм*;
$M_7 = 0{,}45 \cdot 5\,650 = 2\,550$ *кгм*;
$M_8 = -0{,}75 \cdot 5\,940 = -4\,450$ *кгм**;
$M_9 = -0{,}25 \cdot 5\,940 = -1\,490$ *кгм**;
$M_{10} = 0{,}75\ M_2 = -0{,}75 \cdot 2\,250 = -1\,690$ *кгм*;
$M_{11} = 0{,}75\ M_3 = 0{,}75 \cdot 2\,420 = 1\,820$ *кгм*.

3. РАЗВИТИЕ МЕТОДА ЗАМЕНЯЮЩИХ РАМ

Инж. Подгаец на основе метода заменяющих рам разработал решения ряда случаев, встречающихся в практике:

1) для безбалочного перекрытия с разной толщиной плиты отдельных панелей;

2) для безбалочного перекрытия с наруным железобетонным каркасом с крайними колоннами без полукапителей;

3) для безбалочного перекрытия с крайней шарнирной опорой.

Безбалочное перекрытие с плитой разной толщины при наружном железобетонном каркасе с крайними колоннами, имеющими полукапители

1. *Основные расчетные формулы.* Вырежем один пролет заменяющей рамы, находящейся под нагрузкой q *кг/м* и рас-

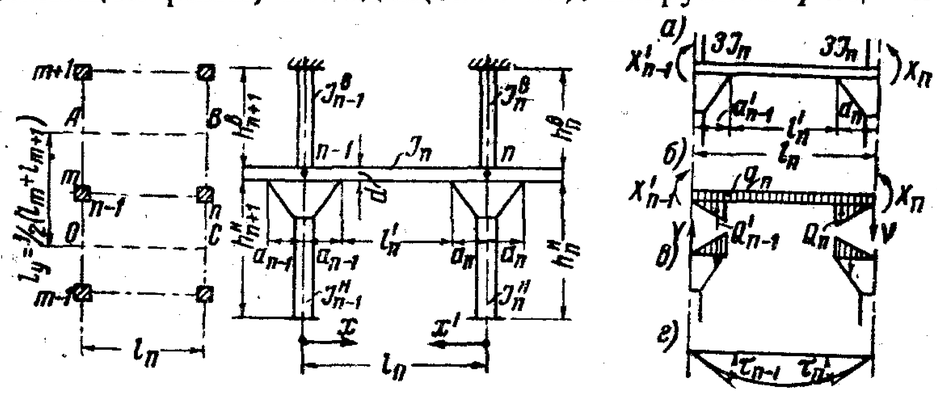


Рис. 38. Расчетная схема среднего пролета заменяющей рамы

смотрим его, считая, что расчетные размеры капителей во всех пролетах одинаковы, т. е., что $c_n = c_{n-1}$ (рис. 38).

* Это распределение крайнего опорного момента верно при крайних полукапителях, при отсутствии же крайних полукапителей распределение суммарного крайнего опорного момента между надколонной и пролетными полосами следует изменить соответственно на 60 и 40%.

При этом введем следующие обозначения:

l_n — длина пролета;

l'_n — расстояние между краями капители (свободная длина ригеля);

a_{n-1} и a'_n — расчетные ширины половины капителей $= \frac{c_n}{2}$;

x и x' — расстояния от оси левой или правой опоры;

d — толщина плиты в пролете;

J_n — момент инерции плиты в пролете;

$J_к^в$ — момент инерции верхней колонны;

$J_к^н$ — момент инерции нижней колонны;

$H_к^в$ — высота верхней колонны;

$H_к^н$ — высота нижней колонны;

X' — момент, действующий справа от колонны;

X — момент, действующий слева от колонны;

α — отношение половины расчетной ширины капители к пролету $= \frac{a}{l}$.

Влияние отброшенных пролетов заменим моментами. X_{n-1} и X_n.

Сначала влияния отброшенных пролетов не учитываем Опорные реакции:

$$Q_{n-1} = Q_n = q_n \frac{l_n}{2}. \qquad (19)$$

Момент на участке между капителями (l'_n), т. е. при $a'_{n-1} \leqslant x \leqslant l_n - a_n$.

$$M_x = q_n \left(\frac{x\,x'}{2} - l_n \frac{a_n}{3} \right). \qquad (20)$$

Момент в пределах левой капители, т. е. при $0 \leqslant x \leqslant a'_{n-1}$

$$M_л = q_n \frac{x^2}{6} \left(l_n \frac{x'}{a_n^2} - 3 \right). \qquad (21)$$

Момент в пределах правой капители, т. е. при $0 \leqslant x \leqslant a_n$

$$M_{пр} = q_n \frac{x'^2}{6} \left(l_n \frac{x'}{a_n^2} - 3 \right). \qquad (22)$$

Теперь заменим влияние отброшенных пролетов моментами X'_{n-1} и X_n. Опорные моменты вызовут опорную реакцию:

$$V = \frac{1}{l_n} \left(X_n - X'_{n-1} \right),$$

причем точку приложения этой опорной реакции считают в центре колонны. Влияние опорных моментов на величину момента вырезанного пролета выразится следующими формулами:

$$M_{доп}=\left(X_n-X'_{n-1}\right)\frac{x}{l_n}+X'_{n-1};$$

$$M_{доп}=\left(X_n-X'_{n-1}\right)\frac{x'}{l_n}+X_n.$$

Следовательно, в окончательном виде моменты в рассматриваемом пролете будут:

момент на участке между капителями (в районе свободной длины ригеля):

$$M_x=q_n\left(\frac{x\,x'}{2}-\frac{l_n a_n}{3}\right)+\frac{x}{l_n}\left(X_n-X'_{n-1}\right)+X'_{n-1}; \qquad (23)$$

момент на участке левой капители рассматриваемого пролета:

$$M_л=q_n\frac{x^2}{6}\left(\frac{l_n x}{a_n^2}-3\right)-\frac{x}{l_n}\left(X_n-X'_{n-1}\right)+X'_{n-1}; \qquad (24)$$

момент на участке правой капители рассматриваемого пролета:

$$M_{пр}=q_n\frac{x'^2}{6}\left(\frac{l_n x'}{a^2_n}-3\right)-\frac{x'}{l_n}\left(X_n-X'_{n-1}\right)+X_n. \qquad (25)$$

Угол поворота поперечного сечения ригеля заменяющей рамы в углу n складывается из частичных углов поворота, которые возникают вследствие действия опорных моментов ригеля X'_{n-1}, X_n и нагрузки q_n.

Обозначим увеличенные в $\frac{6E\,J_i}{l_i}$ раз углы поворота поперечного сечения i от действия момента $X_m=1$ в сечении m через δ_{im} и увеличенные в $\frac{6E\,J_i}{l_i}$ раз углы поворота поперечного сечения i от внешней нагрузки $q_i=1$ через δ_i.

Тогда увеличенные в $\frac{6E\,J_n}{l_n}$ раз частичные углы поворота поперечного сечения ригеля непосредственно слева от угла n будут равны:

от момента X'_{n-1}:

$$\omega_{n\,(n-1)}=X'_{n-1}\,\delta_{n\,(n-1)},$$

от момента X_n:

$$\omega_{nn}=X_n\,\delta_{nn}$$

и от нагрузки q_n:

$$\omega_n=q_n\,\delta_n,$$

а увеличенные в $\frac{6E\,J_n}{l_n}$ раз общий угол поворота:

$$t_n=\omega_{n\,(n-1)}+\omega_{nn}+\omega_n=X'_{n-1}\,\delta_{n\,(n-1)}+X_n\,\delta_{nn}+q_n\,\delta_n. \qquad (26)$$

Значения δ_{im}, δ_{ii} и δ_i определяют по формулам:

$$\delta_{im}=\frac{6E\,J_i}{l_i}\int_0^l\frac{X_i\,X_m}{E\,J_i}\,dx,\quad \delta_{ii}=\frac{6E\,J_i}{l_1}\int_0^l\frac{X_2^i}{EJ_i}\,dx,$$

и

$$\delta_i=\frac{6E\,J_i}{l_i}\int_0^l\frac{X_i\,M_i}{E\,J}\,dx,$$

где X_i, X_m и M_i — моменты простой балки под влиянием $X_i=1$, $X_m=1$ и $q_i=1$.

Принимая во внимание различные моменты инерции ригеля и интегрируя, получим:

$$\delta_{n\,(n-1)}=\frac{6\,EJ_n}{l_n}\left[\frac{2}{3E\,J_n}\int_0^{a_n}\frac{x}{l_n}\left(1-\frac{x}{l_n}\right)dx+\frac{1}{E\,J_n}\int_{a_n}^{l_n-a_n}\frac{x}{l_n}\left(1-\frac{x}{l_n}\right)dx\right],$$

или

$$\delta_{n\,(n-1)}=1-\frac{4}{3}\alpha^2\left(3-2\,\alpha\right); \qquad (27)$$

где

$$\alpha=\frac{a_n}{l_n},\quad \delta_{nn}=\frac{6E\,J_n}{l_n}\left[\frac{1}{3E\,J_n}\int_0^{a_n}\frac{x^2}{l_n^2}\,dx+\right.$$

$$\left.+\frac{1}{E\,J_n}\int_{a_n}^{l_n-a_n}\frac{x^2}{l_n^2}\,dx+\frac{1}{3E\,J_n}\int_{l_n-a_n}^{l_n}\frac{x^2}{l_n^2}\,dx\right],$$

или

$$\delta_{nn}=2\left(1-2\,\alpha+2\,\alpha^2-\frac{4}{3}\,\alpha^3\right); \qquad (28)$$

$$\delta_n=\frac{6E\,J_n}{l_n}\left\{\frac{1}{3E\,J_n}\int_0^{a_n}\frac{x^2}{6}\left(l_n\frac{x_n}{a_n^2}-3\right)\frac{x}{l}\,dx+\right.$$

$$+\frac{1}{E\,J_n}\int_{a_n}^{l_n-a_n}\left[\frac{xx'}{2}-l_n\frac{a_n}{3}\right]\frac{x}{l_n}\,dx+$$

$$\left.+\frac{1}{3E\,J_n}\int_0^{a_n}\frac{x'^2}{6}\left(l_n\frac{x'}{a_n^2}-3\right)\left(1-\frac{x'}{l_n}\right)dx\right\}$$

или

$$\delta_n=\frac{l_n^2}{12}\left(3-12\,\alpha+7\,\alpha^2+8\,\alpha^3\right)=\frac{l_n^2}{12}\gamma_n, \qquad (29)$$

где

$$\gamma=3-12\,\alpha+7\alpha^2+8\,\alpha^3.$$

Увеличение в $\frac{6E\,J_n}{l_n}$ раз значения $\delta_{n\,(n-1)}$, δ_{nn} и δ_n зависит только от величины $\alpha=\frac{a_n}{l_n}$, и поэтому их для разных значений α можно заранее вычислить, что сделано в представленной табл. 1.

Таблица 1

$\frac{a}{l}=\alpha$	$\delta'_{(n-1)n}=\delta_{n(n-1)}$	$\delta'_{(n-1)(n-1)}=\delta_{nn}$	$\gamma'_{(n-1)}=\gamma_n$	$\frac{a}{l}=\alpha$	$\delta'_{(n-1)n}=\delta_{n(n-1)}$	$\delta'_{(n-1)(n-1)}=\delta_{nn}$	$\gamma'_{(n-1)}=\gamma_n$
0,050	0,990	1,810	2,419	0,145	0,924	1,496	1,432
0,055	0,988	1,792	2,362	0,150	0,919	1,481	1,385
0,060	0,986	1,774	2,307	0,155	0,914	1,466	1,338
0,065	0,984	1,756	2,252	0,160	0,909	1,451	1,292
0,070	0,981	1,739	2,197	0,165	0,903	1,437	1,246
0,075	0,979	1,721	2,143	0,170	0,898	1,422	1,202
0,080	0,976	1,704	2,088	0,175	0,892	1,408	1,158
0,085	0,973	1,687	2,035	0,180	0,886	1,394	1,113
0,090	0,970	1,670	1,982	0,185	0,880	1,380	1,070
0,095	0,966	1,654	1,930	0,190	0,874	1,366	1,027
0,100	0,963	1,637	1,878	0,195	0,868	1,352	0,985
0,105	0,959	1,621	1,826	0,200	0,861	1,339	0,944
0,110	0,955	1,605	1,775	0,205	0,855	1,325	0,903
0,115	0,951	1,589	1,725	0,210	0,848	1,312	0,863
0,120	0,947	1,573	1,674	0,215	0,842	1,298	0,823
0,125	0,943	1,557	1,625	0,220	0,835	1,285	0,784
0,130	0,938	1,542	1,576	0,225	0,828	1,272	0,746
0,135	0,934	1,526	1,527	0,230	0,822	1,258	0,707
0,140	0,929	1,511	1,480				

Здесь

$$\delta_n=\frac{l_n^2}{12}\gamma_n \quad \text{и} \quad \delta'_n=\frac{l_{n+1}^2}{12}\gamma'_n.$$

Если мы теперь рассмотрим одну из средних опор заменяющей рамы, представленную на рис. 39,*а*, то увидим, что на нее передаются от n пролета (слева от опоры) опорный момент X_n и поперечные силы Q_n и V_n и от $n+1$ пролета (справа от опоры) опорный момент X'_n и поперечные силы Q'_n и V'_n. Поперечные силы Q_n и Q'_n отстоят от центра опоры на расстоянии $^2/_3\ a_n$ и $^2/_3\ a'_n$, а поперечные силы V_n и V'_n приложены в центре колонны. Под влиянием этих сил и моментов получается отнесенный к оси колонны узловой момент:

$$M_n=X_n-X'_n-{}^2/_3\left(Q_n a_n-Q'_n a'_n\right). \qquad (30)$$

Этот момент равен сумме моментов, воспринимаемых верхней и нижней колоннами:

$$M_n=M_n^{\text{в}}+M_n^{\text{н}}, \qquad (31)$$

где $M_n^{\text{в}}$ — момент, воспринимаемый верхней колонной;
$M_n^{\text{н}}$ — момент, воспринимаемый нижней колонной.

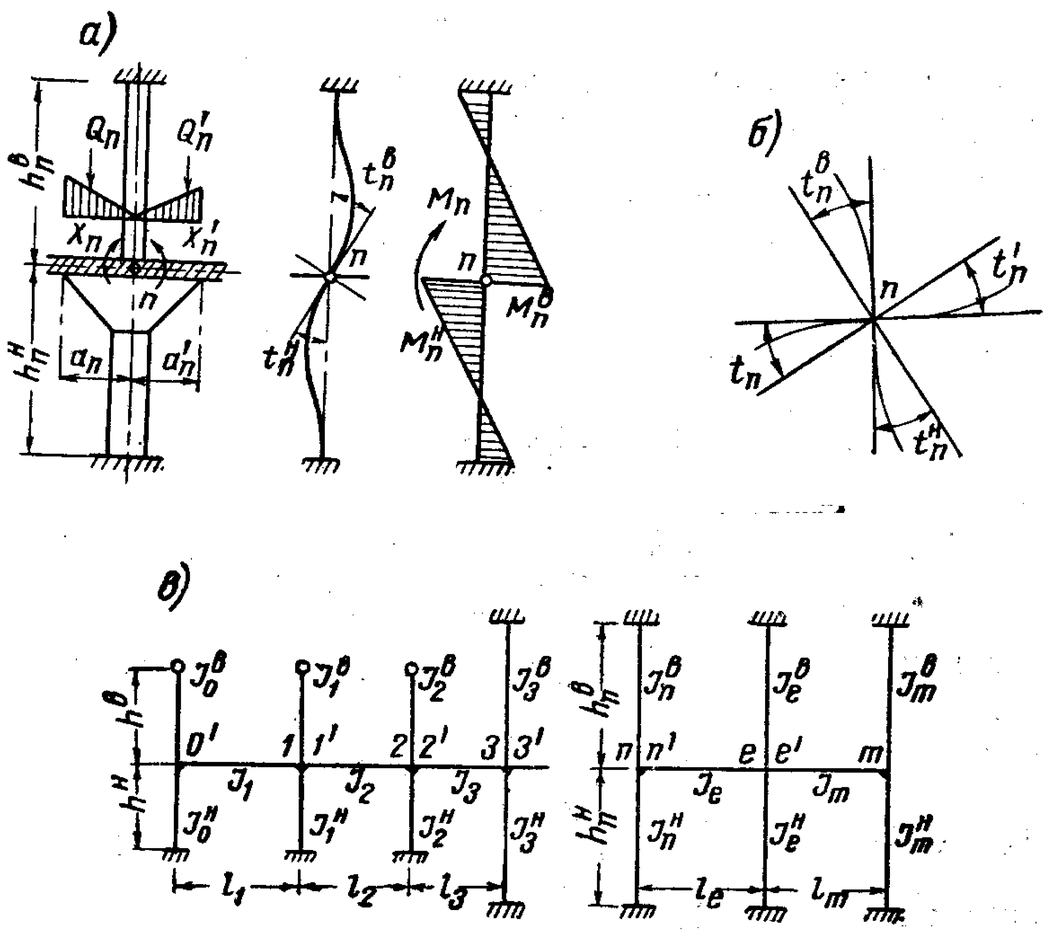


Рис. 39. Расчетная схема заменяющей рамы

а — расчетная эпюра усилий на средней опоре; *б* — поворот ригеля и колонны в среднем узле; *в* — общая схема рамы

Угол поворота низа верхней колонны, увеличенный в $\frac{6E\,J_n}{l_n}$ раз:

$$t_n^{\text{в}}=\frac{6E\,J_n}{l_n}\int_0^{H_n^{\text{в}}}\frac{X_n^{\text{в}}\,X_a}{EJ_n^{\text{в}}}dx;$$

где $X_n^{\text{в}}$ — момент, вызванный моментом $M_n^{\text{в}}$, а X_a — момент, вызванный моментом $M_n^{\text{в}}=1$.

После интегрирования получаем:

$$t_n^{\text{в}}=M_n^{\text{в}}\ v_n^{\text{в}}\ \varkappa_n^{\text{в}}. \qquad (32)$$

Соответственно угол поворота капители нижней колонны:

$$t_n^{н} = M_n^{н}\, v_n^{н}\, \varkappa_n^{н}.$$

Здесь $\varkappa_n^i$ — отношение линейного момента инерции ригеля к линейному моменту инерции колонны:

$$\varkappa_n^i = \frac{J_n H_n^i}{l_n J_n^i}, \tag{33}$$

а v_n^i зависит от степени заделки противоположных концов колонны, причем при шарнирном закреплении верхнего конца верхней колонны и нижнего конца нижней колонны $v_n^i = 2$, а при полной заделке этих концов $v_n^i = 1{,}5$.

Так как ввиду жесткости узла угол поворота верхней колонны равен углу поворота нижней колонны $t_n^{в} = t_n^{н}$ и $M_n^{в}\, v_n^{в}\, \varkappa_n^{в} = M_n^{н}\, v_n^{н}\, \varkappa_n^{н}$, то на основании формулы (31) можем написать:

$$M_n^{в} = M_n \frac{v_n^{н}\, \varkappa_n^{н}}{v_n^{в}\, \varkappa_n^{в} + v_n^{н}\, \varkappa_n^{н}}, \tag{34}$$

$$M_n^{н} = M_n \frac{v_n^{в}\, \varkappa_n^{в}}{v_n^{в}\, \varkappa_n^{в} + v_n^{н}\, \varkappa_n^{н}}. \tag{35}$$

Так как углы поворота ригеля и колонн равны между собой, то

$$t_n = t_n^{в} = t_n^{н} = M_n \varepsilon_n, \tag{36}$$

где ε_n — увеличенный в $\frac{6E\,J}{l_n}$ раз упругий поворот угла n под влиянием момента $M = 1$:

$$\varepsilon_n = \frac{v_n^{в}\, \varkappa_n^{в}\, v_n^{н}\, \varkappa_n^{н}}{v_n^{в}\, \varkappa_n^{в} + v_n^{н}\, \varkappa_n^{н}}. \tag{36a}$$

При одинаковом, что обычно бывает на практике, закреплении противоположных концов нижней и верхней колонн $v_n^{в} = v_n^{н}$ и формулы (34), (35) и (36) примут следующий вид:

$$M_n^{в} = M_n \frac{\varkappa_n^{н}}{\varkappa_n^{в} + \varkappa_n^{н}}, \tag{37}$$

$$M_n^{н} = M_n \frac{\varkappa_n^{в}}{\varkappa_n^{в} + \varkappa_n^{н}} \tag{38}$$

и

$$t_n = M \varepsilon_n = M_n\, v_n \frac{\varkappa_n^{в}\, \varkappa_n^{н}}{\varkappa_n^{в} + \varkappa_n^{н}}. \tag{39}$$

Ввиду того что углы поворота ригеля и колонн в узле равны по своей абсолютной величине, но имеют разные знаки, алгебраическая сумма тангенсов двух противоположных углов должна равняться нулю (рис. 39, *б*), т. е. $t_n + t_n' = 0$.

На основании формул (26) и (36) можно написать общее уравнение упругости для поперечного сечения и ригеля заменяющей рамы:

$$X_{n-1}'\, \delta_{n\,(n-1)} + X_n\, \delta_{nn} + q_n\, \delta_n + M_n\, \varepsilon_n = 0$$

или, подставив вместо M_n его значение из формулы (30), получают:

$$X_{n-1}'\, \delta_{n\,(n-1)} + X_n\, (\delta_{nn} + \varepsilon_n) - X_n'\, \varepsilon_n = -\mu_n, \tag{40}$$

где

$$\mu_n = q_n\, \delta_n + {}^2/_3\, (Q_n'\, a_n' - Q_n\, a_n)\, \varepsilon_n.$$

Уравнение (40) служит условием неразрывности для поперечного сечения с левой стороны от узла n. По аналогии с формулой (40) можно написать и формулу (40а) для поперечного сечения n' ригеля с пролетом l_{n+1}, т. е. для поперечного сечения справа от угла n:

$$-X_n\, \varepsilon_n' + X_n'\, (\delta_{nn} + \varepsilon_n') + X_{n+1}\, \delta_{n\,(n+1)} = -\mu_n', \tag{40a}$$

где

$$\mu_n' = q_{n+1}\, \delta_n' + {}^2/_3\, (Q_n\, a_n - Q_n'\, a_n')\, \varepsilon_n'.$$

Здесь значения δ_n' — увеличенные в $\frac{6E\,J_{n+1}}{l_{n+1}}$ раз углы поворота поперечного сечения ригеля n под влиянием $X_n' = 1$, $X_{n+1} = 1$ и $q_{n+1} = 1$.

Они зависят только от $\frac{a_n'}{l_{n+1}} = \frac{a_{n+1}}{l_{n+1}} = \alpha_{n+1}$ и определяются по табл. 1.

$$\varepsilon_n' = \frac{v_n^{в}\, \varkappa_n'^{в}\, v_n^{н}\, \varkappa_n'^{н}}{v_n^{в}\, \varkappa_n'^{в} + v_n^{н}\, \varkappa_n'^{н}},$$

где

$$\varkappa_n'^{i} = \frac{J_{n+1}\, H_n^i}{l_{n+1}\, J_n^i}.$$

При одинаковом закреплении концов колонн:

$$\varepsilon_n' = v_n \frac{\varkappa_n'^{в}\, \varkappa_n'^{н}}{\varkappa_n'^{в} + \varkappa_n'^{н}}.$$

Составленные по формулам (40) и (40а) уравнения для рамы, представленной на рис. 39, *в*, имеют следующий вид

$$X_0'(\delta_{00}'+\varepsilon_0')+X_1\delta_{01}' \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = -\mu_0';$$
$$X_0'\delta_{10} + X_1(\delta_{11}+\varepsilon_1) - X_1'\varepsilon_1 \ldots\ldots\ldots\ldots = -\mu_1;$$
$$-X_1\varepsilon_1' \ldots + X_1'(\delta_{11}'+\varepsilon_1') + X_2\delta_{12}' \ldots = -\mu_1';$$
$$X_n'\delta_{en} + X_e(\delta_{ee}+\varepsilon_e) \ldots + X_e'\varepsilon_e \ldots\ldots\ldots\ldots = -\mu_e;$$
$$-X_e\varepsilon_e' \ldots\ldots + X_e'(\delta_{ee}'+\varepsilon_e') + X_m\delta_{em}' \ldots = -\mu_e';$$
$$+X_e'\delta_{em} \quad + X_m(\delta_{mm}+\varepsilon_m) = -\mu_m.$$

Решив эти уравнения, мы получаем величины опорных моментов, а затем уже по формуле (23) находим максимальные пролетные моменты.

Пример расчета. Безбалочное перекрытие (рис. 40) имеет в одном направлении ряд равных пролетов по 6,0 *м*, а в другом направлении — три пролета, из них два крайних по 5,4 и средний 4,5 *м*. Высота верхних колонн 3,6 и нижних 4,05 *м*. Концы колонн принимаем жестко заделанными.

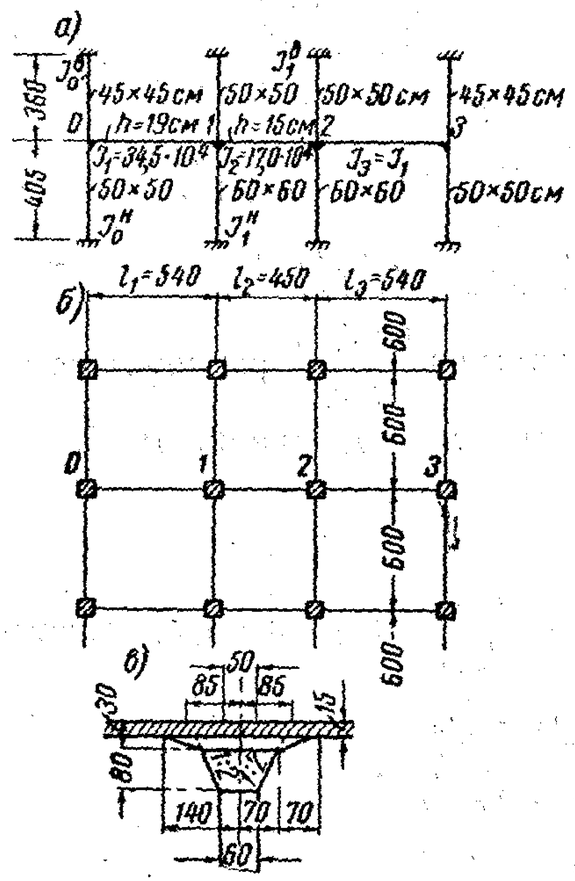


Рис. 40. К примеру расчета. Расчетная схема перекрытия

а — разрез; *б* — план; *в* — размеры капители

Рассчитываем заменяющую раму в направлении трех пролетов. Принимаем толщину плиты в крайних пролетах 19 и в среднем пролете 15 *см*.

Постоянная нагрузка в первом и третьем пролетах $g_1 = 530$ *кг/м²* и полезная нагрузка $p_1 = 1\,000$ *кг/м²*, а во втором пролете $g_2 = 430$ *кг/м²* и $p_2 = 1\,000$ *кг/м²*. Следовательно, нагрузка на 1 *пог. м* заменяющей рамы равняется:

1) $g_1 = 0{,}53 \cdot 6{,}0 = 3{,}18$ *т/м*;
2) $p_1 = 1{,}0 \cdot 6{,}0 = 6{,}0$ *т/м*;
$g_1 + p_1 = 9{,}18$ *т/м*;
3) $g_2 = 0{,}43 \cdot 6{,}0 = 2{,}58$ *т/м*;
4) $p_2 = 1{,}00 \cdot 6{,}0 = 6{,}00$ *т/м*;
$g_2 + p_2 = 8{,}58$ *т/м*.

Расчетная ширина капители $c = 1{,}7$ *м*, следовательно, $a = \frac{c}{2} = 0{,}85$ *м*.

Определяем моменты инерции:

1) моменты инерции плиты крайних пролетов

$$J_1 = \frac{1{,}9^3 \cdot 60{,}0}{12} = 34{,}5 \text{ дм}^4;$$

2) момент инерции плиты среднего пролета

$$J_2 = \frac{1{,}5^3 \cdot 60{,}0}{12} = 17{,}0 \text{ дм}^4;$$

3) момент инерции крайней нижней колонны и верхней средней колонны

$$J_0^{\text{н}} = J_1^{\text{в}} = \frac{5{,}0^4}{12} = 52 \text{ дм}^4;$$

4) момент инерции верхней крайней колонны

$$J_0^{\text{в}} = \frac{4{,}5^4}{12} = 34{,}2 \text{ дм}^4;$$

5) момент инерции средней нижней колонны

$$J_1^{\text{н}} = \frac{6{,}0^4}{12} = 108 \text{ дм}^4.$$

Отношения линейных моментов инерции первого пролета ригеля заменяющей рамы к линейным моментам инерции ригелей и колонн равняются:

1) $\alpha_0'^{\text{в}} = \alpha_3^{\text{в}} = \frac{34{,}5 \cdot 36{,}0}{54 \cdot 34{,}2} = 0{,}675;$

2) $\alpha_0'^{\text{н}} = \alpha_3^{\text{н}} = \frac{34{,}5 \cdot 40{,}5}{54 \cdot 52} = 0{,}5;$

3) $\alpha_1^{\text{в}} = \alpha_2'^{\text{в}} = \frac{34{,}5 \cdot 36}{54 \cdot 52} = 0{,}442;$

4) $\alpha_1^{\text{н}} = \alpha_2'^{\text{н}} = \frac{34{,}5 \cdot 40{,}5}{54 \cdot 108} = 0{,}241;$

5) $\alpha_1'^{\text{в}} = \alpha_2^{\text{в}} = \frac{17{,}0 \cdot 36{,}0}{45 \cdot 52} = 0{,}261;$

6) $\alpha_1'^{\text{н}} = \alpha_2^{\text{н}} = \frac{17{,}0 \cdot 40{,}5}{45 \cdot 108} = 0{,}141.$

На основании формул (36) и (36а) определяем величины ε.

Так как концы жестко заделаны, то принимаем $v = 1{,}5$:

1) $\varepsilon_0' = v\,\frac{\alpha_0'^{\text{в}}\,\alpha_0'^{\text{н}}}{\alpha_0'^{\text{в}} + \alpha_0'^{\text{н}}} = 1{,}5\,\frac{0{,}675 \cdot 0{,}5}{0{,}675 + 0{,}5} = 0{,}43;$

2) $\varepsilon_1 = v\,\frac{\alpha_1^{\text{в}}\,\alpha_1^{\text{н}}}{\alpha_1^{\text{в}}\,\alpha_1^{\text{н}}} = 1{,}5\,\frac{0{,}442 \cdot 0{,}241}{0{,}442 + 0{,}241} = 0{,}234;$

3) $\varepsilon_1' = v\,\frac{\alpha_1'^{\text{в}}\,\alpha_1'^{\text{н}}}{\alpha_1'^{\text{в}} + \alpha_1'^{\text{н}}} = 1{,}5\,\frac{0{,}261 \cdot 0{,}142}{0{,}261 + 0{,}142} = 0{,}139.$

Отношение половины расчетной ширины капители к длине пролета:

$$\alpha_1 = \frac{a_1}{l_1} = \frac{0{,}85}{5{,}4} = 0{,}157;$$

$$\alpha_2 = \frac{a}{l_2} = \frac{0{,}85}{4{,}5} = 0{,}19.$$

По табл. 1 находим, что:

1) $\delta'_{01} = \delta_{10} = 0{,}912$;

2) $\delta'_{00} = \delta_{11} = 1{,}46$;

3) $\delta'_{0} = \delta_{1} = \frac{l^2}{12} 1{,}32 = \frac{5{,}4^2}{12} 1{,}32 = 3{,}2$;

4) $\delta'_{12} = \delta_{21} = 0{,}874$;

5) $\delta'_{11} = \delta_{22} = 1{,}366$;

6) $\delta'_{1} = \delta_{2} = \frac{4{,}5^2}{12} 1{,}027 = 1{,}73$.

Сначала рассмотрим нашу заменяющую раму при загрузке 1-го и 3-го пролетов равномерно распределенной нагрузкой $q = 1$ *т/м* (рис. 41, *а*):

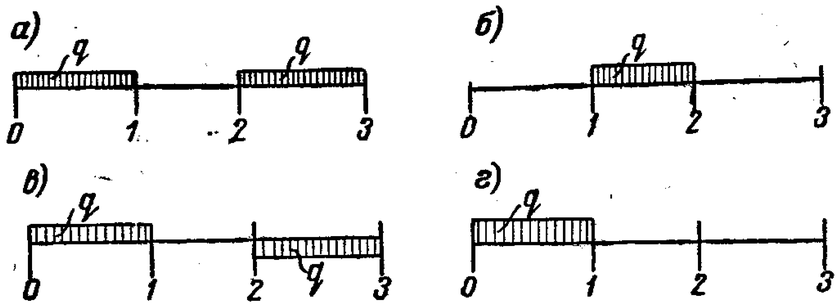


Рис. 41. Схема загрузки перекрытия единичной нагрузкой $q = 1$ *т/м*

а — первая схема: загружены 1-й и 3-й пролеты; *б* — вторая схема: загружен 2-й пролет; *в* — третья схема: в первом пролете нагрузка действует сверху вниз, а в третьем пролете снизу вверх; *г* — четвертая схема: загружен 1-й пролет

$$\mu'_0 = 1 \cdot 3{,}2 - {}^2/_3 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}43 = 2{,}54 \text{ тм};$$

$$\mu_1 = 1 \cdot 3{,}2 - {}^2/_3 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}234 = 2{,}84 \text{ тм};$$

$$\mu'_1 = {}^2/_3 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}143 = 0{,}218 \text{ тм}.$$

Затем загрузим той же нагрузкой 2-й пролет (рис. 41,*б*):

$$\mu'_0 = 0;$$

$$\mu_1 = {}^2/_3 \cdot 2{,}25 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}234 = 0{,}298 \text{ тм};$$

$$\mu'_1 = 1 \cdot 1{,}73 - {}^2/_3 \cdot 2{,}25 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}139 = 1{,}553 \text{ тм}.$$

Ввиду симметричности рамы и нагрузки $X'_1 = X_2$ и $X_1 = X'_2$. На основании формулы (40) составляем уравнения, которые сводим в таблицу :

$X'_0 = X_3$	$X_1 = X'_2$	$X'_1 = X_2$	Виды загрузки	
			по рис. 41, *а*	по рис. 41, *б*
$1{,}46 + 0{,}43$	0,912	—	−2, 54	0
0,912	$1{,}46 + 0{,}234$	−0,234	−2, 84	−0,298
—	0,139	$1{,}366 + 0{,}139 + 0{,}874$	−0,218	−1,553

Решив эти уравнения, получаем:

1) при первом случае загрузки

$$X'_0 = -0{,}705 \text{ тм}; X_1 = -1{,}32 \text{ тм}; X'_1 = -0{,}17 \text{ тм};$$

2) при втором случае загрузки

$$X' = 0{,}172 \text{ тм}; X_1 = -0{,}356 \text{ тм}; X'_1 = -0{,}633 \text{ тм}.$$

Для определения максимального момента в 1-м и 3-м пролетах загружаем нашу заменяющую раму, как указано на рис. 42, *а*:

$$X'_0 = -0{,}705 \cdot 9{,}18 + 0{,}172 \cdot 2{,}58 = -6{,}03 \text{ тм},$$

$$X_1 = -1{,}32 \cdot 9{,}18 - 0{,}356 \cdot 2{,}58 = -13{,}04 \text{ тм}.$$

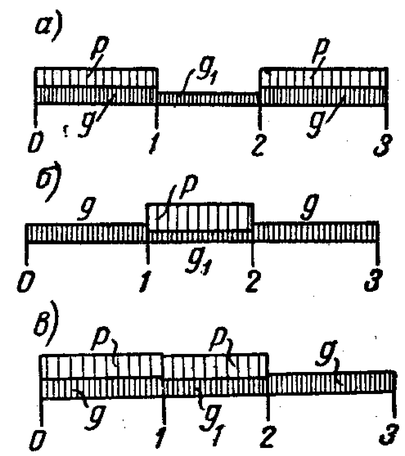


Рис. 42. Схемы загрузки перекрытия расчетной нагрузкой: $p = 6{,}0$ *т/м*; $g = 3{,}18$ *т/м*; $g_1 = 2{,}58$ *т/м*

а — загружены постоянной нагрузкой все пролеты и временной—1-й и 3-й пролеты; *б* — загружены постоянной нагрузкой все пролеты и временной—2-й пролет; *в* — загружены постоянной нагрузкой все пролеты и временной нагрузкой 1-й и 2-й пролеты

Точка приложения максимального момента в первом пролете отстоит от крайней опоры на расстоянии:

$$x = \frac{l_1}{2} - \frac{X_1 - X'_0}{(g+p)\, l_1} = 2{,}7 - \frac{13{,}04 - 6{,}03}{9{,}18 \cdot 5{,}4} = 2{,}56 \text{ м}.$$

Согласно формуле (23)

$$M_{\text{макс}} = \left(g + p\right)\left(\frac{xx'}{2} - \frac{l_1 a}{3}\right) + \frac{x}{l}\left(X_1 - X'_0\right) + X'_0 =$$

$$= 9{,}18\left[\frac{2{,}56\ (5{,}4 - 2{,}56)}{2} - \frac{5{,}4 \cdot 0{,}85}{3}\right] - \frac{2{,}56}{5{,}4}\left(13{,}04 - 6{,}03\right) - 6{,}03 = 9{,}9 \text{ тм}.$$

Для получения $M_{\text{макс}}$ во втором пролете загружаем заменяющую раму, как указано на рис. 42,*б*:

$$X'_1 = X_2 = -0{,}17 \cdot 3{,}18 - 0{,}633 \cdot 8{,}58 = -5{,}97 \text{ тм}.$$

Максимальный момент будет в середине пролета:

$$M_{макс} = 8{,}58\left(\frac{2{,}25^2}{2} - \frac{4{,}5 \cdot 0{,}85}{3}\right) - 5{,}97 = 4{,}74\ тм.$$

Наибольший опорный момент на крайней опоре будет при той же нагрузке, что и для максимального положительного момента в первом пролете:

$$X'_0 = -6{,}03\ тм.$$

Для того чтобы определить наибольшие опорные моменты X_1 и X'_1, загрузим сначала раму, как указано на рис. 41, *в*.

При этом $X'_1 = -X_2$; $X_1 = -X'_2$ и μ для первых трех уравнений будут такие, как и при первом виде загрузки.

X'_0	X_1	$X'_1 = -X_2$	Вид загрузки по рис. 41, *в*
1,46 + 0,43	0,912	—	— 2,54
0,912	1,46 + 0,234	— 0,234	— 2,84
—	— 0,139	1,366 + 0,139 — 0,874	— 0,218

Отсюда

$$X'_0 = -0{,}66\ тм;$$

$$X_1 = -1{,}41\ тм;$$

$$X'_1 = -0{,}65\ тм.$$

Для того чтобы получить моменты для случая загрузки, указанного на рис. 41, *г*, складываем величины моментов, полученных при первой и третьей схемах нагрузки (рис. 41, *а* и 41, *в*).

$$X'_0 = -\frac{0{,}705 + 0{,}66}{2} = -0{,}683\ тм;$$

$$X_1 = -\frac{1{,}32 + 1{,}41}{2} = -1{,}365\ тм;$$

$$X'_1 = -\frac{0{,}17 + 0{,}65}{2} = -0{,}41\ тм$$

$$X_2 = -\frac{0{,}17 - 0{,}65}{2} = 0{,}24\ тм.$$

Для того чтобы получить наибольшие опорные моменты на первой опоре, следует раму загрузить по рис. 42, *в*.

Величины опорных моментов для этого случая загрузки мы получим, сложив моменты, полученные при первом, втором и четвертом случаях загрузки:

$$X_1 = -1{,}32 \cdot 3{,}18 - 0{,}356 \cdot 8{,}58 - 1{,}365 \cdot 6{,}0 = -15{,}46\ тм;$$

$$X'_1 = -0{,}17 \cdot 3{,}18 - 0{,}633 \cdot 8{,}58 - 0{,}41 \cdot 6{,}0 = -8{,}44\ тм;$$

$$X'_0 = -0{,}705 \cdot 3{,}18 + 0{,}172 \cdot 8{,}58 - 0{,}683 \cdot 6{,}0 = -4{,}87\ тм;$$

$$X_2 = -0{,}17 \cdot 3{,}18 - 0{,}633 \cdot 8{,}58 + 0{,}24 \cdot 6{,}0 = -4{,}675\ тм.$$

Таким образом, нами определены все расчетные моменты заменяющей рамы:

$$X'_0 = X_3 = -6{,}03\ тм;$$

$$X_1 = X'_2 = -15{,}46\ тм;$$

$$X'_1 = X_2 = -8{,}44\ тм;$$

$M_{макс}$ в первом пролете, а также в третьем пролете равны 9,9 *тм*; $M_{макс}$ во втором пролете равен 4,74 *тм*.

Сейчас остается только разбить полученные моменты по надколонным и пролетным полосам, определить расчетные моменты в полосах, проверить правильность принятых нами толщин плиты и подобрать сечение арматуры.

Безбалочное перекрытие с наружным железобетонным каркасом с крайними колоннами без полукапителей

Так как в пристенных панелях при наличии обвязочной балки срез на крайней опоре происходит не только по периметру колонн или капителей, но и по краю обвязочной балки, а также в связи с тем, что наличие жесткой обвязочной балки вызывает в крайней панели прогиб, близкий к цилиндрическому, то становится не целесообразным применение пристенных полукапителей (рис. 43).

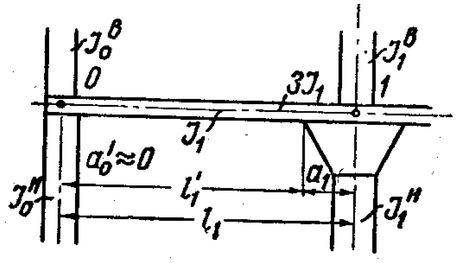


Рис. 43. Расчетная схема крайней панели безбалочного перекрытия с крайними колоннами без полукапителей

Основные расчетные формулы. В этом случае расчетные формулы (не учитывая наличия обвязочной балки, которая безусловно окажет влияние на распределение моментов) примут следующий вид.

Поперечные силы от нагрузки:

$$Q'_0 = q\frac{l}{2}\varphi'_1;\quad Q_1 = q\frac{l}{2}\varphi_1, \tag{41}$$

где

$$\varphi'_1 = \frac{3 - 4\alpha_1}{3 - 2\alpha_1};\quad \varphi_1 = \frac{3}{3 - 2\alpha_1}\ \text{и}\ \alpha_1 = \frac{a_1}{l}.$$

Поперечные силы от опорных моментов:

$$V = \frac{X_1 - X'_0}{l}. \tag{42}$$

Момент в первом пролете на участке между крайней опорой и капителью, т. е. при $0 \leqslant x \leqslant l - a_1$;

$$M_x = q\left(\frac{xx'}{2} - a_1\frac{x}{\xi_1}\right) + \frac{x}{l}\left(X_1 - X'_0\right) + X'_0 \tag{43}$$

и на участке капители на первой от края опоре, т. е. при $0 \leqslant x' \leqslant a_1$:

$$M_к = q\frac{x'^2}{2}\left(\frac{l}{\xi_1}\frac{x'}{a_1^2}-1\right)-\frac{x'}{l}\left(X_1-X_0'\right)+X_1, \qquad (44)$$

где $\xi_1 = 3 - 2\alpha_1$.

$$\delta_{00}' = 2\left(1-{}^2/_3\,\alpha_1^3\right)\varkappa_1, \qquad (45)$$

$$\delta_{10} = \delta_{01}' = \left(1-2\,\alpha_1^2+\frac{4}{3}\,\alpha_1^3\right)\varkappa_1, \qquad (46)$$

$$\delta_0' = \frac{l_1^2}{12}\,\gamma_0'\,\varkappa_1, \qquad (47)$$

где $\gamma_0' = \frac{1}{\xi_1}\left[9-18\,\alpha_1+\alpha_1^3\left(2{,}4+18\,\alpha_1-12\,\alpha_1^3\right)\right]$,

$$\delta_{11} = 2\left(1-2\,\alpha_1+2\,\alpha_1^2-\frac{2}{3}\,\alpha_1^3\right)\varkappa_1, \qquad (48)$$

$$\delta_1 = \frac{l_1^2}{12}\,\gamma_1\,\varkappa_1, \qquad (49)$$

где $\gamma_1 = \frac{1}{\xi_1}\left[9-30\,\alpha_1+\alpha_1^2\left(21+21{,}6\,\alpha_1-34\,\alpha_1^2+12\,\alpha_1^3\right)\right]$.

Окончательный момент на крайней опоре:

$$M_0 = X_0'. \qquad (50)$$

Первое уравнение упругости примет следующий вид:

$$X_0\left(\delta_{00}'+\varepsilon_0\right)+X_1\,\delta_{01}' = -\mu_0', \qquad (51)$$

где $\mu_0' = q\,\delta_0'$.

Остальные уравнения упругости остаются без изменений.

Значения величин $\delta_{(n-1)\,n}' = \delta_{n(n-1)}$; $\delta_{(n-1)\,(n-1)}'$; $\gamma_{(n-1)}'$; δ_{nn} и γ' при $\alpha_{n-1}' = 0$ приведены в табл. 2.

Пример расчета. Принимаем перекрытие с теми же данными, чт и в предыдущем примере, но без устройства пристенных полукапителе (рис. 44, *а*, *б*).

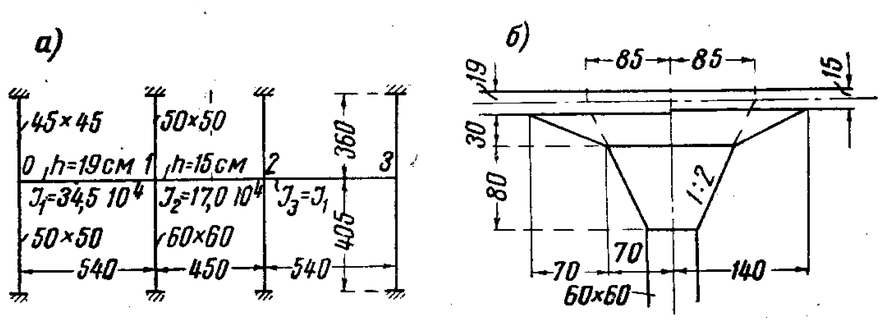


Рис. 44. К примеру расчета

а — расчетная схема заменяющей рамы; *б* — размеры капители

Таблица 2

$\alpha'_{n-1} = 0$

$\frac{a_n}{l_n} = \alpha$	$\delta'_{(n-1)\,n} = \delta_{n\,(n-1)}$	$\delta'_{(n-1)\,(n-1)}$	$\gamma'_{(n-1)}$	δ_{nn}	γ_n
0,05	0,995	2,000	2,794	1,810	2,605
0,06	0,993	2,000	2,750	1,774	2,528
0,07	0,991	2,000	2,707	1,739	2,451
0,08	0,988	1,999	2,663	1,705	2,375
0,09	0,985	1,999	2,618	1,671	2,299
0,10	0,981	1,999	2,573	1,639	2,224
0,11	0,978	1,998	2,527	1,607	2,150
0,12	0,974	1,998	2,481	1,575	2,077
0,13	0,969	1,997	2,434	1,545	2,005
0,14	0,964	1,996	2,387	1,515	1,933
0,15	0,960	1,995	2,339	1,485	1,863
0,16	0,954	1,994	2,291	1,457	1,793
0,17	0,949	1,993	2,242	1,429	1,724
0,18	0,943	1,992	2,193	1,402	1,656
0,19	0,937	1,991	2,144	1,375	1,590
0,20	0,931	1,989	2,094	1,349	1,524
0,21	0,924	1,988	2,043	1,324	1,459
0,22	0,917	1,986	1,992	1,299	1,396
0,23	0,910	1,984	1,942	1,275	1,333

Определим моменты инерции:

$$J_1 = \frac{19^3\cdot 60{,}0}{12} = 34{,}5\ дм^4;$$

$$J_2 = \frac{15^3\cdot 60{,}0}{12} = 17{,}0\ дм^4;$$

$$J_0^н = J_1^в = \frac{5{,}0^4}{12} = 52\ дм^4;$$

$$J_0^в = \frac{4{,}5^4}{12} = 34{,}2\ дм^4;$$

$$J_1^н = \frac{6{,}0^4}{12} = 108\ дм^4.$$

Отношение линейных моментов инерции первого пролета ригеля заменяющей рамы к линейным моментам инерции ригелей и колонн рамы равняются:

$$\varkappa_1 = 1;$$

$$\varkappa_2 = \frac{34,5 \cdot 45}{54 \cdot 17,0} = 1,69;$$

$$\varkappa_0^{н} = \frac{34,5 \cdot 40,5}{54 \cdot 52} = 0,5;$$

$$\varkappa_0^{в} = \frac{34,5 \cdot 36,0}{54 \cdot 34,2} = 0,675;$$

$$\varkappa_1^{н} = \frac{34,5 \cdot 40,5}{54 \cdot 108} = 0,241;$$

$$\varkappa_1^{в} = \frac{34,5 \cdot 36,0}{54 \cdot 52} = 0,442;$$

$$\varepsilon_0 = 1,5^{*} \frac{0,5 \cdot 0,675}{0,5 + 0,675} = 0,43;$$

$$\varepsilon_1 = 1,5 \frac{0,241 \cdot 0,422}{0,241 + 0,422} = 0,234.$$

В нашем случае $a_0' = 0$, $a_1 = 0,85$ *м*; $\alpha_0' = 0$ и

$$\alpha_1 = \frac{0,85}{5,4} = 0,157.$$

По табл. 2 определяем значение δ для крайнего пролета:

$$\delta_{01}' = \delta_{10} = 0,956\ \varkappa_1 = 0,956 \cdot 1 = 0,956;$$

$$\delta_{00}' = 1,994\ \varkappa_1 = 1,944 \cdot 1 = 1,994;$$

$$\delta_0' = \frac{5,4^2}{12}\ 2,304 \cdot 1 = 5,59;$$

$$\delta_{11} = 1,465 \cdot 1 = 1,465;$$

$$\delta_1 = \frac{5,4^2}{12} \cdot 1,814 \cdot 1 = 4,38$$

и по табл. 1 значения δ для среднего пролета:

$$\alpha_1' = \alpha_2 = \frac{0,85}{4,5} = 0,19;$$

$$\delta_{12}' = \delta_{21} = 0,874\ \varkappa_2 = 0,874 \cdot 1,69 = 1,475;$$

$$\delta_{11}' = \delta_{22} = 1,366\ \varkappa_2 = 1,366 \cdot 1,69 = 2,31;$$

$$\delta_1' = \delta_2 = \frac{4,5^2}{12}\ 1,027 \cdot 1,69 = 2,94.$$

* Так как концы колонн приняты жестко заделанными, то $v = 1,5$.

Определение величин μ:

1-й случай загрузки (рис. 45, *а*):

$$\mu_0' = q\,\delta_0' = 5,59\ тм;$$

$$\mu_1 = 4,38 - {}^2/_3 \cdot 2,7 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 4,02\ тм;$$

$$\mu_1' = \mu_2 = {}^2/_3 \cdot 2,7 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 0,36\ тм.$$

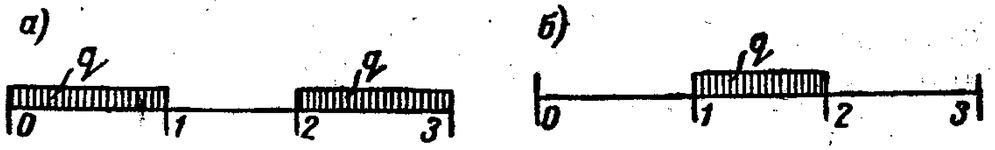
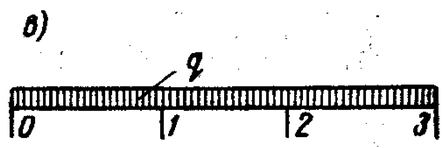


Рис. 45 Схемы загрузки перекрытия расчетной нагрузкой $q = 1$ *т/м*

а — первая схема: загружены 1-й и 3-й пролеты; *б* — вторая схема: загружен 2-й пролет; *в* — третья схема: загружены все пролеты



2-й случай загрузки (рис. 45, *б*):

$$\mu_0' = 0;$$

$$\mu_1 = {}^2/_3 \cdot 2,25 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 0,30\ тм;$$

$$\mu_1 = \mu_2 = 2,94 - {}^2/_3 \cdot 2,25 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 2,64\ тм.$$

При обоих случаях загрузки:

$$X_1 = X_2' \text{ и } X_1' = X_2.$$

По формулам (51) и (40) составляем следующие уравнения:

X_0'	X_1	$X_1' = X_2$	1-й случай загрузки	2-й случай загрузки
1,994 + 0,43	0,956	—	— 5,59	0
0,956	1,465 + 0,234	— 0,234	— 4,02	— 0,30
—	— 0,234	2,31+0,234+1,475	— 0,36	— 2,64

Решив эти уравнения, получим:

1) при первом случае загрузки (рис. 45, *а*)

$$X_0' = -1,74\ тм;$$

$$X_1 = -1,41\ тм;$$

$$X_1' = X_2 = -0,17\ тм;$$

2) при втором случае загрузки (рис. 45, *б*).

$$X_0' = 0{,}14\ тм;$$

$$X_1 = -0{,}34\ тм;$$

$$X_1' = X_2 = -0{,}68\ тм;$$

3) при третьем случае загрузки (рис. 45, *в*)

$$X_0' = -1{,}74 + 0{,}14 = -1{,}6\ тм;$$

$$X_1 = -1{,}41 - 0{,}34 = -1{,}75\ тм;$$

$$X_1' = X_2 = -0{,}17 - 0{,}68 = -0{,}85\ тм.$$

Безбалочное перекрытие с крайней шарнирной опорой

Основные расчетные формулы. Если крайней опорой безбалочного перекрытия служит кирпичная стена (рис. 46), то

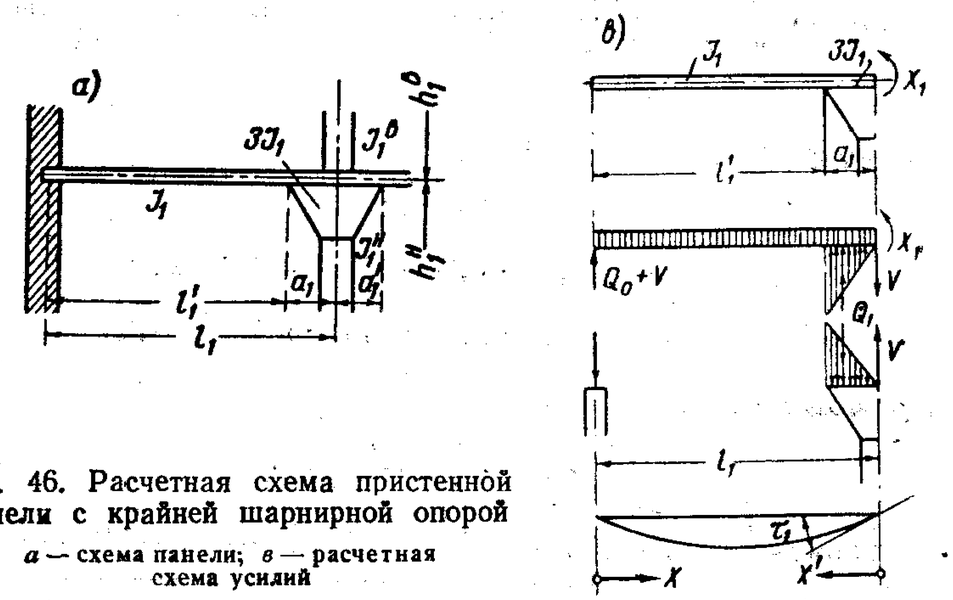


Рис. 46. Расчетная схема пристенной панели с крайней шарнирной опорой

а — схема панели; *в* — расчетная схема усилий

считают, что заменяющая рама имеет на крайней опоре шарнир. В этом случае поперечные силы от нагрузки равны:

$$Q_0 = q\frac{l}{2}\varphi_1'; \qquad (52)$$

$$Q = q\frac{l}{2}\varphi_1, \qquad (53)$$

где $\varphi_1' = \frac{3-4\alpha_1}{3-2\alpha_1}$; $\varphi_1 = \frac{3}{3-2\alpha_1}$; $\alpha_1 = \frac{a_1}{l}$;

и поперечные силы от опорного момента на первой опоре:

$$V = \frac{X_1}{l_1}.$$

Момент в первом пролете на участке от крайней опоры до капители ($0 \leqslant x \leqslant l - a_1$):

$$M_x = q\left(\frac{xx'}{2} - x\frac{a_1}{l}\right) + \frac{x}{l}X_1 \qquad (54)$$

и на участке капители ($l - a_1 \leqslant x \leqslant l$):

$$M_к = q\frac{x'^2}{2}\left(\frac{l}{\xi_1}\frac{x'}{a_1^2} - 1\right) + X_1\left(1 - \frac{x'}{l}\right); \qquad (55)$$

где $\xi_1 = 3 - 2\alpha_1$;

$$\delta_{11} = 2\left(1 - 2\alpha_1 + 2\alpha_1^2 - \frac{2}{3}\alpha_1^3\right)\varkappa_1, \qquad (56)$$

$$\delta_1 = \frac{l_1^2}{12}\gamma_1\varkappa_1;$$

и $$\gamma_1 \frac{1}{\xi_1}\left[9 - 30\alpha_1 + \alpha_1^2\left(21 + 21{,}6\alpha_1 - 34\alpha_1^2 + 12\alpha_1^3\right)\right].$$

Момент на крайней опоре равен нулю и первое уравнение упругости для крайнего пролета примет следующий вид:

$$X_1(\delta_{11} + \varepsilon_1) - X_1'\varepsilon_1 = -\mu_1, \qquad (57)$$

где

$$\mu_1 = q\delta_1 + \frac{2}{3}\left(Q_1'a_1' - Q_1a_1\right)\varepsilon_1.$$

Значение величин δ_{11} и δ_1, зависящих от отношения $\frac{a_1}{l_1}$, даны в табл. 3.

Таблица 3

$\frac{a_1}{l_1} = \alpha_1$	δ_{11}	γ_1	$\frac{a_1}{l_1} = \alpha_1$	δ_{11}	γ_1
0,05	1,810	2,605	0,15	1,486	1,863
0,06	1,774	2,528	0,16	1,457	1,793
0,07	1,739	2,451	0,17	1,429	1,724
0,08	1,705	2,375	0,18	1,402	1,656
0,09	1,671	2,299	0,19	1,375	1,590
0,10	1,639	2,224	0,20	1,349	1,524
0,11	1,607	2,150	0,21	1,324	1,459
0,12	1,575	2,077	0,22	1,299	1,396
0,13	1,545	2,005	0,23	1,275	1,333
0,14	1,515	1,993	Множитель $\varkappa_n$		

Пример расчета. Принимаем перекрытие с теми же данными, что и в предыдущем примере, но крайнюю опору считаем шарнирной (рис. 47).

Моменты инерции всех элементов и отношения линейных моментов инерции первого пролета к линейным моментам инерции ригелей и колонн заменяющей рамы будут те же, что и в предыдущем примере.

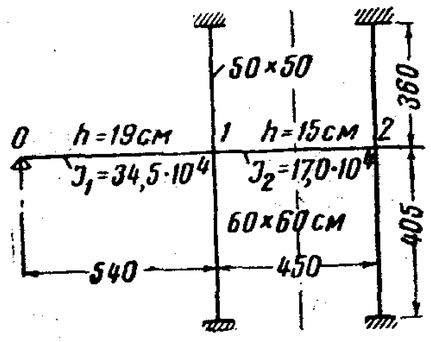


Рис. 47. Расчетная схема заменяющей рамы

По табл. 3 находим для крайнего пролета при $\alpha_1 = \frac{0,85}{5,4} = 0,157$:

$$\delta_{11} = 1,465\ \varkappa_1 = 1,465 \cdot 1 = 1,465$$

и $$\delta_1 = \frac{l_1^2}{12}\gamma_1\ \varkappa_1 = \frac{5,4^2}{12} 1,814 \cdot 1,0 = 4,4$$

и по табл. 1 для среднего пролета при $\alpha_1' = \alpha_2 = \frac{0,85}{5,4} = 0,19'$

$$\delta_{12}' = \delta_{21} = 0,847\ \varkappa_2 = 0,847 \cdot 1,69 = 1,478;$$

$$\delta_{11}' = \delta_{22} = 1,366\ \varkappa_2 = 1,366 \cdot 1,69 = 2,305;$$

$$\delta_1' = \delta_2 = \frac{l_2^2}{2}\gamma\varkappa_2 = \frac{4,5^2}{12} 1\ ,027 \cdot 1,69 = 2,93.$$

1-й случай загрузки (см. рис. 45, *а*):

$$\mu_1 = 4,4 - {}^2/_3 \cdot 2,7 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 4,04\ тм;$$

$$\mu_1' = \mu_2 = {}^2/_3 \cdot 2,7 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 0,36\ тм.$$

2-й случай загрузки (рис. 45, *б*):

$$\mu_1 = {}^2/_3 \cdot 2,25 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 0,3\ тм;$$

$$\mu_1' = \mu_2 = 2,93 - {}^2/_3 \cdot 2,25 \cdot 0,85 \cdot 0,234 = 2,63\ тм.$$

При обоих случаях нагрузки $X_1 = X_2'$ и $X_1' = X_2$.

По формулам (57) и (40), составляем следующие уравнения:

X_1	$X_1' = X_2$	1-й случай загрузки (по рис. 45, *а*)	2-й случай загрузки (по рис. 45, *б*)
$1,465 + 0,234$	$-0,234$	$-4,04$	$-0,30$
$-0,234$	$2,305 + 0,234 + 1,478$	$-0,36$	$-2,63$

Решив эти уравнения, получаем:

1) для первого случая загрузки (см. рис. 45, *а*)

$$X_1 = -2,41\ тм;$$

$$X_1' = X_2 = -0,24\ тм;$$

2) для второго случая загрузки (см. рис. 45, *б*)

$$X_1' = -0,027\ тм;$$

$$X_1' = X_2 = -0,67\ тм;$$

3) для третьего случая загрузки (см. рис. 45, *в*)

$$X_1 = -2,41 - 0,27 = -2,68\ тм;$$

$$X_1' = X_2 = -0,24 - 0,67 = -0,91\ тм.$$

Сравнительная таблица величин опорных моментов при различных конструкциях крайних опор

Нами рассмотрены заменяющие рамы при сплошной загрузке всех трех пролетов равномерно распределенной нагрузкой $q = 1$ *т/м* при разных конструкциях крайней опоры.

Для более наглядного представления о том, как влияет при расчете по методу заменяющих рам конструкция крайней опоры на величины опорных моментов и тем самым на величину максимального момента в крайнем пролете, результаты произведенных выше подсчетов величин опорных моментов сведены в табл. 4.

Таблица 4

Конструкция крайней опоры	Опорные моменты в *тм*		
	X_0'	X_1	X_1'
Крайние колонны с полукапителями . .	$-0,533$	$-1,676$	$-0,803$
Крайние колонны без полукапителей . .	$-1,60$	$-1,75$	$-0,85$
Каменная стена (шарнирная опора) . . .	0	$-2,68$	$-0,91$

При наличии крайних колонн расчет произведен в предположении отсутствия обвязочной балки, т. е. когда плита опирается непосредственно на колонну и характер прогиба плиты сферический.

Учет работы обвязочной балки весьма затруднителен, однако несомненно, что при наличии сравнительно жесткой обвязочной балки характер прогиба плиты в крайнем пролете будет ближе к цилиндрическому, чем к сферическому, и распределение моментов будет иным чем для плиты, у которой отсутствует обвязочная балка.

Глава IV

РАСЧЕТ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКИХ РЯДОВ

1. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА

При расчете безбалочных перекрытий с использованием тригонометрических рядов безбалочное перекрытие рассматривается как плита, нагруженная сверху сплошной равномерно распределенной нагрузкой и снизу опорными реакциями капители, причем принимается, что это реактивное давление распределяется равномерно по всей площади капители. По мысли, высказанной уже Навье по отношению к прямоугольным плитам, Леве разложил в двойной тригонометрический ряд функцию, изображающую закон изменения внешних сил, состоящих из нагрузки и реакции опор. Применение результатов, полученных Леве, сильно осложняется плохой сходимостью рядов такого вида. Они требуют сложных математических вычислений и поэтому в практике проектирования почти неприемлемы. Чтобы предоставить возможность пользоваться на практике этим методом, Леве дал основные формулы, а затем составил таблицы для различных случаев загружения (сплошной равномерно распределенной нагрузкой; распределенной нагрузкой через один пролет; распределенной нагрузкой, расположенной в шахматном порядке) и для различных отношений размеров капители к пролету плиты. Комбинируя различные случаи загружения по таблицам Леве, можно без особых затруднений найти наибольшие изгибающие моменты в различных точках плиты.

При полосовой нагрузке сопротивление колонн изгибу вызывает момент, приложенный к плите в виде внешней силы, причем усилия, развиваемые действием этого момента и определяемые по тем же таблицам, добавляются к влиянию других нагрузок.

Наиболее полно у Леве разработаны таблицы для безбалочной плиты с квадратными панелями с шириной капители, равной $^1/_3$ пролета, при равномерно распределенной нагрузке. Для этого случая составлен полный комплект таблиц, необходимых для получения величин расчетных моментов. Для других безбалочных плит при прямоугольных панелях, при других размерах капителей и других нагрузках у Леве либо совершенно не приведены таблицы, либо части необходимых таблиц нехватает.

Как указано выше, таблицы Леве дают величины расчетных моментов в отдельных точках плиты. Характер распределения моментов, действующих в направлении x по осям

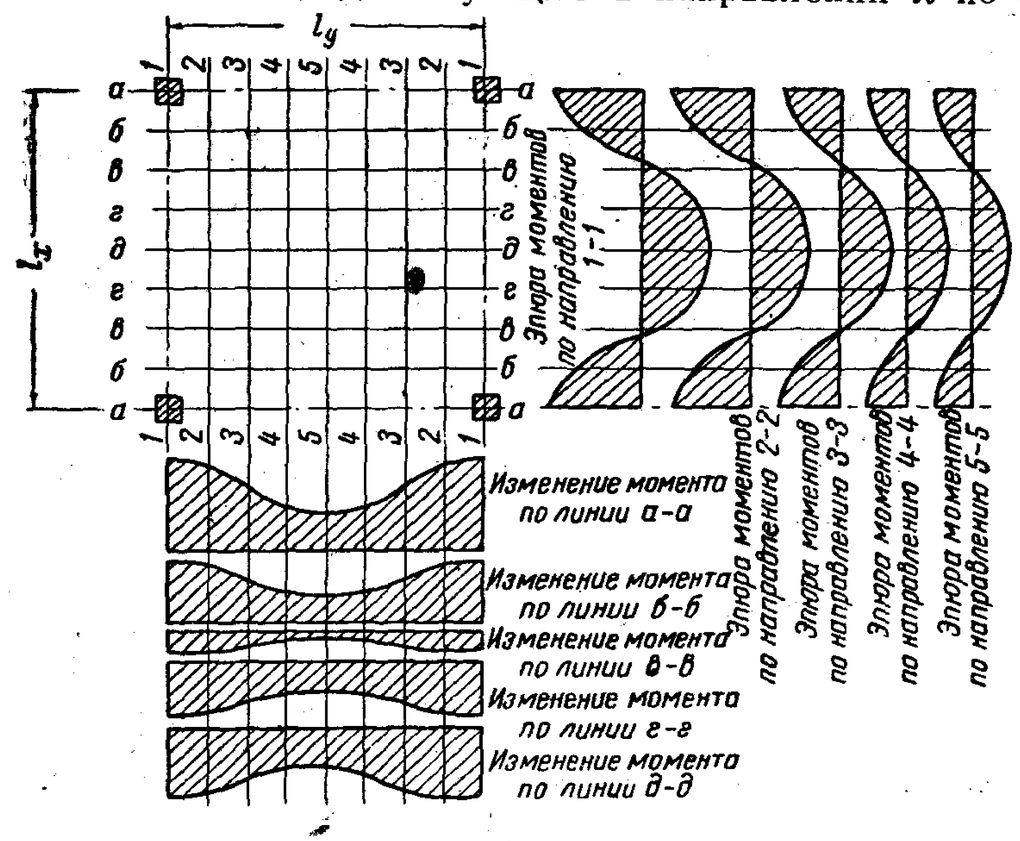


Рис. 48. Характер распределения моментов, действующих *в направлении x по осям x и y*

x и y в средних панелях квадратного безбалочного перекрытия при сплошной равномерно распределенной нагрузке, виден на рис. 48.

2. РАСЧЕТ БЕЗБАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ ПО ТАБЛИЦАМ ЛЕВЕ И ПО СОСТАВЛЕННЫМ НА ИХ ОСНОВАНИИ ТАБЛИЦАМ СРЕДНИХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ДЛЯ НАДКОЛОННОЙ И ПРОЛЕТНОЙ ПОЛОС

Так как при подборе сечений и проверке прочности плиты наиболее существенное значение имеют не величины моментов в отдельных точках, а средние величины максимальных и минимальных моментов на полосе плиты определенной ширины, то желательно и при помощи таблиц Леве получить моменты не в отдельных точках, а средние величины моментов на определенной ширине плиты.

Разбив панель безбалочной плиты на три полосы[1]: пролетную, равную половине ширины панели, и две надколон-

[1] Соответствующая разбивка полос взята нами по аналогии с методом заменяющих рам.

ные, каждая равная четверти ширины панели,—мы подсчитали, пользуясь таблицами Леве, средние величины коэффициентов для этих полос, при помощи которых можно определить и средние величины моментов по всей ширине вышеуказанных полос.

Определение средних коэффициентов производилось по формуле Симпсона, так как она оказалась более удобной для данного случая, причем при проверке полученных результатов по формуле П. Л. Чебышева разница оказалась очень незначительной.

Таким образом, вместо моментов в отдельных точках были получены средние величины моментов на 1 *м* ширины надколонной и пролетной полос, что и требуется для проектирования.

Распределение этих средних моментов, действующих по направлению *x* по осям *x* и *y* для того же случая, что и на рис. 48, представлено на рис. 49.

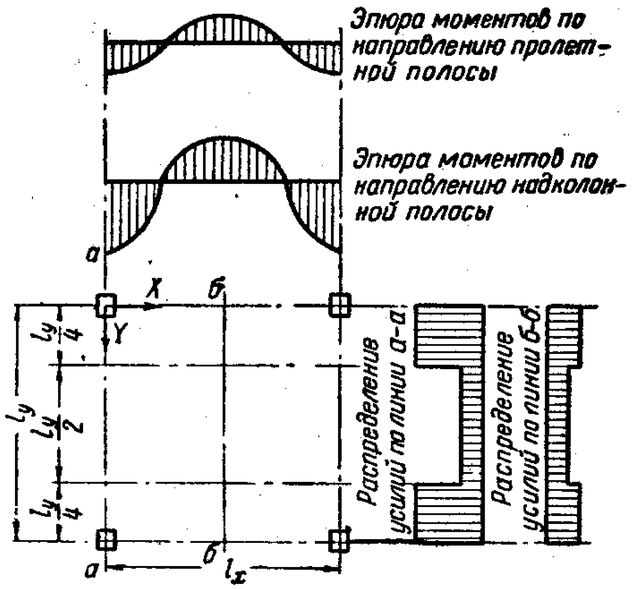


Рис. 49. Характер распределения средних моментов, действующих в надколонной и пролетной полосах в направлении оси *x* по осям *x* и *y*

Ниже приведены таблицы и правила пользования ими для средних панелей, для пристенных панелей при свободной крайней опоре и для пристенных панелей, опирающихся по периметру на железобетонный каркас. Для разных случаев нагрузки и для разных размеров капителей сначала представлены таблицы, составленные Леве для определения моментов в отдельных точках (рис. 50), а затем таблицы (см. в табл. 5—15, п. 2), составленные нами для определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной каждая в $\frac{l}{2}$ (рис. 51).

Приведенные таблицы даны только для определения моментов оси *x*, так как при квадратных панелях и при симметричной нагрузке моменты в направлении оси *y* будут соответственно равны моментам в направлении оси *x*.

Нами рассмотрены квадратные безбалочные плиты при сплошной равномерно распределенной нагрузке всего перекрытия и при расположении равномерно распределенной нагрузки через пролет (полосовая нагрузка) и совершенно не рассмотрены случаи расположения нагрузки в шахматном порядке, так как, во-первых, такие нагрузки мало вероятны в практике, а во-вторых, они не дают ничего существенного при определении расчетных (невыгоднейших) моментов. Момент в любом сечении для полосы плиты шириной в 1,0 *м* будет равен:

$$Kqa^2 \text{ или } Kpa^2, \qquad (58)$$

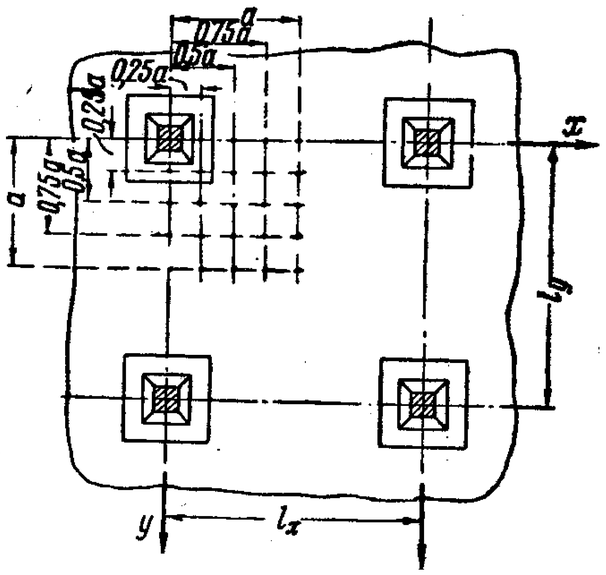


Рис. 50. Места расположения точек, моменты в которых определяются по таблицам Леве

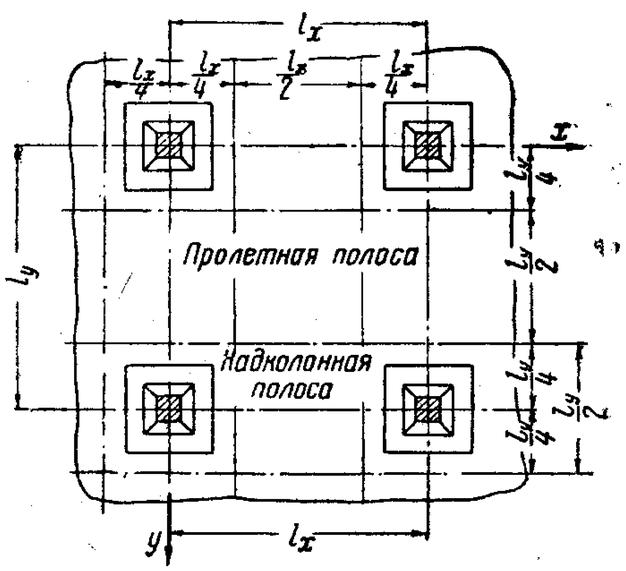


Рис. 51. Схема расположения надколонных и пролетных полос

где *K* — соответствующий коэффициент, взятый из таблиц;

q — постоянная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия;

p — временная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия;

a — половина пролета, равная $\frac{l}{2}$.

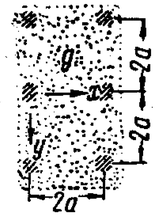
Средняя панель

Сплошная равномерно распределенная нагрузка по всей плите. При сплошной равномерно распределенной нагрузке по всей плите пользуются в зависимости от размеров капителей таблицам 5—8.

По приведенным таблицам при сплошной равномерно распределенной нагрузке по всей плите находят, пользуясь таблицами Леве для определения моментов в отдельных точках, величины моментов в нужных точках, или, пользуясь вычисленными нами таблицами для определения среднего момента в полосах, величины моментов в нужных сечениях надколонной и пролетной полос шириной 0,5 *l*.

Так, например, в безбалочной плите с квадратными панелями при ширине капители равной $2 \cdot {}^1/_3\, a$ и при сплошной

Таблица 5



Для равномерно нагруженной безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители 2 · 0,125 *a*

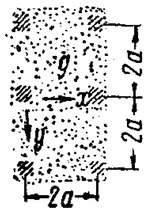
1. *Таблица Леве для определения моментов в точках*

y \ x	0,00	0,25*a*	0,50*a*	,75*a*	*a*
0,0	—0,5818	—0,1200	0,1017	0,1967	0,2253
0,25*a*	—0,3816	—0,1514	0,0686	0,1734	0,2049
0,50*a*	—0,2178	—0,1255	0,0266	0,1275	0,1608
0,75*a*	—0,1422	—0,0919	0,0102	0,1122	0,1214
a	—0,1174	—0,0797	0,0040	0,0798	0,1097

2. *Таблица для определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l*

Полоса \ x	0,00	0,25*a*	0,50*a*	0,75*a*	*a*
Надколонная	—0,3907	—0,1419	0,0671	0,1697	0,2010
Пролетная . .	—0,1507	—0,0955	0,0119	0,1077	0,1260

Таблица 6



Для равномерно нагруженной безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители 2 · 0,25 *a*

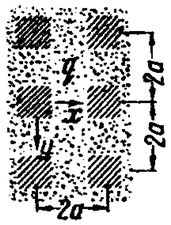
1. *Таблица Леве для определения моментов в точках*

y \ x	0,00	0,25*a*	0,50 *a*	0,75*a*	*a*
0,00	—0,3669	—0,1820	0,0772	0,1820	0,2125
0,25*a*	—0,3048	—0,1618	0,0553	0,1618	0,1941
0,50*a*	—0,1987	—0,1200	0,0221	0,1200	0,1560
0,75*a*	—0,1327	—0,0882	0,0072	0,0882	0,1183
a	—0,1124	—0,0767	0,0037	0,0767	0,1050

2. *Таблица для определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l*

Полоса \ x	0,00	0,25*a*	0,50*a*	0,75*a*	*a*
Надколонная	—0,2975	—0,1582	0,0534	0,1582	0,1908
Пролетная . .	—0,1403	—0,0916	0,0091	0,0749	0,1223

Таблица 7



Для равномерно нагруженной плиты с квадратными панелями при ширине капители 2 · 0,5 *a*

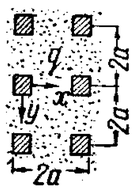
1. *Таблица Леве для определения моментов в точках*

y \ x	0,00	0,25*a*	0,50*a*	0,75*a*	*a*
0,00	—0,1651	—0,1228	0,0000	0,1228	0,1651
0,25*a*	—0,1540	—0,1148	0,0000	0,1148	0,1540
0,50*a*	—0,1250	—0,0938	0,0000	0,0938	0,1250
0,75*a*	—0,0960	—0,0727	0,0000	0,0727	0,0960
a	—0,0849	—0,0647	0,0000	0,0647	0,0849

2. *Таблица определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l*

Полоса \ x	0,00	0,25*a*	0,50*a*	0,75*a*	*a*
Надколонная	—0,1510	—0,1127	0,0000	0,1127	0,1510
Пролетная . .	—0,0990	—0,0749	0,0000	0,0749	0,0990

Таблица 8



Для равномерно нагруженной безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители 2 · $^1/_3$ *a*

1. *Таблица Леве для определения моментов в точках*

y \ x	0,00	0,25*a*	0,50*a*	0,75*a*	*a*
0,00	—0,27936	—0,18361	0,05310	0,16679	0,19929
0,25*a*	—0,24654	—0,16319	0,03460	0,15007	0,18294
0,50*a*	—0,17753	—0,11558	0,01733	0,11365	0,14850
0,75*a*	—0,12428	—0,08391	0,00567	0,08387	0,11334
a	—0,10663	—0,07317	0,00296	0,07325	0,10084

2. *Таблица для определения среднего момента в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l*

Полоса \ x	0,00	0,25*a*	0,50*a*	0,75*a*	*a*
Надколонная	—0,24051	—0,15866	0,03477	0,14679	0,17993
Пролетная . .	—0,13022	—0,08740	0,00716	0,08702	0,12712

равномерно распределенной нагрузке интенсивностью в q *кг/м²* по всей плите моменты в четырех наиболее характерных точках средней панели (рис. 52) будут равны (табл. 8, п. 1):

1) над колонной ($x=0$ и $y=0$)

$$M_0 = -0{,}27936\ qa^{2*},$$

2) в середине надколонной полосы ($x=a$; $y=0$)

$$M_1 = 0{,}19929\ qa^2;$$

3) над опорой в середине пролетной полосы ($x=0$; $y=a$)

$$M_2 = -0{,}10663\ qa^2;$$

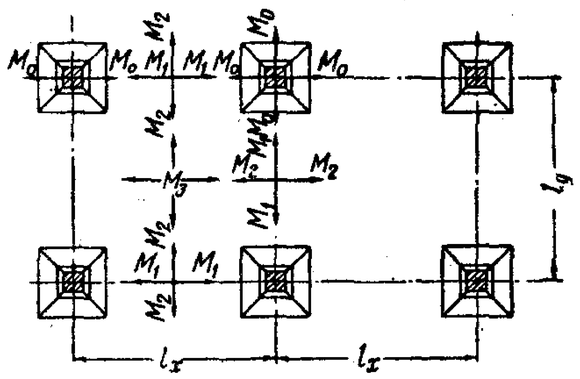


Рис. 52. Схемы расположения расчетных моментов при определении моментов в различных точках плиты

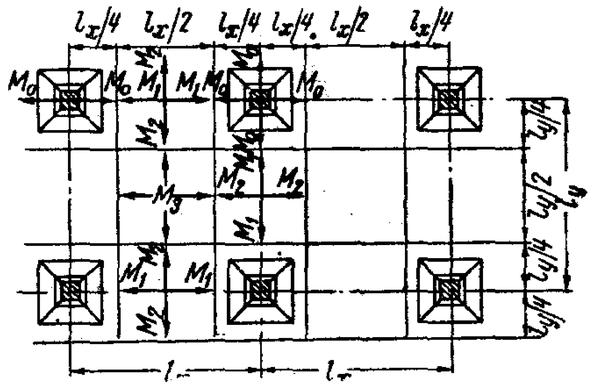


Рис. 53. Схема расположения расчетных моментов при определении средних моментов в полосах плиты

4) в середине панели ($x=a$; $y=a$)

$$M_3 = 0{,}10084\ qa^2.$$

Для этой же плиты и этой же нагрузки моменты в четырех наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос средней панели (рис. 53) будут равны (табл. 8, п. 2):

1) наибольший опорный момент в надколонной полосе ($x=0$)

$$M_0 = -0{,}24051\ qa^2;$$

2) максимальный пролетный момент в надколонной полосе ($x=a$)

$$M_1 = 0{,}17993\ qa^2;$$

3) наибольший опорный момент в пролетной полосе ($x=0$)

$$M_2 = -0{,}13022\ qa^2;$$

4) максимальный пролетный момент в пролетной полосе ($x=a$)

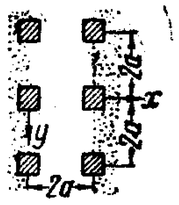
$$M_3 = 0{,}12712\ qa^2.$$

* Здесь так же, как и всюду в дальнейшем, коэффициент поперечных деформаций принят равным нулю.

Полосовая нагрузка. Для ряда сечений безбалочной плиты наиболее невыгодным является расположение временной нагрузки через пролет (полосовая нагрузка). Ниже приведены таблицы, которыми следует пользоваться для определения моментов при полосовой нагрузке.

Таблица 9

Для безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители $2 \cdot {}^1/_3\ a$, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой через пролет



1. Таблица Леве для определения моментов в точках

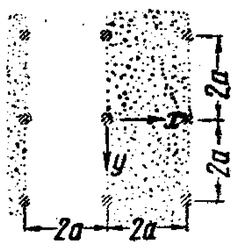
y \ x	$-a$	$-0{,}50a$	0,0	$0{,}50a$	a
0,00	−0,15036	−0,16095	−0,13968	0,21405	0,34965
$0{,}25a$	−0,15853	−0,17020	−0,12327	0,20480	0,34147
$0{,}50a$	−0,17575	−0,17884	−0,08876	0,19616	0,32812
$0{,}75a$	−0,19333	−0,18467	−0,06214	0,19033	0,30667
a	−0,19958	−0,18602	−0,05332	0,18898	0,30042

2. Таблица для определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l

Полоса \ x	$-a$	$-0{,}50a$	0,0	$0{,}50a$	a
Надколонная	−0,16004	−0,17010	−0,12026	0,20724	0,34061
Пролетная . .	−0,19080	−0,18393	−0,06511	0,19108	0,30921

Таблица 10

Для безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители $2 \cdot 0{,}125\ a$, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой через пролет



1. Таблица Леве для определения моментов в точках

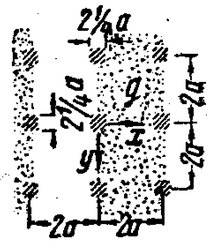
y \ x	$-a$	$-0{,}50a$	0,00	$0{,}50a$	a
0,0	−0,1373	−0,1366	−0,2909	0 2383	0,3626
$0{,}25a$	−0,1475	−0,1532	−0,1930	0,2218	0,3524
$0{,}50a$	−0,1696	−0,1742	−0,1089	0,2008	0,3304
$0{,}75a$	−0,1893	−0,1824	−0,0711	0,1926	0,3107
a	−0,1951	−0,1905	−0,0587	0,1850	0,3048

2. Таблица для определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l

Полоса \ x	$-a$	$-0{,}50a$	0,00	$0{,}50a$	a
Надколонная	−0,1495	−0,1540	−0,1953	0,2211	0,3505
Пролетная . .	−0,1870	−0,1824	−0,0753	0,1927	0,3130

Таблица 11

Для безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители 2 · 0,25 *a*, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой через пролет



1. Таблица Леве для определения моментов в точках

y \ x	0,00	$0{,}25a$	$0{,}50a$	$0{,}75a$	a
0,00	−0,1834	0,0184	0,2130	0,3254	0,3562
$0{,}25a$	−0,1524	0,0285	0,2141	0,3153	0,3471
$0{,}50a$	−0,0993	0,0686	0,1985	0,2752	0,3155
$0{,}75a$	−0,0663	0,0653	0,1911	0,2785	0,3091
a	−0,0562	0,0710	0,1893	0,2727	0,3025

2. Таблица для определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l

Полоса \ x	0,00	$0{,}25a$	$0{,}50a$	$0{,}75a$	a
Надколонная	−0,1487	0,0335	0,2113	0,3103	0,3434
Пролетная . .	−0,0701	0,0668	0,1921	0,2770	0,3091

Так же, как это делалось при сплошной нагрузке, по табл. 9, 10 и 11 находят при полосовой нагрузке (пользуясь таблицами Леве для определения моментов в точках) величины моментов в нужных точках или (пользуясь таблицами для определения средних моментов в полосах) — величины моментов в нужных сечениях надколонной и пролетной полос шириной 0,5 *l*.

Следовательно, моменты в шести наиболее характерных точках средней панели квадратной безбалочной плиты при ширине капителей $2 \cdot {}^1/_3\ a$, при равномерно распределенной

нагрузке через пролет интенсивностью p *кг/м²* будут равны (табл. 9, п. 1, рис. 54):

1) над колонной ($x = 0$; $y = 0$)

$$M_0 = -0{,}13968\ pa^2;$$

2) в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_1 = 0{,}34965\ pa^2;$$

3) над опорой в середине пролетной полосы ($x = 0$; $y = a$)

$$M_2 = -0{,}05332\ pa^2;$$

4) в середине загруженной панели ($x = a$; $y = a$)

$$M_3 = 0{,}30042\ pa^2;$$

5) в середине надколонной полосы незагруженного пролета ($x = -a$; $y = 0$)

$$M_1' = -0{,}15036\ pa^2;$$

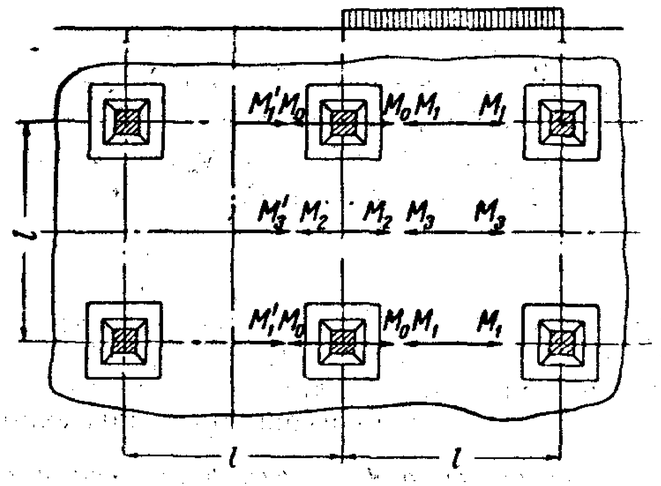


Рис. 54. Схема расположения расчетных моментов при полосовой нагрузке

6) в середине незагруженной панели ($x = -a$; $y = a$)

$$M_3' = -0{,}19958\ pa^2.$$

Для этой же плиты и той же нагрузки моменты в шести наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос шириной 0,5 *l* средней панели будут равны (табл. 9, п. 2):

1) опорный момент над колонной в надколонной полосе ($x = 0$)

$$M_0 = -0{,}12026\ pa^2;$$

2) максимальный пролетный момент в надколонной полосе загруженного пролета ($x = a$)

$$M_1 = 0{,}34061\ pa^2;$$

3) опорный момент в пролетной полосе ($x = 0$)

$$M_2 = -0{,}06511\ pa^2;$$

4) максимальный пролетный момент в пролетной полосе загруженного пролета ($x = a$)

$$M_3 = 0{,}30921\ pa^2;$$

5) момент в середине надколонной полосы незагруженного пролета ($x = -a$)

$$M_1' = -0{,}16004\ pa^2;$$

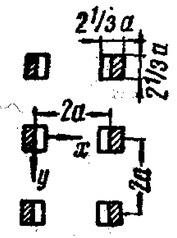
6) момент в середине пролетной полосы незагруженного пролета

$$M_3' = -0{,}19080\ pa^2.$$

Влияние жесткой связи плиты с колоннами при полосовой нагрузке. Как было указано выше, при полосовой нагрузке сопротивление колонны изгибу вызывает момент, разгружающий плиту. Учет влияния колонн производится при помощи табл. 12*.

Таблица 12

Для безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители $2 \cdot {}^1/_3 a$, нагруженной у капителей парами сил, образованными равномерно распределенной по площадкам нагрузкой



1. Таблица Леве для определения моментов в точках

y \ x	0,0	0,25a	0,50a	0,75a	a
0,00	0	0,02726	0,02021	0,01749	0,01701
0,50a	0	0,01585	0,01866	0,01894	0,01843
a	0	0,01036	0,01653	0,02182	0,01975

2. Таблица для определения средних моментов в полосах

Полоса \ x	0,0	0,25a	0,50a	0,75a	a
Надколонная	0	0,02346	0,01969	0,01797	0,01748
Пролетная . .	0	0,01219	0,01724	0,02086	0,01931

Величина разгружающего момента равняется:

$$Kcpa^2; \qquad (59)$$

где K — коэффициент, взятый из табл. 12;

* У Леве приведены таблицы для учета разгружающего влияния колонн только для квадратных панелей с равномерно распределенной полосовой нагрузкой при ширине капители $2 \cdot {}^1/_3 a$.

p — временная равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$;

a — половина пролета, равная $\frac{l}{2}$;

$$c = \frac{13{,}5\,\frac{J_{кол}}{h\,J_{пл}}}{1 + 1{,}432\,\frac{J_{кол}}{hJ_{пл}}};$$

где $J_{кол}$ — момент инерции нижней колонны в $м^4$;
$J_{пл}$ — момент инерции плиты шириной в 1 $м$ в $м^4$;
h — высота колонны в $м$.

Следовательно, величины, на которые надо уменьшить полученные без учета разгружающего влияния колонн моменты в четырех наиболее характерных точках безбалочной плиты с квадратными панелями при ширине капители $2 \cdot {}^1/_3\, a$ при равномерно распределенной полосовой нагрузке, будут равны:

1) в середине надколонной полосы загруженного пролета ($x = a$; $y = 0$)

$$M_1 = -0{,}01701\ cpa^2;$$

2) в середине загруженной панели ($x = a$; $y = a$)

$$M_3 = -0{,}01975\ cpa^2;$$

3) в середине надколонной полосы незагруженного пролета ($x = -a$; $y = 0$)

$$M_1' = 0{,}01701\ cpa^2;$$

4) в середине незагруженной панели ($x = -a$; $y = a$)

$$M_3' = 0{,}01975\ cpa^2.$$

Величины, на которые надо уменьшить полученные без учета разгружающего влияния колонн моменты в четырех наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос шириной 0,5 l для такой же плиты и такой же нагрузки, будут равны:

1) максимальный пролетный момент в надколонной полосе загруженного пролета ($x = a$)

$$M_1 = -0{,}01748\ cpa^2;$$

2) максимальный пролетный момент в пролетной полосе загруженного пролета ($x = a$)

$$M_3 = -0{,}01931\ cpa^2;$$

3) момент в середине надколонной полосы незагруженного пролета

$$M_1' = 0{,}01748\ cpa^2;$$

4) момент в середине пролетной полосы незагруженного пролета

$$M_3' = 0{,}01931\ cpa^2.$$

Окончательные формулы для расчета средней панели безбалочного перекрытия[1]. Из всего сказанного видно, что для получения расчетных (невыгоднейших) опорных моментов надо соответствующие коэффициенты из таблиц для сплошной равномерно распределенной нагрузки по всей плите (табл. 5, 6, 7, 8) помножить на полную нагрузку и на квадрат половины пролета, т. е.:

$$M = K\ (p + g)\ a^{2*}. \qquad (60)$$

Для получения же расчетных положительных моментов надо соответствующий коэффициент из таблиц для сплошной равномерно распределенной нагрузки по всей плите (табл. 5, 6, 7, 8) помножить на постоянную нагрузку, к этому прибавить разность между соответствующим коэффициентом из таблиц для полосовой нагрузки (табл. 10, 11, 12) и увеличенным в c раз коэффициентом из таблицы, учитывающей влияние колонн (табл. 12), помноженную на временную нагрузку, и все это помножить на квадрат половины стороны панели плиты:

$$M = [K_c g + (K_п - K_к c) p]\, a^2, \qquad (61)$$

где K_c — коэффициенты из таблиц для сплошной нагрузки;
$K_п$ — коэффициенты из таблиц для полосовой нагрузки;
$K_к$ — коэффициенты из таблицы учета влияния жесткой связи плиты с колоннами;
g — равномерно распределенная постоянная нагрузка в *кг/м²*;
p — равномерно распределенная временная нагрузка в *кг/м²*.

Таким образом, расчетные (невыгоднейшие) моменты в четырех наиболее характерных точках средней панели квадратной безбалочной плиты с шириной капители $2 \cdot {}^1/_3\, a$ при равномерно распределенной нагрузке будут равны:

1) над колонной ($x = 0$; $y = 0$)

$$M_0 = -0{,}27936\ (g + p)\ a^2;$$

2) в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_1 = [0{,}19929\ g + (0{,}34965 - 0{,}01701\, c)\ p]\ a^2;$$

[1] Величины моментов даны на 1 *м* ширины полосы.

3) над опорой в середине пролетной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_2 = -0{,}10663\ (p + g)\ a^2;$$

4) в середине панели

$$M_3 = [0{,}10084\ g + (0{,}30042 - 0{,}01975\ c)\ p]\ a^2.$$

Здесь формулы для положительных моментов M_1 и M_3 даны при расположении временной нагрузки через пролет, при сплошной же загрузке всех пролетов эти моменты будут равны:

5) $M_1 = 0{,}19929\ (g + p)\ a^2$;

6) $M_3 = 0{,}10084\ (g + p)\ a^2$.

Из формул для определения величин положительных моментов при полосовом расположении временной нагрузки можно найти то значение c, при котором полосовая нагрузка уже не увеличивает положительных моментов.

Для M_1 это будет при $c = 8{,}85$ и для M_3 при $c = 10{,}1$. При этих или больше этих величинах c расчетные положительные моменты нужно находить, исходя уже из полной нагрузки всех пролетов.

Величины расчетных моментов в четырех наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос шириной $0{,}5\ l$ для этой же плиты будут:

1) наибольший опорный момент в надколонной полосе ($x = 0$)

$$M_0 = -0{,}24051\ (g + p)\ a^2;$$

2) максимальный пролетный момент в надколонной полосе ($x = a$)

$$M_1 = [0{,}17992\ g + (0{,}34061 - 0{,}01748\ c)\ p]\ a^2;$$

3) наибольший опорный момент в пролетной полосе ($x = 0$)

$$M_2 = -0{,}13021\ (g + p)\ a^2;$$

4) максимальный пролетный момент в пролетной полосе ($x = a$)

$$M_3 = [0{,}11711\ g + (0{,}30920 - 0{,}01931\ c)\ p]\ a^2.$$

Здесь так же, как и при определении положительных моментов в точках, M_1 и M_3 даны в предположении расположения временной нагрузки через пролет, при сплошной же загрузке всех пролетов моменты в этих сечениях будут равны:

5) $M_1 = 0{,}17992\ (g + p)\ a^2$;

6) $M_3 = 0{,}11711\ (g + p)\ a^2$.

В случае определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах значения c, при которой полосовая нагрузка уже не увеличит положительных моментов, будут: для M_1 — при $c = 9{,}20$ и для M_3 — при $c = 9{,}95$.

Пристенная панель при крайней свободной опоре

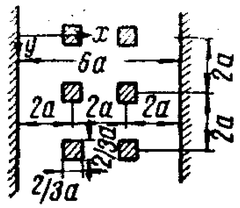
Сплошная равномерно распределенная нагрузка по всей плите. Для определения величины моментов в отдельных точках пристенной панели со свободной крайней опорой при сплошной равномерно распределенной нагрузке по всей плите Леве даны таблицы только для квадратных панелей с капителью шириной $2 \cdot {}^1/_3\, a$.

Моменты, как и в предыдущих случаях, равны Kqa^2;

K — соответствующий коэффициент, взятый из табл. 13.

Таблица 13

Для безбалочной плиты бесконечной длины, свободно опертой по двум краям, с квадратными панелями при капителях шириной $2 \cdot {}^1/_3 a$ со сплошной равномерно распределенной нагрузкой



1. Таблица Леве для определения моментов в отдельных точках в направлении x

y \ x	a	2a	3a
0,0	0,031836	—0,34562	0,14669
0,5a	0,28698	—0,22023	0,07393
a	0,20734	—0,13823	0,03465

2. Таблица для определения средних моментов в надколонной и пролетной полосах шириной 0,5 l

Полоса \ x	a	2a	3a
Надколонная . . .	0,30790	—0,30382	0,12244
Пролетная	0,23389	—0,16556	0,04774

Следовательно, моменты в четырех наиболее характерных точках крайней панели такой плиты при сплошной нагрузке будут равны (рис. 55):

1) отрицательный момент над первой от края колонной ($x = 2\,a$; $y = 0$)

$$M_4 = -0{,}34562\ qa^2;$$

2) положительный момент в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_5 = 0{,}31836\ qa^2;$$

3) отрицательный момент над первой от края опорой в середине пролетной полосы ($x = 2\,a$; $y = a$)

$$M_6 = -0{,}13823\ qa^2;$$

4) положительный момент в середине крайней панели ($x = a$; $y = a$)

$$M_7 = 0{,}20734\ qa^2.$$

Величины же моментов в четырех наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос крайней панели этой плиты при сплошной нагрузке будут равны:

1) наибольший опорный момент в надколонной полосе ($x = 2\,a$)

$$M_4 = -0{,}30382\ qa^2;$$

2) положительный момент в середине крайнего пролета надколонной полосы ($x = a$)

$$M_5 = 0{,}30790\ qa^2;$$

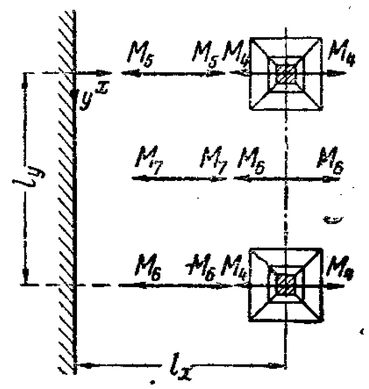


Рис. 55. Схема расположения расчетных моментов в крайней панели

3) наибольший опорный момент в пролетной полосе ($x = 2a$)

$$M_6 = -0{,}16556\ qa^2;$$

4) положительный момент в середине крайнего пролета пролетной полосы ($x = a$)

$$M_7 = 0{,}23389\ qa^2.$$

Полосовая нагрузка. Для определения величин моментов в пристенной панели при полосовой нагрузке у Леве таблицы не приведены, но их легко получить, взяв полусумму коэффициентов табл. 13 и таблицы для прямоугольной плиты со свободно лежащими краями при отношении сторон, равном бесконечности (табл. 14).

Ниже мы приводим подсчитанную соответствующим образом таблицу для пристенной панели при полосовой нагрузке (табл. 15).

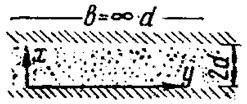
Следовательно, величины положительных моментов при полосовой нагрузке в середине крайнего пролета в двух наиболее характерных точках будут равны:

1) положительный момент в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_5 = 0{,}40918\ pa^2;$$

Таблица 14

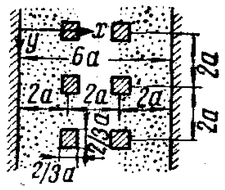
Для прямоугольной плиты со свободно лежащими краями при отношении сторон, равном бесконечности



y \ x	0,00	0,25a	0,50a	0,75a	a
a	0,0000	0,2188	0,3750	0,4688	0,5000

Таблица 15

Для пристенной панели безбалочной плиты бесконечной длины, свободно лежащей на крайней опоре, при квадратных полях и капителях шириной $2 \cdot {}^1/_3\ a$ с равномерно распределенной нагрузкой, расположенной через пролет



1. Таблица для определения моментов в отдельных точках в направлении x

y \ x	a
0,0	0,40918
0,5a	0,39349
a	0,35367

2. Таблица для определения средних моментов в полосах в направлении x

Полоса \ x	a
Надколонная . .	0,40395
Пролетная . . .	0,36694

2) положительный момент в середине крайней панели ($x = a$; $y = a$)

$$M_7 = 0{,}35367\ pa^2.$$

Величины же положительных моментов в середине надколонной и пролетной полос шириной 0,5 l крайней панели будут равны:

1) положительный момент в надколонной полосе

$$M_5 = 0{,}40395\ pa^2;$$

2) положительный момент в пролетной полосе

$$M_7 = 0{,}36694\ pa^2;$$

Влияние жесткой связи плиты с колоннами при полосовой нагрузке. Учет разгружающего влияния колонн при полосовой нагрузке производится по приведенной выше табл. 12, но так как пристенные панели при свободном опирании крайней опоры ограничены только одним рядом колонн, то соответствующие коэффициенты табл. 12, учитывающие влияние двух колонн, нужно разделить на 2.

Величина разгружающего момента при этом будет равна:

$$\frac{K_{12}}{2}\, cpa^2, \qquad (62)$$

где значения K_{12}, c, p и a те же, что и при учете влияния колонн в средней панели.

Окончательные формулы для расчета пристенной панели при крайней свободной опоре[1]. Из всего изложенного можно написать окончательные формулы для получения расчетных (невыгоднейших) моментов в наиболее характерных точках пристенной панели безбалочной плиты с квадратными полями при капители шириной $2 \cdot {}^1/_3\ a$ с равномерно распределенной нагрузкой.

1) опорный момент над первой колонной ($x = 2\,a$; $y = 0$)

$$M_4 = -0{,}34562\ (g + p)\ a^2;$$

2) положительный момент в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_5 = \left[0{,}31836\ g + \left(0{,}40918 - \frac{0{,}01701}{2}\, c\right) p\right] a^2;$$

3) отрицательный момент над первой от края опорой в середине пролетной полосы ($x = 2\,a$; $y = a$)

$$M_6 = -0{,}13823\ (p + g)\, a^2;$$

4) положительный момент в середине крайней панели ($x = a$; $y = a$)

$$M_7 = \left[0{,}20734\ g + \left(0{,}3536 - \frac{0{,}01975}{2}\, c\right) p\right] a^2.$$

Величины же расчетных моментов в четырех наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос крайнего пролета этой же плиты будут равны:

1) наибольший опорный момент в надколонной полосе на первой от края опоре ($x = 2a$)

$$M_4 = -0{,}30382\ (g + p)\ a^2;$$

2) положительный момент в середине крайнего пролета надколонной полосы ($x = a$)

$$M_5 = \left[0{,}30790\ g + \left(0{,}40395 - \frac{0{,}01748}{2}\, c\right) p\right] a^2;$$

[1] Величины моментов даны на 1 *м* ширины полосы.

3) наибольший опорный момент в пролетной полосе над первой от края опрооой ($x = 2\,a$)

$$M_6 = -0{,}16556\ (g + p)\ a^2;$$

4) положительный момент в середине крайнего пролета пролетной полосы ($x = a$)

$$M_7 = \left[0{,}23389\ g + \left(0{,}36694 - \frac{0{,}01931}{2}\,c\right)p\right] a^2.$$

Пристенная панель, опирающаяся по периметру на железобетонный каркас

Сплошная, равномерно распределенная нагрузка по всей плите. Так как безбалочная плита, опирающаяся по периметру на железобетонный каркас, жестко связана с крайними колоннами, то в отличие от рассмотренного выше случая необходимо учесть разгружающее влияние и крайних колонн, которое скажется не только при полосовой нагрузке, но и при сплошной.

Это влияние крайних колонн учитывается по приведенной выше табл. 12. Так как на разгрузку пристенной панели при сплошной нагрузке влияет только один крайний ряд колонн, то коэффициенты табл. 12 нужно в этом случае разделить на 2. Следовательно, при расчете пристенной панели безбалочной плиты, нагруженной сплошной равномерно распределенной нагрузкой и опирающейся по периметру на железобетонный каркас, необходимо от коэффициента таблицы для определения моментов в крайней панели, опирающейся на кирпичную стену, вычесть половину коэффициента таблицы, учитывающей влияние жесткой связи плиты с крайней колонной, помноженного на c_1.

При определении величины c_1 надо брать момент инерции соответствующей крайней колонны

$$M = \left(K - \frac{K_{12}}{2}\,c_1\right) q\ a^3. \qquad (63)$$

Так, величины моментов в четырех наиболее характерных точках крайней панели безбалочной плиты с квадратными полями при ширине капители $2 \cdot {}^1/_3\ a$ со сплошной нагрузкой при железобетонном наружном каркасе будут равны:

1) опорный момент над первой от края колонной ($x = 2\,a$; $y = 0$)

$$M_4 = -0{,}34562\ qa^2;$$

2) положительный момент в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_5 = \left(0{,}31836 - \frac{0{,}01701}{2}\,c_1\right) qa^2;$$

3) отрицательный момент над первой от края опорой в середине пролетной полосы ($x = 2\,a$; $y = a$)

$$M_6 = -0{,}13823\ qa^2;$$

4) положительный момент в середине крайней панели ($x = a$, $y = a$)

$$M_7 = \left(0{,}20734 - \frac{0{,}01975}{2}\,c_1\right) qa^2.$$

Величины же моментов в четырех наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос крайней панели для этой же плиты будут равны:

1) наибольший опорный момент надколонной полосы над первой от края опорой ($x = 2\,a$)

$$M_4 = -0{,}30382\ qa^3;$$

2) положительный момент в середине крайнего пролета надколонной полосы ($x = a$)

$$M_5 = \left(0{,}30790 - \frac{0{,}01748}{2}\,c_1\right) qa^2;$$

3) наибольший отрицательный момент в пролетной полосе над первой от края опорой ($x = 2\,a$)

$$M_6 = -0{,}16556\ qa^2;$$

4) положительный момент в середине крайнего пролета пролетной полосы ($x = a$)

$$M_7 = \left(0{,}23389 - \frac{0{,}01931}{2}\,c_1\right) qa^2.$$

Полосовая нагрузка с учетом разгружающего влияния колонн. Для определения величин моментов в пристенной панели при железобетонном каркасе при полосовой нагрузке служат те же таблицы, что и при крайней свободной опоре.

Так как в данном случае при наличии каркаса по периметру пристенная панель ограничена двумя рядами колонн, разгружающее влияние которых надо учесть, то, вычислив величины c для средних колонн и c_1 для крайних колонн, надо из коэффициента таблицы для полосовой нагрузки вычесть половину коэффициента таблицы для учета влияния колонны, помноженного на $(c + c_1)$:

$$M = \left[K - \left(c + c_1\right)\frac{K_{12}}{2}\right] pa^2. \qquad (64)$$

Следовательно, в пристенной панели безбалочной плиты с шириной капители $2 \cdot {}^1/_3\, a$ с наружным железобетонным каркасом при полосовой нагрузке положительные моменты в двух наиболее характерных точках будут равны:

1) положительный момент в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_5 = \left[0{,}40918 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01701}{2}\right] pa^2;$$

2) положительный момент в середине крайней панели ($x = a$; $y = a$).

$$M_7 = \left[0{,}35367 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01975}{2}\right] pa^2.$$

Величины же положительных моментов в надколонной и пролетной полосах крайней панели этой же плиты будут равны:

1) положительный момент в середине крайнего пролета надколонной полосы ($x = a$)

$$M_5 = \left[0{,}40395 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01748}{2}\right] pa^2;$$

2) положительный момент в середине крайнего пролета пролетной полосы:

$$M_7 = \left[0{,}36694 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01931}{2}\right] pa^2.$$

Здесь $c = \dfrac{13{,}5\,\dfrac{J_{\text{ср·кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{J_{\text{ср кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}$; $\quad c_1 = \dfrac{13{,}5\,\dfrac{J_{\text{кр·кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{J_{\text{кр·кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}$;

где $J_{\text{ср·кол}}$ — момент инерции средней колонны в $м^4$;
$J_{\text{кр·кол}}$ — момент инерции крайней колонны в $м^4$;
$J_{\text{пл}}$ — момент инерции плиты шириной 1 *м* в $м^4$.

Окончательные формулы для расчета пристенной панели, опирающейся по периметру на железобетонный каркас[1]. Исходя из изложенного, можно написать окончательные формулы для получения расчетных (невыгоднейших) моментов в наиболее характерных точках пристенной панели безбалочной плиты с квадратными полями при равномерно распределенной нагрузке с капителями шириной $2 \cdot {}^1/_3\, a$.

1) опорный момент над первой от края колонной ($x = 2a$; $y = 0$)

$$M_4 = -0{,}34562\ (g + p)\ a^2;$$

[1] Величины моментов даны на 1 *м* ширины полосы.

2) положительный момент в середине надколонной полосы ($x = a$; $y = 0$)

$$M_5 = \left(0{,}31836 - \frac{0{,}01701}{2}c_1\right) ga^2 + \left[0{,}40918 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01701}{2}\right] pa^2;$$

3) отрицательный момент над первой от края опорой в середине пролетной полосы ($x = 2a$; $y = a$)

$$M_6 = -0{,}13823(g + p)\ a^2;$$

4) положительный момент в середине крайней панели ($x = a$; $y = a$)

$$M_7 = \left(0{,}20734 - \frac{0{,}01975}{2}c_1\right) ga^2 + \left[0{,}35367 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01975}{2}\right] pa^2.$$

Величины же расчетных моментов в наиболее характерных сечениях надколонной и пролетной полос крайней панели для этой же плиты будут равны:

1) наибольший опорный момент надколонной полосы над первой от края опорой ($x = 2\ a$)

$$M_4 = -0{,}30382\ (g + p)\ a^2;$$

2) положительный момент в середине крайнего пролета надколонной полосы ($x = a$)

$$M_5 = \left(0{,}30790 - \frac{0{,}01748}{2}c_1\right) ga^2 + \left[0{,}40395 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01748}{2}\right] pa^2;$$

3) наибольший отрицательный момент в пролетной полосе над первой от края опорой ($x = 2\ a$)

$$M_6 = -0{,}16556\ (g + p)\ a^2;$$

4) положительный момент в середине крайнего пролета пролетной полосы

$$M_7 = \left(0{,}23389 - \frac{0{,}01931}{2}c_1\right) ga^2 + \left[0{,}36694 - \left(c + c_1\right)\frac{0{,}01931}{2}\right] pa^2;$$

5) отрицательный момент в надколонной полосе над крайней опорой ($x = 0$)

$$M_8 = -0{,}021\ c_1\ (p + g)\ a^2{}^*;$$

6) отрицательный момент в пролетной полосе над крайней опорой ($x = 0$)

$$M_9 = -0{,}0148\ c_1\ (p + g)\ a^2{}^*.$$

* Коэффициенты для M_8 и M_9 получаются из условия, что на надколонную полосу передается 60%, а на пролетную — 40% от суммарного момента, воспринимаемого крайней колонной.

Сводка формул для определения расчетных моментов безбалочного перекрытия

Суммируя изложенное, следует сказать, что подбирать сечения безбалочного перекрытия следует не по моментам в отдельных точках, а по средним моментам в надколонной и пролетной полосах, причем ширину полос надо брать равной половине пролета.

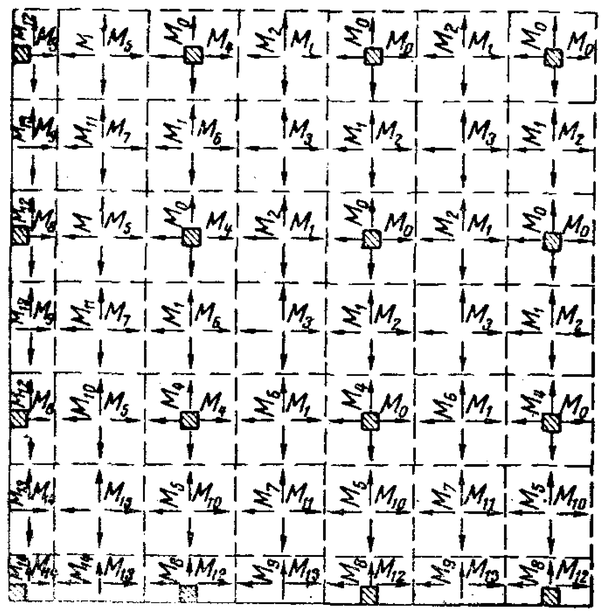


Рис. 56. Схемы расположения расчетных моментов при определении средних моментов в полосах плиты

Для удобства пользования ниже приводится сводка формул для расчета наиболее распространенных в практике безбалочных перекрытий с квадратными панелями с капителями шириной $^1/_3$ пролета при равномерно распределенной нагрузке.

При наружном железобетонном каркасе (рис. 56)[1]:

1) наибольший опорный момент в надколонной полосе средней панели

$$M_0 = -0{,}24051\ (g+p)\ a^2;$$

2) наибольший пролетный момент в надколонной полосе средней панели

$$M_1 = [0{,}17992\ g + (0{,}34061 - 0{,}01748\ c)\ p]\ a^2;$$

3) наибольший опорный момент в пролетной полосе средней панели:

$$M_2 = -0{,}13021\ (g+p)\ a^2;$$

4) наибольший пролетный момент в пролетной полосе средней панели

$$M_3 = [0{,}11711\ g + (0{,}30920 - 0{,}01931\ c)\ p]\ a^2;$$

5) наибольший опорный момент в надколонной полосе над первой от края опорой

$$M_4 = -0{,}30382\ (g+p)\ a^2;$$

[1] Величины моментов даны на 1 *м* ширины полосы.

6) положительный момент в середине крайнего пролета надколонной полосы

$$M_5 = \left\{\left(0{,}30790 - \frac{0{,}01748}{2}c\right)g + \left[0{,}40395 - (c+c_1)\frac{0{,}01748}{2}\right]p\right\} a^2;$$

7) наибольший опорный момент в пролетной полосе над первой от края опорой

$$M_6 = -0{,}16556\ (g+p)\ a^2;$$

8) положительный момент в середине крайнего пролета пролетной полосы

$$M_7 = \left\{\left(0{,}23389 - \frac{0{,}01931}{2}c_1\right)g + \left[0{,}36694 - (c+c_1)\frac{0{,}01931}{2}\right]p\right\} a^2;$$

9) опорный момент в надколонной полосе над крайней опорой

$$M_8 = -0{,}021\ c_1\ (g+p)\ a^2;$$

10) опорный момент в пролетной полосе над крайней опорой

$$M_9 = -0{,}0148\ c_1\ (g+p)\ a^2;$$

11) опорный момент пролетной полосы, параллельной обвязочной балке в пристенной панели

$$M_{10} = 0{,}75\ M_2;$$

12) пролетный момент пролетной полосы, параллельной обвязочной балке в пристенной панели

$$M_{11} = 0{,}75\ M_3;$$

13) опорный момент крайней надколонной полуполосы, параллельной обвязочной балке в пристенной панели

$$M_{12} = 0{,}5\ M_0;$$

14) пролетный момент крайней надколонной полуполосы, параллельной обвязочной балке в пристенной панели

$$M_{13} = 0{,}5\ M_1.$$

При крайней свободной (шарнирной) опоре. При крайней свободной опоре значения: M_0, M_1, M_2, M_3, M_4, M_6, M_{10}, M_{11}, M_{12} и M_{13} будут такими же, как и при наружном железобетонном каркасе, M_8 и M_9 будут равны нулю, а

$$M_5 = \left[0{,}30790\ g - \left(0{,}40395 - \frac{0{,}01748}{2}c\right)p\right] a^2,$$

$$M_7 = \left[0{,}23389\ g - \left(0{,}36694 - \frac{0{,}01931}{2}c\right)p\right] a^2.$$

Определение величин моментов, воспринимаемых средними и крайними нижними колоннами. При безбалочных плитах с квадратными панелями с шириной капители $2 \cdot {}^1/_3\, a$ величина момента, воспринимаемая нижними колоннами при равномерно распределенной нагрузке через пролет будет равна:

1) для крайних колонн

$$M_{\text{кр. кол}} = c_1\, l_y\, 0{,}01840\ (g+p)\, a^{2\,*};$$

2) для средних колонн

$$M_{\text{ср. кол}} = c\, l_y\, 0{,}01840\ pa^2,$$

где

$$c_1 = \frac{13{,}5\,\dfrac{J_{\text{кр. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{J_{\text{кр. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}};$$

$$c = \frac{13{,}5\,\dfrac{J_{\text{ср. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{J_{\text{ср. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}};$$

p — интенсивность временной нагрузки в *кг/м*²;
l — длина панели;
a — половина длины пролета ($a = 0{,}5\ l$);
$J_{\text{кр. кол}}$ — момент инерции крайней колонны в *м*⁴;
$J_{\text{ср. кол}}$ — момент инерции средней колонны в *м*⁴;
$J_{\text{пл}}$ — момент инерции плиты шириной 1 *м* в *м*⁴.

При сплошной равномерно распределенной нагрузке моменты, воспринимаемые средними колоннами, равны нулю, а моменты, воспринимаемые нижними крайними колоннами для этой же плиты, будут равны:

$$M_{\text{кр. кол}} = c_1 l_y\ 0{,}01840\ (g+p)\ a^2.$$

Пример расчета. Безбалочное междуэтажное перекрытие состоит из квадратных панелей 5×5 *м* и по периметру опирается на железобетонный каркас.

Постоянная нагрузка $g = 500$ *кг/м*². Временная нагрузка $p = 750$ *кг/м*² Высота верхнего и нижнего этажей — 3,33 *м*. Сечение средней колонны 50×50 *см*. Сечение крайней колонны 50×40 *см*.

Капитель имеет в плане квадратную форму со сторонами, равными

$$1{,}65\ м \approx {}^1/_3\ l;\ a = \frac{l}{2} = 2{,}5\ м.$$

* Величина коэффициента 0,01840 взята как среднее арифметическое между коэффициентами, учитывающими влияние колонн для надколонной и пролетной полос.

Сначала определяется величина коэффициентов c и c_1:

$$c = \frac{13{,}5\,\dfrac{J_{\text{ср. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{J_{\text{ср. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}};\quad c_1 = \frac{13{,}5\,\dfrac{J_{\text{кр. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{J_{\text{кр. кол}}}{h\ J_{\text{пл}}}}.$$

Задаемся толщиной плиты $h = 16$ *см*.
Момент инерции плиты шириной в 1 *м*:

$$J_{\text{пл}} = \frac{1\ h^3}{12} = \frac{1 \cdot 0{,}16^3}{12} = 0{,}000342\ м^4.$$

Момент инерции средней колонны:

$$J_{\text{ср. кол}} = \frac{0{,}5^4}{12} = 0{,}0052\ м^4.$$

Момент инерции крайней колонны:

$$J_{\text{кр. кол}} = \frac{0{,}50 \cdot 0{,}40^3}{12} = 0{,}0027\ м^4.$$

Следовательно,

$$c = \frac{13{,}5\,\dfrac{0{,}0052}{3{,}33 \cdot 0{,}000342}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{0{,}0052}{3{,}33 \cdot 0{,}000342}} = 8{,}185;$$

$$c_1 = \frac{13{,}5\,\dfrac{0{,}0027}{3{,}33 \cdot 0{,}000342}}{1 + 1{,}432\,\dfrac{0{,}0027}{3{,}33 \cdot 0{,}000342}} = 7{,}282.$$

Затем переходим к определению среднего значения расчетных моментов в полосах. Ширину полосы берем равной 0,5 l, а величину момента определяем для полосы шириной в 1 *м*.

Средняя панель.

$$M_0 = -0{,}24051\ (g+p)\ a^2 = -0{,}24051\ (500 + 750)\ 2{,}5^2 = -1\,880\ кгм.$$

$$M_1 = [0{,}17992\ g + (0{,}34061 - 0{,}01748\ c)\ p]\ a^2 = [0{,}17992 \cdot 500 + (0{,}34061 - 0{,}01748 \cdot 8{,}185)\ 750]\ 2{,}5^2 = 1\,490\ кгм.$$

$$M_2 = -0{,}13021\ (g+p)\ a^2 = -0{,}13021\ (500 + 750)\ 2{,}5^2 = -1\,020\ кгм.$$

$$M_3 = [0{,}11711\ g + (0{,}30920 - 0{,}01931\ c)\ p]\ a^2 = [0{,}11711 \cdot 500 + (0{,}30920 - 0{,}01931 \cdot 8{,}185)\ 750]\ 2{,}5^2 = 1\,070\ кгм.$$

Пристенная панель

Так как в данном случае мы имеем безбалочную плиту, опирающуюся по периметру на железобетонный каркас, то определение расчетных моментов производим по соответствующим формулам:

$$M_4 = -0{,}30382\ (g+p)\ a^2 = -0{,}30382\ (500+750)\ 2{,}5^2 = -2\,370\ кг.$$

$$M_5 = \left\{\left(0{,}30790 - \frac{0{,}01748}{2}c_1\right) g + \left[0{,}40395 - (c+c_1)\ \frac{0{,}01748}{2}\right] p\right\}\ a^2 =$$

$$= \left\{\left(0{,}30790 - \frac{0{,}1748}{2}\ 7{,}282\right) 500 + \right.$$

$$\left. + \left[0{,}40395 - \left(8{,}185 + 7{,}282\right) \frac{0{,}01748}{2}\right] 750\right\} 2{,}5^2 = 2\,000\ кгм.$$

$$M_6 = -0{,}16556\ (g+p)\ a^2 = -0{,}16556\ (500+750)\ 2{,}5^2 = -1\,290\ кгм.$$

$$M_7 = \left\{\left(0{,}23389 - \frac{0{,}01931}{2}\ c_1\right) g + \left[0{,}36694 - (c+c_1)\frac{0{,}01931}{2}\right] p\right\} a^2 =$$

$$= \left\{\left(0{,}23389 - \frac{0{,}01931}{2}\ 7{,}282\right) 500 + \left[0{,}36694 - \left(8{,}185 + \right.\right.\right.$$

$$\left.\left.\left. + 7{,}282\right) \frac{0{,}01931}{2}\right] 750\right\} 2{,}5^2 = 1\,510\ кгм.$$

$$M_8 = -0{,}021\ c_1\ (g+p)\ a^2 = -0{,}021 \cdot 7{,}282\ (500+750)\ 2{,}5^2 = -1\,195\ кгм$$

$$M_9 = -0{,}0148\ c_1\ (g+p)\ a^2 = -0{,}0148 \cdot 7{,}282\ (500+750)\ 2{,}5^2 = -840\ кгм.$$

$$M_{10} = 0{,}75\ M_2 = -0{,}75 \cdot 1\,020 = -765\ кгм.$$

$$M_{11} = 0{,}75\ M_3 = 0{,}75 \cdot 1\,070 = 800\ кгм.$$

$$M_{12} = 0{,}50\ M_0 = -0{,}5 \cdot 1\,880 = -940\ кгм.$$

$$M_{13} = 0{,}50\ M_1 = 0{,}50 \cdot 1\,490 = 745\ кгм.$$

Глава V

РАСЧЕТ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ БИГАРМОНИЧЕСКИХ РЯДОВ

Б. Г. Галеркин дал стройную теорию расчета безбалочных перекрытий. Он рассматривает безбалочное перекрытие как пластинку, нагруженную сверху внешней нагрузкой, а снизу — опорными реакциями капители, равномерно распределенными по всей площади капители. Галеркин дал расчет такой пластинки в бигармонических рядах, которые сходятся

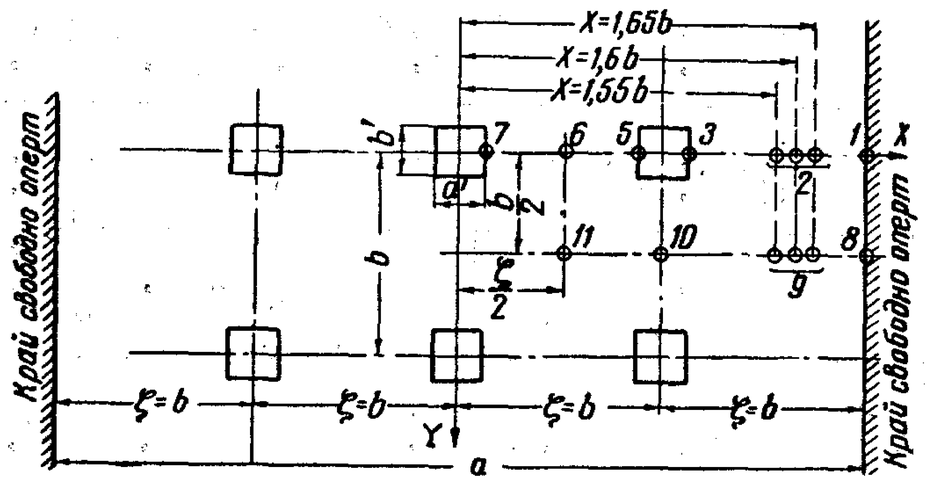


Рис. 57. Расчетная схема безбалочного перекрытия (по Б. Г. Галеркину)

значительно быстрее, чем тригонометрические ряды Фурье. Поэтому расчет по методу Б. Г. Галеркина проще, чем по методу Леве, но все же еще слишком сложен для практики. Для практических целей сектором конструкций Ленинградского института сооружений под руководством Б. Г. Галеркина был составлен ряд таблиц для расчета безбалочных перекрытий.

Ниже приводятся таблицы для случаев, наиболее часто встречающихся в практике.

В табл. 16, 17 и 18 даны числовые коэффициенты α и β прогибов для разных точек безбалочной плиты, свободно опертой по краям с квадратными панелями (рис. 57) при

Таблица 16

Коэффициенты α и β при сплошной равномерно распределенной нагрузке по всему перекрытию

№ точек	Коэффициент		$\frac{b_1}{b}$ = 0,2	0,25	0,3	1/3	0,35	0,4	Табличный множитель
	При $x = 1,55$	α	0,0126	0,0124	0,0121	0,0118	0,0117	0,0113	pb^2
		β	−0,0834	−0,0824	−0,0812	−0,0802	−0,0798	−0,0781	pb^2
2	При $x = 1,60$	α	0,0097	0,0096	0,0094	0,0092	0,0091	0,0088	pb^2
		β	−0,0837	−0,0828	−0,0817	−0,0809	−0,0805	−0,0791	pb^2
	При $x = 1,65$	α	0,0075	0,0074	0,0072	0,0071	0,0070	0,0068	pb^2
		β	−0,0815	−0,0808	−0,0799	−0,0792	−0,0789	−0,0777	pb^2
3		α	0,1028	0,0842	0,0695	0,0612	0,0576	0,0476	pb^2
		β	0,0761	0,0565	0,0407	0,0317	0,0276	0,0166	pb^2
4		α	0,0694	0,0507	0,0360	0,0278	0,0241	0,0144	pb^2
		β	0,1142	0,0963	0,0822	0,0744	0,0706	0,0617	pb^2
5		α	0,1040	0,0856	0,0712	0,0632	0,0596	0,0499	pb^2
		β	0,0829	0,0651	0,0511	0,0434	0,0398	0,0307	pb^2
6		α	0,0297	0,0291	0,0283	0,0276	0,0272	0,0260	pb^2
		β	−0,0497	−0,0481	−0,0460	−0,0445	−0,0436	−0,0409	pb^2
7		α	0,0877	0,0721	0,0598	0,0530	0,0500	0,0419	pb^2
		β	0,0545	0,0385	0,0259	0,0189	0,0158	0,0076	pb^2
	При $x = 1,55$	α	−0,0110	−0,0118	−0,0115	−0,0114	−0,0113	−0,0109	pb^2
		β	−0,0702	−0,0695	−0,0689	−0,0683	−0,0681	−0,0671	pb^2
9	При $x = 1,60$	α	−0,0094	−0,0092	−0,0091	−0,0089	−0,0089	−0,0088	pb^2
		β	−0,0728	−0,0722	−0,0715	−0,0710	−0,0708	−0,0699	pb^2
	При $x = 1,65$	α	−0,0073	−0,0072	−0,0070	−0,0069	−0,0069	−0,0067	pb^2
		β	−0,0728	−0,0722	−0,0716	−0,0712	−0,0709	−0,0701	pb^2
10		α	−0,0605	−0,0590	0,0571	−0,0556	−0,0548	−0,0523	pb^2
		β	0,0399	0,0398	0,0395	0,0392	0,0390	0,0383	pb^2
11		α	0,0277	−0,0272	−0,0266	−0,0261	−0,0259	−0,0250	pb^2
		β	−0,0209	−0,0203	−0,0195	−0,0190	−0,0186	−0,0177	pb^2

Таблица 17

Коэффициенты α и β при загруженном среднем правом пролете равномерно распределенной нагрузкой

№ точек	Коэффициент		$\frac{b_1}{b}$ = 0,2	0,25	0,3	1/3	0,35	0,4	Табличный множитель
	При $x = 1,55$	α	0,0061	0,0059	0,0058	0,0057	0,0056	0,0054	pb^2
		β	0,0188	0,0192	0,0197	0,0201	0,0203	0,0210	pb^2
2	При $x = 1,60$	α	0,0047	0,0046	0,0045	0,0044	0,0044	0,0042	pb^2
		β	0,0170	0,0173	0,0177	0,0181	0,0182	0,0188	pb^2
	При $x = 1,65$	α	0,0036	0,0035	0,0035	0,0034	0,0034	0,0033	pb^2
		β	0,0151	0,0153	0,0157	0,0160	0,0161	0,0166	pb^2
3		α	0,0496	0,0405	0,0334	0,0294	0,0276	0,0227	pb^2
		β	0,0571	0,0521	0,0488	0,0471	0,0463	0,0446	pb^2
5		α	0,0503	0,0414	0,0344	0,0305	0,0288	0,0242	pb^2
		β	0,0168	0,0035	−0,0075	−0,0140	−0,0169	−0,0249	pb^2
6		α	0,0159	0,0156	0,0152	0,0148	0,0146	0,0140	pb^2
		β	−0,0823	−0,0812	−0,0799	−0,0799	−0,0784	−0,0767	pb^2
7		α	0,0521	0,0429	0,0357	0,0318	0,0300	0,0252	pb^2
		β	0,0200	0,0066	−0,0046	−0,0111	−0,0140	−0,0221	pb^2
	При $x = 1,55$	α	−0,0057	−0,0057	−0,0055	−0,0054	−0,0054	−0,0052	pb^2
		β	0,0252	0,0254	0,0256	0,0258	0,0259	0,0262	pb^2
9	При $x = 1,60$	α	−0,0045	−0,0044	−0,0043	−0,0043	−0,0042	−0,0041	pb^2
		β	0,0222	0,0224	0,0226	0,0223	0,0229	0,0232	pb^2
	При $x = 1,65$	α	−0,0035	−0,0034	−0,0034	−0,0033	−0,0033	−0,0032	pb^2
		β	0,0193	0,0194	0,0197	0,0198	0,0199	0,0202	pb^2
11		α	−0,0148	−0,0146	−0,0143	−0,0140	−0,0139	−0,0135	pb^2
		β	−0,0669	−0,0664	−0,0657	−0,0653	−0,0650	−0,0642	pb^2

Таблица 18

Коэффициенты α и β при загруженном крайнем правом пролете равномерно распределенной нагрузкой

№ точек	Коэффициент		$\frac{b_1}{b}$ = 0,2	0,25	0,3	1/3	0,35	0,4	Табличный множитель
	При $x = 1,55$	α	0,0071	0,0070	0,0068	0,0067	0,0067	0,0064	pb^2
		β	−0,0990	−0,0982	−0,0974	−0,0967	−0,0964	−0,0953	pb^2
2	При $x = 1,60$	α	0,0055	0,0054	0,0053	0,0052	0,0052	0,0050	pb^2
		β	−0,0977	−0,0971	−0,0963	−0,0958	−0,0955	−0,0945	pb^2
	При $x = 1,65$	α	0,0042	0,0042	0,0041	0,0040	0,0040	0,0039	pb^2
		β	−0,0940	−0,0935	−0,0928	−0,0924	−0,0921	−0,0913	pb^2
3		α	0,0578	0,0474	0,0392	0,0346	0,0326	0,0271	pb^2
		β	+0,0277	+0,0125	−0,0001	−0,0075	−0,0110	−0,0204	pb^2
5		α	0,0577	0,0472	0,0391	0,0344	0,0324	0,0268	pb^2
		β	0,0713	0,0654	0,0614	0,0593	0,0584	0,0562	pb^2
6		α	0,0078	0,0076	0,0074	0,0073	0,0071	0,0068	pb^2
		β	0,0206	0,0211	0,0217	0,0221	0,0224	0,0231	pb^2
7		α	−0,0075	−0,0059	−0,0047	−0,0039	−0,0036	−0,0027	pb^2
		β	−0,0098	−0,0076	−0,0057	−0,0244	−0,0038	−0,0019	pb^2
	При $x = 1,55$	α	−0,0067	−0,0066	−0,0065	−0,0064	−0,0064	−0,0062	pb^2
		β	−0,0915	−0,0910	−0,0904	−0,0900	−0,0898	−0,0890	pb^2
9	При $x = 1,60$	α	−0,0053	−0,0052	−0,0051	−0,0051	−0,0050	−0,0049	pb^2
		β	−0,0916	−0,0911	−0,0906	−0,0902	−0,0900	−0,0893	pb^2
	При $x = 1,65$	α	−0,0041	−0,0040	−0,0040	−0,0039	−0,0039	−0,0038	pb^2
		β	−0,0891	−0,0897	−0,0882	−0,0876	−0,0876	−0,0870	pb^2
11		α	−0,0073	−0,0077	−0,0070	−0,0069	−0,0068	−0,0066	pb^2
		β	−0,0282	−0,0284	−0,0286	−0,0268	−0,0299	−0,0292	pb^2

Таблица 19

Реакции колонн

$\frac{b_1}{b}$	Загружен крайний правый пролет: левая колонна	средняя колонна	правая колонна	Загружен второй пролет справа: левая колонна	средняя колонна	правая колонна	Загружено все перекрытие: левая колонна	средняя колонна	правая колонна	Табличный множитель
0,2	0,0210	−0,0958	0,6417	−0,0748	0,5669	0,5459	1,1338	0,9422	1,1338	pb^2
0,25	0,0221	−0,0987	0,6450	−0,0766	0,5684	0,5463	1,1369	0,9395	1,1369	pb^2
0,3	0,0234	−0,1021	0,6490	−0,0787	0,5703	0,5468	1,1406	0,9363	1,1406	pb^2
1/3	0,0244	−0,1047	0,6519	−0,0803	0,5717	0,5472	1,1433	0,9340	1,1433	pb^2
0,35	0,0249	−0,1060	0,6535	−0,0811	0,5724	0,5475	1,1448	1,9327	1,1448	pb^2
0,4	0,0266	−0,1104	0,6586	−0,0838	0,5748	0,5482	1,1495	0,9288	1,1495	pb^2

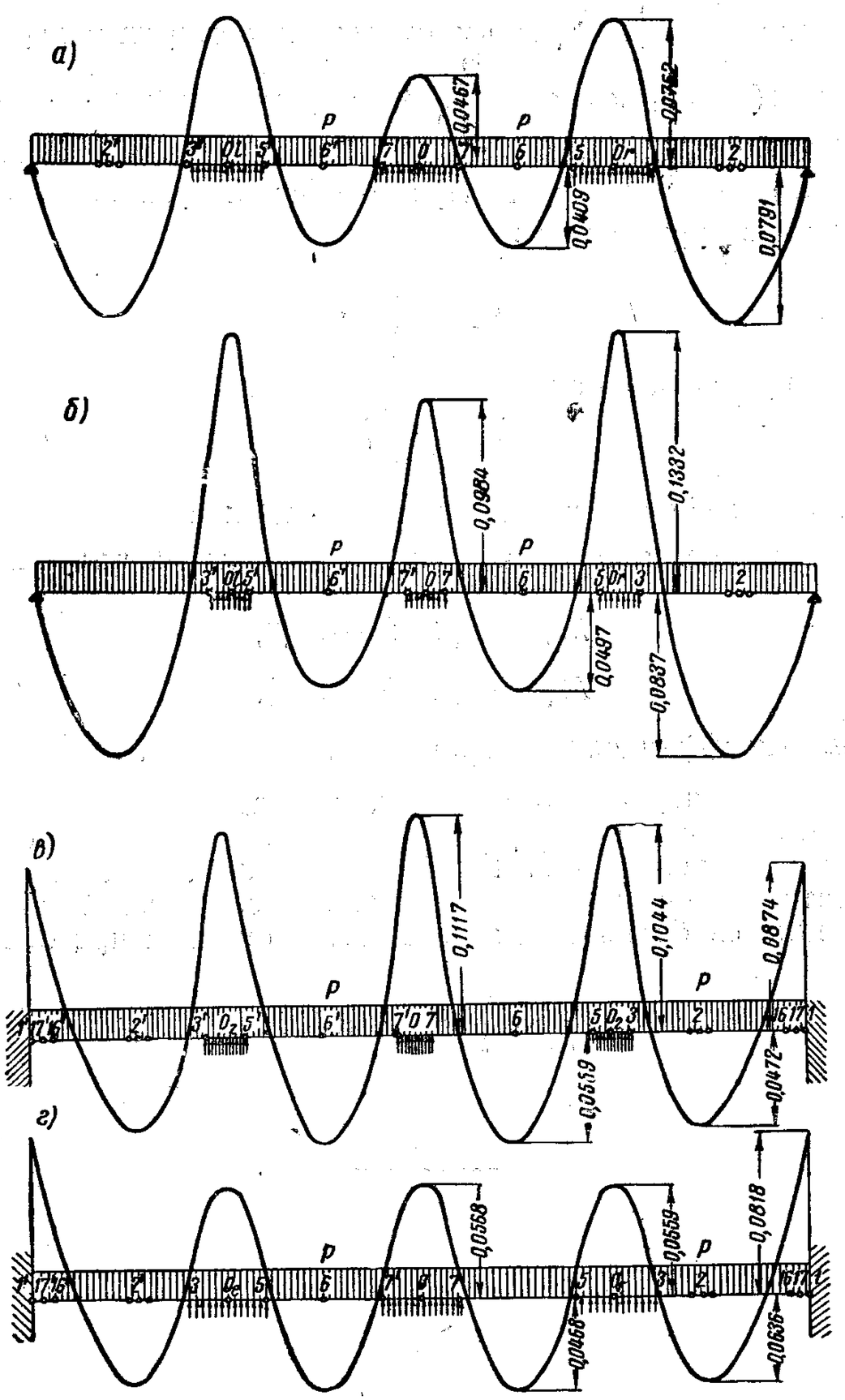


Рис. 58. Эпюра моментов (по Б. Г. Галеркину)

а — по оси колонн квадратной безбалочной плиты с крайними свободными опорами при сплошной равномерно распределенной нагрузке всего перекрытия и при отношении ширины капители к длине пролета, равном 0,4; *б* — то же, при отношении ширины капители к длине пролета, равном 0,2; *в* — эпюра моментов по оси колонн квадратной безбалочной плиты с крайними защемленными опорами при сплошной равномерно распределенной нагрузке всего перекрытия и при отношении ширины капители к длине пролета, равном 0,2; *г* — то же, при отношении ширины капители к длине пролета, равном 0,4

отношении $\frac{b}{a}=\frac{1}{4}$ и разных отношениях сторон квадратной капители ($a_1=b_1$) к расстоянию между колоннами $\left(\frac{a_1}{b}=\frac{b_1}{b}=\right.$ $=0{,}2$; 0,25; 0,30; $^1/_3$; 0,35; 0,4). Промежуточные значения берутся по интерполяции. Прогибы по направлению оси y выражаются уравнением:

$$K_y=\frac{pb^2}{N}\alpha,$$

а по направлению оси x

$$K_x=\frac{pb^2}{N}\beta.$$

Подставив значение прогибов в формулы изгибающих моментов, вынеся за скобки $\frac{pb^2}{N}$ и сократив на N, получим:

$$M_y=-pb^2\ (\alpha-m\ \beta); \qquad (65\ а)$$

$$M_x=-pb^2\ (\beta-m\ \alpha), \qquad (65\ б)$$

где m — коэффициент поперечного расширения.

Кроме вышеуказанных таблиц, приведена табл. 19 для определения величины реакций колонн при разных схемах загружения перекрытия. На рис. 58, *а*, *б*, *в*, *г* даны эпюры моментов по оси колонн квадратной безбалочной плиты с крайними свободными и заделанными опорами при отношении:

$$\frac{a_1}{b}=\frac{b_1}{b}=0{,}4 \text{ и } 0{,}2.$$

Глава VI

РАСЧЕТ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ПО ИНСТРУКЦИИ ЦНИПС (1933 г.)

На основе большого опыта строительства безбалочных перекрытий в СССР, их эксплуатации и результатов испытания безбалочного перекрытия до разрушения, проведенного в 1932 г. в Баку, Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений ЦНИПС разработал в 1933 г. „Инструкцию по расчету и проектированию безбалочных перекрытий". Этой инструкцией, как правило, советские проектировщики пользуются и до настоящего времени.

По инструкции ЦНИПС расчет безбалочного перекрытия производится на сплошную равномерно распределенную постоянную и временную $(g+p)$ нагрузки без учета шахматного или полосового расположения временной нагрузки.

Для статического расчета инструкция рассматривает два вида безбалочных перекрытий:

1) плиты с квадратными или прямоугольными равными панелями и

2) плиты с неравными пролетами.

1. ПЛИТЫ С КВАДРАТНЫМИ ИЛИ ПРЯМОУГОЛЬНЫМИ РАВНЫМИ ПАНЕЛЯМИ

При расчете плит с равными пролетами сумма абсолютных величин положительных и отрицательных моментов в четырех расчетных сечениях средней панели определяется по формулам:

$$M_{c_x}=0{,}125\,P\,l_x\left(1-\frac{2\,c}{3\,l_x}\right)^2, \qquad (66а)$$

$$M_{c_y}=0{,}125\,P\,l_y\left(1-\frac{2\,c}{3\,l_y}\right)^2, \qquad (66б)$$

где M_{c_x} и M_{c_y} — сумма абсолютных величин положительных и отрицательных моментов в четырех расчетных сечениях средней панели в направлении осей x и y;

P — полная нагрузка на одну панель безбалочного перекрытия

$$P=(g+p)\ l_x\, l_y;$$

l_x и l_y — расстояние между центрами опор по осям x и y;
c — расчетная ширина капители.

В основу этих формул положено следующее простое соображение: если мы имеем многопролетную балку со сплошной нагрузкой, то в любом пролете полусумма абсолютных величин моментов на опорах плюс момент в пролете дают в сумме момент, равный моменту свободно лежащей балки с тем же пролетом и с той же нагрузкой.

Для балки с защемленными опорами получается тот же результат: опорный момент такой балки равен $\frac{ql^2}{12}$, а момент в пролете $\frac{ql^2}{24}$, откуда

$$\frac{1}{2}\left(M^{л}_{оп}+M^{пр}_{оп}\right)+M_{пр}=\frac{ql^2}{12}+\frac{ql^2}{24}=\frac{ql^2}{8}.$$

Существенным является вопрос об определении расчетной величины пролета, зависящего от принятого характера распределения опорных реакций по ширине капители.

Если принять равномерное распределение опорных реакций по капители, то центр тяжести их будет на расстоянии $\frac{c}{4}$ от оси опоры, и расчетный пролет будет равен $l_р=l-\frac{c}{2}$, (рис. 59,*а*).

Если принять распределение опорных реакций по закону треугольника с максимальной ординатой у грани расчетной ширины капители и нулем у центра колонны, то расчетный пролет $l_р=l-\frac{2}{3}c$ (рис. 59,*б*). По инструкции ЦНИПС принято распределение опорных реакций по закону треугольника, как более соответствующее действительности.

Определенный по формулам (66 а) и (66 б) суммарный момент M_c распределяется между надколонной и пролетной полосами, ширина каждой из которых равна $\frac{l}{2}$ (рис. 60) согласно табл. 20.

В крайних панелях расчетные моменты плиты в направлении, перпендикулярном краю, вычисляются путем умножения соответствующих моментов средних панелей на поправочные коэффициенты, приведенные в табл. 21 (рис. 61).

Коэффициенты α, β и γ определяются по графику рис. 62 в зависимости от отношения суммы линейных моментов

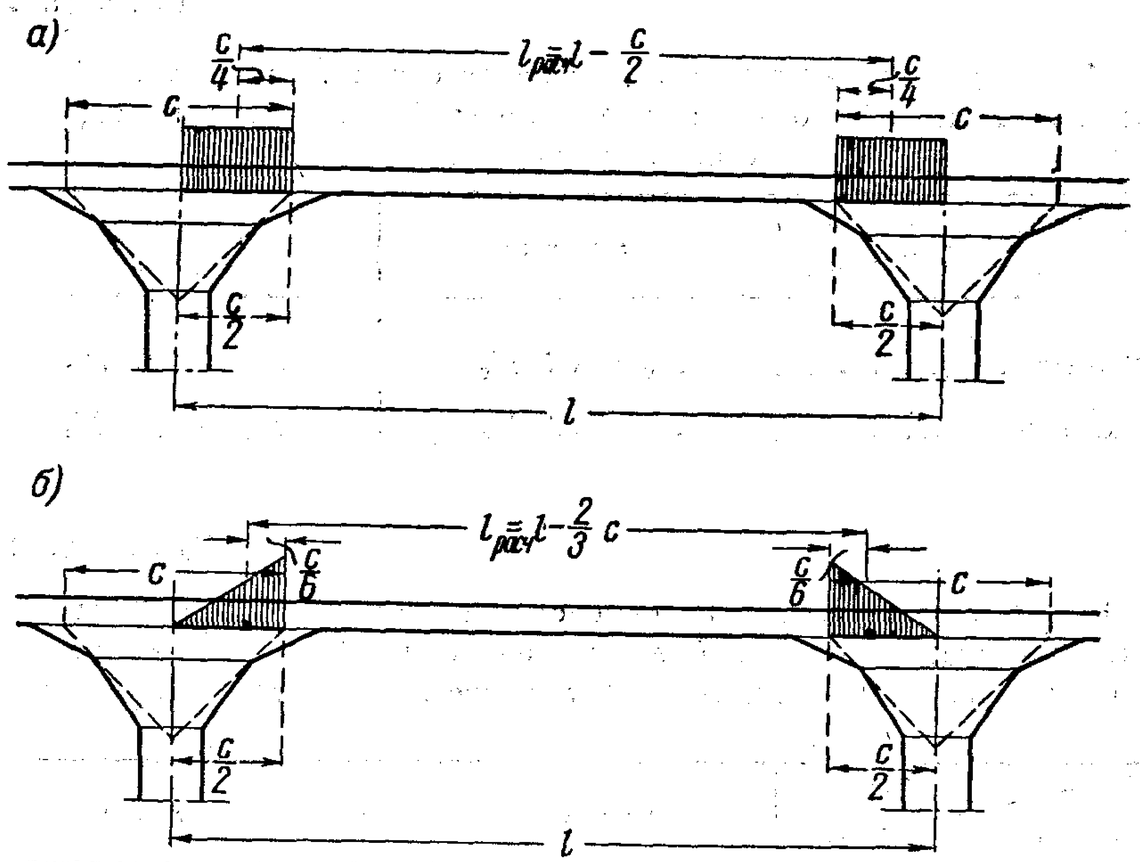


Рис 59. Схема распределения опорных реакций по ширине капители и расчетные длины пролета

а — при равномерном распределении опорных реакций; *б* — при распределении опорных реакций по закону треугольника

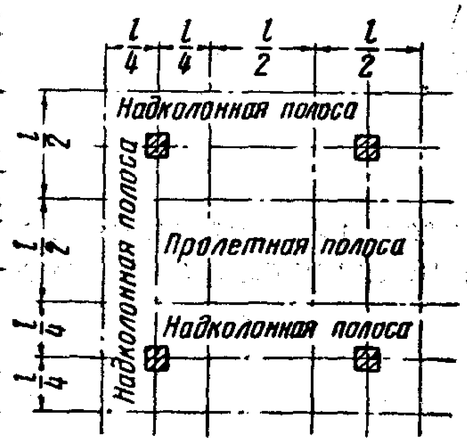


Рис. 60. Разбивка безбалочной плиты на надколонную и пролетную полосы

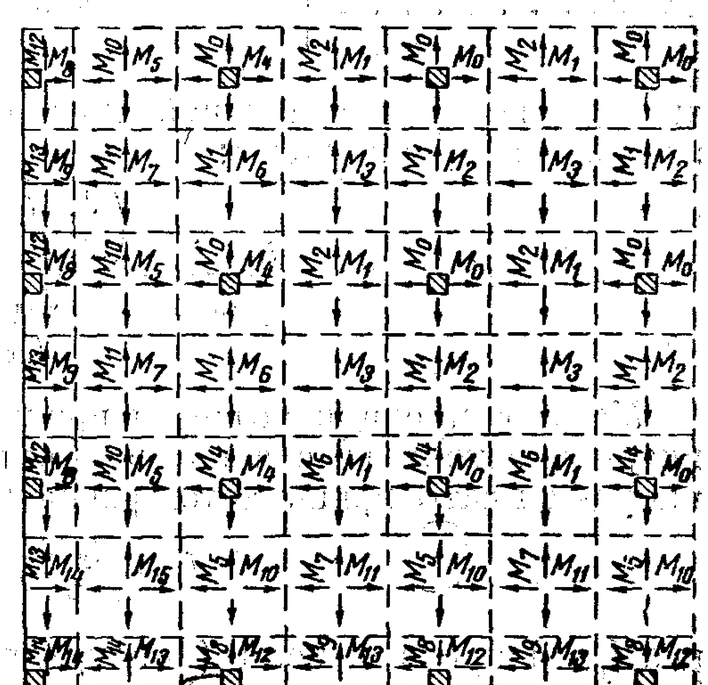


Рис. 61. Схема расположения расчетных моментов в безбалочном перекрытии

Таблица 20

Распределение моментов в расчетных сечениях надколонной и пролетной полос средних панелей плиты безбалочного перекрытия с равными панелями

Моменты \ Полоса	Надколонная	Пролетная
Отрицательный	$M_0 = 0{,}5\ M_c$	$M_2 = 0{,}15\ M_c$
Положительный	$M_1 = 0{,}2\ M_c$	$M_3 = 0{,}15\ M_c$

Таблица 21

Коэффициенты α, β, γ для определения моментов в расчетных сечениях надколонной и пролетной полос, перпендикулярных краю, в крайних панелях плиты безбалочного перекрытия с равными панелями

Моменты \ Полоса	Надколонная	Пролетная
Отрицательные на крайней опоре . . .	$M_8 = \gamma\ M_0$	$M_9 = \gamma\ M_2$
Положительные в крайней панели	$M_5 = \beta\ M_1$	$M_7 = \beta\ M_3$
Отрицательные на первой промежуточной опоре	$M_4 = \alpha\ M_0$	$M_6 = \alpha\ M_2$

инерции верхней и нижней крайних колонн к линейному моменту инерции плиты:

$$\frac{i_в + i_н}{i_р} = \frac{\left(\frac{J_в}{H_в} + \frac{J_н}{H_н}\right)}{\frac{J_{пл}}{l_{пл}}}.$$

Момент инерции колонны принимается равным моменту инерции бетонного сечения колонны вне капители, а момент инерции плиты принимается равным

$$J_{пл} = \frac{l_y h^3}{12},$$

где l_y — ширина панели (в направлении, перпендикулярном рассматриваемому);
h — толщина плиты.

На графике (рис. 62) по горизонтали отложены значения $\frac{i_н + i_в}{i_р}$, а по вертикали — значения коэффициентов α, β и γ. Вычислив отношение $\frac{i_н + i_в}{i_р}$, на пересечение его ординаты с кривыми α, β и γ по вертикальной шкале, определяют их значения.

Коэффициенты табл. 20 и 21 получены на основании расчета безбалочного перекрытия методом заменяющих рам.

В среднем пролете многопролетной балки со сплошной равномерно распределенной нагрузкой опорный момент равен $^2/_3$ суммарного момента и пролетный — $^1/_3$ суммарного момента. В данном случае опорный момент принят равным 0,65 от суммарного момента, а пролетный равным 0,35.

По методу заменяющих рам

$$M_0 = 0{,}75\ M_{оп} = 0{,}75 \cdot 0{,}65\ M_c \approx \approx 0{,}5\ M_c;$$

$$M_2 = 0{,}25\ M_{оп} = 0{,}25 \cdot 0{,}65\ M_c \approx \approx 0{,}15\ M_c;$$

$$M_1 = 0{,}55\ M_{пр} = 0{,}55 \cdot 0{,}35\ M_c \approx \approx 0{,}2\ M_c;$$

$$M_c = 0{,}45\ M_{пр} = 0{,}45 \cdot 0{,}35\ M_c \approx \approx 0{,}15\ M_c.$$

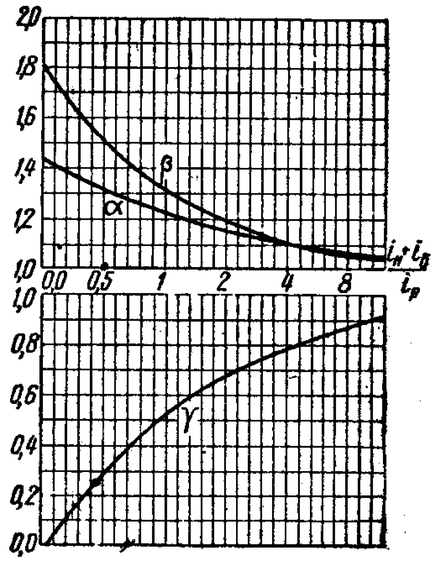


Рис. 62. График значений коэффициентов α, β и γ для определения моментов в крайних панелях плиты безбалочного перекрытия

Коэффициенты же α, β и γ получены путем решения крайнего пролета заменяющей рамы, величины моментов которого зависят от отношения линейного момента инерции крайних опор к линейному моменту инерции ригеля.

В пристенных панелях при наличии обвязочной балки, жесткость которой значительно больше жесткости плиты, момент в крайней надколонной полуполосе и в пролетной полосе, параллельных обвязочной балке, меньше соответствующих моментов в средних панелях. Величины расчетных моментов в этих полосах, отнесенные к единице ширины плиты, принимаются равными соответствующим моментам в средних панелях, умноженным на коэффициенты табл. 22.

В угловых панелях расчетные моменты, отнесенные к единице ширины плиты, принимаются равными (см. рис. 61).

$$M_{14} = 0{,}8\ M_9;\ M_{15} = 0{,}8\ M_7.$$

Таблица 22

Распределение моментов в расчетных сечениях крайней надколонной полуполосы и пролетной полосы, параллельных обвязочной балке в крайних панелях безбалочного перекрытия с равными панелями

Моменты \ Полоса	Надколонная	Пролетная
Отрицательный	$M_{12} = 0{,}5\ M_0$	$M_{10} = 0{,}8\ M_2$
Положительный	$M_{13} = 0{,}5\ M_1$	$M_{11} = 0{,}8\ M_3$

2. ПЛИТЫ С НЕРАВНЫМИ ПРОЛЕТАМИ

В основу расчета безбалочных перекрытий с неравными пролетами инструкцией ЦНИПС положен упрощенный метод заменяющих рам.

Расчет безбалочного перекрытия сводится к расчету двух накрест расположенных рам, при этом расчетная ширина ригеля рамы принимается равной полусумме прилегающих пролетов, перпендикулярных к плоскости данной рамы. Каждая из рам в обоих направлениях рассчитывается по правилам строительной механики на полную приходящуюся на нее нагрузку.

Так как в основу уравнений равновесия положено предположение об отсутствии горизонтальных смещений узлов, то можно с достаточной для практических целей точностью не учитывать влияния верхних и нижних этажей и привести расчет многоэтажной и многопролетной заменяющей рамы к расчету ригеля, имеющего сверху и снизу колонны с жестко заделанными или шарнирными концами на уровне соседних этажей.

При несмещаемости концов стоек, противоположных рассматриваемому узлу, расстояние нулевой точки моментов в стойках до рассматриваемого узла может колебаться только в пределах от $^2/_3\ H$, когда конец полностью защемлен, до H, когда конец стойки имеет шарнир, причем выбор закрепления концов колонн не оказывает существенного влияния на величины моментов.

Распределение опорных реакций по площади капители принято, как и при равных пролетах, по закону треугольника с максимальной ординатой у грани расчетной ширины капители и нулем у оси колонны (см. рис. 59,*б*).

Найденные методом заменяющих рам расчетные моменты распределены не равномерно по всей ширине ригеля (перпендикулярно к оси рамы), а убывают от центра к краям.

Эпюра распределения моментов по ширине рамы имеет криволинейное очертание.

Для упрощения разбивают раму по ширине на две части: надколонную и пролетную (см. рис. 60) и для каждой из них принимают среднее значение момента в этой полосе.

Таким образом, при неравных пролетах расчет безбалочного перекрытия по инструкции ЦНИПС сводится к расчету двух взаимно перпендикулярных систем рам, состоящих из перекрытия одного этажа и примыкающих к нему сверху и снизу колонн (рис. 63). При этом колонны на уровне выше и ниже лежащего перекрытия считаются защемленными.

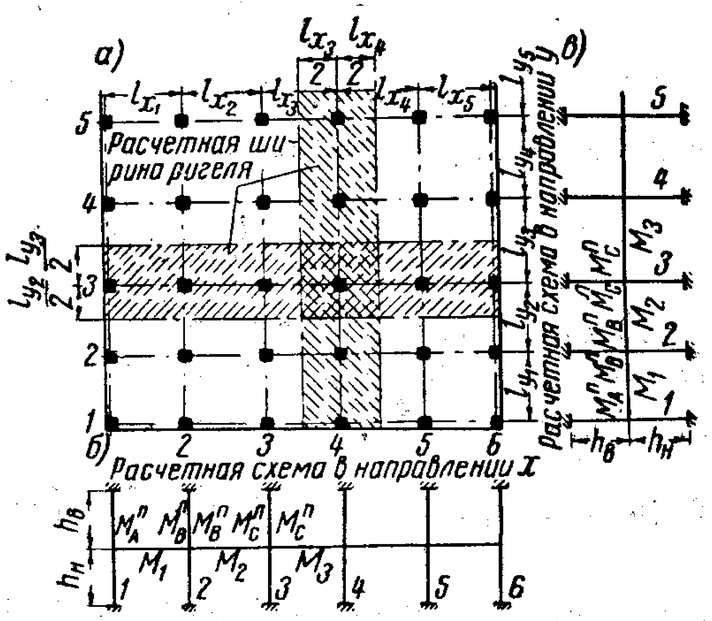


Рис. 63. Расчетная схема заменяющей рамы

а — план; *б* — расчетная схема в направлении оси *x*; *в* — расчетная схема в направлении оси *y*

Рамы рассчитываются для каждого направления, причем ширина ригеля этих рам принимается равной полусумме прилегающих пролетов, перпендикулярных к данной раме:

$$l_y = \frac{l_{n-1} + l_n}{2},$$

где l_{n-1} и l_n — величины примыкающих пролетов в направлении, перпендикулярном рассматриваемой раме.

Каждая из рам рассчитывается на приходящуюся на нее нагрузку $q = (g + p)\ l_y$, где $(g + p)$ — полная нагрузка на 1 $м^2$, а l_y — ширина ригеля рамы.

Момент инерции ригеля заменяющей рамы принимается равным

$$J_р = \frac{l_n + l_{n-1}}{2} \cdot \frac{h^3}{12},$$

где h — толщина плиты;

l_n и l_{n-1} — ширина панелей в направлении, перпендикулярном рассматриваемой раме.

Момент инерции колонны считается постоянным по всей ее высоте и равным моменту инерции бетонного сечения колонны вне капители.

Наличие капители при расчете заменяющей рамы учитывается уменьшением расчетных длин ригелей и колонн:

а) для ригелей средних пролетов — на величину $\frac{2}{3}c$;

$$l_р = l - \frac{2c}{3}; \qquad (67а)$$

б) для ригелей крайних пролетов при наличии полукапители в крайних колоннах — на величину $\frac{2}{3}c$;

$$l_р = l - \frac{2c}{3}; \qquad (67б)$$

в) для крайних пролетов при крайних колоннах без капителей или при опирании по периметру на кирпичную стену — на величину $= \frac{c}{3}$,

т. е. при крайних колоннах $l_р = l - \frac{c}{3}$, (67в)

а при наружной стене $l_р = l_{св} - \frac{c}{3} + \frac{h}{2}$; (67г)

где $l_{св}$ — расстояние от оси первой от края колонны до внутренней грани стены;

г) для колонн — на величину $\frac{c}{2}$

$$H_р = H - \frac{c}{2}. \qquad (67д)$$

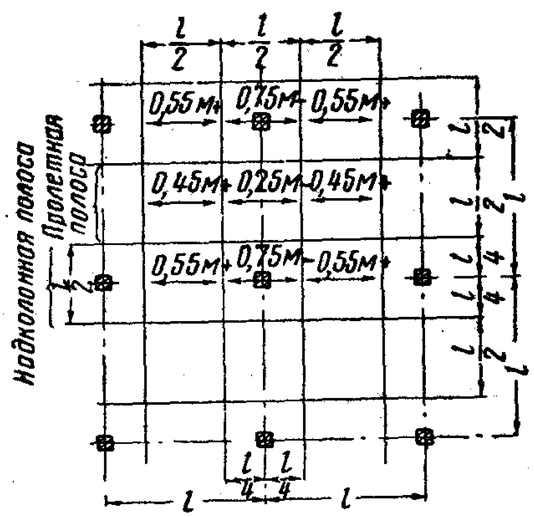


Рис. 64. Схема распределения положительных и отрицательных моментов заменяющей рамы между надколонной и пролетной полосами плиты безбалочного перекрытия с неравными пролетами

Заменяющие рамы рассчитываются по правилам строительной механики со всеми допускаемыми практикой упрощениями.

Так как полосовое расположение временной нагрузки, а также горизонтальные смещения узлов рам от вертикальной нагрузки при расчете не учитываются, то заменяющие рамы целесообразнее всего рассчитывать методом деформаций. Если погонная жесткость колонн в 6 или более раз превышает погонную жесткость ригелей, то последние можно считать жестко заделанными на опорах.

Найденные в обоих направлениях (по осям x и y) методом заменяющих рам максимальные положительные моменты во всех пролетах и отрицательные моменты на обоих концах каждого расчетного пролета распределяются между надколонной и пролетной полосами, каждая шириной в $\frac{l}{2}$ согласно табл. 23 (рис. 64).

Таблица 23

Распределение опорных и пролетных моментов между надколонной и пролетной полосами плиты безбалочного перекрытия с неравными пролетами

Моменты \ Полоса	Надколонная	Пролетная
Отрицательные	0,75 $M_{оп}$	0,25 $M_{оп}$
Положительные	0,55 $M_{пр}$	0,45 $M_{пр}$

В пристенных (крайних) панелях расчетные моменты в направлении, параллельном краю, отнесенные к единице ширины плиты, определяются так же, как и в плитах с равными панелями по табл. 22.

3. ПОДБОР ТОЛЩИНЫ ПЛИТЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕОБХОДИМОЙ АРМАТУРЫ

При капителях без надкапительной плиты (типа *III*, см. рис. 4,*в*) толщина плиты подбирается по максимальному расчетному отрицательному моменту в надколонной полосе, а при капителях с надкапительной плитой или при капителях с изломом (типов *I* и *II*, см. рис. 4, *а* и *б*) — по максимальному положительному моменту в той же полосе.

Определение толщины плиты производится по формулам и таблицам для прямоугольного сечения с одиночной арматурой, принимая оптимальный процент армирования в пределах от 0,3 до 0,8%.

Толщина плиты должна быть во всяком случае не менее $^1/_{32}$ пролета для перекрытий с капителями без надкапительной плиты (типа *III*) и не меньше $^1/_{35}$ пролета для перекрытий с капителями с надкапительной плитой и при капителях с изломом (типов *I* и *II*).

Определение необходимой арматуры для опорных сечений и для пролетных сечений в надколонных и пролетных полосах производится по формуле:

$$F_а = \frac{0{,}7\,Mk}{\frac{7}{8}h_0\,\sigma_т} = \frac{0{,}8\,Mk}{h_0\,\sigma_т}, \qquad (68)$$

где F_a' — необходимое сечение арматуры в *см*²;

M — расчетный момент для рассматриваемого сечения в *кгсм*;

$\sigma_т$ — расчетный предел текучести арматуры, принимаемый по действующим нормам и техническим условиям проектирования железобетонных конструкций;

0,7 — эмпирический коэффициент;

h_0 — полезная высота плиты в *см*;

k — коэффициент запаса, принимаемый по действующим нормам и техническим условиям проектирования железобетонной конструкции.

Многочисленные опыты показали, что вне зависимости от метода расчета, применяемого для определения величин моментов [„точные методы", метод заменяющих рам, формула (66)], фактические напряжения в арматуре всегда значительно меньше (на 30—35%), чем получаемые по расчету.

При введении в формулу (68) эмпирического коэффициента 0,7 расчетные данные показывают хорошую сходимость с результатами опытов.

Толщина безбалочной плиты обычно принимается больше 10 *см*, поэтому при определении полезной высоты плиты защитный слой бетона согласно нормам и техническим условиям проектирования железобетонных конструкций принимается равным 1,5 *см*.

Таким образом, полезная высота плиты равняется: для наружного ряда арматуры:

$$h_0 = h - \frac{d}{2} - 1{,}5 \text{ см},$$

где d — диаметр стержней;

для внутреннего ряда арматуры:

$$h_0 = h - 1{,}5\ d - 1{,}5 \text{ см},$$

Полезная высота опорного сечения надколонной полосы при капителях без надкапительной плиты (типа *III*) принимается равной полезной высоте плиты h_0, при капителях с надкапительной плитой (типа *I*) — равной полезной высоте плиты плюс $\frac{h}{2}$, т. е. $h_0 + \frac{h}{2}$. При капителях же с изломом (типа *II*), если уклон верхней части капители не круче $^1/_3$, полезная высота опорного сечения принимается равной действительной полезной высоте на расстоянии $\frac{c}{2}$ от оси колонны. При более крутом уклоне указанной части полезная высота плиты принимается такой же, как в предыдущем

случае, но не более полезной высоты плиты плюс $\frac{h}{2}$, т. е. $h_0 + \frac{h}{2}$, где h — полная высота плиты, а h_0 — полезная высота плиты.

4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

Пример 1. Равнопролетное безбалочное перекрытие. Рассчитать безбалочное перекрытие по следующим данным. Безбалочная плита имеет в одном направлении 6 пролетов и в другом 8 пролетов длиной по 5 *м* (рис. 65). Нагрузка постоянная (с учетом собственного веса плиты) $g = 500$ *кг/м*², нагрузка полезная $p = 750$ *кг/м*². Сечение средних колонн верхних 40 × 40 и нижних 45 × 45 *см*, а крайних колонн верхних 45×35 и нижних 50 × 40 *см* (меньший размер в направлении, перпендикулярном краю).

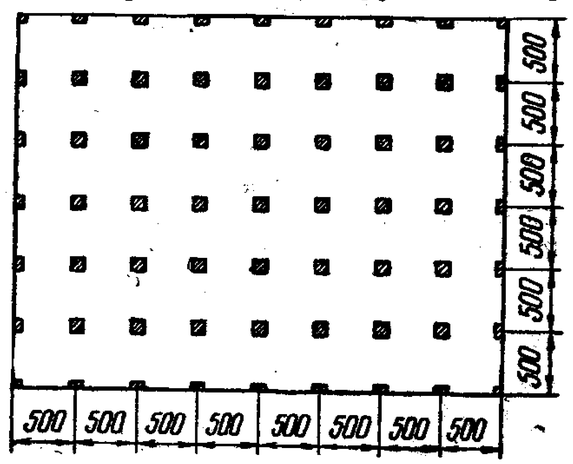


Рис. 65. Схема безбалочного перекрытия

Средние колонны имеют капитель с изломом (типа *II*, см. рис. 4, *б*), крайние же колонны полукапители не имеют. По краям плита окаймлена обвязочными балками. Высота этажей нижнего и верхнего $H = 3{,}33$ *м*.

Бетон марки 140, арматура из стали марки Ст. 0. Коэффициент запаса при изгибе $k = 1{,}8$. Расчетная ширина капители принимается $c = 1{,}1$ *м* (0,22 l). Расчет ведется по инструкции ЦНИПС.

Определение расчетных моментов (см. рис. 61)

Средняя панель

Суммарный момент по формуле (66):

$$M_c = 0{,}125\ Pl\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2;$$

$$P = (g + p)\ l_x l_y = (750 + 500)\ 5^2 = 31\,250 \text{ кг};$$

$$M_c = 0{,}125 \cdot 31\,250 \cdot 5\left(1 - \frac{2 \cdot 1{,}10}{3 \cdot 5}\right)^2 = 14\,200 \text{ кгм}.$$

Следовательно, согласно табл. 20:

отрицательный момент в надколонной полосе

$$M_0 = -0{,}5\ M_c = -0{,}5 \cdot 14\,200 = -7\,100 \text{ кгм};$$

положительный момент в надколонной полосе

$$M_1 = 0{,}2\ M_c = 0{,}2 \cdot 14\,200 = 2\,840 \text{ кгм};$$

отрицательный момент в пролетной полосе

$$M_2 = -0{,}15\ M_c = -0{,}15 \cdot 14\,200 = -2\,130 \text{ кгм};$$

положительный момент в пролетной полосе

$$M_3 = 0{,}15\ M_c = 0{,}15 \cdot 14\,200 = 2\,130\ кгм.$$

Найденные величины моментов относятся ко всей надколонной или пролетной полосе шириной $\frac{l}{2} = 2{,}5\ м$, а на ширину полосы в 1 *м* приходится:

$$M_0 = -\frac{7\,100}{2{,}5} = -2\,840\ кгм; \qquad M_2 = -\frac{2\,130}{2{,}5} = -850\ кгм;$$

$$M_1 = \frac{2\,840}{2{,}5} = 1\,135\ кгм; \qquad M_3 = \frac{2\,130}{2{,}5} = 850\ кгм.$$

Крайняя панель.

Для определения моментов в крайней панели вычисляют линейные моменты инерции крайних колонн и ригеля. Расчетная длина крайнего пролета (при отсутствии крайних полукапителей) по формуле (67в), будет:

$$l_p = l - \frac{c}{3} = 480 - \frac{110}{3} = 4{,}43\ м.$$

Расчетная высота крайней колонны, так как она не имеет полукапителей, будет:

$$H_p = H = 3{,}33\ м.$$

Линейный момент инерции крайней верхней колонны:

$$i_в = \frac{4{,}5 \cdot 3{,}5^3}{12 \cdot 33{,}3} = 0{,}483\ дм^3.$$

Линейный момент инерции крайней нижней колонны:

$$i_н = \frac{5{,}0 \cdot 4{,}0^3}{12 \cdot 33{,}3} = 0{,}802\ дм^3.$$

Линейный момент инерции плиты (ширина плиты $l_y = 5\ м$, а толщину плиты принимаем $h = 16\ см$):

$$i_p = \frac{50 \cdot 1{,}6^3}{12 \cdot 44{,}3} = 0{,}368\ дм^3.$$

Определяем коэффициенты α, β и γ по графику на рис. 62.

При

$$\frac{i_в + i_н}{i_p} = \frac{0{,}483 + 0{,}802}{0{,}368} = 3{,}48$$

$$\alpha = 1{,}12;\ \beta = 1{,}13 \text{ и } \gamma = 0{,}76.$$

Следовательно, согласно табл. 21 (см. рис. 61) моменты в расчетных сечениях надколонной и пролетной полос в крайней панели на 1 *м* ширины плиты равны[1]:

отрицательный момент в надколонной полосе на крайней опоре

$$M_8 = \gamma\ M_0 = -0{,}76 \cdot 2\,840 = -2\,160\ кгм;$$

[1] В целях упрощения в основу взяты моменты средней панели. Фактически $l_p = 4{,}43\ м$, а не 4,27 *м*, как в средней панели. Это упрощение приводит к уменьшению расчетных моментов примерно на 7%.

отрицательный момент в пролетной полосе на крайней опоре

$$M_9 = \gamma\ M_2 = -0{,}76 \cdot 850 = -650\ кгм;$$

положительный момент в надколонной полосе крайней панели

$$M_5 = \beta\ M_1 = 1{,}13 \cdot 1\,135 = 1\,280\ кгм;$$

положительный момент в пролетной полосе крайней панели

$$M_7 = \beta\ M_3 = 1{,}13 \cdot 850 = 960\ кгм;$$

отрицательный момент в надколонной полосе над первой промежуточной опорой

$$M_4 = \alpha\ M_0 = -1{,}12 \cdot 2\,480 = -3\,180\ кг;$$

отрицательный момент в пролетной полосе над первой промежуточной опорой

$$M_6 = \alpha\ M_2 = -1{,}12 \cdot 850 = -950\ кгм.$$

Моменты в крайних панелях в направлении, параллельном краю, согласно табл. 22 на 1 *м* ширины плиты равны:

отрицательный момент в пристенной надколонной полуполосе, параллельной краю

$$M_{12} = 0{,}5\ M_0 - 0{,}5 \cdot 2\,840 = -1\,420\ кгм;$$

положительный момент в пристенной надколонной полуполосе, параллельной краю

$$M_{13} = 0{,}5\ M_1 = 0{,}5 \cdot 1\,135 = 570\ кгм;$$

отрицательный момент в пролетной полосе крайней панели, параллельной краю

$$M_{10} = 0{,}8\ M_2 = -0{,}8 \cdot 850 = -680\ кгм;$$

положительный момент в пролетной полосе крайней панели, параллельной краю

$$M_{11} = 0{,}8\ M_3 = 0{,}8 \cdot 850 = 680\ кгм.$$

Подбор сечения

После вычисления расчетных моментов производится определение толщины плиты и необходимой площади сечения арматуры.

Толщину плиты при капителях с изломом (типа *II*) так же, как и при капителях с надкапительной плитой (типа *I*) определяют по максимальному положительному моменту надколонной полосы, т. е. по $M_5 = 1\,280\ кгм$, принимая при этом оптимальный процент армирования в пределах $0{,}3\% \div 0{,}8\%$.

Принимаем $\mu = 0{,}5\%$,

$$h_0 = r\sqrt{\frac{Mk}{b}} = 0{,}290\sqrt{1\,280 \cdot 1{,}8} = 13{,}8\ см.$$

Так как для определения полезного сечения мы взяли положительный момент в надколонной полосе, где арматура лежит в нижнем ряду и защитный слой равняется 1,5 *см*, то

$$h = h_0 + \frac{d}{2} + 1{,}5 = 13{,}8 + \frac{1}{2} + 1{,}5 = 15{,}8 \approx 16\ см.$$

Из условия жесткости толщина плиты при капители с изломом типа (*II*) должна быть не менее

$$\frac{1}{35} l = \frac{1}{35} 500 = 14{,}3 \text{ см} < 16 \text{ см}.$$

Принимаем толщину плиты $h = 16$ *см* и подбираем необходимое сечение арматуры по формуле (68).

Надколонная полоса

Нижняя арматура

$$M_5 = 1\,280 \text{ кгм}; \; h_0 = h - 1{,}5 - \frac{d}{2} = 14{,}0 \text{ см};$$

$$F_{a_5} = \frac{0{,}8\, M_k}{h_0\, \sigma_т} = \frac{0{,}8 \cdot 128\,000 \cdot 1{,}8}{14 \cdot 2\,500} = 5{,}27 \text{ см}^2;$$

$$M_1 = 1\,135 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_1} = \frac{0{,}8 \cdot 113\,500 \cdot 1{,}8}{14 \cdot 2\,500} = 4{,}7 \text{ см}^2.$$

Верхняя арматура

$$M_8 = -2\,160 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_8} = \frac{0{,}8 \cdot 216\,000 \cdot 1{,}8}{14 \cdot 2\,500} = 8{,}9 \text{ см}^2;$$

$$M_4 = -3\,180 \text{ кгм}; \; h_0 = h + \frac{h}{2} - 1{,}5\, d - 1{,}5 = 16 + 8 - 1{,}5\, d - 1{,}5 \approx 21 \text{ см}^*;$$

$$F_{a_4} = \frac{0{,}8 \cdot 318\,000 \cdot 1{,}8}{21 \cdot 2\,500} = 8{,}875 \text{ см}^2;$$

$$M_0 = -2\,840 \text{ кгм}; \; h_0 = 21 \text{ см};$$

$$F_{a_0} = \frac{0{,}8 \cdot 284\,000 \cdot 1{,}8}{21 \cdot 2\,500} = 7{,}8 \text{ см}^2.$$

Пролетная полоса

Нижняя арматура

$$M_7 = 960 \text{ кгм}; \; h_0 = h - 1{,}5\, d - 1{,}5 = 16 - 1{,}5\, d - 1{,}5 \approx 13 \text{ см};$$

$$F_{a_7} = \frac{0{,}8 \cdot 96\,000 \cdot 1{,}8}{13 \cdot 2\,500} = 4{,}28 \text{ см}^2;$$

$$M_3 = 850 \text{ кгм}; \; h_0 = 13 \text{ см};$$

$$F_{a_3} = \frac{0{,}8 \cdot 85\,000 \cdot 1{,}8}{13 \cdot 2\,500} = 3{,}75 \text{ см}^2.$$

Верхняя арматура

$$M_9 = -650 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_9} = \frac{0{,}8 \cdot 65\,000 \cdot 1{,}8}{14 \cdot 2\,500} = 2{,}68 \text{ см}^2;$$

$$M_6 = -960 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_6} = \frac{0{,}8 \cdot 96\,000 \cdot 1{,}8}{14 \cdot 2\,500} = 3{,}96 \text{ см}^2;$$

$$M_2 = -850 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_2} = \frac{0{,}8 \cdot 85\,000 \cdot 1{,}8}{14 \cdot 2\,500} = 3{,}51 \text{ см}^2.$$

Аналогичным образом определяется и количество необходимой арматуры в сечениях крайней панели в направлении, параллельном краю, и в угловой панели.

Определив необходимые площади сечения арматуры во всех расчетных сечениях плиты, назначаем диаметр и количество стержней, соблюдая при этом указания, приведенные в гл. I. В надколонной полосе ставятся две независимые сетки (верхняя и нижняя). При этом арматура верхней сетки должна быть достаточно жесткой (из стержней диаметром не менее 12 *мм*). В пролетной полосе половина стержней, уложенных в пролетах понизу, на опорах отгибается наверх. Шаг стержней (расстояние между стержнями) нижней арматуры из условия удобства производства работ желательно иметь постоянным.

Количество определенной расчетом и уложенной арматуры дано ниже в табличной форме (таблица А).

Рабочие чертежи разрезов этого перекрытия приведены на рис. 66.

Пример 2. Вариант расчета безбалочного перекрытия по предельным состояниям.

Приводим вариант расчета безбалочного перекрытия, рассмотренного в примере 1, по предельным состояниям.

Коэффициент перегрузки для собственного веса конструкции принимаем равным 1,1 и для полезной нагрузки — 1,2.

Следовательно, расчетная полная нагрузка будет равна:

$$q = g_р + p_р = 500 \cdot 1{,}1 + 750 \cdot 1{,}2 = 1\,450 \text{ кг/м}^2.$$

Полная расчетная нагрузка на одну панель:

$$P = (g_р + p_р)\, l_x\, l_y = 1\,450 \cdot 5 \cdot 5 = 36\,250 \text{ кг}.$$

Суммарный расчетный момент равняется

$$M_c = 0{,}125 \cdot 36\,250 \cdot 5 \left(1 - \frac{2 \cdot 1{,}10}{3 \cdot 5}\right)^2 = 16\,500 \text{ кгм}.$$

Следовательно, величины моментов в средней панели на всю ширину полос составляют:

$$M_0 = -0{,}5 \cdot 16\,500 = -8\,250 \text{ кгм};$$

$$M_1 = 0{,}2 \cdot 16\,500 = 3\,300 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -0{,}15 \cdot 16\,500 = -2\,475 \text{ кгм};$$

$$M_3 = 0{,}15 \cdot 16\,500 = 2\,475 \text{ кгм}$$

или на 1 *м* ширины плиты:

$$M_0 = -\frac{8\,250}{2{,}5} = -3\,300 \text{ кгм};$$

* Так как над капителью в надколонной полосе и в пролете в пролетной полосе скрещивается арматура обоих направлений и моменты в обоих направлениях равны, то в этих случаях считаем по наиболее невыгодному положению арматуры, т. е. по внутреннему ряду.

Требуемая по расчету и принятая арматура для безбалочного перекрытия

Полоса	Какая арматура	Обозначение и требуемая по расчету площадь сечения арматуры в $см^2$	Укладываемая арматура	Примечание
Надколонная	Нижняя	$F_{a_5} = 5{,}27$	4,5 стержня диаметром 8 *мм* и 4,5 стержня диаметром 10 *мм*; $F_a = 5{,}79$ $см^2$	Независимые нижняя и верхняя сетки
	»	$F_{a_1} = 4{,}7$	9 стержней диаметром 8 *мм*; $F_a = 4{,}5$ $см^2$	
	Верхняя	$F_{a_8} = 8{,}9$	8 стержней диаметром 12 *мм*; $F_a = 9{,}05$ $см^2$	
	»	$F_{a_4} = 8{,}75$	8 стержней диаметром 12 *мм*; $F_a = 9{,}05$ $см^2$	
	»	$F_{a_0} = 7{,}8$	7 стержней диаметром 12 *мм*; $F_a = 7{,}92$ $см^2$	
Пролетная	Нижняя	$F_{a_7} = 4{,}28$	9 стержней диаметром 8 *мм*; $F_a = 4{,}52$ $см^2$	
	»	$F_{a_3} = 3{,}75$	4,5 стержня диаметром 8 *мм* и 4,5 стержня диаметром 6 *мм*; $F_a = 3{,}53$ $см^2$	
	Верхняя	$F_{a_9} = 2{,}68$	4,5 стержня диаметром 8 *мм* и 4,5 стержня диаметром 6 *мм*; $F_a = 3{,}53$ $см^2$	4,5 стержня диаметром 8 *мм* отгибаем и добавляем 4,5 стержня диаметром 6 *мм*
	»	$F_{a_6} = 3{,}96$	9 стержней диаметром 8 *мм*; $F_a = 4{,}52$ $см^2$	4,5 стержня диаметром 8 *мм* отгибаем с крайнего пролета и 4,5 стержня диаметром 8 *мм* с первого от края
	»	$F_{a_2} = 3{,}51$	4,5 стержня диаметром 8 *мм* и 4,5 стержня диаметром 6 *мм*; $F_a = 3{,}53$ $см^2$	4,5 стержня диаметром 8 *мм* отгибаем с одного пролета и 4,5 стержня диаметром 6 *мм* с другого пролета

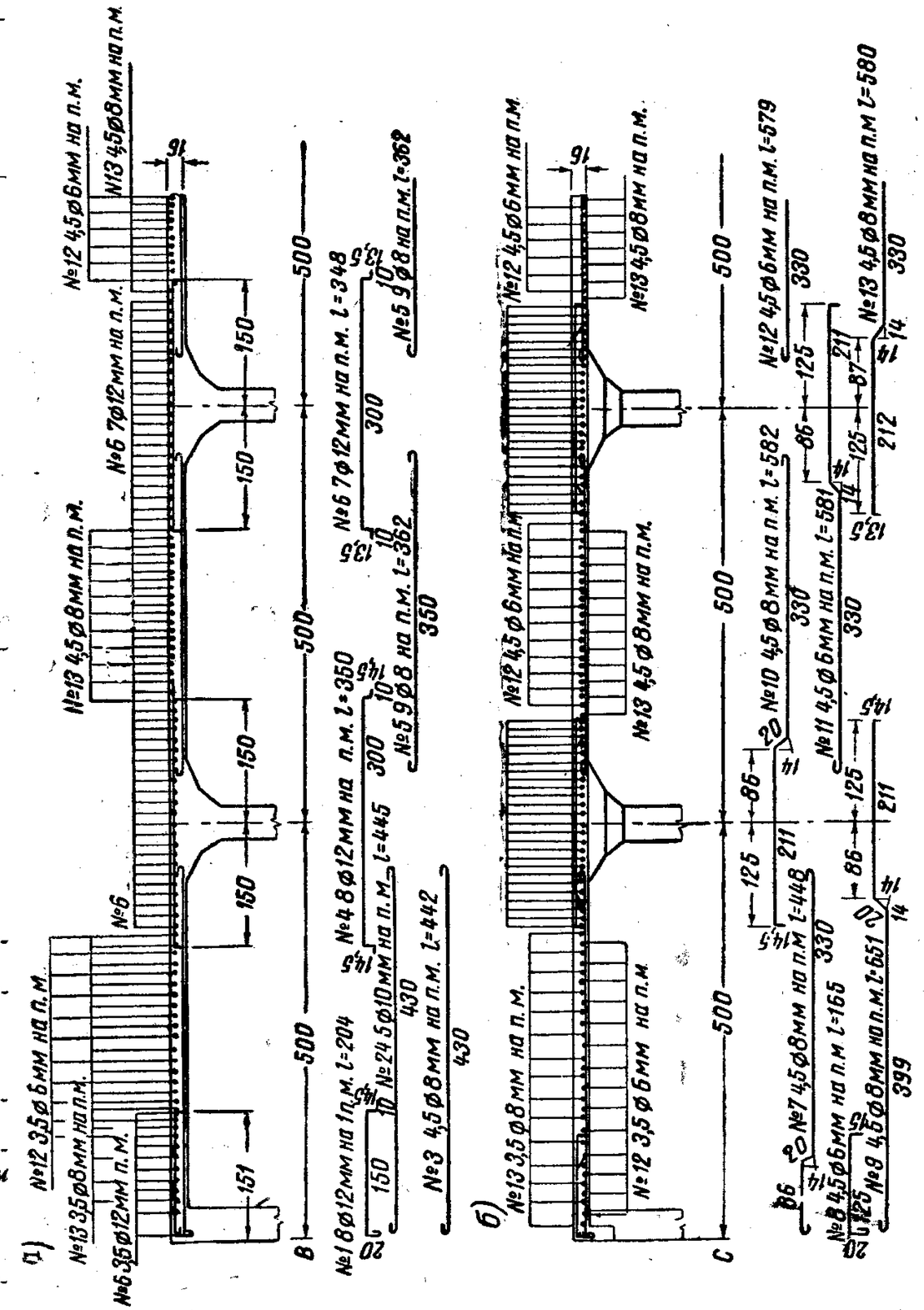


Рис. 66. Рабочий чертеж безбалочного перекрытия

а — разрез по средней надколонной полосе; *б* — разрез по средней пролетной полосе

$$M_1 = \frac{3\,300}{2{,}5} = 1\,320 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -\frac{2\,475}{2{,}5} = -990 \text{ кгм};$$

$$M_3 = \frac{2\,475}{2{,}5} = 990 \text{ кгм}.$$

Значения коэффициентов α, β и γ определены в приведенном выше расчете этой безбалочной плиты:

$$\alpha = 1{,}12;\ \beta = 1{,}13;\ \gamma = 0{,}76.$$

Следовательно, моменты в расчетных сечениях крайней панели на 1 *м* ширины плиты равны:

$$M_8 = \gamma M_0 = -0{,}76 \cdot 3\,300 = -2\,500 \text{ кгм};$$
$$M_9 = \gamma M_2 = -0{,}76 \cdot 990 = -755 \text{ кгм};$$
$$M_5 = \beta M_1 = 1{,}13 \cdot 1\,320 = 1\,480 \text{ кгм};$$
$$M_7 = \beta M_3 = 1{,}13 \cdot 990 = 1\,110 \text{ кгм};$$
$$M_4 = \alpha M_0 = -1{,}12 \cdot 3\,300 = -3\,690 \text{ кгм};$$
$$M_6 = \alpha M_2 = -1{,}12 \cdot 990 = -1\,100 \text{ кгм};$$
$$M_{12} = 0{,}5\, M_0 = -0{,}5 \cdot 3\,300 = -1\,650 \text{ кгм};$$
$$M_{13} = 0{,}5\, M_1 = 0{,}5 \cdot 1\,320 = 610 \text{ кгм};$$
$$M_{10} = 0{,}8\, M_2 = -0{,}8 \cdot 990 = -790 \text{ кгм};$$
$$M_{11} = 0{,}8\, M_3 = 0{,}8 \cdot 990 = 790 \text{ кгм}.$$

Подбор сечений

Толщина плиты принимается, как и в предыдущем расчете, $h = 16$ *см* для стали марки Ст. 0 расчетное сопротивление согласно расчету по предельным состояниям $R_a = 1\,600$ *кг/см*². Сохраняя формулу (68) для подбора арматуры при расчете по предельному состоянию, принимаем в числителе вместо kM расчетный момент, а в знаменателе вместо предела текучести арматуры $\sigma_т$ — расчетное сопротивление ее $\overline{R}_a$.

Таким образом, применительно к расчету по предельным состояниям формула (68) примет следующий вид:

$$F_a = \frac{0{,}8\, M}{h_0 \overline{R}_a}. \qquad (68а)$$

Надколонная полоса

Нижняя арматура:

$$M_5 = 1\,480 \text{ кгм};\ h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_5} = \frac{0{,}8\, M_5}{h_0 \overline{R}_a} = \frac{0{,}8 \cdot 148\,000}{14 \cdot 1\,600} = 5{,}3 \text{ см}^2;$$

$$M_1 = 1\,320 \text{ кгм};\ h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_1} = \frac{0{,}8 \cdot 132\,000}{14 \cdot 1\,600} = 4{,}7 \text{ см}^2.$$

Верхняя арматура:

$$M_8 = -2\,500 \text{ кгм};\ h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_8} = \frac{0{,}8 \cdot 250\,000}{14 \cdot 1\,600} = 8{,}9 \text{ см}^2;$$

$$M_4 = -3\,690 \text{ кгм};\ h_0 = 21 \text{ см};$$

$$F_{a_4} = \frac{0{,}8 \cdot 369\,000}{21 \cdot 1\,600} = 8{,}8 \text{ см}^2;$$

$$M_0 = -3\,300 \text{ кгм};\ h_0 = 21 \text{ см};$$

$$F_{a_0} = \frac{0{,}8 \cdot 330\,000}{21 \cdot 1\,600} = 7{,}85 \text{ см}^2.$$

Пролетная полоса

Нижняя арматура:

$$M_7 = 1\,110 \text{ кгм};\ h_0 = 13 \text{ см};$$

$$F_{a_7} = \frac{0{,}8 \cdot 111\,000}{13 \cdot 1\,600} = 4{,}3 \text{ см}^2;$$

$$M_3 = 990 \text{ кгм};\ h_0 = 13 \text{ см};$$

$$F_{a_3} = \frac{0{,}8 \cdot 99\,000}{13 \cdot 1\,600} = 3{,}8 \text{ см}^2.$$

Верхняя арматура:

$$M_9 = -755 \text{ кгм};\ h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_9} = \frac{0{,}8 \cdot 75\,500}{14 \cdot 1\,600} = 2{,}7 \text{ см}^2;$$

$$M_6 = -1\,100 \text{ кгм};\ h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_6} = \frac{0{,}8 \cdot 110\,000}{14 \cdot 1\,600} = 3{,}95 \text{ см}^2;$$

$$M_2 = -990 \text{ кгм};\ h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_2} = \frac{0{,}8 \cdot 99\,000}{14 \cdot 1\,600} = 3{,}55 \text{ см}^2.$$

Результаты, полученные при расчете этого примера по предельным состояниям, почти полностью совпадают с результатами, полученными при расчете по стадии разрушения (см. пример 1).

Пример 3. Проектирование равнопролетного безбалочного перекрытия с арматурой в виде сварных сеток.

Ниже приводится пример средней панели безбалочного перекрытия, запроектированного со сварными арматурными сетками из холоднотянутой проволоки[1].

Постоянная нагрузка (с учетом собственного веса плиты) $g = 530$ *кг/м*². Полезная нагрузка $p = 1\,500$ *кг/м*². Длина пролетов в обоих направлениях $l_x = l_y = 5{,}0$ *м*. Расчетная ширина капители $c = 1{,}1$ *м*. Толщина плиты 18 *см*. Капитель принята с надкапительной плитой толщиной 9 *см*. Коэффициент запаса принят $k = 2$.

[1] Разработан Государственным проектным институтом Гипромясомолпром (инж. И. Л. Магариком и С. С. Серебряковым).

Определение моментов

Общая нагрузка на одну панель

$$P = (g + p)\ l_x l_y = (530 + 1\,500)\ 5^2 = 51\,000\ кг.$$

Суммарный момент в средней панели:

$$M_c = 0{,}125\ Pl\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2 = 0{,}125 \cdot 51\,000 \cdot 5\left(1 - \frac{2 \cdot 1{,}10}{3 \cdot 5{,}0}\right)^2 = 23\,000\ кгм.$$

Следовательно, согласно табл. 20:
отрицательный момент в надколонной полосе

$$M_0 = -0{,}5\ M_c = -0{,}5 \cdot 23\,000 = -11\,500\ кгм;$$

отрицательный момент в пролетной полосе

$$M_2 = -0{,}15\ M_c = -0{,}15 \cdot 23\,000 = -3\,450\ кгм;$$

положительный момент в надколонной полосе

$$M_1 = 0{,}2 \cdot M_c = 0{,}2 \cdot 23\,000 = 4\,600\ кгм;$$

положительный момент в пролетной полосе

$$M_3 = 0{,}15 \cdot M_c = 0{,}15 \cdot 2\,300 = 3\,450\ кгм.$$

Армированные плиты

Для армирования плиты применяются сварные сетки.

Согласно „Инструкции по применению сварных каркасов и сварных сеток в железобетонных конструкциях“ $\left(\frac{\text{(И-122-50)}}{\text{МСПТИ}}\right)$ в качестве арматуры для сеток применена холоднотянутая проволока, отвечающая требованиям ГОСТ 3282-46, с расчетным пределом текучести для проволоки диаметром до 6 *мм* включительно – 4 500 *кг/см²*, а диаметром 8 и 10 *мм* — 3 500 *кг/см²*.

Всего запроектировано 4 типа сеток (рис. 67):

С-1 – для армирования опорного сечения надколонной полосы;
С-2 – для армирования опорного сечения пролетной полосы;
С-3 – для армирования пролетного сечения надколонной полосы;
С-4 – для армирования пролетного сечения пролетной полосы.

Разбивка плиты на надколонные и опорные полосы для подбора арматуры производится обычным образом; ширина полосы принимается равной 2,5 *м*. При конструировании сеток разбивка арматуры произведена несколько иначе, а именно:

1) часть рабочих стержней опорной арматуры пролетной полосы сварена со стержнями противоположного направления опорной арматуры опорной полосы, заводимыми в зону пролетной полосы; таким образом, сетка С-1 включает в себя полностью всю надколонную арматуру, а также стержни, принадлежащие примыкающей к ней с четырех сторон опорной арматуры пролетных полос;

2) аналогично этому к сетке С-4 по концам ее приварены рабочие стержни, принадлежащие пролетной арматуре четырех примыкающих надколонных полос.

Принятый метод конструирования сеток позволил обойтись без стыков сеток в рабочем направлении арматуры. Габаритные размеры сеток при этом получаются для С-1 и С-4 по 3,5 × 3,5 *м*, для С-2 — 1,8 × 2,5 *м* и для С-3 — 1,8 × 3,5 *м*.

Стыки сеток в нерабочем направлении выполнены внахлестку согласно указаниям Инструкции $\frac{\text{И-122-50}}{\text{МСПТИ}}$.

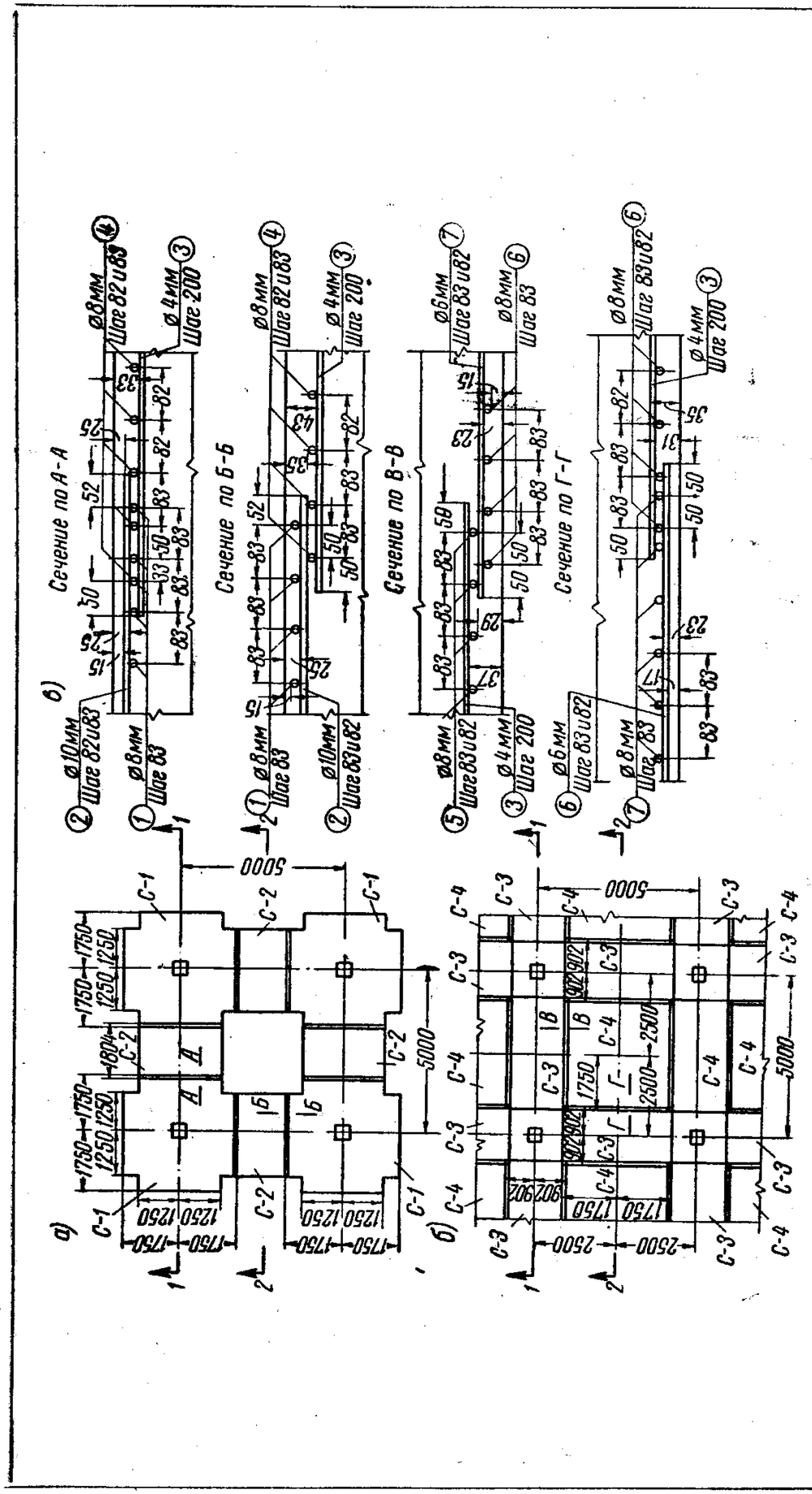


Рис. 67. Схема расположения сварных сеток и детали стыкования сеток

а — план расположения сеток верхней арматуры; *б* — план расположения сеток нижней арматуры; *в* — детали стыкования сеток

Опорное сечение надколонной полосы

$M_0 = 11{,}50$ *тм*. Расчетная рабочая высота $h_0 = 27 - 1{,}5 - 1{,}0 - 0{,}5 = 24$ *см*. Арматура диаметром 10 *мм*; $\sigma_т = 3\,500$ *кг/см²*;

$$F_{a_0} = \frac{0{,}8\ Mk}{h_0\ \sigma_т} = \frac{0{,}8 \cdot 1\,150\,000 \cdot 2{,}0}{24{,}0 \cdot 3\,500} = 22{,}0\ см^2.$$

Поставлено 30 ∅ 10 *мм*, общей площадью 23,5 *см²*. Шаг стержней — 82 и 83 *мм*.

Опорное сечение пролетной полосы $M_2 = 3{,}45$ *тм*; $h_0 = 18 - 3{,}5 - 0{,}4 = 14{,}1$ *см*.

Арматура диаметром 8 *мм*; $\sigma_т = 3\,500$ *кг/см²*;

$$F_{a_2} = \frac{0{,}8 \cdot 345\,000 \cdot 2{,}0}{14{,}1 \cdot 3\,500} = 11{,}2\ см^2.$$

Поставлено 31 ∅ 8 *мм*, из них 19 — в сетке С-2 и по 6 стержней приходится на рассчитываемое сечение от каждой примыкающей сетки С-1, всего $19 + 6 + 6 = 31$ стержней. Общая площадь 15,1 *см*. Шаг арматуры — 82 и 83 *мм*.

Пролетное сечение пролетной полосы:

$$M_3 = 3{,}45\ тм;\ h_0 = 18{,}0 - 1{,}5 - 0{,}6 - 0{,}3 = 15{,}6\ см.$$

Арматура диаметром 6 *мм*; $\sigma_т = 4\,500$ *кг/см²*;

$$F_{a_3} = \frac{0{,}8 \cdot 345\,000 \cdot 2{,}0}{15{,}6 \cdot 4\,500} = 7{,}9\ см^2.$$

Поставлено 30 ∅ 6 *мм*, общей площадью 8,4 *см²*; шаг арматуры — 82 и 83 *мм*. Процент армирования

$$\mu = \frac{100 \cdot 8{,}4}{250 \cdot 15{,}6} = 0{,}215\% > 0{,}2\%.$$

Пролетное сечение опорной полосы:

$$M_1 = 4{,}6\ тм;\ h_0 = 18 - 3{,}1 - 0{,}4 = 14{,}5\ см.$$

Арматура диаметром 8 *мм*; $\sigma_т = 3\,500$ *кг/см²*;

$$F_{a_1} = \frac{0{,}8 \cdot 460\,000 \cdot 2{,}0}{14{,}5 \cdot 3\,500} = 14{,}6\ см^2.$$

Поставлено 31 ∅ 8 *мм*, общей площадью 15,1 *см²*, шаг 82 и 83 *мм*. Из 31 стержней арматуры 19 дано в сетке С-3 и по 6 примыкает с каждой стороны от сеток С-4.

Спецификации арматуры сеток даны на стр. 142, а рабочие чертежи средних панелей спроектированного перекрытия приведены на рис. 68 69 и 70.

По сравнению с таким же безбалочным перекрытием, армированным обычной арматурой, экономия стали от применения сварных сеток из холоднотянутой проволоки получилась равной 25,8%.

Пример 4. Неравнопролетное безбалочное перекрытие. Требуется рассчитать безбалочное перекрытие с неравными пролетами, схема которого приведена на рис. 71.

Постоянная нагрузка (включая собственный вес) 500 *кг/м²*. Полезная нагрузка 750 *кг/м²*. Толщина плиты 16 *см*. Капители во всех пролетах квадратные, равные $^1/_3$ пролета, т. е. $1{,}65 \times 1{,}65$ *м*. Расчетная ширина капители $c = 1{,}1$ *м*. Крайние колонны полукапителей не имеют.

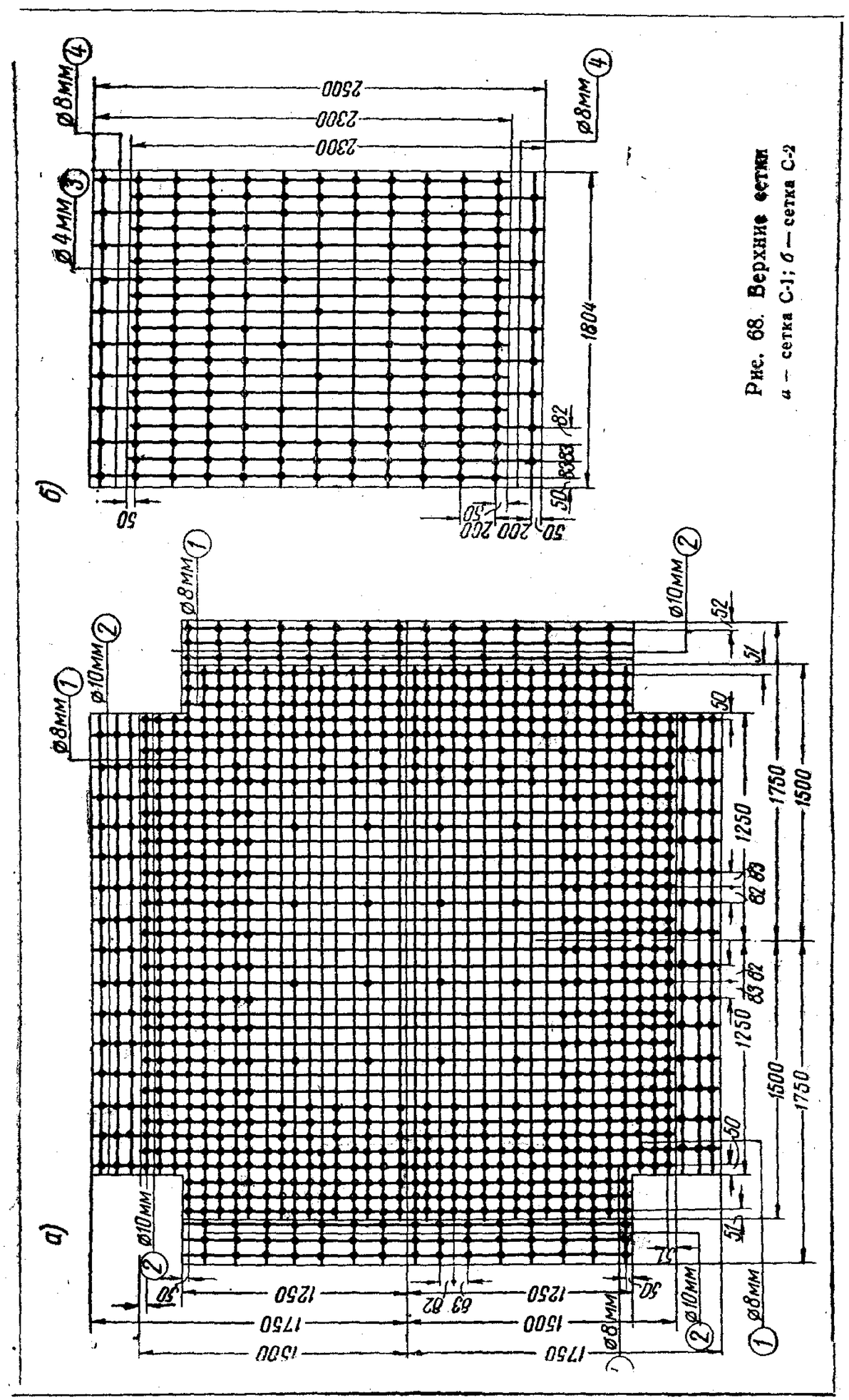


Рис. 68. Верхние сетки
а — сетка С-1; *б* — сетка С-2

Спецификация арматуры сеток (к примеру 3)

№ сеток	№ стержней	Диаметр в *мм*	l в *мм*	n шт.	l_n в *м*	Вес в *кг* всех стержней	Вес в *кг* одной сетки
С-1 (рис. 68,*а*)	1	8	2 500	24	60,0	24	145
	2	10	3 250	60	195,0	121	
С-2 (рис. 68,*б*)	3	4	1 804	13	23,4	2	20
	4	8	2 300	19	43,6	18	
С-3 (рис. 69,*а*)	3	4	1 804	18	32,4	3	28
	5	8	3 300	19	62,6	25	
С-4 (рис. 69,*б*)	6	8	3 500	24	84,0	33	76
	7	5	3 250	60	195,0	43	

Расчетные длины пролетов

крайнего

$$l - \frac{c}{3} = 5{,}0 - \frac{1{,}10}{3} = 4{,}63 \text{ м};$$

среднего 5-*м*

$$l - \frac{2}{3}\ c = 5{,}0 - \frac{2}{3}\ 1{,}10 = 4{,}27 \text{ м};$$

среднего 3-*м*

$$l - \frac{2}{3}\ c = 3{,}0 - \frac{2}{3}\ 1{,}10 = 2{,}27 \text{ м}.$$

Расчетные высоты колонн

Верхних колонн:

средних

$$h - \frac{c}{2} = 3{,}3 - \frac{1{,}10}{2} = 2{,}75 \text{ м}.$$

крайних 3,3 *м*;

Нижних колонн:

средних

$$h - \frac{c}{2} = 4{,}2 - \frac{1{,}10}{2} = 3{,}65 \text{ м};$$

крайних 4,2 *м*.

Моменты инерции

Плиты

$$J_{пл} = \frac{b\ h^3}{12} = \frac{50 \cdot 1{,}6^3}{12} = 17{,}1 \text{ дм}^4.$$

Средних колонн:

верхние колонны сечением 50×50 *см*

$$J_{в \cdot с} = \frac{5{,}0^4}{12} = 52 \text{ дм}^4;$$

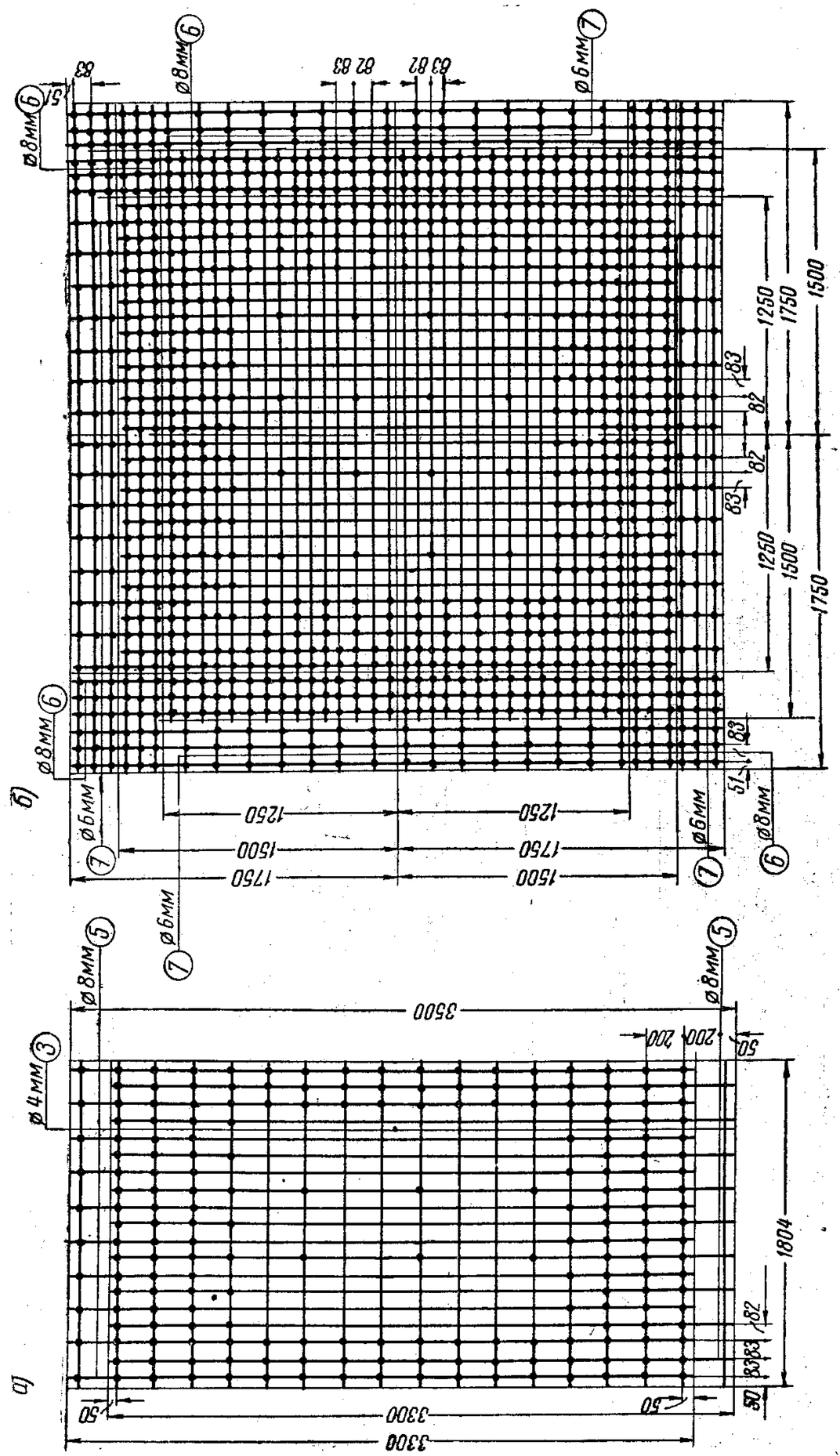


Рис. 69. Нижние сетки
а — сетка С-3; *б* — сетка С-4

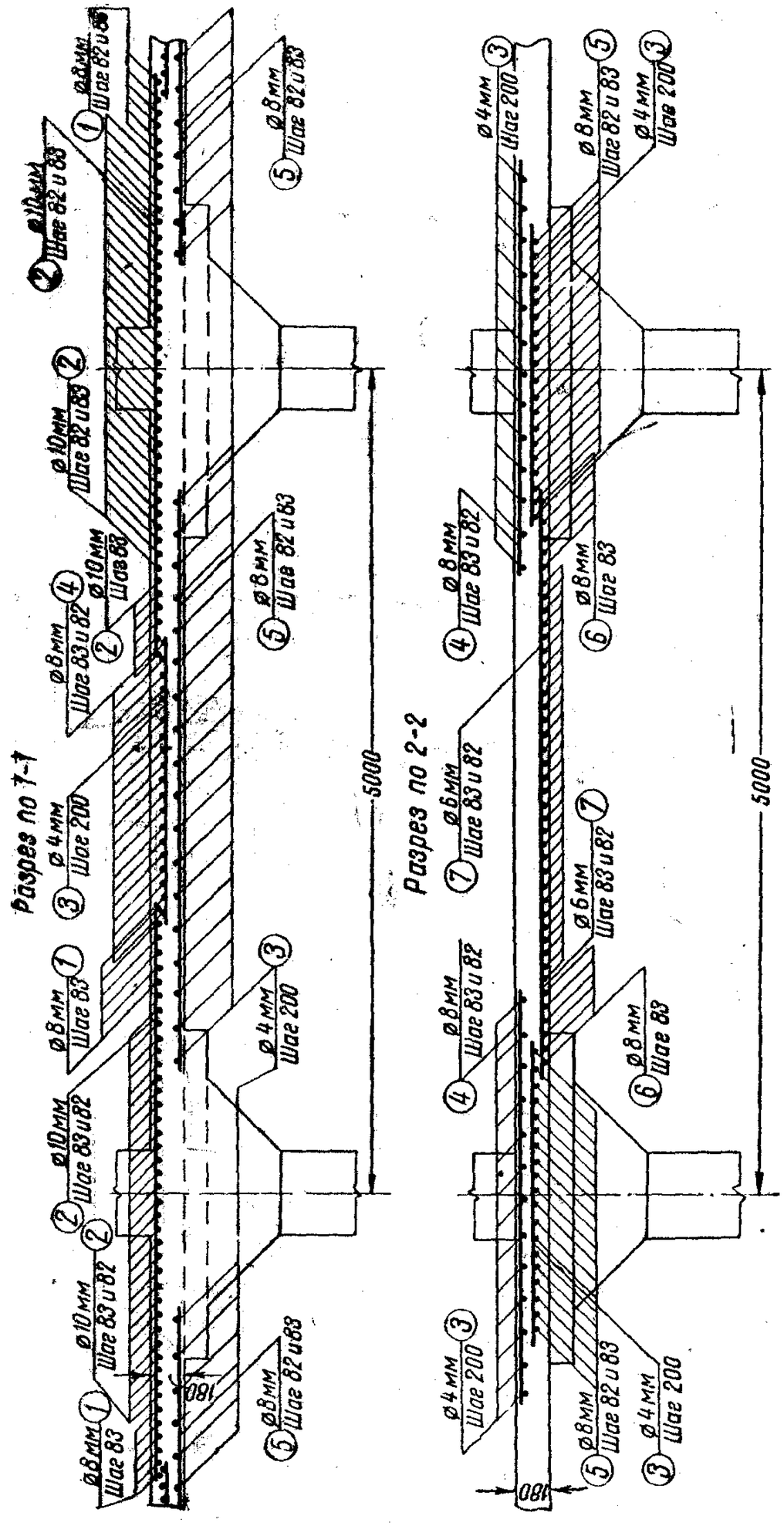


Рис. 70. Разрезы средней панели безбалочного перекрытия, армированной сварными сетками (разрез 1—1 — по надколонной полосе; разрез 2—2 — по пролетной полосе)

нижние колонны сечением 55×55 *см*

$$J_{н \cdot с} = \frac{5{,}5^4}{12} = 76{,}2 \ дм^4.$$

Крайних колонн:

верхние колонны сечением 50×40 *см*

$$J_{в \cdot к} = \frac{5{,}0 \cdot 4{,}0^3}{12} = 29{,}4 \ дм^4;$$

нижние колонны сечением 55×40 *см*

$$J_{н \cdot к} = \frac{5{,}5 \cdot 4{,}0^3}{12} = 26{,}4 \ дм^4.$$

Линейные моменты инерции.

Плиты:

в крайнем пролете

$$r_2 = \frac{J_{пл}}{l_{кр}} = \frac{17{,}1}{46{,}3} = 0{,}37;$$

в 5-*м* среднем пролете

$$r_3 = \frac{17{,}1}{42{,}7} = 0{,}40;$$

в 3-*м* пролете

$$r_4 = \frac{17{,}1}{22{,}7} = 0{,}75;$$

Средних колонн:

верхней

$$S_3 = \frac{52}{27{,}5} = 1{,}9;$$

нижней

$$S_4 = \frac{76{,}2}{36{,}5} = 2{,}1;$$

Крайних колонн:

верхней

$$S_1 = \frac{26{,}7}{33} = 0{,}81;$$

нижней

$$S_2 = \frac{29{,}4}{42} = 0{,}7.$$

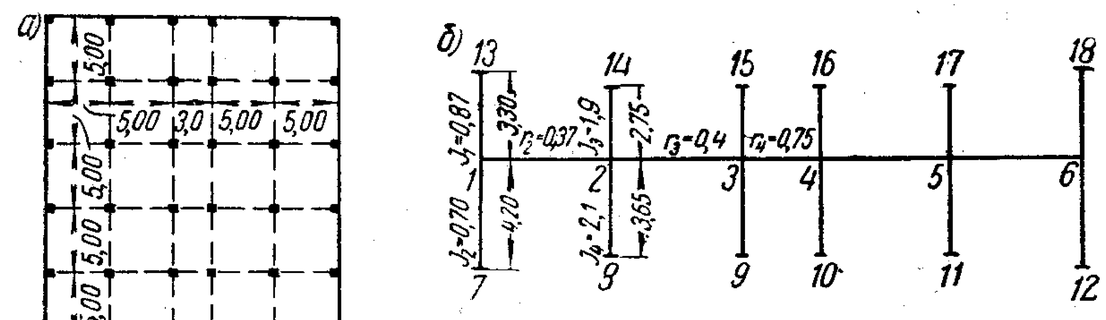


Рис. 71. Схема перекрытия

а — план; *б* — расчетная схема заменяющей рамы в направлении оси *x*

Расчет заменяющей рамы в направлении x (рис. 71, *б*)

Нагрузка на 1 *пог. м* заменяющей рамы равняется: постоянная — $g = 500 \cdot 5 = 2\,500$ *кг/м*; временная — $p = 750 \cdot 5 = 3\,750$ *кг/м*; всего — $q = 6\,250$ *кг/м*.

Всю нагрузку (временную и постоянную) считаем равномерно распределенной по всему перекрытию.

В этом случае ввиду симметричности нашей рамы: $X_1 = -X_6$; $X_2 = -X_5$ и $X_3 = -X_4$.

Определение лишних неизвестных

Для определения лишних неизвестных составляем три уравнения:

$$1)\ 2\left(S_1 + S_2 + r_2\right) X_1 + r_2\ X_2 = M'_{12};$$

$$2\left(0{,}81 + 0{,}7 + 0{,}37\right) X_1 + 0{,}37\ X_2 = \frac{6\,250 \cdot 4{,}63^2}{12{,}2};$$

$$3{,}76\ X_1 + 0{,}37\ X_2 = 5\,580;$$

$$2)\ 2\left(S_3 + S_4 + r_2 + r_3\right) X_2 + r_2\ X_1 + r_3\ X_3 = M'_{21} + M'_{23};$$

$$2\,(1{,}9 + 2{,}1 + 0{,}37 + 0{,}4)\,X_2 + 0{,}37\,X_1 + 0{,}4\ X_3 =$$

$$= -\frac{6\,250 \cdot 4{,}63^2}{12 \cdot 2} + \frac{6\,250 \cdot 4{,}27^2}{12 \cdot 2};$$

$$9{,}54\ X_1 + 0{,}37\ X_2 + 0{,}4\ X_3 = -830;$$

$$3)\ 2\left(S_3 + S_4 + r_3 + r_4\right) X_3 + r_3\,X_2 + r_4\,X_4 = -M'_{32} + M'_{34};$$

$$2\,(1{,}9 + 2{,}1 + 0{,}4 + 0{,}75)\ X_3 + 0{,}4\ X_2 - 0{,}75\ X_3 =$$

$$= -\frac{6\,250 \cdot 4{,}27^2}{12 \cdot 2} + \frac{6\,250 \cdot 2{,}27^2}{12 \cdot 2};$$

$$10{,}3\ X_3 + 0{,}4\ X_2 - 0{,}75\ X_3 = -4\,750 + 1\,340;$$

$$9{,}55\ X_3 + 0{,}4\ X_2 = -3\,410.$$

После решения уравнения находим, что $X_1 = 1\,498$, $X_2 = -130{,}2$. $X_3 = -351{,}5$.

Определение опорных моментов:

1-й узел

$$M_{12} = -2r_2\left(2X_1 + X_2\right) + M_{12} = -2 \cdot 0{,}37\left(2 \cdot 1\,498 - 130{,}2\right) + \frac{6\,250 \cdot 4{,}63^2}{12} =$$

$$= -2\,120 + 11\,160 = 9\,040\ \textit{кгм};$$

$$M_{17} = -2\,S_2\ 2X_1 = 2 \cdot 0{,}7 \cdot 2 \cdot 1\,498 = -4\,190\ \textit{кгм};$$

$$M_{1-13} = -\ 2S_1\ 2X_1 = -2 \cdot 0{,}81 \cdot 2 \cdot 1\,498 = -4\,850\ \textit{кгм};$$

2-й узел

$$M_{21} = -\,2\,r_2\,(2\,X_2 + X_1) - M_{12} = -2 \cdot 0{,}37\ \left[2\ (-130{,}2) + 1\,498\right] -$$

$$-\frac{6\,250 \cdot 4{,}63^2}{12} = -910 - 11\,160 = -12\,070\ \textit{кгм};$$

$$M_{23} = -\ 2\,r_3\ (2\,X_2 + X_3) + M_{23} = -2 \cdot 0{,}4\ \left[2\ (-130{,}2) - 351{,}5\right] +$$

$$+\frac{6\,250 \cdot 4{,}27^2}{12} = 490 + 9\,500 + 9\,990\ \textit{кгм};$$

$$M_{28} = -2\,S_4\ 2\,X_2 = -2 \cdot 2{,}1 \cdot 2\ (-130{,}2) = 1\,090\ \textit{кгм};$$

$$M_{2-14} = -2S_3\ 2\,X_2 = 2 \cdot 1{,}9 \cdot 2\ (-130{,}2) = 990\ \textit{кгм};$$

3-й узел

$$M_{32} = 2\,r_3\ (2\,X_3 + X_2) - M_{32} = -2 \cdot 0{,}4\ [2\,(-351{,}5) - 130{,}2] -$$

$$-\frac{6\,250 \cdot 4{,}27^2}{12} = 660 - 9\,500 =$$

$$= -8830\ \textit{кгм};$$

$$M_{34} = -\,2r_4\,(2X_3 + X_4) + M_{34} = -2 \cdot 0{,}75\ [2\,(-351{,}5) + 351{,}5] +$$

$$+\frac{6\,250 \cdot 2{,}27^2}{12} = 530 + 2\,680 = 3\,210\ \textit{кгм};$$

$$M_{39} = -\,2\,S_4 2\ X_3 = -2 \cdot 2{,}1 \cdot 2\ (-351{,}5) = 2\,950\ \textit{кгм};$$

$$M_{3-15} = -2S_3\ 2\,X_3 = -2 \cdot 1{,}9 \cdot 2\ (-351{,}5) = 2\,670\ \textit{кгм}.$$

Определение пролетных моментов:

1-й пролет

$$Q_A = \frac{6\,250 \cdot 4{,}63}{2} + \frac{9\,040 - 12\,070}{4{,}63} = 14\,500 - 655 = 13\,845\ \textit{кг};$$

расстояние от точки приложения максимального момента до опоры A

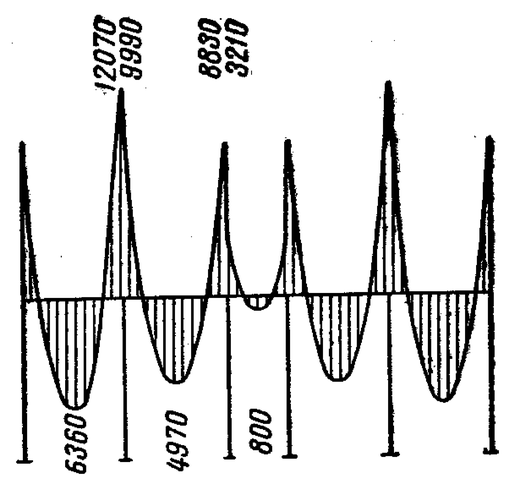


Рис. 72. Эпюра расчетных моментов заменяющей рамы

$$x = \frac{Q_A}{p + g} = \frac{13\,845}{6\,250} = 2{,}22\ \textit{м};$$

$$M_{\text{макс}} = Q_A\,x - \frac{(p+g)\,x^2}{2} - M_A = 13\,845 \cdot 2{,}22 - \frac{6\,250 \cdot 2{,}22^2}{2} -$$

$$-\,9\,040 = 6\,360\ \textit{кгм};$$

2-й пролет

$$Q_c = \frac{6\,250 \cdot 4{,}27}{2} + \frac{8\,830 - 9\,990}{4{,}27} = 13\,400 - 270 = 13\,130 \text{ кг};$$

$$x = \frac{13\,130}{6\,250} = 2{,}1 \text{ м};$$

$$M_{макс} = 13\,130 \cdot 2{,}1 - \frac{6\,250 \cdot 2{,}1^2}{2} - 8\,830 = 4\,970 \text{ кгм};$$

3-й пролет

$$M_{макс} = \frac{(p+g)\,l^2}{8} - M_c = \frac{6\,250 \cdot 2{,}27^2}{8} - 3\,210 = 800 \text{ кгм}$$

Эпюра расчетных моментов в ригеле, заменяющей рамы дана на рис. 72.

Расчетные моменты в полосах

Панель перекрытия разбивается на надколонную и пролетную полосы шириной каждая в $\frac{l}{2}$ и из найденных величин отрицательных моментов 75% передается на надколонную полосу и 25% на пролетную, кроме крайней опоры, где при отсутствии крайней полукапители на надколонную полосу передаются 60%, а на пролетную 40%.

Положительные моменты 55% передаются на надкололонную полосу и 45% на пролетную. (Обозначение моментов по рис. 61.)

Крайняя опора A

$M_8 = -0{,}6 \cdot 9\,040 = -5\,420$ *кгм* (надколонная полоса);

$M_9 = -0{,}4 \cdot 9\,040 = -3\,620$ *кгм* (пролетная полоса).

1-й пролет

$M_5 = 0{,}55 \cdot 6\,360 = 3\,500$ *кгм* (надколонная полоса);

$M_7 = 0{,}45 \cdot 6\,360 = 2\,860$ *кгм* (пролетная полоса).

Опора B

$M_4 = -0{,}75 \cdot 12\,070 = -9\,050$ *кгм* (надколонная полоса);

$M_6 = -0{,}25 \cdot 12\,070 = -3\,020$ *кгм* (пролетная полоса).

2-й пролет

$M_1 = 0{,}55 \cdot 4\,970 = 2\,730$ *кгм* (надколонная полоса);

$M_3 = 0{,}45 \cdot 4\,970 = 2\,240$ *кгм* (пролетная полоса).

Опора C

$M_0 = -0{,}75 \cdot 8\,830 = -6\,620$ *кгм* (надколонная полоса);

$M_2 = -0{,}25 \cdot 8\,830 = -2\,210$ *кгм* (пролетная полоса).

3-й пролет

$M_{1-3} = 0{,}55 \cdot 800 = 440$ *кгм* (надколонная полоса);

$M_{3-3} = 0{,}45 \cdot 800 = 360$ *кгм* (пролетная полоса).

Расчетные моменты на 1 *м* ширины плиты

$M_8 = -\frac{5\,420}{2{,}5} = -2\,170$ *кгм*;

$M_9 = -\frac{3\,620}{2{,}5} = -1\,450$ *кгм*;

$M_5 = \frac{3\,500}{2{,}5} = 1\,400$ *кгм*;

$M_7 = \frac{2\,860}{2{,}5} = 1\,145$ *кгм*;

$M_4 = -\frac{9\,050}{2{,}5} = -3\,620$ *кгм*;

$M_6 = -\frac{3\,020}{2{,}5} = -1\,210$ *кгм*;

$M_1 = \frac{2\,730}{2{,}5} = 1\,090$ *кгм*;

$M_3 = \frac{2\,240}{2{,}5} = 895$ *кгм*;

$M_0 = -\frac{6\,620}{2{,}5} = -2\,650$ *кгм*;

$M_2 = -\frac{2\,210}{2{,}5} = -885$ *кгм*;

$M_{1-3} = \frac{440}{2{,}5} = 175$ *кгм*;

$M_{3-3} = \frac{360}{2{,}5} = 145$ *кгм*.

Таким же образом определяются моменты рамы и в другом направлении.

Определение толщины плиты, необходимого сечения арматуры и конструирование плиты производятся аналогично предыдущим примерам.

Средний линейный шарнир по условиям симметрии располагается по оси рассматриваемой панели. Крайние линейные шарниры отстают от оси ближайших к ним колонн на расстоянии c_x, которое зависит от формы и размеров капители и должно отвечать минимальной величине разрушающей нагрузки.

Так как по условиям симметрии ширина обоих жестких звеньев одинакова, то они равны (рис. 73)

$$\frac{L_x}{2}=\frac{l_x}{2}-c_x.$$

Рассмотрим равновесие одного звена на участке в пределах одной панели длиной l_y. По грани этого элемента действуют следующие внутренние силы:

по линии пролетного шарнира:

изгибающий момент

$$M_{пр}=f_{пр}\,z_п\,\sigma_т;$$

поперечная сила $Q=0$;

по линии опорного шарнира:

изгибающий момент

$$M_{оп}=f_{оп}\,z_к\,\sigma_т;$$

поперечная сила

$$Q=\frac{kp\,(l_x-2\,c_x)}{2}\,l_y.$$

Здесь $f_{пр}$ — суммарное сечение арматуры в пролетном сечении плиты при ширине пролета l_y;

$f_{оп}$ — суммарное сечение арматуры в опорном сечении плиты при ширине пролета l_y;

$z_п$ — плечо внутренней пары сил в пролетном сечении;

$z_к$ — плечо внутренней пары сил в опорном сечении, которое рассматривается как тавр, полка которого равна ширине пролета, а ребро — пересекающаяся опорным сечением часть капители;

$\sigma_т$ — предел текучести арматуры;

p — нагрузка на 1 $м^2$ плиты;

k — запас прочности;

l_x и l_y — расстояние между осями колонн в обоих направлениях;

c_x — расстояние от опорного шарнира до оси ближайшей колонны.

Возникающие по линиям, ограничивающим длину рассматриваемого участка, моменты не дают составляющей относительно моментной оси и поэтому не входят в условия равновесия и не подлежат учету. Поперечные же силы по этим линиям по условиям симметрии равны нулю.

Условия равновесия моментов всех сил, приложенных к рассматриваемому участку жесткого элемента длиной l_y и шириной $\frac{l_x-2c_x}{2}$ относительно оси, расположенной в плоскости опорного сечения и проходящей через центр тяжести сжатой зоны ребра опорного сечения, дают следующую зависимость:

$$\frac{kp\left(\frac{l_x}{2}-c_x\right)^2 l_y}{2}-(f_{оп}\,z_к+f_{пр}\,z_п)\,\sigma_т=0.$$

Обозначив:

$f_{оп}+f_{пр}=f_x$ — сумма площадей арматуры в опорном и пролетном сечении на участке длиной l_y,

$m_{оп}=\frac{f_{оп}}{f_x}$ и $m_{пр}=\frac{f_{пр}}{f_x}$ — коэффициенты распределения арматуры между опорными и пролетными сечениями, получаем

$$\frac{kpl_x^2\,l_y}{8}\left(1-2\frac{c_x}{l_x}\right)^2=f_x\,\sigma_т\,z_{пр}\left(m_{оп}\frac{z_к}{z_{пр}}+m_{пр}\right)$$

или

$$\frac{kp\,l_x^2\,l_y}{f_x\,\sigma_т\,z_п}=\frac{m_{оп}\frac{z_к}{z_{пр}}+m_{пр}}{\left(1-2\frac{c_x}{l_x}\right)^2}.$$

Выведенное уравнение служит для решения всех основных задач проверки прочности, расчета и проектирования при полосовом загружении плиты.

Левая часть этого уравнения выражает отношение балочного момента $\frac{kp\,l_x^2\,l_y}{8}$ рассматриваемой безбалочной плиты под действием разрушающей нагрузки к сумме внутренних моментов в опорном и пролетном сечении в предположении отсутствия капители. Числовое же значение правой части этого уравнения выражает влияние капители на прочность безбалочной плиты. При отсутствии капители $\frac{z_к}{z_{пр}}=1$, $c_x=0$ и правая часть уравнения равна 1.

2. ОДНОВРЕМЕННОЕ РАЗРУШЕНИЕ ВСЕХ ПАНЕЛЕЙ БЕЗБАЛОЧНОЙ ПЛИТЫ ПРИ СПЛОШНОМ ЗАГРУЖЕНИИ ВСЕХ ПРОЛЕТОВ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКОЙ

При разрушении в средней панели образуются четыре одинаковых жестких звена, ограниченных линейными пластическими шарнирами, расположение которых показано на

рис. 74. Расположение опорных пластических шарниров, совпадающих с линиями центров колонны, и пролетных пластических шарниров по условиям симметрии не зависит от формы и размеров капители. Расположение опорного пластического шарнира, пересекающего угол панели, в зависимости от размеров и формы капители может меняться. Расположение его должно отвечать минимальной величине

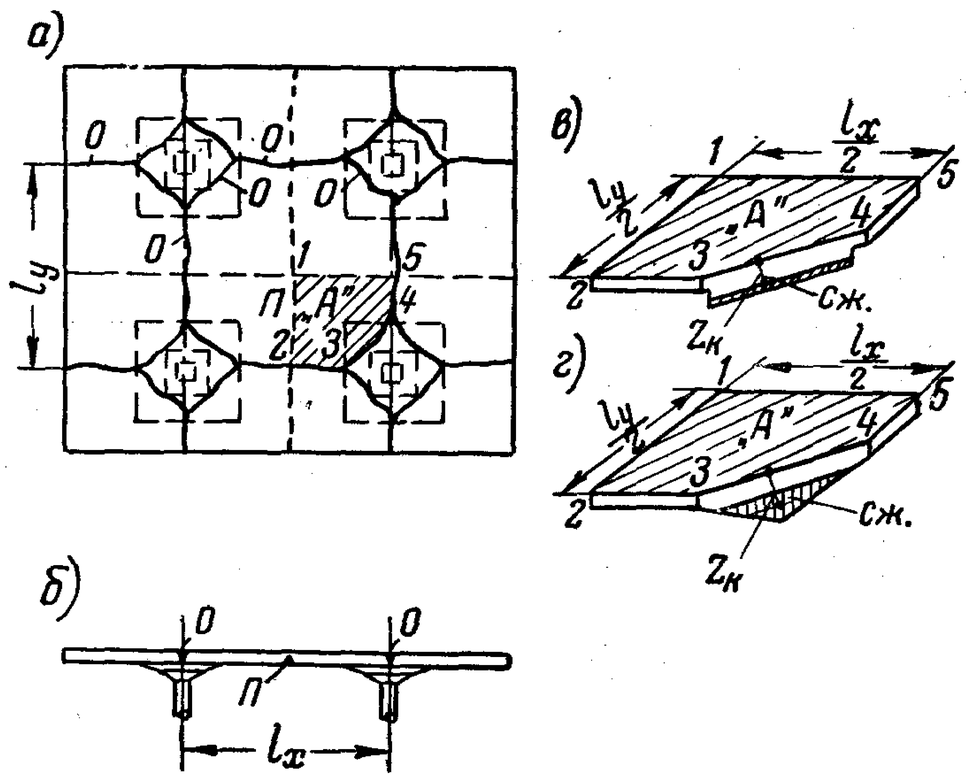


Рис. 74. Схема расположения линейных пластических шарниров в стадии разрушения плиты безбалочного перекрытия при одновременном загружении всех пролетов

а — план перекрытия; *б* — разрез перекрытия; *в* — жесткий элемент (звено) плиты перекрытия при капителях типов *I* и *II* (см. рис. 4, *а*, *б*); *г* — то же, при капителях типа *III* (см. рис. 4, *в*); *О* — опорные линейные пластические шарниры; *П* — пролетные линейные пластические шарниры; *сж* — сжатая зона опорного сечения

разрушающей нагрузки. При квадратных или прямоугольных капителях и при соотношении арматуры в двух взаимно перпендикулярных пролетах панели, равном $\frac{f_y}{f_x}=\frac{l_y}{l_x}=\lambda$, он направлен под углом 45° к осям колонн.

Расстояние от углового пластического шарнира до оси кононны обозначим через c_x.

Составим условия равновесия одного из жестких звеньев средней панели безбалочного перекрытия в момент разрушения, приложив к нему все действующие силы:

1) по линии *1—2* на длине звена, равной $\frac{l_y}{2}$, действует

Разрушающий момент

$$M_{1-2}=\frac{m_{пр}\,f_x}{2}\,\sigma_т\,z_{пр};$$

2) по линии *1—5* на длине звена, равной $\frac{l_x}{2}$, действует разрушающий момент

$$M_{1-5}=\frac{m_{пр}\,f_x}{2}\,\sigma_т\,z_{пр};$$

3) по линии *2—3* у верхней поверхности плиты действует растягивающая сила, равная сечению арматуры, помноженной на предел текучести

$$T_x=\frac{m_{оп}\,f_x}{2}\,\sigma_т$$

и соответственно по линии *4—5*

$$T_y=\frac{m_{оп}\,f_y}{2}\,\sigma_т.$$

По мнению авторов инструкции, никаких сжимающих сил на этих участках нет, так как все сжимающие напряжения в бетоне, уравновешивающие растягивающие силы T_x и T_y, сконцентрированы в нижней части сечения *3—4*, пересекающего угол капители (ребро тавра при растянутой полке). Плечо внутренней пары сил в этом случае равняется $z_к$.

На участках *1—2*, *2—3*, *1—5* и *4—5* в силу симметрии поперечных сил нет, а внешняя нагрузка уравновешивается поперечными силами, сконцентрированными в сжатой зоне бетона на участке *3—4*.

Для составления условий равновесия приравняем нулю сумму моментов всех сил, приложенных к рассматриваемому звену, относительно оси *0—0*, расположенной в плоскости сечения *3—4* и проходящей через центр тяжести сжатой зоны бетона:

$$\frac{0{,}71\,l_x^2\,l_y}{8}\,kp\left[0{,}5\left(1+\lambda\right)-2\frac{c_x}{l_x}\left(1+\lambda\right)+\frac{4\,c_x^3}{3\,l_x^3}\,\frac{(1+\lambda)^2}{}\right]-$$

$$-0{,}71\,\frac{f_x\,\sigma_т\,z_{пр}}{2}\left(m_{оп}\frac{z_к}{z_п}+m_{пр}\right)\left(1+\lambda\right)=0$$

или после преобразований

$$\frac{kp\,l_x^2\,l_y}{8\,f_x\,\sigma_т\,z_п}=\frac{m_{оп}\,\frac{z_к}{z_{пр}}+m_{пр}}{1-4\,\frac{c_x}{l_x}+2{,}67\,\frac{c_x^3}{l_x^3}\,\frac{(1+\lambda)^2}{\lambda}};$$

$$\frac{c_x}{l_x}=0{,}1\div0{,}12;$$

значение $2{,}67\,\frac{c_x^3}{l_x^3}\cdot\frac{(1+\lambda)^2}{\lambda}$ представляет малую величину по сравнению с единицей, то в целях упрощения принимают $\frac{(1+\lambda)^2}{\lambda}$, равным 4 вне зависимости от значения λ (неточность не превышает 0,1—0,3%).

В этом случае уравнение примет следующий вид:

$$\frac{kp\,l_x^2\,l_y}{8 f_x \sigma_т z_{пр}} = \frac{m_{оп}\frac{z_к}{z_{пр}} + m_{пр}}{1-4\frac{c_x}{l_x}+10{,}7\frac{c_x^3}{l_x^3}}.$$

В окончательном виде вышеприведенная формула получается одинаковой по виду с формулой при полосовом расположении временной нагрузки. Здесь только знаменатель правой части уравнения иной. Кроме того, и значение плеча внутренней пары сил опорного сечения $z_к$ здесь несколько иное, так как при полосовом расположении временной нагрузки ребро опорного сечения имеет вид трапеции, а в данном случае — вид треугольника.

Для решения этих уравнений необходимо задаться значениями $m_{оп}$ и $m_{пр}$.

В данном случае взяты соотношения, близкие к принимаемым в настоящее время при обычном методе расчета и проверенные на практике.

Из этих соображений значение коэффициентов распределения арматуры принято

$$m_{оп}=0{,}6 \text{ и } m_{пр}=0{,}4.$$

3. РАЗРУШЕНИЕ ПОЛОСЫ ПАНЕЛИ КРАЙНЕГО ПРОЛЕТА ВДОЛЬ КРАЯ ПЕРЕКРЫТИЯ

При разрушении ряда крайних панелей образуются два жестких звена, параллельных краю перекрытия. При этом пролетный пластический шарнир, отвечающий минимальной разрушающей нагрузке, в отличие от средних панелей располагается не на оси панели, а смещается в сторону края перекрытия.

Максимальное смещение его при свободной крайней опоре не превышает 0,125 расчетного пролета. Для упрощения решения положение его принимается постоянным, зависящим только от конструкции крайней опоры (неточность при этом, по утверждению авторов инструкции, не превышает 1,5—2%).

Для решения крайнего пролета ввиду отсутствия симметрии в схеме разрушения при составлении расчетных формул удобнее воспользоваться принципом возможных перемещений.

Две жесткие полосы, получающиеся при разрушении крайней панели, представляют изменяемую систему, для которой, пользуясь принципом возможных перемещений, составляют выражения работы внутренних и внешних сил. Внешней силой является нагрузка, расположенная на поверхности рассматриваемой полосы крайней панели, а внутренними силами — предельные моменты, действующие при разрушении в опорных и пролетном пластических шарнирах.

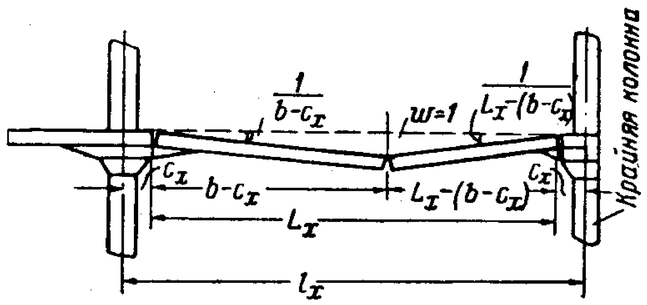


Рис. 75. Схема полосового разрушения крайнего пролета безбалочного перекрытия

Возможное перемещение, отвечающее принятой схеме разрушения, дано на рис. 75.

На основании вышеизложенного условие равенства работы внешних и внутренних сил, действующих на участке полосы длиной l_y, может быть выражено следующей формулой:

$$kp\,\frac{L_x l_y}{2} = \frac{\Sigma M_1}{b-c_x} + \frac{\Sigma M_2}{L_x-(b-c_x)},$$

здесь p — внешняя нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия;
L_x — расстояние между опорными линейными шарнирами;
c_x — расстояние опорного линейного пластического шарнира до ближайшего ряда колонн;
b — расстояние пролетного пластического шарнира до оси первого внутреннего ряда колонн;
$b-c_x$ — ширина полосы, заключенной между пролетным и опорным пластическим шарниром, расположенным у первого внутреннего ряда колонн;
ΣM_1 и ΣM_2 — суммы предельных моментов, действующих по краям выделенных пластическими шарнирами внутренней и внешней жестких полос.

Рассмотрим два типа конструкций крайней панели: с крайними колоннами с полукапителями и с крайними колоннами без полукапителей или с крайней шарнирной опорой на массивной стене. В обоих случаях при крайних железобетонных колоннах предполагается наличие обвязочной балки.

Крайний пролет безбалочного перекрытия с крайними железобетонными колоннами с полукапителями

Форма пристенной капители обычно бывает такой же, как и средней, поэтому внутренний и наружные опорные пластические шарниры располагаются на равном расстоянии

от оси опор c_x. Ширина обоих жестких звеньев при этом

$$L_x = l_x - 2c_x.$$

Расстояние пролетного пластического шарнира от внутреннего опорного пластического шарнира принимается равным

$$b - c_x = 0{,}55\ L_x.$$

Сумма моментов, действующих по краям полосы, примыкающей к внутреннему ряду колонн,

$$\Sigma M_1 = f'_{оп}\,\sigma_т z_к + f'_{пр}\,\sigma_т z_{пр}$$

и по краям полосы, примыкающей к наружному ряду колонн,

$$\Sigma M_2 = f^к_{оп}\,\sigma_т z_к + f'_{пр}\,\sigma_т z_{пр};$$

здесь $f'_{оп}$ — сечение верхней арматуры, пересекаемой опорным пластическим шарниром у внутреннего крайнего ряда колонн;

$f'_{пр}$ — сечение нижней арматуры, пересекаемой пролетным пластическим шарниром;

$f^к_{оп}$ — сечение верхней арматуры, пересекаемой опорным пластическим шарниром у наружного ряда колонн.

Вставив в общее выражение равновесия значения L_x, b, ΣM_1 и ΣM_2, получаем:

$$kp\,\frac{l_x^2 l_y\left(1-2\frac{c_x}{l_x}\right)^2}{2} = \frac{f'_{оп}\,\sigma_т z_к + f'_{пр}\,\sigma_т z_{пр}}{0{,}55} + \left(f'_{пр}\,\sigma_т z_{пр} + f^к_{оп}\,\sigma_т z_к\right)\frac{1}{1-0{,}55}.$$

Введя по аналогии со средним пролетом величины

$$f'_x = \frac{f'_{оп} + f^к_{оп}}{2} + f'_{пр};\quad m'_{оп} = \frac{f'_{оп}}{f'_x};\quad m'_{пр} = \frac{f'_{пр}}{f'_x}\ \text{и}\ m^к_{оп} = \frac{f^к_{оп}}{f'_x}$$

и произведя некоторые преобразования, получаем окончательный вид расчетной формулы:

$$\frac{kpl_x^2 l_y}{8 f'_x\,\sigma_т z_{пр}} = \frac{\frac{z_к}{z_{пр}}\left(m'_{оп} - 1{,}22\,m^к_{оп}\right) + 2{,}22\,m'_{пр}}{2{,}20\left(1-2\frac{c_x}{l_x}\right)^2}.$$

Крайний пролет безбалочной плиты с крайними железобетонными колоннами без полукапителей или со свободным опиранием по периметру на массивные стены

Так как в данном случае опорный шарнир расположится по внутренней грани обвязочной балки или по краю стены, то расстояние между опорными пластическими шарнирами

$$L_x = l_x - c_x.$$

Расстояние пролетного пластического шарнира, отвечающего минимально разрушающей нагрузке, от опорного пластического шарнира у внутреннего крайнего ряда колонн принимается постоянным, равным

$$b - c_x = 0{,}6\ L_x.$$

Так же, как и в предыдущем случае:

$$\Sigma M_1 = f'_{оп}\,\sigma_т z_к + f'_{пр}\,\sigma_т z_{пр},$$

$$\Sigma M_2 = f^к_{оп}\,\sigma_т z_к + f'_{пр}\,\sigma_т z_{пр}.$$

При крайней шарнирной опоре расчетной арматуры там не требуется и поэтому $f^к_{оп} = 0$.

По аналогии с предыдущим случаем

$$kp\,\frac{l_x^2 l_y}{2}\left(1-\frac{c_x}{l_x}\right)^2 = \frac{f'_{оп}\,\sigma_т z_к + f'_{пр}\,\sigma_т z_{пр}}{0{,}6} + \left(f^к_{оп} + f'_{пр}\right)\sigma_т z_{пр}\,\frac{1}{1-0{,}6}.$$

Введя значения f'_x, $m'_{оп}$, $m_{пр}$ и $m^к_{оп}$ и произведя преобразования, получим в окончательном виде следующую формулу:

$$kp\,\frac{l_x^2 l_y}{8 f'_x\,\sigma_т z_{пр}} = \frac{\frac{z_к}{z_{пр}}\,m'_{оп} + 1{,}5\,m^к_{оп} + 2{,}5\,m'_{пр}}{2{,}40\left(1-\frac{c_x}{l_x}\right)^2}.$$

При крайней шарнирной опоре расчетной арматуры там не требуется и поэтому $f^к_{оп} = 0$ и $m^к_{оп} = 0$.

Для решения этих уравнений, так же как и в средней панели, необходимо задаться значениями коэффициентов распределения арматуры $m'_{оп}$, $m'_{пр}$ и $m^к_{оп}$.

Во избежание раннего раскрытия трещин числовые значения этих коэффициентов назначаются в зависимости от характера распределения моментов в крайнем пролете в стадии упругой работы плиты. Распределение же моментов зависит от упругой заделки плиты в крайние колонны, т. е. от отношения линейного момента инерции плиты крайнего

пролета к сумме линейных моментов инерции крайних верхней и нижней колонн, и может быть найдено решением крайнего пролета по методу заменяющих рам.

Определение коэффициентов распределения арматуры в крайнем пролете $m'_{пр}$, $m'_{оп}$ и $m^{к}_{оп}$ в зависимости от отношения линейных моментов инерций колонн и плиты может быть произведено по табл. 24. В этой же таблице даны также значения коэффициента:

$$\gamma = \frac{M^{к}_{оп}}{M'_{оп}}.$$

Таблица 24

Коэффициенты распределения арматуры и моментов в крайнем пролете

Вид коэффициента	Коэффициенты $m'_{пр}$; $m^{к}_{оп}$; $m'_{оп}$ и γ при величине линейных моментов инерции элементов $i_{кр} = \frac{i_в + i_н}{i_{пл}}$				
	0	0—0,5	0,5—2,0	2,0—8,0	8,0 и более
$m'_{оп} = \frac{f'_{оп}}{f_x}$	0,77	0,715	0,67	0,65	0,60
$m'_{пр} = \frac{f'_{пр}}{f_x}$	0,615	0,57	0,53	0,44	0,40
$m^{к}_{оп} = \frac{f^{к}_{оп}}{f_x}$	0	0,143	0,27	0,45	0,60
$\gamma = \frac{M^{с}_{оп}}{M'_{оп}}$	0	0,20	0,40	0,70	1,00

4. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ АРМАТУРЫ МЕЖДУ НАДКОЛОННОЙ И ПРОЛЕТНОЙ ПОЛОСАМИ

Найдя необходимое количество арматуры в пролете и на опоре, следует распределить его между надколонной и пролетной полосами.

Исчерпывающих опытных данных по этому вопросу не имеется. Испытание 8 образцов грибовидных перекрытий, армированных равномерной сеткой, и с арматурой, сконцентрированной над колонной, произведенное ЦНИПС в 1933 г., дает основание предполагать, что характер распределения

арматуры по ширине сечения существенно не отражается на эксплуатационных качествах безбалочных перекрытий.

Рекомендуется распределение арматуры между надколонной и пролетной полосами принимать по данным табл. 25 и 26 (близко совпадающими с данными Инструкции ЦНИПС 1933 г.), причем возможны и отклонения от указанных в таблицах величин.

Таблица 25

Распределение арматуры в среднем пролете

Полоса	Сечение		Множитель
	опорное	пролетное	
Надколонная	0,4	0,2	f_x или f_y
Пролетная	0,2	0,2	

Таблица 26

Распределение арматуры в крайнем пролете

Полоса	Сечение		
	опорное по внутреннему ряду колонн	пролетное крайнего пролета	опорное по крайнему ряду колонн
Надколонная	$^2/_3\, f'_{оп}$	$0{,}5\, f'_{пр}$	$^2/_3\, f^{к}_{оп}$
Пролетная	$^1/_3\, f'_{оп}$	$0{,}5\, f'_{пр}$	$^1/_3\, f^{к}_{оп}$

Таковы теоретические выкладки расчета безбалочных перекрытий по стадии разрушения. Однако действительно ли совпадает реальная картина разрушения безбалочных перекрытий и расположение линейных пластических шарниров, как это намечают авторы Инструкции, ответить в настоящее время трудно, так как авторы Инструкции не опубликовали результатов своих испытаний.

В то же время некоторые опубликованные результаты других испытаний безбалочных перекрытий при сплошной нагрузке всех панелей не подтверждают полностью положений Инструкции о расположении линейных пластических шарниров по верху плиты под углом 45°.

Так, на стр. 98 и 103 книги проф. И. С. Подольского „Железобетонные безбалочные перекрытия“ (изд. 1928 г.)

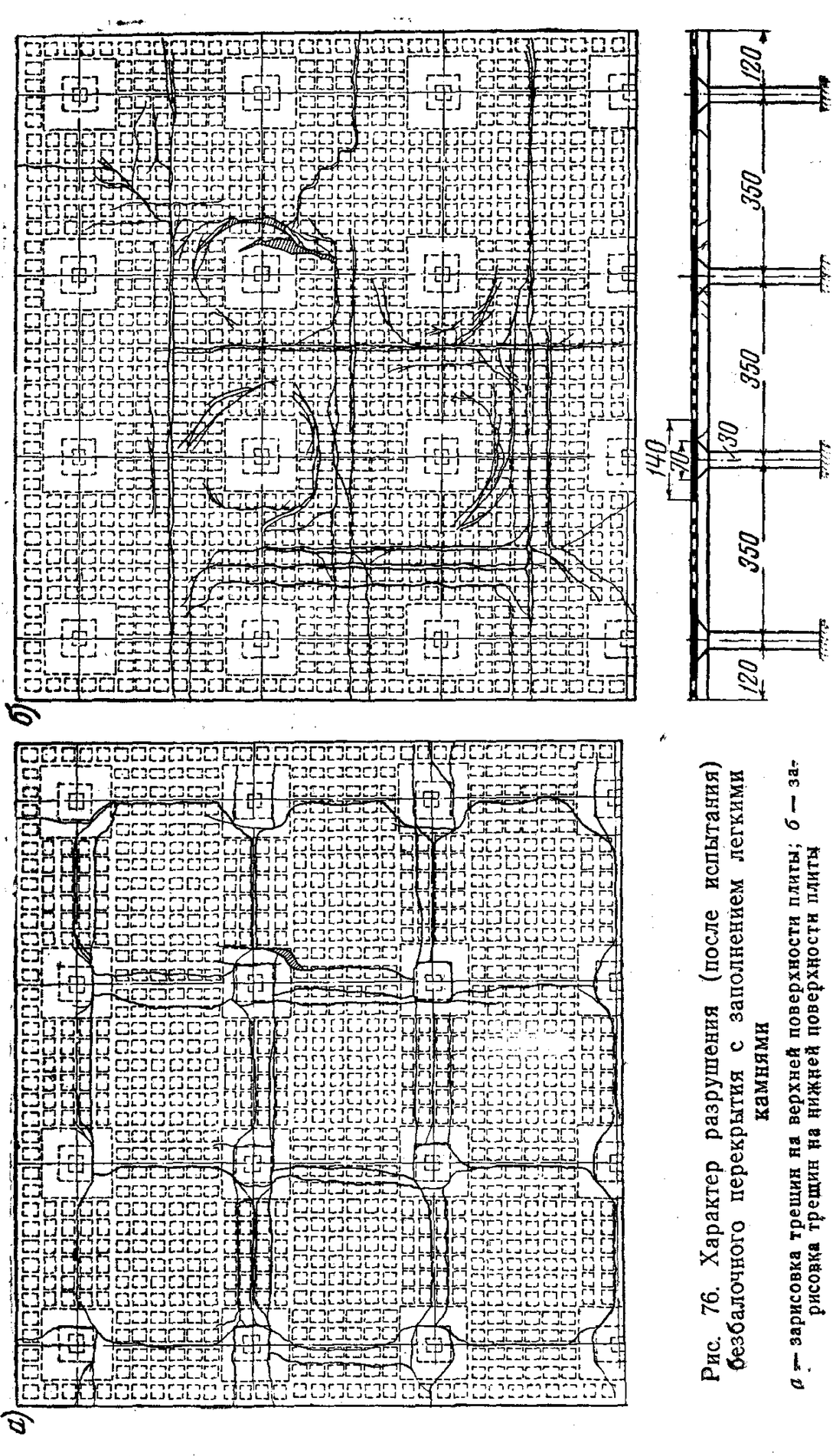


Рис. 76. Характер разрушения (после испытания) безбалочного перекрытия с заполнением легкими камнями

а — зарисовка трещин на верхней поверхности плиты; *б* — зарисовка трещин на нижней поверхности плиты

приведены рисунки расположения трещин и разрушения при испытании безбалочных перекрытий, которые свидетельствуют о том, что пластические шарниры расположены несколько по-иному, чем это полагают авторы Инструкции.

На рис. 76—77 показаны трещины в безбалочном перекрытии с легкими камнями, построенном и испытанном ЦНИПС. И эта картина не соответствует данным инструкции.

При просмотре чертежей и фото наиболее полного испытания безбалочного перекрытия, произведенного ЦНИПС

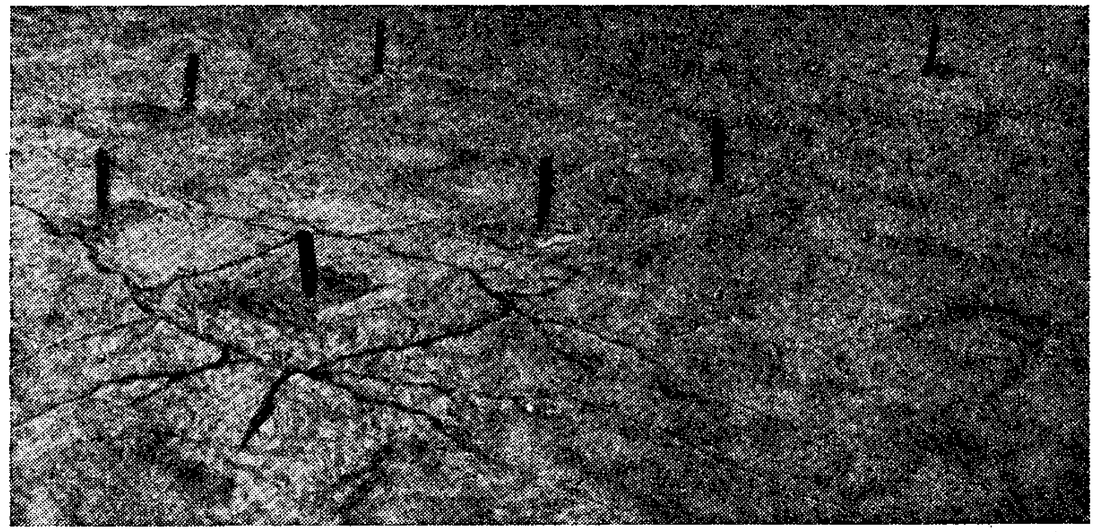


Рис. 77. Общий вид поверхности плиты безбалочного перекрытия с заполнением легкими камнями после испытания.

в Баку в 1932 г., можно убедиться, что пластические шарниры проходят по-разному не только у разных колонн, но даже у каждой колонны шарниры со всех четырех сторон проходят по-разному. У одних колонн рис. 134, *а* и 137, *в* трещины проходят у перелома капители (колонны 2, 5, 8), а у колонн 6, 9 трещина проходит почти у края капители. У колонны 8 два шарнира проходят у перелома капители, а один — посредине между переломом и краем капители.

На рис. 137, *в* видно, что один шарнир проходит приблизительно под углом в 45° у перелома капители, второй шарнир расположен у края капители также под углом, а третий и четвертый шарниры идут параллельно стороне колонны, причем одна трещина поместилась у самой колонны, а другая — также параллельно стороне колонны, но почти у края капители.

Так же не в соответствии с предположением расчета проходят трещины у другой колонны. Одна трещина проходит под углом между переломом в капители и колонной, а вторая трещина — почти параллельно стороне колонны, т. е. ни у одной колонны трещины не проходят так, как это

должно было быть по Инструкции, а ведь именно этот шарнир определяет и величину разрушающей нагрузки перекрытия.

Расчеты статически неопределимых систем по разрушающим нагрузкам должны быть доработаны, но пока еще в методике расчета безбалочных перекрытий, приведенной в проекте инструкции ЦНИПС 1940 г., не учтен ряд обстоятельств.

Глава VIII

РАСЧЕТ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ НА СОСРЕДОТОЧЕННЫЕ НАГРУЗКИ

Нагрузок, сосредоточенных в точках, реально не бывает, да и теоретически нагрузки, сосредоточенные в точках, вызывают бесконечно большие напряжения в материале.

При расчете балок на сосредоточенные нагрузки принимается, что груз воспринимается всей шириной балки и притом равномерно.

При очень широких балках такое равномерное распределение не будет иметь места, в особенности если груз расположен не по оси балки.

Обычно принимается распространение сосредоточенной нагрузки под углом 45°, т. е. мысленно создается площадка, на которую распределяется нагрузка; ширина ее должна быть не меньше двойной толщины плиты.

При расчете плит различают два случая.

Первый — плита, опирающаяся всеми четырьмя сторонами на опоры, имеет вид квадрата или прямоугольника с отношением сторон не больше двух. Такая плита рассчитывается и конструируется как плита, опертая по контуру с перекрестной арматурой.

Второй случай — отношение сторон плиты больше двух. В этом случае плита рассчитывается как конструкция, лежащая на двух опорах.

Опыт показывает, что сосредоточенная нагрузка действительно распространяется на площадку определенных размеров.

Подсчет, произведенный с учетом результатов опытов, дает основание полагать, что площадка эта зависит также от пролета плиты, а сторона ее равна примерно $^1/_8$ расчетного пролета.

Обозначим теоретический момент при сосредоточенной силе через $\alpha P l$, а сторону площадки, на которую распространяется момент, через βl, на единицу плиты придется момент:

$$M = \frac{\alpha P l}{\beta l} = k P.$$

Как видно из этой формулы, фактический изгибающий момент в этом случае, приходящийся на расчетную единицу конструкции, перестает быть функцией пролета и зависит только от величины нагрузки.

Сосредоточенный груз вызывает значительные моменты. Так, например, если равномерную нагрузку свободно лежащей квадратной плиты сосредоточить в ее центре, то момент в этой точке станет в 5,6 раза больше, чем при равномерно распределенной нагрузке.

Если же принять, что груз распределяется на площадке со стороной, равной $^1/_8$ пролета, то в этом случае момент все еще будет в 4 раза больше, чем при равномерном распределении груза по всей плите.

Ниже приводятся основные таблицы моментов (табл. 27, 28), составленные в предположении, что все поля загружены одновременно одинаковыми грузами P. Через a обозначена половина пролета $\left(\frac{l}{2}\right)$.

При определении моментов по табл. 27 и 28 нужно табличный коэффициент умножать только на P, т. е.

$$M_x = K_x P \text{ и } M_y = K_y P.$$

При определении прогибов по табл. 27 и 28 следует табличный коэффициент K_1 умножать на $\frac{Pa^2}{32}$.

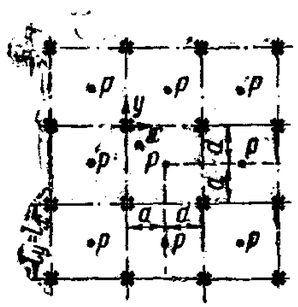


Таблица 27

Коэффициенты для определения моментов и прогибов в безбалочной плите при расположении сосредоточенных нагрузок по середине панели

(Нагрузки расположены во всех панелях)

y \ x		0	$\frac{a}{4}$	$\frac{a}{2}$	$\frac{3}{4}a$	a	Множитель
0	K_1	0,0	0,8746	2,0834	3,0568	3,4328	$\frac{Pa^2}{32}$
	K	−0,2186	−0,0418	+0,0294	+0,0747	+0,0940	P
a	K_1	3,4328	3,8088	4,7822	5,9910	6,8656	$\frac{Pa^2}{32}$
	K	−0,094	−0,0747	−0,0294	+0,0748	+0,2186	P

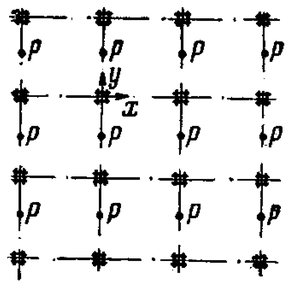


Таблица 28

Коэффициенты для определения моментов и прогибов в безбалочной плите при расположении сосредоточенных нагрузок по середине линии оси колонн в направлении y

(Нагрузки расположены во всех панелях)

y \ x		0	$\frac{a}{4}$	$\frac{a}{2}$	$\frac{3}{4}a$	a	Множитель
0	K_1	0,0	0,6243	1,2394	1,6191	1,7448	$\frac{Pa^2}{32}$
	K_x	−0,1561	−0,0012	+0,0294	+0,03175	+0,03142	P
	K_y	−0,2494	−0,1633	−0,1052	−0,0753	−0,0627	P
$\frac{a}{4}$	K_1	0,9977				1,9957	$\frac{Pa^2}{32}$
	K_y	−0,0742				−0,0428	P
$\frac{a}{2}$	K_1	2,5888				2,5888	$\frac{Pa^2}{32}$
	K_y	0,0				0,0	P
$\frac{3}{4}a$	K_1	4,1799				3,1519	$\frac{Pa^2}{32}$
	K_y	+0,0742				+0,0428	P
a	K_1	5,1776	4,5533	3,9382	3,5585	3,4328	$\frac{Pa^2}{32}$
	K_x	+0,1561	−0,0012	−0,0294	−0,03175	−0,3142	P
	K_y	+0,2494	+0,1633	+0,1052	+0,0753	+0,0627	P

Глава IX

АНАЛИЗ СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

1. ПРЕДЕЛ ПРИМЕНИМОСТИ МЕТОДА ЗАМЕНЯЮЩИХ РАМ И МЕТОДА РАСЧЕТА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКИХ РЯДОВ

При выводе формул для расчета безбалочных плит, как указывалось выше, Маркус и Леве исходили из определенных допущений, которые иногда приводят к результатам, противоречащим основным правилам статики. Поэтому необходимо рассмотреть в отдельности пределы применимости каждого из этих методов.

Предел применимости метода заменяющих рам

Основная формула для определения предела применимости. В основу метода заменяющих рам принято распределение опорных сопротивлений на участке капители по закону треугольника, а следовательно, равнодействующая опорных сопротивлений находится на расстоянии $^2/_3\,a$ от оси колонны $\left(\text{где } a = \frac{c}{2}\right)$; поэтому при гибких крайних колоннах может получиться, что момент равнодействующей опорных сопротивлений относительно оси колонны окажется больше момента, воспринимаемого колонной от ригеля заменяющей рамы.

Так как момент равнодействующей опорных сопротивлений относительно оси колонны имеет положительный знак, а момент, воспринимаемый колонной от ригеля заменяющей рамы, отрицательный, то в тех случаях, когда первый момент по своей абсолютной величине больше второго, получается положительный суммарный опорный момент, чего в действительности при сплошной нагрузке всех пролетов быть не может.

Решая в общем виде уравнения упругости при крайних колоннах с полукапителями относительно X'_0 (правый момент на крайней опоре) для наиболее часто применяющихся случаев в практике при равных: а) пролетах и жесткостях ригелей заменяющих рам, б) высотах верхних и нижних колонн заменяющей рамы, в) отношениях $\frac{a}{l} = \alpha$, г) коэффициентах защемления колонн $v = 1{,}5$ (полная заделка противоположных концов колонн) получаем следующую зависимость:

$$J_0^{\text{в}} + J_0^{\text{н}} \geqslant \left[\frac{6\,\alpha\,J_p\,h\,\delta_{\text{I}}\,(\delta_{\text{I}} + 2\,\varepsilon_1) + \delta_{\text{II}}\,(\varepsilon_1 + \delta_{\text{I}})}{l\,\gamma\,\delta_{\text{I}}\,(\delta_{\text{I}} + 2\,\varepsilon_1) - \delta_{\text{II}}\,(\varepsilon_1 + \delta_{\text{II}})}\right]. \qquad \text{(A)}$$

При наших условиях в формуле (А) приняты обозначения:

$$\delta'_{00} = \delta_{11} = \delta'_{11} \text{ через } \delta_{\text{I}};$$

$$\delta'_{01} = \delta_{10} = \delta'_{12} \text{ через } \delta_{\text{II}}.$$

Величины δ_{I} δ_{II} и γ можно получить из формул:

$$\delta_{\text{I}} = 2\left(1 - 2\,\alpha + 2\,\alpha^2 - \frac{4}{3}\,\alpha^3\right);$$

$$\delta_{\text{II}} = 1 - \frac{4}{3}\,\alpha^2\,(3 - 2\,\alpha);$$

$$\gamma = 3 - 12\,\alpha + 7\,\alpha^2 + 8\alpha^3$$

или по табл. 1.

В формуле (А) левая часть характеризует жесткость крайних (верхней и нижней) колонн, а в правой части γ, δ_{I} и δ_{II} являются функциями $\frac{a}{l} = \alpha$; ε_1 — функция от жесткости средних колонн и жесткости ригеля заменяющей рамы и — момент инерции ригеля заменяющей рамы.

При этом, если

$J_0^{\text{в}} + J_0^{\text{н}}$ больше правой части формулы, то $X'_0 < 0$;
$J_0^{\text{в}} + J_0^{\text{н}}$ равно правой части формулы, то $X'_0 = 0$;
$J_0^{\text{в}} + J_0^{\text{н}}$ меньше правой части формулы, то $X'_0 > 0$.

При подстановке значений δ_{I} δ_{II} и γ для разных величин в формулу (А), получается следующая зависимость (табл. 29).

Таблица 29

α	$J_0^{\text{в}} + J_0^{\text{н}} \geqslant$	Множитель
0,110	$\frac{0{,}6875\,(0{,}9865 + \varepsilon_1)}{0{,}7413 + \varepsilon_1}$	$\frac{J_p h}{l}$
0,125	$\frac{0{,}8622\,(0{,}960 + \varepsilon_1)}{0{,}707 + \varepsilon_1}$	$\frac{J_p h}{l}$
0,150	$\frac{1{,}233\,(0{,}9175 + \varepsilon_1)}{0{,}6635 + \varepsilon_1}$	$\frac{J_p h}{l}$
0,200	$\frac{2{,}475\,(0{,}826 + \varepsilon_1)}{0{,}567 + \varepsilon_1}$	$\frac{J_p h}{l}$

В табл. 30 приводятся подсчитанные на основании формулы (А) моменты инерции крайних колонн при $\varepsilon_1 = 1$ и $\varepsilon_1 = 2$ для разных значений α, при которых опорный момент на крайней опоре равен нулю.

Таблица 30

Значения суммы моментов инерции крайных колонн $J_0^{в} + J_0^{н}$, при которых опорный момент на крайней опоре $X_0' = 0$

ε_1 \ α	0,110	0,125	0,150	0,200	Множитель
1	0,785	0,989	1,423	2,882	$\frac{J_p h}{l}$
2	0,750	0,942	1,350	2,727	

При более жестких крайних колоннах момент на крайней опоре будет отрицательным, а при менее жестких — положительным.

Следовательно, при достаточно гибких крайних колоннах с полукапителями при расчете по методу заменяющих рам получается положительный момент на крайней опоре, что противоречит основным условиям статики.

Примеры расчета. Чтобы показать порядок пользования приведенными таблицами для определения предела применимости метода заменяющих рам для расчета безбалочных перекрытий, рассматриваются два примера:

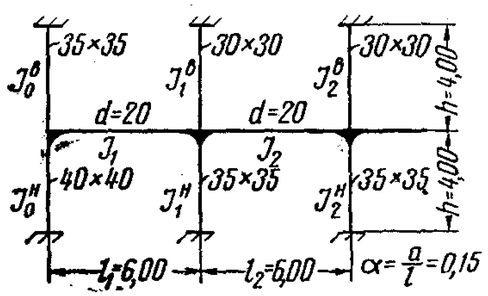


Рис. 78. Расчетная схема заменяющей рамы (к примеру расчета)

Пример 1. Требуется рассчитать безбалочное перекрытие, опирающееся по контуру на крайние колонны с полукапителями с пролетами 6×6 *м*, $\alpha = 0{,}15$, толщина плиты 20 *см*, сечения колонн указаны на рис. 78.

$$J_0^{в} = \frac{3{,}5^4}{12} = 12{,}5\ дм^4;$$

$$J_1^{в} = \frac{3{,}0^4}{12} = 6{,}75\ дм^4;$$

$$J_0^{н} = \frac{4{,}0^4}{12} = 21{,}3\ дм^4;\quad J_1^{н} = \frac{3{,}5^4}{12} = 12{,}25\ дм^4;$$

$$J_1 = J_2 = \frac{60 \cdot 2{,}0^3}{12} = 40\ дм^4;$$

$$\varkappa_1^{в} = \frac{J_1 h}{l J_1^{в}} = \frac{40 \cdot 4}{6 \cdot 6{,}75} = 3{,}95;$$

$$\varkappa_1^{н} = \frac{40 \cdot 4}{6 \cdot 12{,}25} = 2{,}18;$$

$$\varepsilon_1' = v \frac{\varkappa_1^{н} \varkappa_1^{в}}{\varkappa_1^{н} + \varkappa_1^{в}} = 1{,}5\ \frac{3{,}95 \cdot 2{,}18}{3{,}95 + 2{,}18} = 2{,}1.$$

По табл. 29 для $\alpha = 0{,}15$

$$J_0^{в} + J_0^{н} \geqslant \frac{1{,}233\ (0{,}9175 + \varepsilon_1)}{0{,}6635 + \varepsilon_1}\ \frac{J_1 h}{l} = \frac{1{,}233\,(0{,}9175 + 2{,}1)}{0{,}6635 + 2{,}1} \times$$

$$\times \frac{40 \cdot 4}{6} = 35{,}9\ дм^4.$$

В нашем примере

$$J_0^{в} + J_0^{н} = 12{,}5 + 21{,}5 = 34\ дм^4 < 35{,}9\ дм^4,$$

т. е. на крайней опоре получается положительный момент и, следовательно, рассчитывать по методу заменяющих рам в данном случае нельзя.

Для подтверждения сказанного ниже приводится расчет перекрытия и проверка, действительно ли получается на крайней опоре заменяющей рамы положительный момент.

Для $\alpha = 0{,}15$, $a = 0{,}9$ *м* и $l = 6{,}0$ *м*;

$$\delta_{00} = \delta_{11} = \delta_{11}' = \delta_{I} = 1{,}481:$$

$$\delta_{01}' = \delta_{10} = \delta_{12}' = \delta_{II} = 0{,}919;$$

$$\gamma = 1{,}385;$$

$$\delta_0' = \frac{6^2}{12}\ 1{,}385 = 4{,}15;$$

$$\varkappa_0^{в} = \frac{40 \cdot 4}{6 \cdot 12{,}5} = 2{,}18;$$

$$\varkappa_0^{н} = \frac{40 \cdot 4}{6 \cdot 21{,}3} = 1{,}25;$$

$$\varepsilon_0' = 1{,}5\ \frac{2{,}18 \cdot 1{,}25}{2{,}18 + 1{,}25} = 1{,}19.$$

При сплошном загружении всех пролетов равномерно распределенной нагрузкой $q = 1$ *т/м* грузовые члены равны:

$$\mu_0' = 4{,}15 - \frac{2}{3} \cdot \frac{6}{2} \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}19 = 2{,}01$$

и

$$\mu_1 = \mu_1' = 4{,}15.$$

Составим уравнения упругости

X_0'	X_1	$X_1' = X_2$	Грузовые члены
$+1,481+1,19$	$+0,919$	—	$-2,01$
$+0,919$	$+1,481+2,1$	$-2,1$	$-4,15$
	$-2,1$	$+1,481+2,1+0,919$	$-4,15$

Отсюда

$$X_0' = +0,06 \text{ тм}; \; X_1 = -2,36 \text{ тм}; \; X_1' = X_2 = -2,02 \text{ тм}.$$

Пример 2. Чтобы проследить, как велика ошибка при применении разбираемого метода расчета для безбалочных перекрытий с очень гиб-

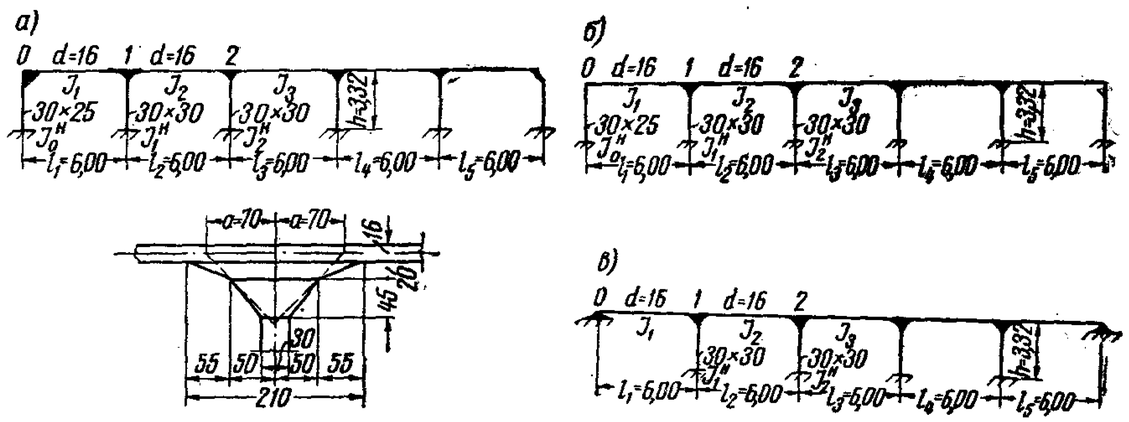


Рис. 79. Расчетные схемы перекрытия, опирающегося по контуру

а — на крайние колонны с полукапителями; *б* — на крайние колонны без капителей; *в* — на стены

ками крайними колоннами с полукапителями, рассматривается расчет перекрытия кровли с пролетами 6×6 *м* в трех вариантах:

1) с крайними колоннами по периметру с полукапителями;
2) с крайними колоннами по периметру без полукапителей;
3) с крайней шарнирной опорой.

Вариант 1. Перекрытие по контуру опирается на крайние колонны с полукапителями.

Расчетная схема рамы на рис. 79, *а*

$$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{70}{600} \approx 0,117,$$

панель $6,00 \times 6,00$ *м*.

Моменты инерции:

плиты

$$J_1 = J_2 = J_3 = \frac{60 \cdot 1,6^3}{12} = 20,4 \text{ дм}^4;$$

крайних колонн

$$J_0^н = \frac{3,0 \cdot 2,5^3}{12} = 3,9 \text{ дм}^4$$

средних колонн

$$J_1^н = J_2^н = \frac{3,0^4}{12} = 6,75 \text{ дм}^4.$$

Коэффициенты жесткости:

крайняя колонна

$$\varkappa_0^н = \frac{20,4 \cdot 33,2}{60,0 \cdot 3,9} = 2,895;$$

средние колонны

$$\varkappa_1^н = \varkappa_2^н = \frac{20,4 \cdot 33,2}{60,0 \cdot 3,9} = 1,67.$$

Упругий поворот стержня колонны от момента $M = 1$, увеличенный в $\frac{6EJ}{l}$ раз:

$$\varepsilon_n' = v_n \varkappa_n'^н.$$

Крайняя колонна

$$\varepsilon_0' = 1,5 \cdot 2,895 = 4,34;$$

средние колонны

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 1,5 \cdot 1,67 = 2,505.$$

Расчетная ширина капители $c = 2a = 140$ *см* или $a = 70$ *см*,

$$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{70}{600} = 0,117.$$

Упругие повороты поперечного сечения ригеля от действия опорных моментов $X_n' = 1$, $X_{n+1} = 1$, увеличенные в $\frac{6EJ}{l}$ раз будут равны (табл. 1):

$$\delta_{01}' = \delta_{10} = \delta_{12}' = 0,949;$$

$$\delta_{00}' = \delta_{11} = 1,583;$$

$$\delta_0' = 1,705 \frac{6^2}{12} = 5,115.$$

Грузовые члены уравнений упругости при загружении всех пролетов ригеля нагрузкой $q = 1$ *т/м*;

$$\mu_n' = q_{n+1} \delta_n' + \frac{2}{3}\left(Q_n a_n - Q_n' a_n'\right) \varepsilon_n';$$

$$\mu_0' = 5,115 - \frac{2}{3} \cdot \frac{6}{2} \; 0,7 \cdot 4,34 = -0,97;$$

$$\mu_1 = \mu_1' = 5,115.$$

Уравнения упругости:

$$X_0'\left(\delta_{00}'+\varepsilon_0'\right)+X_1\delta_{01}' = -\mu_0;$$

$$X_0'\delta_{10}'+X_1\left(\delta_{11}+\varepsilon_1\right)-X_1'\varepsilon_1 = -\mu_1;$$

$$-X_1\varepsilon_1'+X_1'\left(\delta_{11}'+\varepsilon_1'\right)+X_2\delta_{12}' = -\mu_1'.$$

Подставляя значения, получим

X_0'	X_1	$X_1 = X_2$	Грузовые члены
$+1,583+4,34$	$+0,949$	—	$+0,97$
$+0,949$	$+1,583+2,505$	$-2,505$	$-5,115$
	$-2,505$	$+1,583+2,505+0,949$	$-5,115$

После решения уравнений получим:

$$X' = +0,62\ \textit{тм};\quad X_1 = -2,82\ \textit{тм};\quad X_1' = -2,42\ \textit{тм}.$$

Точка приложения наибольшего положительного момента в крайнем пролете для данного загружения отстоит от оси крайней опоры на расстоянии:

$$x = \frac{l_1}{2}+\frac{X_1-X_0'}{q_1\ l_1} = 3-\frac{2,82+0,62}{\cdot\ 1\ \cdot\ 6,0} = 2,422\ \textit{м}$$

и максимальный момент в первом пролете:

$$M_{\text{макс}} = q_1\left(\frac{xx'}{2}-l_1\frac{a_1}{3}\right)+\frac{x}{l_1}\left(X_1-X_0'\right)+X_0' =$$

$$= 1\left[\frac{2,422\,(6,0-2,422)}{2}-6\frac{0,7}{3}\right]-\frac{2,422}{6}\left(2,82-0,62\right)+$$

$$+0,62 = +2,155\ \textit{тм}.$$

Вариант 2. Перекрытие по контуру опирается на колонны без пристенных полукапителей.

Расчетная схема на рис. 79, *б*

Моменты инерции:

плиты:

$$J_1 = J_2 = J_3 = \frac{60\ \cdot\ 1,6^3}{12} = 20,4\ \textit{дм}^4;$$

крайней колонны

$$J_0^{\text{н}} = \frac{3,0\ \cdot\ 2,5^3}{12} = 3,9\ \textit{дм}^4;$$

средних колонн

$$J_1^{\text{н}} = J_2^{\text{н}} = \frac{3,0^4}{12} = 6,75\ \textit{дм}^4.$$

Коэффициенты жесткости:

$$\varkappa_1 = \varkappa_2 = 1;$$

$$\varkappa_0^{\text{н}} = \frac{20,4\ \cdot\ 33,2}{60,0\ \cdot\ 3,9} = 2,895;$$

$$\varkappa_1^{\text{н}} = \varkappa_2^{\text{н}} = \frac{20,4\ \cdot\ 33,2}{60,0\ \cdot\ 6,75} = 1,67.$$

Упругие повороты стержней колонны от $M=1$, увеличенные в $\frac{6EJ}{l}$ раз:

$$\varepsilon_0' = 1,5\ \cdot\ 2,895 = 4,34;$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 1,5\ \cdot\ 1,67 = 2,505.$$

Для крайнего пролета при $\alpha_0' = 0$ и $\alpha_1 = \frac{0,7}{6,0} = 0,117$ (табл. 2) имеем

$$\delta_{01}' = \delta_{10} = 0,975\ \cdot\ 1 = 0,975;$$

$$\delta_{00} = 1,998\ \cdot\ 1 = 1,998;$$

$$\delta_0' = \frac{6^2}{12}\,2,496\ \cdot\ 1 = 7,94;$$

$$\delta_{11} = 1,585\ \cdot\ 1 = 1,585;$$

$$\delta_1 = \frac{6^2}{12}\ \cdot\ 2,101\ \cdot\ 1 = 6,30.$$

Для средних пролетов:

$$\alpha_1' = \alpha_2 = \frac{0,70}{6,0} = 0,117;$$

$$\delta_{12}' = \delta_{21} = 0,95\ \cdot\ 1 = 0,95;$$

$$\delta_{11}' = \delta_{22} = 1,583\ \cdot\ 1 = 1,588;$$

$$_1' = \delta_2 = \frac{6,0^2}{12}\ \cdot\ 1,707 = 5,12.$$

Грузовые члены уравнений упругости при загружении всех пролетов ригеля нагрузкой $q = 1$ *т/м*:

$$\mu_0' = q_1\ \delta_0' = 1\ \cdot\ 7,49 = 7,49;$$

$$\mu_1 = q_1\ \delta_1 = 1\ \cdot\ 6,30 = 6,30;$$

$$\mu_1' = q_2\ \delta_1' = 1\ \cdot\ 5,12 = 5,12,$$

X_0'	X_1	$X_1' = X_2$	Грузовые члены
$+1{,}998+4{,}34$	$+0{,}975$	—	$-7{,}49$
$+0{,}975$	$+1{,}585+2{,}505$	$-2{,}505$	$-6{,}30$
—	$-2{,}505$	$+1{,}583+2{,}505+0{,}95$	$-5{,}12$

Отсюда

$$X_0' = -0{,}745 \text{ тм};$$

$$X_1 = -2{,}84 \text{ тм};$$

$$X_1' = -2{,}43 \text{ тм}.$$

Точка приложения наибольшего положительного момента в крайнем пролете для данного загружения отстоит от оси крайней опоры на расстоянии:

$$x = \frac{l}{2} + \frac{X_1 - X_0'}{q_1\, l_1} = 3 - \frac{2{,}84 - 0{,}745}{6} = 2{,}65 \text{ м}$$

максимальный положительный момент в крайнем пролете:

$$M = q\left(\frac{xx'}{2} - x\frac{a_1}{\xi_1}\right) + \frac{x}{l}\left(X_1 - X_0'\right) + X_0,$$

где $\xi_1 = 3 - 2\alpha_1 = 3 - 2 \cdot 0{,}117 = 2{,}766$;

$$M_{\text{макс}} = 1\left(\frac{2{,}65 \cdot 3{,}35}{2} - 2{,}93\frac{0{,}7}{2{,}766}\right) - \frac{2{,}65}{6{,}00}\left(2{,}84 - 0{,}745\right) -$$

$$-0{,}745 = +2{,}05 \text{ тм}.$$

Вариант 3. Перекрытие по контуру свободно опирается на стены. Расчетная схема дана на рис. 79, *в*.

Моменты инерции:

$$J_1 = J_2 = J_3 = 20{,}4 \text{ дм}^4;$$

$$J_1^{\text{н}} = J_2^{\text{н}} = 6{,}75 \text{ дм}^4.$$

Коэффициент жесткости:

$$\varkappa_1 = \varkappa_2 = 1;$$

$$\varkappa_1^{\text{н}} = \varkappa_2^{\text{н}} = 1{,}67.$$

Упругие повороты стержней колонны от $M = 1$, увеличенные в $\frac{6EJ}{l}$ раз:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = 2{,}505.$$

Для крайнего пролета $\alpha_0' = 0$; $\alpha_1 = \frac{0{,}7}{6{,}0} = 0{,}117$ (табл. 3):

$$\delta_{11} = 1{,}585 \cdot 1 = 1{,}585;$$

$$\delta_1 = \frac{6^2}{12}2{,}101 = 6{,}30.$$

Для средних пролетов (табл. 1):

$$\delta_{12}' = \delta_{21} = 0{,}95 \cdot 1 = 0{,}95;$$

$$\delta_{11}' = \delta_{22} = 1{,}583 \cdot 1 = 1{,}583;$$

$$\delta_1' = \delta_{22} = \frac{6^2}{12} \cdot 1{,}707 = 5{,}12.$$

Грузовые члены уравнений упругости при загружении всех пролетов равномерно распределенной нагрузкой $q = 1$ *т/м*:

$$\mu_1 = q_1\,\delta_1 = 1 \cdot 6{,}30 = 6{,}30;$$

$$\mu_1' = q_2\,\delta_1' = 1 \cdot 5{,}12 = 5{,}12.$$

Уравнения упругости

X_1	$X_1' = X_2$	Грузовые члены
$+1{,}585+2{,}505$	$-2{,}505$	$-6{,}30$
$-2{,}505$	$+1{,}583+2{,}505+0{,}95$	$-5{,}12$

Отсюда $X_1 = -3{,}12$ *тм*;

$$X_1' = -2{,}57 \text{ тм};$$

$$X_0' = 0$$

Точка приложения наибольшего положительного момента для данного загружения отстоит от оси крайней колонны на расстоянии:

$$x = \frac{l}{2} + \frac{X_1}{q_1\, l_1} = 3 - \frac{3{,}12}{6} = 2{,}48 \text{ м}$$

и максимальный положительный момент в крайнем пролете:

$$M_{\text{макс}} = 1\left(\frac{2{,}48 \cdot 3{,}52}{2} - 2{,}48\frac{0{,}7}{2{,}766}\right) - \frac{2{,}48}{6}3{,}12 = +2{,}453 \text{ тм}.$$

Для сравнения приводим ниже величины моментов (в *тм*), полученные при расчете всех трех вариантов для сплошной равномерно распределенной нагрузки $q = 1$ *т/м* (табл. 31).

Таблица 31

Конструкция крайней опоры	X'_0	X_1	$X'_1 = X_2$	$M_{\text{макс}}$ в первом пролете
Железобетонные колонны с крайними полукапителями	+0,62	−2,82	−2,42	+2,155
Железобетонные колонны без крайних полукапителей	−0,745	−2,84	−2,43	+2,05
Свободное опирание на стену	0	−3,12	−2,57	+2,453

Как видно из приведенной таблицы, величины X_0' и $M_{макс}$ в первом пролете, полученные для варианта 1, явно не соответствуют действительности, так как X_0' не может быть положительным, а $M_{макс}$ в крайнем пролете с пристенными полукапителями должен быть меньше, а не больше, чем $M_{макс}$ для этого же пролета без пристенных полукапителей, а поэтому лучше не пользоваться методом заменяющих рам в случаях, подобных варианту 1.

Предел применимости метода с использованием тригонометрических рядов

При расчете безбалочныых плит с использованием тригонометрических рядов величина положительных моментов при полосовой нагрузке зависит от значения c:

$$c = \frac{13{,}5\frac{J_{кол}}{J_{пл}\,h}}{1 + 1{,}432\frac{J_{кол}}{J_{пл}\,h}}.$$

Величина c зависит от линейного момента инерции колонны; чем жестче колонна, тем больше будет c.

При бесконечно жестких колоннах величина c достигает своего предела, который равен 9,4.

Из формул для определения величин положительных моментов при полосовом расположении временной нагрузки можно найти значение c, при котором влияние полосовой нагрузки будет равно нулю. При большем значении c полосовое расположение временной нагрузки дает по формулам меньший момент, чем сплошная равномерно распределенная нагрузка, что противоречит основным правилам статики.

Формулы для определения величин положительных моментов в средней панели при полосовом расположении временной нагрузки при ширине капителей, равной $^1/_3$ пролета, имеют следующий вид:

при определении моментов в точках:

$$M_1 = [0{,}19929\ g + (0{,}34965 - 0{,}01701\ c)p]\,a^2;$$

$$M_3 = [0{,}10084\ g + (0{,}30042 - 0{,}01975\ c)p]\,a^2.$$

Из этих формул определяется значение c, при котором влияние полосового расположения временной нагрузки будет равно нулю; для M_1 это будет тогда, когда $0{,}34965 - 0{,}01701\,c = 0{,}19929$,

откуда

$$c = \frac{0{,}34965 - 0{,}19929}{0{,}01701} = 8{,}85,$$

а для M_3 — при $0{,}30042 - 0{,}01975\ c = 0{,}10084$,

откуда

$$c = \frac{0{,}30042 - 0{,}10084}{0{,}01702} = 10{,}15;$$

При определении моментов в полосах:

$$M_1 = [0{,}17992\ g + (0{,}34061 - 0{,}01748\ c)p]\,a^2;$$

$$M_3 = [0{,}11711\ g + (0{,}30920 - 0{,}01931\ c)p]\,a^2.$$

Из этих формул определяется значение c, при котором влияние полосового расположения временной нагрузки будет равно нулю. Для M_1 это будет при $0{,}34061 - 0{,}01748\,c = 0{,}17992$,

откуда

$$c = \frac{0{,}34061 - 0{,}17992}{0{,}01748} = 9{,}2,$$

а для M_3 — при $0{,}30920 - 0{,}01931\ c = 0{,}11711$,

откуда

$$c = \frac{0{,}30920 - 0{,}11711}{0{,}01931} = 9{,}95.$$

Так как максимальное значение c — это 9,4, то для M_1 возможны такие случаи, когда при полосовом расположении временной нагрузки момент будет меньше, чем при сплошной равномерно распределенной нагрузке всех пролетов. Следовательно, при $c > 8{,}85$ для определения расчетных моментов в точках плиты и при $c > 9{,}2$ для определения расчетных моментов в полосах плиты надо исходить при расчете по таблицам Леве, вопреки основным правилам статики, из сплошной равномерно распределенной нагрузки всех пролетов.

Чтобы убедиться в возможности таких случаев, приводится следующий пример.

Безбалочное перекрытие с плитой толщиной в 15 *см* опирается на колонны сечением 80×80 *см*, высотой в 2,8 *м* с капителями шириной, равной $^1/_3$ пролета:

$$c = \frac{13{,}5\frac{J_{кол}}{J_{пл}\,h}}{1 + 1{,}432\frac{J_{кол}}{J_{пл}h}} = \frac{13{,}5\ \frac{0{,}8^4}{2{,}8\cdot 0{,}15^3}}{1 + 1{,}432\ \frac{0{,}8^4}{2{,}8\cdot 0{,}15^3}} = 9{,}3.$$

При определении моментов в точках для сплошной равномерно распределенной нагрузки:

$$M_1 = 0{,}19929\,(g + p)\,a^2,$$

а при полосовом расположении временной нагрузки:

$$M_1 = [0{,}19929\ g + (0{,}34965 - 0{,}01701 \cdot 9{,}3)p]\,a^2 = (0{,}19929\ g + 0{,}19146\ p)\,a^2.$$

Следовательно, в данном примере мы имеем при определении момента для сплошной равномерно распределенной нагрузки коэффициент 0,19929, а для полосовой — меньший коэффициент — 0,19146, что явно неправильно.

При определении моментов в полосах получается такая же картина.

При сплошной нагрузке:

$$M_1 = 0{,}17992\,(g + p)\,a^2,$$

а при полосовом расположении временной нагрузки:

$$M_1 = [0{,}17992\ g + (0{,}34061 - 0{,}01748 \cdot 9{,}3)p]\,a^2 = (0{,}17992\ g + 0{,}17805\,p)\,a^2.$$

2. ВЛИЯНИЕ КАПИТЕЛИ

Влияние размеров капители

Вся нагрузка от безбалочной плиты передается на колонны через капители, причем размеры опорной поверхности капители значительно влияют на величины моментов в расчетных сечениях плиты.

Влияние размеров опорной поверхности капители на величину моментов в расчетных сечениях плиты при расчете ее по методу с использованием тригонометрических рядов видно из табл. 32, где l — пролет квадратной панели и q — равномерно распределенная нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия.

Таблица 32

Размер капители c	Величины моментов, определенных для				Множитель
	надколонной полосы		пролетной полосы		
	отрицательный момент M_0	положительный момент M_1	отрицательный момент M_2	положительный момент M_3	
0,125 l	—0,14545	0,05632	—0,02935	0,02742	ql^2
0,250 l	—0,09172	0,05312	—0,02817	0,02625	ql^2
0,333 l	—0,06984	0,04982	—0,02666	0,02521	ql^2
0,500 l	—0,04127	0,04127	—0,02122	0,02122	ql^2

Во всех сечениях плиты с увеличением опорной поверхности капители величины расчетных моментов уменьшаются, причем особенно значительно уменьшение в сечении 0 (отрицательный момент надколонной полосы).

В табл. 33 приведены (в процентах) величины отрицательных и положительных моментов и значение суммарного момента в средней панели при различных размерах капителей при сплошной равномерно распределенной нагрузке перекрытия.

Таблица 33

Размер капители c	Величина моментов в %		
	$M_{макс}$	$M_{мин}$	ΣM
0	100	100	100
0,125 l	98,5	81,4	86,9
0,25 l	93,8	65,7	75,1
0,333 l	88,9	55,6	67,1
0,5 l	74,9	37,5	50,0

Как видно из этой таблицы, особенно большое влияние размеры капители оказывают на величину отрицательных моментов.

При расчете безбалочных плит по методу заменяющих рам при распределении опорных реакций по поверхности капители по закону треугольника моменты в среднем пролете определяются по формулам:

$$M_{макс} = \frac{pl}{24}\left(1 - \frac{3c^2}{2l^2}\right),$$

$$M_{мин} = \frac{pl}{12}\left(1 - \frac{2c}{l} + \frac{3c^2}{4l^2}\right),$$

а значение суммарного момента

$$\Sigma M = M_{макс} + M_{мин} = \frac{pl}{8}\left(1 - \frac{4c}{3l}\right).$$

При расчете безбалочных плит по Инструкции ЦНИПС 1933 г. суммарный момент равен:

$$\Sigma M = \frac{pl}{8}\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2 = \frac{pl}{8}\left(1 - \frac{4c}{3l} + \frac{4c^2}{9l^2}\right).$$

Для наглядного представления о влиянии капители при расчете безбалочных плит по методу заменяющих рам и по

Иструкции Ц НИПС 1933 г. в табл. 34 приведены величины $M_{макс}$, $M_{мин}$ и суммарный момент при различных расчетных размерах капителей.

Таблица 34

Размер капители c	Величины моментов, определенных				Разница в %
	по методу заменяющих рам			по инструкции ЦНИПС 1933 г.	
	$M_{макс}$	$M_{мин}$	ΣM	ΣM	
0,125 l	0,04042	0,06375	0,10417	0,105	+ 0,8
0,25 l	0,03792	0,04687	0,08479	0,0867	+ 2
0,333 l	0,03479	0,03470	0,06949	0,0756	+ 9
0,5 l	0,02583	0,015625	0,04146	0,0556	+14

Таким образом, при расчете по Инструкции ЦНИПС суммарный момент получается несколько больше, чем при расчете по методу заменяющих рам, но для величин капителей, наиболее часто применяемых на практике, это увеличение незначительно.

В приведенной выше табл. 34 в последнем вертикальном столбце показана разница в процентах при расчете по этим двум методам. При наиболее часто втречающемся на практике значении c $(0{,}2 \div 0{,}25)\,l$ разница эта примерно равна 2%.

Влияние принятого характера распределения опорных реакций по поверхности капители

При распределении опорных реакций по закону треугольника принимают величину реакции в центре колонны равной нулю, в связи с чем реакция у начала капители в 2 раза больше, чем вслучае, если опорные реакции равномерно распределены по капители.

Центр тяжести опорных реакций находится при этом на расстоянии $\frac{c}{3}$ от оси колонны и расчетный пролет (рис. 59, *б*):

$$l_р = l - \frac{2}{3}c.$$

При распределении опорных реакций равномерно по всей поверхности капители центр тяжести опорной реакции находится на расстоянии $\frac{c}{2}$ от оси колонны и расчетный пролет (рис. 59, *а*)

$$l_р = l - \frac{c}{2}.$$

Для наглядного представления о том, как влияет принятый характер распределения опорных реакций по поверхности капители, приведена табл. 35, дающая величины моментов в процентах при загружении всех пролетов для разных размеров капители при равномерно распределенной опорной реакции и при распределении опорных реакций по закону треугольника.

Таблица 35

Размер капители c	Величины моментов, определенных						
	по методу заменяющих рам						по инструкции ЦНИПС 1933 г.
	равномерно распределенная опорная реакция			опорная реакция, распределенная по треугольнику			
	$M_{макс}$	$M_{мин}$	ΣM	$M_{макс}$	$M_{мин}$	ΣM	ΣM
0	100	100	100	100	100	100	100
0,125 l	98,4	82	86,4	97	76,5	83,3	84
0,25 l	93,7	65,6	75,0	91	56,0	68,0	69
0,333 l	88,8	55,5	67,0	83,5	41,6	56,6	60
0,5 l	74,9	37,5	50,0	62	18,7	33,0	44,5

Как видно из табл. 35, учет распределения опорных реакций по закону треугольника дает меньшую величину суммарного момента, чем при распределении опорных реакций равномерно по поверхности капители. Так, для наиболее часто встречающихся на практике размеров капители $c = (0{,}2 - 0{,}25)\,l$ — разница составляет примерно 10%.

В действительности опорные реакции распределяются по поверхности капители по весьма сложному закону.

Хотя принимаемое распределение опорных реакций по закону треугольника ближе к действительности, чем равномерно распределенное, но и оно не соответствует фактическому распределению реакции по поверхности капители.

Более точное исследование этого вопроса по теории балок на упругих опорах показывает, что опорные сопротивления изменяются по некоторой кривой с максимальным значением у конца капители и минимальным у центра колонны, а принимаемые в практике расчетов изменения опорных реакций по поверхности капители по закону треугольника дают отклонения от точных расчетов примерно на 8%.

Влияние жесткости капители

Кроме указанных выше факторов, на величину моментов влияет также и учет жесткости капители.

Шведский ученный Нильсон, изучая этот вопрос, определил величины моментов при капители, равной 0,4 l, при-

чем, в одном случае момент инерции плиты в пределах капители был принят увеличивающимся от момента инерции плиты вне капители $J_{пл}$ до 9 $J_{пл}$, а во втором случае момент инерции плиты в пределах капители принимался постоянным, равным 5 $J_{пл}$.

В первом случае момент на линии осей колонн равнялся $-0{,}0384\ pl^2$, на линии отстоящей на 0,2 l от оси колонн, — $-0{,}0315\ pl^2$ и на линии, отстоящей на 0,1 l от середины плиты, $-0{,}0223\ pl^2$. Во втором случае моменты соответственно равнялись $-0{,}0337\ pl^2$, $-0{,}0291\ pl^2$ и $0{,}0205\ pl^2$ (p — погонная нагрузка на полосу плиты шириной 0,2 l).

Если сравнить моменты в обоих рассматриваемых случаях, то во втором случае моменты на линии осей колонн меньше на 12%, на линии, отстоящей на 0,2 l от осей колонн, — на 7,5%, а на линии, отстоящей на 0,1 l от середины плиты, — на 7,0%.

Маркус также определил для этих двух случаев точные значения положительных моментов заменяющей рамы в середине пролета. По Маркусу в первом случае:

$$M_{макс} = 0{,}02933\ Pl,$$

а во втором случае

$$M_{макс} = 0{,}02715\ Pl,$$

где $P = pl_x l_y$). Следовательно, по Маркусу, момент во втором случае оказался меньшим на 7,5%, что примерно соответствует данным Нильсона.

Изучение этого вопроса показало, что для целей практики с достаточной точностью можно принять момент инерции капители в 3 раза больше момента инерции плиты.

3. ВЫВОДЫ ИЗ АНАЛИЗА СОВРЕМЕННЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Так называемым точным методам расчета присущи серьезные недостатки, существенно влияющие на точность решения. Из главных недостатков следует отметить следующие:

1) ни один из указанных выше методов расчета не учитывает того, что наличие капители и надкапительной плиты, жестко связанных с плитой перекрытия, создает распор и дополнительные сжимающие и растягивающие усилия в плите;

2) принятые допущения в части распределения опорных реакций по площади капители (по закону треугольника и по закону прямоугольника) произвольны, в действительности же опорные реакции распределяются по поверхности капители по закону кривой; насколько принятое произвольное распределение опорных реакций влияет на конечные результаты (величины расчетных моментов), видно из того, что даже принятие более близкого к действительности распределения опорных реакций по закону треугольника может дать ошибку до 8%; в пределе же такое произвольное распределение опорных реакций может привести к результатам, противоречащим основным правилам строительной механики;

3) методы расчета с применением бигармонических рядов и тригонометрических рядов весьма приближенно учитывают влияние колонн при полосовой нагрузке;

4) не ясен вопрос о действительной расчетной ширине капители; по методу заменяющих рам ширина капители принимается равной основанию треугольника, измеренного в центре плиты, имеющего в вершине угол 60° и касающегося изнутри очертания капители; по методам с применением бигармонических и тригонометрических рядов — равным действительным размерам надкапительной плиты.

ЦНИПС принимает расчетную ширину капители равной основанию треугольника, измеренного у нижней поверхности плиты, имеющего в вершине угол 90° и касающегося изнутри очертания капители.

Несмотря на перечисленные недостатки, а также несмотря на то, что по методу заменяющих рам и методу с применением тригонометрических и бигармонических рядов принят различный подход к расчету безбалочных перекрытий, конечные результаты, получаемые при решении по этим двум методам, разнятся между собой незначительно.

В табл. 36 приведены результаты расчета междуэтажного безбалочного перекрытия, произведенного по различным методам. Перекрытие состоит из квадратных панелей с пролетами 5×5 *м*; сечение верхних средних колонн 45×45 *см* и крайних — 45×35 *см*; сечения нижних средних колонн 50×50 *см* и крайних — 50×40 *см*; высота этажа 3,33 *м*; толщина плиты 16 *см*; размеры капители $1{,}65 \times 1{,}65$ *м*, расчетная ширина капители $c = 1{,}10$ *м*.

Крайние колонны имеют полукапители, а по краю перекрытия имеются обвязочные балки.

Постоянная нагрузка $g = 500$ *кг/м²*, полезная $p = 750$ *кг/м²*.

В табл. 37 приведены разультаты расчета по методу заменяющих рам и методу с применением тригонометрических рядов среднего поля того же безбалочного перекрытия для двух вариантов сечения колонн, а именно: 1-й вариант — сечение верхних средних колонн 50×50 — и нижних 60×60 *см* и 2-й вариант — сечение верхних средних колонн 30×30 и нижних 40×40 *см*. Постоянная нагрузка $g = 450$ *кг/см²* и полезная $p = 750$ *кг/м²*. Толщина плиты и размеры капители такие же, как и в предыдущем примере.

Если сравнить моменты в отдельных сечениях плиты, то результаты, получаемые при расчете по методу заменяющих

Таблица 36

Величины моментов при расчете безбалочного перекрытия разными методами

Средняя панель

Расчет по методу	Сечение колонн	Надколонная полоса M_0	M_1	M_0+M_1	%	Пролетная полоса M_2	M_3	M_2+M_3	%	Суммы моментов в одном направлении ΣM в *тм*	в %
Заменяющих рам	Верхних 45×45 *см* Нижних 50×50 *см*	—6 750	2 960	9 710	100	—2 250	2 420	4 670	100	14 380	100
С применением тригонометрических рядов (средние моменты в полосах)		—4 700	3 720	8 420	87	—2 650	2 800	5 450	117	13 870	96,[illegible]
То же (моменты в точках)		—5 400	4 020	9 470	97,5	—2 080	2 410	4 490	96	13 960	97
По инструкции ЦНИПС 1933 г.		—7 100	2 840	9 940	102	—2 130	2 130	4 260	91,5	14 200	99

Крайняя панель

Расчет по методу	Сечение колонн	Надколонная полоса M_4	M_5	M_8	$\frac{M_4+M_8}{2}+M_5$	%	Пролетная полоса M_6	M_7	M_9	$\frac{M_6+M_9}{2}+M_7$	%	Суммы моментов в одном направлении ΣM в *тм*	в %
Заменяющих рам	Верхних 45 × 35 *см* Нижних 50 × 40 *см*	—7 900	3 100	—4 450	9 275	100	—2 630	2 550	—1 490	4 610	100	13 885	100
С применением тригонометрических рядов (средние моменты в полосах)		—5 900	5 000	—2 980	9 440	102	—3 220	3 770	—2 100	6 430	139	15 870	114
То же (моменты в точках)		—6 760	5 100	—3 750	10 700	115	—2 680	3 170	—1 980	5 150	112	15 850	114
По инструкции ЦНИПС 1933 г.		—7 950	3 220	—5 400	9 895	106	—2 380	2 400	—1 620	4 400	95,5	14 295	103

Таблица 37

Величины моментов при расчете безбалочного перекрытия разными методами

Средняя панель

Расчет по методу	Сечение колонн	Надколонная полоса M_0	M_1	M_0+M_1	%	Пролетная полоса M_2	M_3	M_2+M_3	%	Сумма моментов в одном направлении ΣM в *тм*	в %
Заменяющих рам	Верхних 50×50 *см* Нижних 60×60 *см*	—6 525	2 700	9 225	100	—2 175	2 200	4 375	100	13 600	100
С применением тригонометрических рядов (средние моменты в полосах)		—4 550	3 450	8 000	86,5	—2 550	2 550	5 100	116,5	13 100	96
То же (моменты в точках)		—5250	3 700	8 950	97	—2 000	2 125	4 125	94,5	13 075	96
Заменяющих рам	Верхних 30 × 30 *см* Нижних 40 × 40 *см*	—6 475	3 310	9 785	100	—2 160	2 710	4 870	100	14 665	100
С применением тригонометрических рядов (средние моменты в полосах)		—4 550	4 070	8 620	88	—2 550	3 210	5 760	118	14 380	98
То же (моменты в точках)		—5 250	4 300	9 550	98	—2 000	2 875	4 875	100	14 425	98

рам и методу с применением тригонометрических рядов, значительно разнятся между собой. Так, в средней панели:

1. Отрицательные моменты в надколонной полосе M_0, вычисленные по методу заменяющих рам:

при верхних колоннах 50×50 и нижних 60×60 *см* равны 6 525 *кгм*;

при верхних колоннах 45×45 и нижних 50×50 *см* — 6 750 *кгм*;

при верхних колоннах 30×30 и нижних 40×40 *см* — 6 475 *кгм*.

Величины этих же моментов M_0, вычисленные по методу с применением тригонометрических рядов:

при определении моментов в отдельных точках соответственно равны 5 250, 5 400 и 5 250 *кгм*, а при определении средних моментов в полосах 4 550; 4 700 и 4 550 *кгм*.

Если принять моменты, полученные при расчете по методу заменяющих рам в этих примерах за 100%, то соответственно по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках они будут равны 80,5; 80,5 и 81%, а при определении средних моментов в полосах — 69,5; 70 и 70,5%, т. е. в первом случае разница получается на 19,5 — 19%, а во втором — на 30,5 — 29,5%. Разница весьма существенная.

2. Положительный момент в надколонной полосе M_1 в этих же случаях при решении по методу заменяющих рам равен 2 700, 2 960 и 3 310 *кгм*, при решении же по методу с применением тригонометрических рядов моменты в точках соответственно равны 3 700, 4 020 и 4 300 *кгм*, а средние моменты в полосах равны 3 450, 3 720 и 4 070 *кгм*.

Если так же, как и в предыдущем случае, моменты, получаемые при расчете по методу заменяющих рам, принять за 100%, то при решении по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках они соответственно равны 137, 136 и 130% и при определении средних моментов в полосах 128, 126 и 123%, т. е. и в этом сечении разница получается весьма значительная: в первом случае 30 — 37%, а втором 23—28%.

3. Если же взять сумму моментов в надколонной полосе $M_0 + M_1$, то разница получается значительно меньшей. Так, при решении по методу заменяющих рам в трех рассматриваемых примерах $M_0 + M_1$ равны 9 225, 9 710 и 9 785 *кгм*, а по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках $M_0 + M_1$ равны 8 950, 9 470 и 9 550 *кгм*, а при определении средних моментов в полосах $M_0 + M_1$ равны 8 000, 8 420 и 8 620 *кгм* или соответственно при моментах в точках 97, 97,5 и 98%, а при определении средних моментов в полосах — 86,5, 87 и 88%. Следовательно, если взять сумму положительных и отрицательных моментов в надколонной полосе, то разница получается значительно меньшей (13,5—12%).

4. В пролетной полосе отрицательный момент на опоре M_2 при расчете по методу заменяющих рам равен 2 175, 2 250 и 2 160 *кгм*, а по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках — 2 000, 2 080 и 2 000 *кгм* и при определении средних моментов в полосах — 2 550, 2 650 и 2 550 *кгм* или соответственно при определении моментов в точках 92, 92,5 и 92,5%, а при определении средних моментов в полосах — 117, 117,5 и 118%. Разница и здесь получается значительная.

5. Положительный момент в пролетной полосе M_3 при расчете по методу заменяющих рам равен 2 200, 2 420 и 2 710 *кгм*, а по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках 2 125, 2 410 и 2 875 *кгм* и при определении средних моментов в полосах 2 550, 2 800 и 3 210 *кгм* или соответственно при определении моментов в точках 96, 99,5 и 106%, а при определении средних моментов в полосах 115,5, 116 и 118%.

6. Сумма положительных и отрицательных моментов в пролетной полосе $M_2 + M_3$ при расчете по методу заменяющих рам в трех рассматриваемых примерах равняется 4 375, 4 670 и 4 870 *кгм*, а по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках 4 125, 4 490 и 4 875 *кгм* и при определении средних моментов в полосах 5 100, 5 450 и 5 760 *кгм* или соответственно при определении моментов в точках 94,5, 96 и 100% при определении средних моментов в полосах 116,5, 117 и 118%.

7. Если же взять сумму положительных и отрицательных моментов во всей панели, то разница получается совсем незначительная. Так, при расчете по методу заменяющих рам в рассматриваемых трех примерах $M_0 + M_1 + M_2 + M_3$ равны 13 600, 14 380 и 14 665 *кгм*, а по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках 13 075, 13 960 и 14 425 *кгм* и при определении средних моментов в полосах 13 100, 13 870 и 14 380 *кгм*.

Следовательно, если суммарные моменты в средней панели при расчете по методу заменяющих рам принять за 100%, то соответственно моменты при расчете по методу с применением тригонометрических рядов при определении моментов в точках равны 96, 97 и 98%, а при определении средних моментов в полосах — 96, 96,5 и 98%, т. е. разница во всех трех случаях с колоннами различной жесткости получается незначительной, не превышающей 4%.

Прочность безбалочного перекрытия, так же как и балочной плиты или неразрезной балки, зависит в основном от суммарного количества арматуры, уложенной в пролете и на опоре.

При распределении арматуры соответственно расчету по стадии упругой работы материалов трещины в пролете и на опоре появятся одновременно, при другом же распределении арматуры трещины в ослабленном сечении появятся раньше, но благодаря перераспределению усилий, которое произойдет в железобетонном элементе из-за пластических деформаций, суммарный момент при разрушении будет один и тот же.

Действующими Нормами и Техническими условиями проектирования железобетонных конструкций рекомендуется учитывать перераспределение усилий, вызываемое пластическими деформациями, которые происходят в стадии разрушения статически неопределимых железобетонных конструкций. Однако во избежание раннего раскрытия трещин, как правило, не рекомендуется изменять этим способом расчетные моменты в отдельных сечениях более чем на 30—35%. Перераспределение усилий между отдельными сечениями тем более допустимо в безбалочных перекрытиях, в которых благодаря перекрестной арматуре происходит перераспределение напряжений и трещины появляются значительно позже, чем в балках (при 70—80% от разрушающей нагрузки), и поэтому частичное перераспределение арматуры между опорой и пролетом на появлении и раскрытии трещин сказывается меньше, чем в балках или балочных плитах.

При расчете по методу заменяющих рам и по методу с применением тригонометрических рядов разница только в опорном сечении достигает примерно 30%, а во всех остальных сечениях она значительно меньше.

Но если исходить из величин суммарных моментов, то при расчете по указанным методам разница будет незначительна; поэтому с точки зрения надежности конструкций перекрытий можно считать оба метода расчета равноценными.

Метод с применением тригонометрических рядов на практике ограничен имеющимися таблицами, которые полностью разработаны только для квадратных панелей с капителью, равной $^1/_3$ пролета, а пользуясь методом заменяющих рам, можно рассчитать любое безбалочное перекрытие, в том числе и неравнопролетное, с квадратными панелями или прямоугольными панелями и с любыми размерами капителей, поэтому методу заменяющих рам должно быть отдано предпочтение.

В крайней панели расхождения результатов, полученных при расчете по методу заменяющих рам и методу с применением тригонометрических рядов, как это видно из табл. 36, становятся значительно большими. Ввиду того что метод заменяющих рам учитывает влияние колонн более точно, в данном случае преимущество следует отдать этому методу.

Таблица 38

Площадь сечения арматуры при расчете безбалочного перекрытия разными методами

Панели	Сечения арматуры	Площадь сечения арматуры при расчете по методу: заменяющих рам	с применением тригонометрических рядов: для моментов в точках	с применением тригонометрических рядов: для средних моментов в полосах	Инструкции ЦНИПС 1933 г.	Примечание
Средняя панель	F_{a_0}	11,0 *см²*	8,7 *см²*	7,45 *см²*	8,65 *см²*	Площадь сечения арматуры показана на 1 *м* ширины плиты
	F_{a_1}	7,3 „	10,15 „	9,25 „	5,2 „	
	F_{a_2}	5,32 „	4,9 „	6,16 „	3,9 „	
	F_{a_3}	6,36 „	6,63 „	7,0 „	4,16 „	
Суммарная площадь сечения арматуры на всю панель в одном направлении		29,98 × 2,5 = = 74,95 *см²*	30,38 × 2,5 = =75,9 *см²*	29,86 × 2,5 = = 74,65 *см²*	21,91 × 2,5 = = 54,77 *см²*	
		100%	101,5%	99,5%	73%	
Крайняя панель	F_{a_4}	13,1 *см²*	11,02 *см²*	9,45 *см²*	9,7 *см²*	Площадь сечения арматуры показана на 1 *м* ширины плиты
	F_{a_5}	7,84 „	13,18 „	12,9 „	3,85 „	
	F_{a_8}	7,15 „	5,87 „	4,72 „	6,4 „	
	F_{a_6}	6,3 „	6,44 „	7,85 „	4,35 „	
	F_{a_7}	6,16 „	7,7 „	9,45 „	4,4 „	
	F_{a_9}	3,5 „	2,8 „	5,04 „	3,0 „	
Суммарная площадь сечения арматуры на всю панель в направлении, перпендикулярном обвязочной балке		$\left(\frac{13,1+7,15}{2}+\frac{6,3+3,5}{2}+7,84+6,16\right)\times 2,5=72,5$ *см²*	$\left(\frac{11,02+5,87}{2}+\frac{6,44+3,0}{2}+13,18+7,7\right)\times 2,5=85$ *см²*	$\left(\frac{9,45+4,72}{2}+\frac{7,85+5,4}{2}+12,9+9,45\right)\times 2,5=90,0$ *см²*	$\left(\frac{9,7+6,4}{2}+\frac{4,35+3,0}{2}+5,85+4,4\right)\times 2,5=54,9$ *см²*	
		100%	118%	124%	76%	

Упрощенный метод заменяющих рам дает практически те же результаты, что и точный метод, но требует значительно меньшей затраты времени, поэтому рациональнее пользоваться упрощенным методом заменяющих рам.

Дальнейшее упрощение расчета безбалочных перекрытий дает Инструкция ЦНИПС 1933 г., которой предлагается при расчете заменяющей рамы учитывать влияние капителей уменьшением расчетной длины пролетов и высоты колонн. При этом расчет безбалочного перекрытия приводится к расчету простой рамы, чем значительно уменьшается вычислительная работа, да и сам расчет становится более ясным. Результаты же расчетов по методу заменяющих рам и по Инструкции ЦНИПС 1933 г., как это видно из табл. 36, разнятся между собой в средней панели на 1%, в крайней — на 3%, т. е. на величину, которая практически почти не имеет значения.

Перейдем теперь к сравнению расхода арматуры при расчете по всем вышеуказанным методам.

В табл. 38 приведено необходимое количество арматуры в четырех характерных сечениях средней панели и шести характерных сечениях крайней панели и общая площадь сечения необходимой арматуры в панели в одном направлении. Подбор арматуры произведен по моментам, приведенным в табл. 36.

При расчете средней панели по методу заменяющих рам и по методу с применением тригонометрических рядов суммарные моменты разнятся между собой незначительно и в связи с тем, что подбор арматуры производится по одним и тем же формулам, разница в суммарной площади арматуры в четырех характерных сечениях плиты очень незначительная (0,5%). Разница в площади сечения арматуры здесь получается даже несколько меньшей, чем разница в величинах моментов, так как по методу заменяющих рам большую величину имеет опорный момент M_0, где высота сечения большая, а по методу с применением тригонометрических рядов — пролетный момент M_1, где высота сечения равна толщине плиты. Поэтому вместо 3,5% разницы в моментах имеем 0,5% разницы в арматуре.

В крайнем пролете при расчете по методу с применением тригонометрических рядов суммарный момент больше, чем при расчете по методу заменяющих рам, и указанная выше причина увеличила разницу между необходимой площадью сечения арматуры по сравнению с разницей значения суммарных моментов (вместо 14—24%).

При подборе арматуры по Инструкции ЦНИПС 1933 г. разница по сравнению с методами заменяющих рам и с применением тригонометрических рядов должна получаться значительной, так как на основании опытов с безбалочными плитами, произведенными у нас в Союзе, Инструкцией рекомендуется при подборе арматуры принимать не полную величину момента, а 0,7 от его расчетного значения, поэтому и суммарная площадь сечения арматуры в средней панели получается меньше на 27%, чем при расчете по методу заменяющих рам, а в крайней панели — меньше на 24%.

Теоретически суммарное сечение арматуры в средней панели должно было быть 0,7 · 99%, т. е. 69,5%, и в крайней 0,7 · 103%, т. е. 72% по сравнению с расчетом по методу заменяющих рам. Увеличение необходимой расчетной площади сечения арматуры по сравнению с теоретической объясняется тем, что при подборе арматуры по Инструкции ЦНИПС полезная высота сечения принимается равной $^7/_8\ h_0$, а при подборе арматуры по точным формулам значение z получается несколько большим.

Рассмотрим теперь результаты расчета безбалочного перекрытия по стадии разрушения, разработанного ЦНИПС в 1940 г.

В табл. 39 приведены результаты расчета равнопролетного безбалочного перекрытия, произведенного в соответствии с Инструкцией ЦНИПС 1933 г. и по стадии разрушения.

Безбалочное перекрытие имеет квадратные панели размером 5 × 5 *м* с толщиной плиты 16 *см* и с квадратными капителями 1,65 × 1,65 *м*. Постоянная нагрузка равна 500 *кг/м²*, полезная — 750 *кг/м²*.

Таблица 39

Площадь сечения арматуры при расчете безбалочного перекрытия по Инструкции ЦНИПС (1933 г.) и по стадии разрушения

Сечение арматуры	Площадь сечения арматуры при расчете по методам ЦНИПС		Примечание
	по инструкции ЦНИПС 1933 г.	по стадии разрушения[1]	
F_{a_0}	21,55	21,0	Расход арматуры дан на всю ширину панели
F_{a_1}	13,0	10,5	
F_{a_2}	9,75	10,5	
F_{a_3}	10,4	10,5	
ΣF_a в одном направлении	54,77 *см²*	52,5 *см²*	
	103%	100%	

[1] Расход арматуры при расчете по стадии разрушения взят из материалов ЦНИПС.

Как видно из этой приведенной таблицы при наиболее часто встречающихся на практике размерах капителей $c = l/_3$ разница в расходе арматуры при расчете по этим двум методам очень незначительна.

Рассмотрим еще один пример, приведенный в материалах ЦНИПС. Безбалочная плита под полезную нагрузку в 750 *кг/м²* запроектирована с квадратными капителями размерами 2,0 × 2,0 *м*; толщина плиты 14 *см*. В табл. 40 приведены результаты расчета средней и крайней панели этого безбалочного перекрытия по Инструкции ЦНИПС 1933 г. и по стадии разрушения.

При указанных размерах капители (0,4 *l*) расчет по стадии разрушения при одинаковом расходе бетона для средней панели дает экономию металла по сравнению с расчетом по Инструкции ЦНИПС 1933 г. 8,9%. В крайней же панели расчет по стадии разрушения дает по сравнению с расчетом по Инструкции ЦНИПС 1933 г. перерасход в металле на 2,6%. Если при этом учесть, что, как правило, крайних панелей бывает столько же, сколько и средних (в пределе 0,7), и что при расчете по разрушающим нагрузкам несколько увеличивается площадь сечения арматуры колонн (примерно на 2%), то разница при расчете по этим двум методам получается практически незначительная.

Следует отметить, что в некоторых странах за границей до последнего времени проектируют безбалочные перекрытия без учета того положения, что фактическая несущая способность плиты значительно больше расчетной, и поэтому не вводится поправочный коэффициент при определении площади сечения арматуры. Вследствие этого расход стали в безбалочных перекрытиях получается значительно больший, чем по расчетам, производимым в СССР. Так, например, в 1946 г. немецкие специалисты по железобетону представили проект безбалочного перекрытия с квадратными панелями размером 5 × 5 *м* под полезную нагрузку 1 000 *кг/м²*. Проект был разработан в двух вариантах: со связанной и раздельной арматурой. Толщина плиты была принята 17 *см*, ширина капители в $^1/_3$ пролета. Расход металла на 1 *м²* плиты составлял по первому варианту 21,3, по второму — 22,83 *кг*.

По нашему проекту при той же толщине плиты и той же ширине капители расход металла составлял 16,5 *кг*. Таким образом, по проекту безбалочного перекрытия, разработанному немецкими специалистами, требовалось больше стали по сравнению с нашим: по первому варианту — на 29%, по второму на 38,5%.

Резюмируя все вышеизложенное, можно придти к следующему заключению.

1. До сих пор не имеется еще математически точного строгого метода расчета безбалочных перекрытий, потому

Таблица 40

Площадь сечения арматуры при расчете безбалочных перекрытий разными методами

	Сечения арматуры	Площадь сечения арматуры при расчете по методам ЦНИПС: по Инструкции ЦНИПС 1933 г.	Площадь сечения арматуры при расчете по методам ЦНИПС: по стадии разрушения[1]	Примечание
Средняя панель	F_{a_0}	21,2 *см²*	20,2 *см²*	Сечение арматуры дано на всю ширину полосы
	F_{a_1}	13,4 »	10,1 »	
	F_{a_2}	10,2 »	10,1 »	
	F_{a_3}	10,2 »	10,1 »	
		55,0 *см²*	50,5 *см²*	
ΣF_a в одном направлении		108,9%	100%	
Крайняя панель	F_{a_4}	29,5 *см²*	33,0 *см²*	Сечение арматуры дано на всю ширину полосы
	F_{a_5}	19,7 »	19,5 »	
	F_{a_6}	14,0 »	16,4 »	
	F_{a_7}	14,9 »	19,5 »	
	F_{a_8}	23,6 »	13,2 »	
	F_{a_9}	7,1 »	6,6 »	
ΣF_a в направлении, перпендикулярном краю		$\frac{29,5+23,6}{2}+\frac{14+7,1}{2}+$ $+19,7+14,9=71,7$ *см²*	$\frac{33+13,2}{2}+\frac{16,4+6,6}{2}+$ $+19,5+19,5=73,6$ *см²*	
		97,4%	100%	

[1] Расход арматуры при расчете по разрушающим нагрузкам взят из материалов ЦНИПС.

что так называемые „точные методы“ расчета — расчет перекрытия как пластинки с применением бигармонических рядов, расчет по методу заменяющих рам и расчет с использованием тригонометрических рядов — нельзя признать математически строгими. Они построены на различных условных предпосылках, не отвечающих действительной работе конструкции.

Кроме того, в безбалочных перекрытиях, как и в каждой статически неопределимой железобетонной конструкции, имеют место переменные жесткости элементов, работающих на изгиб и кручение. Закон же изменения жесткостей ввиду появления невидимых трещин (учет которых пока еще не представляется возможным) весьма сложен.

2. Суммарные моменты в безбалочных перекрытиях, определенные различными методами расчета, незначительно разнятся между собой. Учитывая, что упрощенный метод расчета, предложенный ЦНИПС в Инструкции 1933 г., является наиболее простым, требующим значительно меньшей затраты времени, рекомендуется пользоваться именно этим методом для расчета безбалочных перекрытий. Одновременно следует помнить, что вводимые инструкцией поправочные коэффициенты, полученные экспериментальным путем, позволяют значительно уменьшать расход стали в безбалочных перекрытиях. Вследствие этого метод расчета безбалочных перекрытий, предложенный Инструкцией ЦНИПС 1933 г., следует признать наиболее рациональным.

3. Метод расчета, разработанный канд. техн. наук А. С. Щепотьевым под руководством проф. А. А. Гвоздева, который определяет суммарные изгибающие моменты или суммарное сечение растянутой арматуры по стадии разрушения конструкции перекрытия, является значительным шагом вперед, так как он более реально освещает основные явления работы конструкций в стадии разрушения и коэффициенты запаса прочности конструкций.

Однако широкое применение этого метода в настоящее время преждевременно, так как он требует еще доработки. Неясен вопрос о появлении и раскрытии трещин в безбалочных плитах, о месте расположения опорных пластических шарниров, также неясен вопрос о распределении арматуры по отдельным полосам, о минимальной толщине плиты, обеспечивающей достаточную жесткость перекрытия и др.

Все это требует постановки дополнительных опытов по испытанию безбалочных перекрытий и дальнейшего всестороннего их изучения.

Глава X

РАСЧЕТ КАПИТЕЛЕЙ, КОЛОНН И ОБВЯЗОЧНЫХ БАЛОК

1. КАПИТЕЛИ

Расчет капителей. Расчет капителей сводится к расчету на главные растягивающие напряжения по периметру всех точек перелома контура капители.

При капителях с изломом необходимо проверить на главные растягивающие напряжения по верхнему периметру ка-

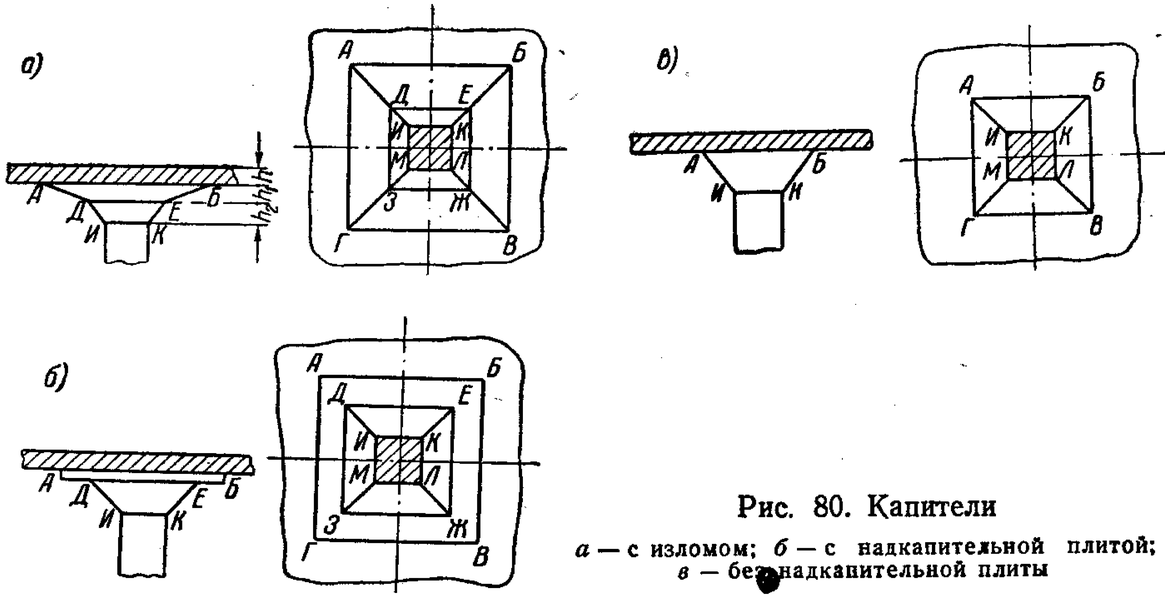


Рис. 80. Капители

а — с изломом; *б* — с надкапительной плитой; *в* — без надкапительной плиты

пители *АБВГ*, по периметру в точках перелома *ДЕЖЗ* и по периметру колонны *ИКЛМ* (рис. 80, *а*).

При капителях с надкапительной плитой необходимо проверить на главные растягивающие напряжения по периметру надкапительной плиты *АБВГ* по периметру капители *ДЕЖЗ* и по периметру колонны *ИКЛМ* (рис. 80, *б*).

При капителях без надкапительной плиты требуется проверка по верхнему периметру капители *АБВГ* и по периметру колонны *ИКЛМ* (рис, 80, *в*).

По периметру капители *АБВГ* поперечная сила Q будет равна нагрузке, расположенной на панели, минус нагрузка, расположенная на самой капители:

$$Q_1 = (g + p) \cdot (l_x l_y - ab).$$

По периметру в точке перелома *ДЕЖЗ* поперечная сила

$$Q_2 = (g+p) \cdot (l_x l_y - ed),$$

по периметру колонны поперечная сила

$$Q_3 = (g+p) \cdot (l_x l_y - kf),$$

где $g+p$ — полная нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия;
a и b, e и d, k и f — размеры капители в местах перелома.

Все размеры капители должны быть взяты такими, чтобы главные растягивающие напряжения в местах переломов были меньше тех, при которых по нормам требуется установка арматуры для их восприятия, т. е. чтобы $\sigma_{гл} \leqslant \frac{R_p}{k_1}$.

В капителях с изломом отношение $\frac{h_1}{h_2}$ берется обычно равным $^2/_3$.

Кроме того, надо иметь в виду, что верхние размеры капители при капителях с изломом или при капителях с надкапительной плитой должны быть во всяком случае не меньше 0,35 пролета, т. е.

$$a \geqslant 0{,}35\, l_x;\ b \geqslant 0{,}35\, l_y$$

и при капителях без надкапительных плит — не меньше $0{,}2\, l$.

По инструкции ЦНИПС 1933 г. рекомендуется во избежание продавливания плиты размеры и очертания капителей назначать такими, чтобы предельная кривая на графике, изображенном на рис. 81, соответствующая параметру $A = 350\frac{R}{q}$ при заданной полной нагрузке q в $кг/м^2$, марке бетона и форме капители в плане, при наложении на очертания капители проходила целиком внутри конструкции.

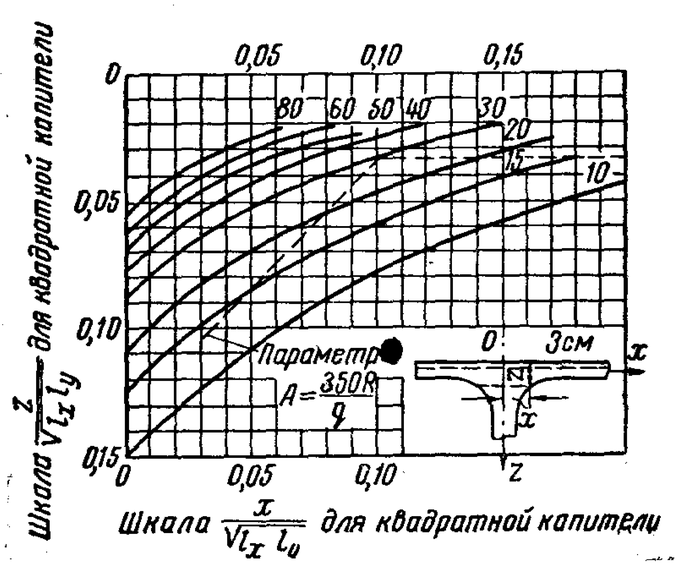


Рис. 81. График для проверки капители на продавливание: l_x и l_y — пролеты перекрытия; R — марка бетона; q — полная нагрузка на плиту в $кг/м^2$

Кривые графика представляют минимальные для разных нагрузок и марок бетона очертания капителей, отнесенные к осям координат x и z, как показано в углу графика.

В случае круглого (в плане) очертания капителей те же кривые графика должны быть наложены на сетку координат с масштабом, уменьшенным в 0,886, т. е. одно деление графика будет равно

$$\frac{0{,}01}{0{,}886} = 0{,}0118.$$

На рис. 81 пунктиром показано очертание капители. При этой капители значение параметра A должно быть не менее 30.

Пример расчета. Безбалочная плита с квадратными панелями размерами 5×5 *м* нагружена постоянной нагрузкой $g = 500$ $кг/м^2$ и временной $p = 750$ $кг/м^2$. Толщина плиты $h = 16$ *см*.

Капитель принята с изломом (рис. 82).

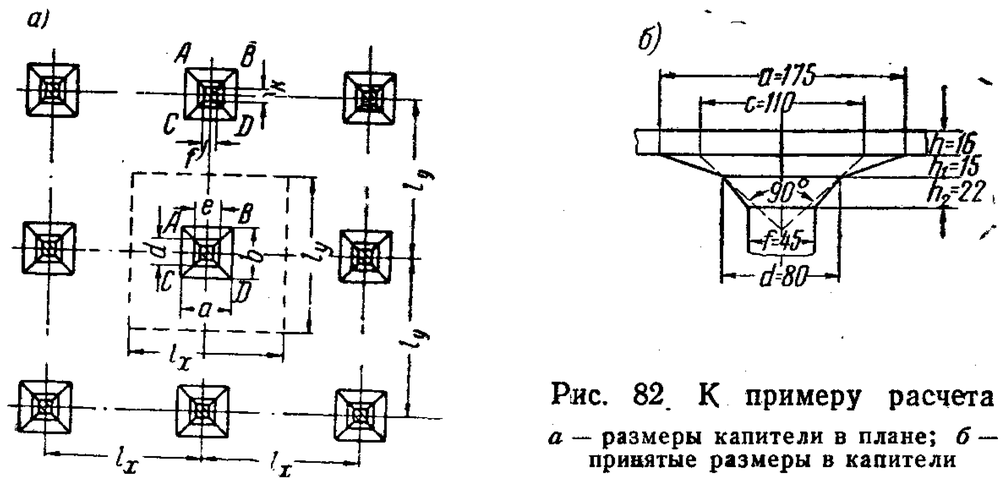


Рис. 82. К примеру расчета

а — размеры капители в плане; *б* — принятые размеры в капители

Так как панели плиты квадратные, то $a = b$ и $e = d$. Сечение колонн 45×45 *см*. Бетон марки 110.

По периметру капители *ABCD* поперечная сила:

$$Q_1 = (g+p)\,(l_x\, l_y - a^2) = (500 + 750) \cdot (5 \cdot 5 - a^2)\ кг.$$

При толщине плиты в 16 *см* плечо внутренней пары сил:

$$z = 0{,}875\, h_1 = 0{,}875\,(16 - 2{,}5) = 11{,}9\ см.$$

Главные растягивающие напряжения

$$\sigma_{гл} = \frac{Q}{mz},$$

где m — периметр капители, по которому проверяем напряжения. Следовательно

$$\sigma_{гл} = \frac{Q}{mz} = \frac{1\,250\,(25 - a^2)}{400a \cdot 11{,}9}.$$

В нашем случае

$$\frac{R_p}{k_1} = \frac{11}{2{,}2} = 5{,}0\ кг/см^2.$$

Задавшись главным растягивающим напряжением $\sigma_{гл} = 5{,}0$ $кг/см^2$, получаем из этой формулы необходимую величину a (ширину капители)

$$5{,}0 = \frac{0{,}263\,(25 - a^2)}{a},$$

откуда $a = 1{,}25$ *м*.

Так как наименьшая ширина капители $0{,}35l = 1{,}75$ *м* $> 1{,}25$ *м*, то принимаем размер капители $1{,}75 \times 1{,}75$ *м*. Размер $h + h_1 + h_2$ определяем из условий, чтобы по периметру колонны $\sigma_{гл} < \frac{R_p}{k_1}$.

Поперечная сила по этому периметру:

$$Q_3 = (g + p)\ (l_x\ l_y - fk),$$

где f и k — размеры сторон колонны, в нашем случае равные 45 *см*,

$$Q_3 = (500 + 750) \cdot (5 \cdot 5 - 0{,}45^2) = 32\,000\ кг.$$

Исходя из той же величины допускаемого главного растягивающего напряжения $\sigma_{гл} = 5$ *кг/см²*, имеем плечо внутренней пары сил:

$$z = \frac{Q_3}{m\,\sigma_{гл}} = \frac{32\,000}{4 \cdot 45 \cdot 5{,}0} = 39\ см.$$

Полная высота

$$h + h_1 + h_2 = \frac{z}{0{,}875} + 2{,}5 = \frac{39}{0{,}875} + 2{,}5 = 47\ см.$$

Принимаем полную высоту 53 *см* и высоту капители $h_1 + h_2 = 53{,}0 - 2 - 16 = 37$ *см*.

Теперь остается определить высоту капители в месте ее перелома и размеры капители по горизонтали в месте перелома e и d.

Так как $\frac{h_1}{h_2} = \frac{2}{3}$ и $h_1 + h_2 = 37$ *см*, то $h_1 = \frac{37 \cdot 2}{5} = 14{,}8 \approx 15$ *см* и $h_2 = 22{,}2$ *см* ≈ 22 *см*.

Для определения величин e и d находим поперечную силу по этому периметру:

$$Q_2 = (g + p)\ (l_x\ l_y - d^2) = 1\,250\ (25 - d^2);$$

$$z = 0{,}875\ (h + h_1 - 2{,}5) = 0{,}875\ (16 + 15 - 2{,}5) = 25{,}2\ см,$$

$$\sigma_{гл} = \frac{Q}{mz}$$

или

$$5{,}0 = \frac{1\,250\ (25 - d^2)}{400\ d \cdot 25{,}2},$$

откуда $e = d = 0{,}61$ *м* $\approx 0{,}65$ *м*.

Проверяем, будет ли при полученных размерах $e = d = 65$ *см* и $h_1 = 15$ *см* принятая расчетная ширина капители $c = 1{,}1$ *м*. Для того чтобы расчетная ширина капители c равнялась 1,1 *м* при $h_1 = 15$ *см* размер капители в месте излома должен быть равен $d = c - 2h_1 = 110 - 30 = 80$ *см*.

Следовательно, необходимо увеличить ширину капители в месте перелома до 80 *см*.

Таким образом, определены все размеры капители (рис. 82): $a = b = 175$ *см*; $e = d = 80$ *см*; $h_1 = 15$ *см*; $h_2 = 22$ *см*.

2. КОЛОННЫ

Расчет колонн. Все колонны безбалочных перекрытий как крайние, так и средние вне зависимости от того, равные или неравные пролеты перекрытия, должны рассчитываться как стойки рамных конструкций, с учетом не только вертикальной нагрузки, но и действия опорных моментов. Эпюра моментов, воспринимаемых колонной при полосовом расположении временной нагрузки, показана на рис. 83.

Моменты, воспринимаемые нижними и верхними сечениями колонн, находятся следующим образом.

1) При расчете методом заменяющих рам величины моментов в верхней и нижней колоннах рассматриваемого перекрытия могут быть определены по следующим формулам.

Сумма моментов в верхней и нижней частях средних колонн:

$$M_n^в + M_n^н = X_n - X'_n - {}^2/_3{}'(Q_n\ a_n - Q'_n\ a'_n),$$

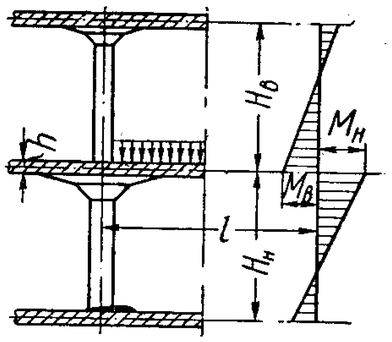


Рис. 83. Эпюра моментов, воспринимаемых колонной при полосовом расположении полезной нагрузки

где $M_n^в$ — момент, воспринимаемый верхней колонной;

$M_n^н$ — момент, воспринимаемый нижней колонной;

X_n — опорный момент ригеля слева от колонны;

X'_n — опорный момент ригеля справа от колонны;

$a_n = \frac{c_n}{2}$; $a_{n-1} = \frac{c_{n-1}}{2}$ — половина расчетной ширины капителей;

$$Q_n = q_{n-1}\frac{l_{n-1}}{2};\quad Q'_n = q_n\frac{l_n}{2};$$

причем q_{n-1} и q_n нагрузка на 1 *пог. м* пролетов ригеля заменяющей рамы, а l_{n-1} и l_n — длины $n - 1$ и n пролетов.

Момент в нижнем сечении верхней колонны:

$$M_n^в = (M_n^в + M_n^н)\ \frac{v_n^н\,\varkappa_n^н}{v_n^н\,\varkappa_n^н + v_n^в\,\varkappa_n^в}$$

и момент в верхнем сечении нижней колонны:

$$M_n^н = (M_n^в + M_n^н)\ \frac{v_n^в\,\varkappa_n^в}{v_n^н\,\varkappa_n^н + v_n^в\,\varkappa_n^в},$$

где $\varkappa_n^{в}$ — отношение линейного момента инерции верхней колонны к линейному моменту инерции ригеля;

$\varkappa_n^{н}$ — отношение линейного момента инерции нижней колонны к линейному моменту инерции ригеля;

$v_n^{н}$ и $v_n^{в}$ — зависят от степени заделки противоположных концов нижней и верхней колонн, причем при шарнирном закреплении верхнего конца верхней колонны и нижнего конца нижней колонны $v_n = 2{,}0$, а при полной заделке этих концов $v_n = 1{,}5$.

При одинаковом закреплении противоположных концов нижней и верхней колонн

$$v_n^{н} = v_n^{в},$$

$$M_n^{в} = (M_n^{в} + M_n^{н}) \frac{\varkappa_n^{н}}{\varkappa_n^{н} + \varkappa_n^{в}}$$

и

$$M_n^{н} = (M_n^{в} + M_n^{н}) \frac{\varkappa_n^{в}}{\varkappa_n^{н} + \varkappa_n^{в}}.$$

Сумма моментов в верхней и нижней крайних колоннах:

$$M_{кр}^{в} + M_{кр}^{н} = -X'_{кр} + {}^2/_3\, Q'_{кр}\, a'_{кр}.$$

Распределение этого суммарного момента между верхней и нижней колоннами такое же, как и в средних колоннах.

2) При расчете безбалочных плит методом заменяющих рам с упрощениями, т. е. с учетом влияния капителей соответственным уменьшением расчетных длин ригелей и высот колонн, величины моментов, воспринимаемых верхней и нижней колоннами, определяются при решении рамы.

Моменты, воспринимаемые верхней и нижней колоннами, можно определить и по следующим формулам.

Для средних колонн:

$$M_{в} = \frac{p l_{р1}^2 + g\,(l_{р1}^2 - l_{р2}^2)}{12} \cdot \frac{i_{в}}{i_{в} + i_{н} + i_{(n-1)} + i_n},$$

$$M_{н} = \frac{p l_{р1}^2 + g\,(l_{р1}^2 - l_{р2}^2)}{12} \cdot \frac{i_{н}}{i_{в} + i_{н} + i_{(n-1)} + i_n},$$

где $M_{в}$ — момент, воспринимаемый верхней колонной;

$M_{н}$ — момент, воспринимаемый нижней колонной;

g — постоянная нагрузка на 1 *пог. м* заменяющей рамы;

p — временная нагрузка на 1 *пог. м* заменяющей рамы;

$l_{р1}$, $l_{р2}$ — соответственно больший и меньший из прилегающих к колонне расчетных пролетов заменяющей рамы $\left(l_{р} = l - \frac{2}{3} c\right)$;

$i_{в}$ — линейный момент инерции верхней колонны;

$i_{н}$ — линейный момент инерции нижней колонны;

i_{n-1} — линейный момент инерции ригеля слева от рассматриваемой колонны;

i_n — линейный момент инерции ригеля справа от рассматриваемой колонны.

Если через C обозначить отношение линейных моментов инерции плиты одной панели к линейному моменту колонн и плиты другой панели, т. е.

$$C_{в} = \frac{i_{в}}{i_n}; \qquad C_{н} = \frac{i_{н}}{i_n};$$

$$C_n = \frac{i_n}{i_{n-1}},$$

то

$$M_{в} = \frac{p l_{р1}^2 + g\,(l_{р1}^2 - l_{р2}^2)}{12} \cdot \frac{C_{в}}{C_{в} + C_{н} + 1 + C_n},$$

$$M_{н} = \frac{p l_{р1}^2 + g\,(l_{р1}^2 - l_{р2}^2)}{12} \cdot \frac{C_{н}}{C_{в} + C_{н} + 1 + C_n}.$$

При равных пролетах эти формулы примут следующий вид:

$$M_{в} = \frac{p l_{р}^2}{12} \cdot \frac{i_{в}}{i_{в} + i_{н} + 2 i_n};$$

$$M_{н} = \frac{p l_{р}^2}{12} \cdot \frac{i_{н}}{i_{в} + i_{н} + 2 i_n}$$

или

$$M_{в} = \frac{p l_{р}^2}{12} \frac{C_{в}}{C_{в} + C_{н} + 2};$$

$$M_{н} = \frac{p l_{р}^2}{12} \frac{C_{н}}{C_{в} + C_{н} + 2}.$$

Для крайних колонн:

$$M_{в} = \frac{(g + p)\, l_{р}^2}{12} \cdot \frac{i_{в}}{i_{в} + i_{н} + i_n};$$

$$M_н = \frac{(g+p)\ l_р^2}{12} \cdot \frac{н}{i_в + i_н + i_п}$$

или

$$M_в = \frac{(g+p)\ l_р^2}{12} \cdot \frac{C_в}{C_в + C_п + 1};$$

$$M_н = \frac{(g+p)\ l_р^2}{12} \cdot \frac{C_н}{C_в + C_н + 1}.$$

Здесь учитывается влияние полной нагрузки $g+p$, так как максимальный момент в крайних колоннах будет при расположении всей нагрузки на первом пролете, в то время как в средних колоннах максимальный момент будет при расположении временной нагрузки только в одном из примыкающих пролетов.

Задашись поперечными размерами колонн и определив моменты, воспринимаемые колоннами, находят площадь сечения арматуры.

Площадь арматуры следует определять по максимальным усилиям (моменту и нормальной силе) в верхнем и нижнем сечениях колонны. При этом надо иметь в виду, что при определении нормальных сил, действующих при максимальном моменте в верхнем сечении колонны, надо учесть только полосовое расположение временной нагрузки на вышележащем перекрытии, а при определении нормальных сил при максимальном моменте в нижнем сечении колонны можно учесть сплошное расположение временной нагрузки на всех вышележащих перекрытиях.

Пример расчета средних колонн. Пролет безбалочной плиты 5×5 *м*. Толщина плиты кровли 13 *см*. Толщина плиты междуэтажного перекрытия 16 *см*. Вес кровли с временной нагрузкой 800 *кг/м²*. Собственный вес междуэтажного перекрытия 500 *кг/м²*. Полезная нагрузка на междуэтажное перекрытие 750 *кг/м²*. Итого полная нагрузка на междуэтажное перекрытие 1 250 *кг/м²*. Бетон марки 110. Арматура с расчетным пределом текучести $\sigma_т = 2\,500$ *кг/см²*. Коэффициент запаса $k = 2{,}0$.

Так как момент четырехсторонний, то все колонны проектируем с симметричной арматурой.

Для определения моментов, воспринимаемых колоннами, задаемся поперечным сечением колонн:

4-го этажа — 30×30 *см*;
3-го этажа — 35×35 *см*;
2-го этажа — 40×40 *см*;
1-го этажа — 45×45 *см*.

Моменты инерции колонн:

4-го этажа

$$J_4 = \frac{0{,}30^4}{12} = 0{,}000675\ м^4;$$

3-го этажа

$$J_3 = \frac{0{,}35^4}{12} = 0{,}00125\ м^4;$$

2-го этажа

$$J_2 = \frac{0{,}4^4}{12} = 0{,}00213\ м^4;$$

1-го этажа

$$J_1 = \frac{0{,}45^4}{12} = 0{,}00341\ м^4.$$

Высота колонн 3,33 *м*.

Расчетная высота колонн

$$h_р = h - \frac{c}{2} = 3{,}33 - \frac{-1{,}10}{2} = 2{,}78\ м$$

(c — расчетная ширина капители, равная 1,10 *м*).

Линейный момент инерции колонн:

4-го этажа

$$i_4 = \frac{J_4}{h} = \frac{0{,}000675}{2{,}78} = 0{,}000242;$$

3-го этажа

$$i_3 = \frac{J_3}{h} = \frac{0{,}00125}{2{,}78} = 0{,}00045;$$

2-го этажа

$$i_2 = \frac{J_2}{h} = \frac{0{,}00213}{2{,}78} = 0{,}000765;$$

1-го этажа

$$i_1 = \frac{J_1}{h} = \frac{0{,}00341}{2{,}78} = 0{,}00123.$$

Момент инерции междуэтажной плиты

$$J = \frac{0{,}16^3 \cdot 500}{12} = 0{,}00171\ м^4.$$

Расчетный пролет плиты $l_р = l - {}^2/_3\ c = 5{,}0 - {}^2/_3\ 110 = 4{,}27$ *м*.

Линейный момент инерции плиты $i_{пл} = \frac{0{,}00171}{4{,}27} = 0{,}0004$.

Отношения линейного момента инерции плиты к линейному моменту инерции плиты и колонн равняются:

$$C_{пл} = \frac{i_{пл}}{i_{пл}} = 1;$$

$$C_4 = \frac{i_4}{i_{пл}} = 0{,}6;$$

$$C_3 = \frac{i_3}{i_{пл}} = 1{,}12;$$

$$C_2 = \frac{i_2}{i_{пл}} = 1{,}9;$$

$$C_1 = \frac{i_1}{i_{пл}} = 3{,}08.$$

Момент в колонне появляется только при расположении временной нагрузки через пролет.

Момент заделки однопролетной балки с соответствующей нагрузкой:

$$M = \frac{p_m\ l^2}{12}.$$

В нашем случае:

$$p_m = 750 \cdot 5 = 3\,750\ кг/м,$$

$$M = -\frac{3\,750 \cdot 4{,}27^2}{12} = -5\,700\ кгм.$$

Нагрузка на колонну 4-го этажа:

$$N_4 = 800 \cdot 25 + 0{,}3^2 \cdot 3{,}3 \cdot 2\,600 = 20\,700\ кг.$$

Нагрузка на колонну 3-го этажа:

$$N_3 = 20\,700 + 1\,250 \cdot 25 + 0{,}35^2 \cdot 3{,}3 \cdot 2\,600 = 52\,770\ кг.$$

Для возникновения момента в колонне временная нагрузка должна быть расположена на вышележащем перекрытии только с одной стороны, поэтому N_3 при учете момента сверху равно:

$$20\,700 + 750 \cdot 12{,}5 + 500 \cdot 25 = 42\,370\ кг.$$

При принятых нами размерах колонн $C_4 = 0{,}6$ и $C_3 = 1{,}12$. Момент, воспринимаемый колонной 4-го этажа от полосовой нагрузки перекрытия 3-го этажа:

$$M_4 = M\frac{C_4}{C_4 + C_3 + C_{пл} + C_{пл}} = 5\,700\,\frac{0{,}6}{0{,}6 + 1{,}12 + 1 + 1} = 920\ кгм.$$

Момент, воспринимаемый колонной 3-го этажа от полосовой нагрузки перекрытия 3-го этажа:

$$M_3^в = M\frac{C_3}{C_4 + C_3 + C_{пл} + C_{пл}} = 5\,700\,\frac{1{,}12}{0{,}6 + 1{,}12 + 1 + 1} = 1\,875\ кгм.$$

Колонна 4-го этажа:

$$N_р = k\ N = 2 \cdot 20\,700 = 41\,400\ кг;$$

$$M_р = k\ M = 2 \cdot 920 = 1\,840\ кгм;$$

$$C_о = \frac{M_р}{N_р h} = \frac{184\,000}{41\,400 \cdot 30} = 0{,}15;$$

$$n_р = \frac{k\ N}{bh\ R_и} = \frac{41\,400}{30 \cdot 30 \cdot 110} = 0{,}415;$$

$$a = a' = 3{,}5\ см;$$

$$\delta' = \frac{a'}{h} = \frac{3{,}5}{30} = 0{,}115.$$

По таблицам для подбора сечений колонн с симметричной арматурой:

$$\mu = \mu' = 0{,}25\%;$$

$$F_а = F_а' = 0{,}0025 \cdot 30 \cdot 30 = 2{,}35\ см^2.$$

Берем с каждой стороны по конструктивным соображениям 2 ∅ 16 *мм*:

$$F_а = F_а' = 4{,}02\ см^2.$$

Колонна 3-го этажа

Определение площади сечения арматуры в верхнем сечении колонны:

$$N_р = 42\,370 \cdot 2 = 84\,740\ кг;$$

$$M_р = 1\,875 \cdot 2 = 3\,750\ кгм;$$

$$C_о = \frac{M_р}{N_р\ h} = \frac{375\,000}{84\,740 \cdot 35} = 0{,}125;$$

$$h_р = \frac{N_р}{bh\ R_и} = \frac{84\,740}{35 \cdot 35 \cdot 110} = 0{,}628;$$

$$\delta' = \frac{a'}{h} = \frac{3{,}5}{35} = 0{,}1;$$

$$\mu = \mu' = 0{,}25\%;$$

$$F_а = F_а' = 0{,}0025 \cdot 35 \cdot 35 = 3{,}06\ см^2.$$

Определение площади сечения арматуры в нижнем сечении колонны. При учете момента, действующего снизу;

$$N_3 = 52\,770\ кг;$$

$$C_3 = 1{,}12;\ C_2 = 1{,}9.$$

Момент, воспринимаемый колонной 3-го этажа от полосовой нагрузки перекрытия 2-го этажа

$$M_3^н = 5\,700\,\frac{1{,}12}{1{,}12 + 1 + 1 + 1{,}92} = 1\,270\ кгм;$$

$$N_р = 2 \cdot 52\,770 = 105\,540\ кг;$$

$$M_р = 2 \cdot 1\,270 = 2\,540\ кгм;$$

$$C_о = \frac{254\,000}{105\,540 \cdot 35} = 0{,}07;$$

$$n_р = \frac{105\,540}{35 \cdot 35 \cdot 110} = 0{,}785;$$

$$\mu = \mu' = 0{,}26\%;\ F_а = F_а' = 0{,}0026 \cdot 35 \cdot 35 = 3{,}2\ см^2.$$

По конструктивным соображениям принимаем по всей высоте колонны с каждой стороны по 2 ∅ 16 *мм* $F_а = F_а' = 4{,}02\ см^2$.

Колонна 2-го этажа

Определение площади сечения арматуры в верхнем сечении колонны.

При учете момента, действующего сверху

$N_2 = 52\,770 + 750 \cdot 12{,}5 + 500 \cdot 25 = 74\,600$ *кг*; $C_3 = 1{,}12$; $C_2 = 1{,}9$.

Момент, воспринимаемый колонной 2-го этажа от полосовой нагрузки перекрытия 2-го этажа

$$M_2^{\text{в}} = M \frac{C_2}{C_2 + C_3 + C_{\text{пл}} + C_{\text{пл}}} = 5\,700 \frac{1{,}9}{1{,}9 + 1{,}12 + 1 + 1} = 2{,}160 \text{ кгм};$$

$$N_{\text{р}} = 2 \cdot 74\,600 = 149\,200 \text{ кг};$$

$$M_{\text{р}} = 2 \cdot 2\,160 = 4\,320 \text{ кгм};$$

$$C_{\text{о}} = \frac{432\,000}{149\,200 \cdot 40} = 0{,}0725;$$

$$n_{\text{р}} = \frac{149\,200}{40 \cdot 40 \cdot 110} = 0{,}85;$$

$$\delta' = \frac{3{,}5}{40} = 0{,}875;$$

$$\mu = \mu' = 0{,}44\%;$$

$$F_{\text{а}} = F_{\text{а}}' = 0{,}0044 \cdot 40 \cdot 40 = 7{,}05 \text{ см}^2.$$

Определение площади сечения арматуры в нижнем сечении колонны.

При учете момента, действующего снизу

$$N_2 = 52\,770 + 1\,250 \cdot 25 + 0{,}4^2 \cdot 3{,}3 \cdot 2\,600 = 85\,290 \text{ кг};$$

$$C_2 = 1{,}9;\ C_1 = 3{,}08.$$

Момент, воспринимаемый колонной 2-го этажа от полосовой загрузки перекрытия 1-го этажа

$$M_2^{\text{н}} = 5\,700 \frac{1{,}9}{1{,}9 + 3{,}08 + 1 + 1} = 1\,560 \text{ кгм};$$

$$N_{\text{р}} = 2 \cdot 85\,290 = 170\,580 \text{ кг};$$

$$M_{\text{р}} = 2 \cdot 1\,560 = 3\,120 \text{ кгм};$$

$$C_{\text{о}} = \frac{312\,000}{170\,580 \cdot 40} = 0{,}046;$$

$$n_{\text{р}} = \frac{170\,580}{40^2 \cdot 40 \cdot 110} = 0{,}965;$$

$$\mu = \mu' = 0{,}575\%;$$

$$F_{\text{а}} = F_{\text{а}}' = 0{,}00575 \cdot 40 \cdot 40 = 9{,}2 \text{ см}^2.$$

Берем по всей высоте колонны 8 ∅ 20 *мм*, или с каждой стороны

по $F_{\text{а}} = F_{\text{а}}' = 3$ ∅ 20 *мм* $= 9{,}42$ *см*².

Колонна 1-го этажа.

Определение площади сечения арматуры в верхнем сечении колонны: При учете момента, действующего сверху:

$$N_1 = 85\,290 + 750 \cdot 12{,}5 + 500 \cdot 25 = 107\,160 \text{ кг};$$

$$C_2 = 1{,}9;\ C_1 = 3{,}08.$$

Момент, воспринимаемый колонной 1-го этажа от полосовой загрузки перекрытия 1-го этажа

$$M_1^{\text{в}} = 5\,700 \frac{3{,}08}{1{,}9 + 3{,}08 + 1 + 1} = 2\,510 \text{ кгм};$$

$$N_{\text{р}} = 2 \cdot 107\,160 = 214\,320 \text{ кг};$$

$$M_{\text{р}} = 2 \cdot 2\,510 = 5\,020 \text{ кгм};$$

$$C_{\text{о}} = \frac{502\,000}{214\,320 \cdot 45} = 0{,}052;$$

$$n_{\text{р}} = \frac{214\,320}{45 \cdot 45 \cdot 110} = 0{,}965;$$

$$\delta' = \frac{a'}{45} = \frac{3{,}5}{45} = 0{,}078;$$

$$\mu = \mu' = 0{,}62\%;$$

$$F_{\text{а}} = F_{\text{а}}' = 0{,}0062 \cdot 45 \cdot 45 = 12{,}6 \text{ см}^2.$$

Определение площади сечения арматуры в нижнем сечении колонны. Нормальная сила при загрузке полезной нагрузкой всего перекрытия

$$N_1 = 85\,290 + 1\,250 \cdot 25 + 0{,}45^2 \cdot 3{,}3 \cdot 2\,600 = 118\,140 \text{ кг}.$$

Момент в колонне при этом равен 0 и, следовательно, мы имеем чистое сжатие

$$N_{\text{р}} = 2 \cdot 118\,140 = 236\,280 \text{ кг}.$$

Необходимая площадь сечения арматуры

$$F_{\text{а}} = \frac{kN - F_{\text{б}} R_{\text{пр}}}{\sigma_{\text{т}}} = \frac{236\,280 - 2\,025 \cdot 88}{2\,500} = 23{,}7 \text{ см}^2.$$

Берем по всей высоте колонны 8 ∅ 24 *мм*; $F_{\text{а}} = 36{,}2$ *см*²; с каждой стороны по 3 ∅ 24 *мм*; $F_{\text{а}} = F_{\text{а}}' = 13{,}6$ *см*².

3. ОБВЯЗОЧНЫЕ БАЛКИ

Перекрытия, опирающиеся по краю на колонны и не имеющие выступающих за колонны консолей, часто окаймляются обвязочными балками. Полная высота обвязочной балки не должна быть меньше 2,5 h (где h — толщина плиты).

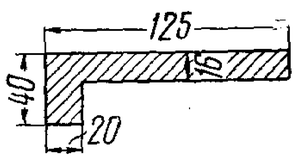


Рис. 84. Сечение крайней надколонной полуполосы вместе с обвязочной балкой

Конструирование и расчет обвязочной балки производятся как обычной тавровой балки с односторонней полкой (рис. 84). Расчет обвязочной балки на изгиб производится от нагрузки, непосредственно на ней лежащей, а также расположенной на прилегающей к ней надколонной полуполосе.

Так как в обвязочной балке возникают крутящие моменты, то для их восприятия принято обвязочную балку армировать замкнутыми хомутами диаметром 6—8 *мм* не реже чем через 20 *см*, причем хомуты эти не учитываются при расчете балки на поперечную силу.

Глава XI

НОВОЕ В ПРОЕКТИРОВАНИИ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

1. БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ БЕЗ ОБВЯЗОЧНЫХ БАЛОК НА КРАЙНИХ ОПОРАХ

Общие сведения

По контуру безбалочных перекрытий раньше, как правило, устраивались обвязочные балки. Причем до последнего времени считалось, что обвязочные балки являются неотъемлемой частью безбалочного перекрытия и необходимость их не подвергалась ревизии.

Вместе с тем следует отметить, что в случаях, когда безбалочные перекрытия применяются в каркасных зданиях, то стены (заполнение каркаса) всегда опираются на край плиты, и в этом случае обвязочные балки воспринимают дополнительную нагрузку от стены. Но в ряде случаев, как, например, в местах температурных и осадочных швов, а также в холодильниках, где наружная стена является самостоятельной конструкцией, не связанной с внутренними несущими железобетонными конструкциями, и других подобных случаях по краю безбалочного перекрытия дополнительной нагрузки не имеется и наличие обвязочных балок уменьшает те преимущества, которые дает гладкая поверхность потолка безбалочных плит, а именно:

1) из-за обвязочных балок усложняется опалубка, и становится невозможным полное использование стандартных щитов;

2) усложняется производство внутренней электропроводки, газопроводки и других коммуникационных линий, так как приходится огибать обвязочные балки;

3) усложняется устройство тепло- и звукоизоляции;

4) в складах скоропортящихся продуктов, в резервуарах для чистой воды обвязочные балки, расположенные у температурных и осадочных швов, ухудшают санитарно-гигиенические условия эксплуатации помещений.

Кроме того, в местах температурных швов в случае отсутствия в этих местах перегородок, наличие обвязочных балок нередко вызывает увеличение конструктивной высоты этажа и ухудшает внешний вид перекрытия.

В связи с указанными обстоятельствами возникла необходимость в проектировании и строительстве безбалочных перекрытий без обвязочных балок. Это потребовало создания метода расчета и конструирования таких перекрытий.

В настоящей главе приведен практический метод расчета безбалочного перекрытия без обвязочных балок на крайних колоннах, разработанный А. М. Ивянским.

Расчет и конструирование

Изучение работы безбалочных перекрытий показало, что обвязочные балки на крайних опорах, если они не несут дополнительной нагрузки, являются излишними, усложняют работу крайней панели, создавая в ней условия работы, не соответствующие расчетным положениям, что несколько уменьшает в крайней панели коэффициент запаса прочности.

При расчете по методу заменяющих рам момент на крайней опоре заменяющей рамы зависит от отношения линейных моментов инерции крайних колонн к линейному моменту инерции ригеля заменяющей рамы. При расчете безбалочных перекрытий с использованием тригонометрических рядов момент на крайней опоре зависит от коэффициента C, являющегося функцией моментов инерции нижних крайних колонн и плиты.

При наличии в плите крайней полукапители вполне может быть обеспечено восприятие опорного момента полностью колонной и без обвязочной балки. Отсюда как будто бы следует, что на величину суммарного опорного момента обвязочная балка никакого влияния не оказывает.

Однако это было бы верно лишь в том случае, если бы распределение нагрузок в крайней панели по обоим направлениям (вдоль и поперек края) было бы такое же, как и в средней панели. В действительности же при наличии обвязочной балки крайняя панель работает в иных условиях, чем средняя. В средних панелях безбалочных перекрытий с квадратными плитами прогиб плиты имеет сферическую форму, причем относительные прогибы в обоих направлениях равны друг другу.

Иную картину мы имеем в крайней панели при наличии обвязочной балки на крайних колоннах.

Обвязочная балка благодаря своей большой жесткости имеет прогиб значительно меньший, чем надколонные полосы средней панели и крайних панелей, перпендикулярных балке и служащих как бы опорами для пролетных полос.

Для примера сравним отношение жесткости крайней панели с обвязочной балкой и средней надколонной полосы в типовом безбалочном перекрытии с панелями 5×5 *м* под полезную нагрузку в 750 *кг/м²*.

Расчетный пролет обвязочной балки $l_р = 5$ *м*. Расчетная величина среднего пролета плиты при $c = 1{,}1$ *м*, $l_р = l - {}^2/_3 c = 5 - {}^2/_3 \cdot 1{,}1 = 4{,}27$ *м*.

Толщина плиты $h = 16$ *см*. Размеры обвязочной балки принимаем минимальными[1] 20×40 *см* (см. рис. 84).

Момент инерции плиты

$$J_{пл} = \frac{b\,h^3}{12} = \frac{125 \cdot 1{,}6}{12} = 4{,}28 \text{ дм}^4.$$

(Ширина плиты b принята равной половине надколонной полосы.)

Определяем момент инерции обвязочной балки:

$$S_{пл} = \frac{10{,}5 \cdot 1{,}6^2}{2} + \frac{2 \cdot 4^2}{2} = 29{,}4 \text{ дц}^3;$$

$$F_{пл} = 10{,}5 \cdot 1{,}6 + 2 \cdot 4 = 24{,}8 \text{ дц}^2;$$

$$y = \frac{S}{F} = \frac{29{,}4}{24{,}8} = 1{,}19 \text{ дц},$$

$$J_б = \frac{10{,}5 \cdot 1{,}6^3}{12} + 10{,}5 \cdot 1{,}6\,(1{,}19 - 0{,}8)^2 + 2 \cdot 4\,(2 - 1{,}19)^2 + \frac{2 \cdot 4^3}{12} = 21{,}9 \text{ дц}^4.$$

Максимальный прогиб плиты

$$f_{пл} = \frac{q\,l^4_{р.пл}}{E\,J_{пл}}\,\alpha.$$

Максимальный прогиб обвязочной балки

$$f_б = \frac{q\,l^4_б}{E\,J_{пл}}\,\alpha.$$

Отношение прогибов

$$\frac{f_{пл}}{f_б} = \frac{J_б\,l^4_{р.пл}}{J_{пл}\,l^4_б} = \frac{21{,}9 \cdot 42{,}7^4}{4{,}28 \cdot 50^4} = 2{,}5.$$

Следовательно, максимальный прогиб обвязочной балки как минимум в 2,5 раза меньше максимального прогиба плиты по линии осей колонны.

Схема прогибов безбалочных перекрытий при наличии обвязочных балок показана на рис. 85.

Значительная разница в прогибах обвязочной балки и плиты на линии осей колонн наблюдалась и в бакинских опытах (рис. 140, *а* и 142, *а*).

Так как абсолютный прогиб в середине панели для обоих полос (вдоль и поперек края) одинаков, то в крайней панели при наличии обвязочной балки прогиб в направлении,

[1] Инструкция ЦНИПС (1933 г.) по расчету и проектированию безбалочных перекрытий рекомендует принимать высоту обвязочной балки как минимум в 2,5 раза больше толщины плиты.

перпендикулярном краю, больше, чем в направлении, параллельном краю, т. е. приближается к цилиндрическому. В связи с этим увеличиваются усилия в направлении, перпендикулярном краю, и уменьшаются усилия в направлении, параллельном краю.

В настоящее время при расчете и конструировании безбалочных перекрытий уменьшение усилий параллельно краю учитывается соответственным уменьшением моментов в пролетной полосе, крайней панели, а также в крайней надколонной полуполосе, параллельной обвязочной балке умно-

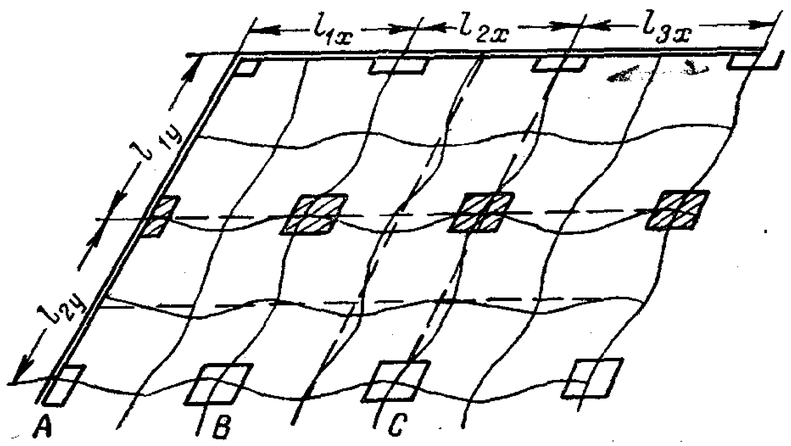


Рис. 85. Схема прогибов безбалочного перекрытия при наличии обвязочных балок

жением соответствующих значений моментов, полученных для средних полос, на коэффициент 0,8 и 0,5 по Инструкции ЦНИПС 1933 г. либо на 0,75 и 0,5 по методу расчета треста Мясохладстрой.

При этом увеличение моментов в направлении, перпендикулярном краю, совершенно не учитывается, что безусловно неверно и ведет к уменьшению запасов прочности в крайней панели в указанном направлении по сравнению со средними панелями.

Для того чтобы выяснить как сказывается на действительную работу безбалочного перекрытия неучтенное влияние обвязочной балки, рассмотрим данные испытания безбалочного перекрытия в г. Баку.

В опытном поле прогиб обвязочной балки при нагрузке несколько больше эксплуатационной (полезной 1 050 или полной 1 550 *кг/м²*) был в 2,8 раза меньше прогиба надколонной полосы (0,5 и 1,4 *мм*), а при разрушающей нагрузке (полезной 1 750 или полной 2 250 *кг/м²*) — в 1,65 раза меньше (2,0 и 3,3 *мм*).

Таким образом, даже при нагрузке, превышающей расчетную примерно в 2,3 раза, несмотря на раскрытие появившихся трещин, резко снизивших жесткость обвязочной балки, прогиб ее все же был в 1,65 раз меньше прогиба плиты по линии осей колонн.

Первые видимые трещины появились сверху плиты в месте примыкания ее к обвязочной балке при полной нагрузке 1 725 *кг/м²*. При такой же нагрузке появились и первые видимые трещины, параллельные обвязочной балке в середине крайней панели, в то время, как аналогичные трещины в средних панелях появились при полной нагрузке 2 075 *кг/м²*.

Нижняя арматура в крайней панели потекла при полной нагрузке 2 250 *кг/м²* в то время как в средних панелях нижняя арматура потекла при полной нагрузке 2 440 *кг/м²*.

На первой от края опоре верхняя арматура потекла при полной нагрузке в 1 990 *кг/м²*, а на средних опорах при полной нагрузке в 2 075 *кг/м²*.

Таким образом, анализ опытных данных подтверждает вышеуказанные выводы и доказывает, что при существующих методах расчета наличие обвязочной балки уменьшает коэффициент запаса в крайней панели по сравнению со средней панелью. Если нагрузку, при которой появились трещины в средней панели, принять за 100%, то в крайней панели трещины появились при нагрузке в 83%.

Если нагрузку, при которой потекла арматура в средней панели, принять за 100%, то в крайней панели арматура потекла при нагрузке в 92%.

Меньшая прочность крайних панелей по сравнению со средними была отмечена и при испытании безбалочных перекрытий в 1931 г. в Москве. Проф. А. А. Гвоздев, анализируя эти опыты, пишет: „Общий вывод тот, что внутренние панели, в том числе и те, которые примыкают к консолям, прочнее крайних (пристенных и угловой) панелей. Хотя армирование последних было усилено по сравнению с типовыми средними панелями[1], разница в армировании не была достаточна для обеспечения равной прочности всех панелей“[2].

При отсутствии обвязочной балки на крайних опорах относительные прогибы в обоих направлениях крайней панели почти равны друг другу, что приближает действительную работу ее к расчетной и при употребляющихся в настоящее время методах расчета коэффициенты запаса в крайних панелях будут такими же, как и в средних.

В направлении, параллельном краю, при отсутствии обвязочных балок крайнюю панель можно рассматривать как обычную среднюю панель, разрезанную по оси колонн. В месте разреза изгибающие моменты не меняются, но крутя-

[1] По сравнению с средними панелями площадь сечения арматуры в пролете обеих полос была больше на 25%, над первой колонной в надкапительной полосе — на 30%, в пролетной — на 15%.

[2] А. А. Гвоздев, Испытания безбалочного перекрытия до разрушения, журнал «Строительная промышленность» № 11—12, 1931.

щие моменты, которые в обычных безбалочных перекрытиях воспринимаются обвязочными балками, должны быть восприняты и при отсутствии таких балок. Для точного определения величины крутящего момента, воспринимаемого обвязочной балкой, достаточных данных не имеется. Поэтому при проектировании безбалочных перекрытий крутящий момент не определяется, а воспринимается конструктивно поставленными замкнутыми хомутами, которые не учитываются при расчете на поперечную силу.

Ориентировочно можно считать, что крайний опорный момент в надколонной полосе при наличии крайней полукапители воспринимается колонной, а крутящий момент на краю пролетной полосы равняется крайнему опорному моменту пролетной полосы.

При этом следует иметь в виду, что крутящий момент обычно воспринимается не только обвязочной балкой, но и частично плитой, примыкающей к ней. Подсчитать теоретически, какая доля крутящего момента воспринимается обвязочной балкой и какая доля передается на плиту, затруднительно, так как этот вопрос в настоящее время не разработан. Поэтому обратимся к опытам.

В опытном перекрытии в Баку обвязочная балка имела сечение 20×55 *см*, хомуты были уложены ⌀ 6 *мм* через 20 *см* (см. рис. 126). При полной нагрузке, равной 2 100 *кг/м*², на обвязочной балке появились косые трещины. При повышении нагрузки до 2 440 *кг/м*² появились новые трещины. По отношению к крутящему моменту обвязочная балка имела достаточный запас прочности.

Исходя из принятого диаметра хомутов, их количества и предела текучести стали можно определить разрушающий крутящий момент для этой обвязочной балки.

Диаметр хомутов был запроектирован 6 *мм*, $\sigma_т = 2\,500$ *кг/см*², но фактически, так же, как и стержни плиты, они были диаметром 6,58 *мм* с площадью сечения 0,340 *см*², а предел текучести их был равен $\sigma_т = 3\,050$ *кг/см*². Всего в одном пролете балки было уложено 25 хомутов общим сечением 8,50 *см*².

Следовательно, разрушающий крутящий момент:

$$M_{кр \cdot р} = \frac{F_{ax}\, 2F_я\, \sigma_т}{l} = \frac{8{,}5 \cdot 2 \cdot 50 \cdot 15 \cdot 3\,050}{500} = 78\,000 \text{ кгсм} = 780 \text{ кгм}.$$

Действительный крайний опорный момент пролетной полосы при разрушении равнялся 1 360 *кгм*. Следовательно, обвязочная балка в данном случае восприняла крутящий момент, равный только 56,5% от крайнего опорного момента пролетной полосы.

При этом следует учесть, что в опытном перекрытии крайние колонны не имели полукапителей, и, следовательно, обвязочная балка находилась в худших условиях, так как она должна была воспринять и часть опорного момента надколонной полосы.

При отсутствии обвязочной балки для восприятия крутящего момента в крае плиты следует уложить каркас арматуры, состоящий из продольных стержней, связанных замкнутыми хомутами. Высота этого каркаса будет равна толщине плиты минус два защитных слоя, а ширину его можно принять равной $0{,}20\, l$, где l — длина крайнего пролета безбалочной плиты.

Чтобы выяснить, какая должна быть принята арматура каркаса, рассмотрим очень часто встречающуюся на практике безбалочную плиту с панелями 5×5 *м* под полезную нагрузку в 750 *кг/м*².

При расчете этой плиты по методу заменяющих рам крайний опорный момент пролетной полосы на 1 *м* ширины плиты равняется 595 *кгм*, а при расчете с использованием тригонометрических рядов — 338 *кгм*.

Принимаем в запас прочности, что уложенный в плите каркас арматуры, назначение которого воспринять только часть крутящего момента, передающуюся на обвязочную балку, воспримет весь крутящий момент. Кроме того, принимаем, что крутящий момент равен большему из определенных выше крайних моментов пролетной полосы, т. е. моменту, полученному при расчете по методу заменяющих рам, — 595 *кгм*.

При толщине плиты в 16 *см* высота ядра каркаса будет равна 13 *см*, а ширина его при пролете в 5 *м* равна 1,0 *м*.

Для восприятия крутящего момента на 1 *м* ширины плиты требуется арматуры:

$$F_{а.х} = \frac{k \cdot M_{кр}}{2\, F_я\, \sigma_т} = \frac{2 \cdot 59\,500 \cdot 100}{2 \cdot 13 \cdot 100 \cdot 2\,500} = 1{,}84 \text{ см}^2.$$

Если поставить хомуты через 16 *см*, то на 1 *м* ширины полосы уложатся 6 хомутов. Принимая хомуты диаметром 6 *мм*, получим общую площадь сечения хомутов $F_{ах} = 1{,}70$ *см*². Площадь сечения потребной продольной арматуры:

$$F_а = \frac{k\, M_{кр}\, U_я}{2\, F_я\, \sigma_т} = \frac{2 \cdot 59\,000\,(13 + 100) \cdot 2}{2 \cdot 13 \cdot 100 \cdot 2\,500} = 4{,}15 \text{ см}^2.$$

Если уложить даже 4 стержня минимального диаметра, рекомендуемых для верхней сетки над колонной, т. е. 12 *мм*, то сечение продольной арматуры будет равно 4,52 *см*².

Таким образом, отсутствие обвязочной балки на крайних колоннах при обеспечении достаточно надежной передачи опорных моментов на эти колонны, не усложняя конструирования, не только не ухудшает работы безбалочного перекрытия, но приближает действительную работу крайней

панели к расчетной и, следовательно, дает возможность более рационально проектировать перекрытие.

Какие же изменения следует внести в расчет и конструирование безбалочной плиты при отсутствии обвязочных балок.

На расчетную величину крайнего опорного момента отсутствие обвязочной балки влияния не оказывает, и поэтому основной статический расчет сохраняется без изменений. Но отсутствие обвязочной балки требует несколько иного распределения суммарного отрицательного момента на крайней опоре и суммарного положительного момента в крайнем пролете между надколонной и пролетной полосами.

При наличии обвязочной балки по аналогии со средним полем считают, что 75% суммарного опорного момента воспринимаются надколонной полосой, а 25%—пролетной. При отсутствии обвязочной балки распределение опорного момента по ширине панели рациональнее принять иное: больше нагрузить надколонную полосу и тем самым разгрузить пролетную.

Поэтому при отсутствии обвязочной балки весь крайний опорный момент следует передать на надколонную полосу, обеспечив надежную связь ее с колонной, а в пролетной полосе следует наверху на крайней опоре поставить только конструктивную арматуру.

В крайнем пролете при отсутствии обвязочной балки также большую часть пролетного момента следует передать на надколонную полосу. При наличии балки по аналогии со средней панелью 55% суммарного положительного момента передается на надколонную полосу и 45%—на пролетную. При отсутствии обвязочной балки следует 75% общего пролетного момента передать на подколонную полосу и только 25% на пролетную.

Ввиду того что принятое нами распределение положительных моментов в крайнем пролете при отсутствии обвязочной балки нуждается в экспериментальной проверке, общий положительный момент в запас прочности увеличен на 10%. Следовательно, положительный момент в надколонной полосе:

$$M_5 = 0{,}75 \cdot 1{,}10\ M_{пр} = 0{,}825\ M_{пр} \approx 0{,}85\ M_{пр}$$

и в пролетной полосе

$$M_7 = 0{,}25 \cdot 1{,}10\ M_{пр} = 0{,}275\ M_{пр} \approx 0{,}25\ M_{пр}.$$

Параллельно краю в крайней надколонной полуполосе и пролетной полосе следует уложить ту же арматуру, что и в соответствующих полосах средних панелей.

Отношение суммы линейных моментов инерции средних колонн к линейному моменту инерции ригеля средней заменяющей рамы, ширина которого принимается равной полусумме смежных пролетов, отличается от отношения суммы линейных моментов инерции крайних колонн к линейному моменту инерции ригеля крайней заменяющей рамы, ширина которого равна только половине крайнего пролета.

В связи с этим могут возникнуть опасения, что моменты в крайней заменяющей раме будут несколько отличаться от моментов в средней заменяющей раме.

Как правило, высота сечения крайних колонн назначается такой же, как и средних, а ширина—несколько меньше, т. е. линейный момент инерции крайних колонн немного (процентов на 10—30) меньше линейного момента инерции средних колонн и в пределе равен им.

Линейный момент инерции ригеля крайней заменяющей рамы в 2 раза меньше линейного момента инерции ригеля средней заменяющей рамы, так как толщина плиты одинакова во всех пролетах, а ширина ригеля крайней заменяющей рамы равна половине ширины ригеля средней заменяющей рамы.

Таким образом, отношение суммы линейных моментов инерции крайних колонн к линейному моменту инерции ригеля крайней заменяющей рамы как максимум может быть в 2 раза больше, чем отношение суммы линейных моментов инерции средних колонн к линейному моменту инерции ригеля средней заменяющей рамы.

Изменения же отношений линейных жесткостей в таких пределах незначительно сказывается на конечных результатах расчета, не имеет практического значения. При расчете рам, как правило, даже при изменении отношения линейных жесткостей в 3 раза, перерасчета не производят. Если же стать на точку зрения расчета по стадии разрушения с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций, то это изменение отношений линейных жесткостей тем более не имеет значения, так как при этом можно говорить только об очень незначительном перераспределении усилий между опорой и пролетом, а на общую несущую способность конструкции это совершенно не влияет.

Для восприятия крутящего момента в край плиты следует уложить каркас арматуры шириной 0,20 крайнего пролета и высотой соответственно толщине плиты за вычетом толщины защитных слоев. Арматура этого каркаса может быть ориентировочно подсчитана так, как это было сделано выше. Для обычных безбалочных перекрытий, встречающихся на практике, этот каркас конструктивно может быть принят из 4 продольных стержней диаметром, равным диаметру рабочих стержней на опере надколонной полосы (обычно диаметром 12—19 *мм*), связанных вместе с расчетными стержнями, лежащими на этом участке замкнутыми

[illegible] (в зависимости от пролета и нагрузки) с шагом хомутов, примерно равным 15 *см*.

Приняв в основу изложенные выше положения, А.М. Ивянским была разработана для треста Мясохладпромстрой Инструкция по расчету и конструированию безбалочных перекрытий без обвязочных балок[2] и выполнены типовые проекты безбалочных перекрытий с панелями 5×5 *м*, под полезную нагрузку в 750 и 1 000 *кг/м*² и кровли[1].

Для сравнения приводим расход металла на одну панель по старым типовым проектам треста Мясохладпромстрой и по выполненным А. М. Ивянским новым проектам перекрытий без обвязочных балок[2].

	Средняя панель	Крайняя панель	
По старым проектам	312 *кг*	422 *кг*	(вместе с обвязочной балкой)
„ новым „	298 „	414,5 „	

Таким образом, видно, что отказ от обвязочных балок по крайним колоннам не ухудшает условий работы безбалочных перекрытий, не увеличивает расхода металла, но дает ряд производственных и эксплуатационных преимуществ и значительно улучшает условия для использования стандартной щитовой опалубки.

Практические указания по расчету и конструированию безбалочных перекрытий с равными панелями[2]

Указания распространяются на расчет и конструирование безбалочных плит, имеющих не меньше трех пролетов в каждом направлении, с квадратными равными панелями, поддерживаемых по наружному контуру железобетонными колоннами с полукапителями без обвязочных балок.

Капитель

1. Опорой для безбалочной плиты служит расширенная часть колонны — капитель, а для крайней колонны — полукапитель. Типы капителей и полукапителей приведены в гл. I (рис. 4, *а, б, в*).

Верхние наружные размеры капители при капителях типа I и II должны быть не меньше 0,35 l.

2. За расчетный размер капители следует принять измеренный на нижней поверхности плиты диаметр основания конуса, имеющего прямой угол при вершине и касающегося изнутри очертания капители.

Расчетный размер капители c должен быть не меньше 0,2 l.

3. Все размеры капители должны быть взяты такими, чтобы главные растягивающие напряжения в местах переломов были меньше тех, при которых по Нормам и Техническим условиям проектирования железобетонных конструкций требуется установка отогнутой арматуры для их восприятия. В капителях с изломом (типа *II*) отношение $\frac{h_1}{h_2}$ рекомендуется принимать равным $^2/_3$.

Определение расчетных моментов

1. В средних пролетах сумма абсолютных величин положительных и отрицательных моментов в четырех расчетных сечениях средней панели определяется по формуле:

$$M_c = 0{,}125\, P\, l_x \left(1 - \frac{2\,c}{3\,l_x}\right)^2;$$

где P — полная нагрузка на панель безбалочного перекрытия $P = (g + p)\, l_x\, l_y$;

l_x — расстояние между осями колонн в направлении рассматриваемой полосы;

l_y — расстояние между осями колонн в направлении, перпендикулярном рассматриваемой полосе;

c — расчетная величина капители.

2. Определенный по формуле суммарный момент распределяется между надколонной и пролетной полосами, ширина каждой из которых равна $\frac{l}{2}$ (см. рис. 61) согласно нижеприведенной таблице.

Моменты	Надколонная полоса	Пролетная полоса
Отрицательный	$M_0 = 0{,}5\, M_c$	$M_2 = 0{,}15\, M_c$
Положительный	$M_1 = 0{,}2\, M_c$	$M_3 = 0{,}15\, M_c$

3. В крайних панелях расчетные моменты в надколонной и пролетных полосах, перпендикулярных краю перекрытия (см. рис. 61) определяются согласно приведенной таблице 41.

[1] Инструкция эта, как и типовые проекты перекрытий, утверждены б. Министерством мясной и молочной промышленности Союза для обязательного применения всеми проектными и строительными организациями его системы.

[2] См. «Инструкцию по расчету и проектированию безбалочных плит с равными квадратными панелями без обвязочных балок на крайних опорах», Мясохладпромстрой, 1946.

Таблица 41

Таблица для определения моментов в расчетных сечениях надколонной и пролетной полос, перпендикулярных краю в крайних панелях плиты безбалочного перекрытия с равными панелями

Моменты	Надколонная полоса	Пролетная полоса
1. Отрицательные на крайней опоре	$M_8 = \gamma\ 0{,}65\ M_c$	—
2. Положительные пристенной панели	$M_5 = \beta\ 0{,}3\ M_c$	$M_7 = \beta\ 0{,}1\ M_c$
3. Отрицательные на промежуточной первой опоре	$M_4 = \alpha\ 0{,}5\ M_c$	$M_6 = \alpha\ 0{,}15\ M_c$

Коэффициент α, β и γ находятся по графику на рис. 62 в зависимости от отношения линейных моментов инерции верхней и нижней крайних колонн к линейному моменту инерции ригеля.

При этом момент инерции ригеля

$$J_р = \frac{bh^3}{12},$$

где b — ширина ригеля, принимается равной расстоянию между осями колонн в направлении, перпендикулярном к рассматриваемой полосе; h — толщина плиты.

Момент инерции колонны принимается равным моменту инерции колонны вне капители:

линейный момент инерции плиты

$$i_{пл} = \frac{J_р}{l - \frac{2}{3}c};$$

линейный момент инерции колонны

$$i_к = \frac{J_к}{H - \frac{c}{3}};$$

где l — расстояние между осями колонн;

H — высота колонны.

4. В крайних панелях расчетные моменты, действующие в направлении, параллельном краю перекрытия, принимаются такими же, как и в средних панелях.

5. В угловых панелях расчетные моменты в обоих направлениях принимаются такими же, как в крайнем пролете.

Определение толщины плиты и площади сечения арматуры

1. При капителях типов *I* и *II* толщина плиты определяется по максимальному расчетному положительному моменту надколонной полосы, а при капителях типа *III*—по наибольшему отрицательному моменту той же полосы.

2. При назначении толщины плиты следует исходить из оптимального процента армирования, который принимается равным 0,3 — 0,75%.

Для обеспечения необходимой жесткости толщина плиты должна быть во всяком случае не меньше: при капителях типа *I* и *II*—$^1/_{35}$ пролета плиты, при капителях типа *III*—$^1/_{32}$ пролета плиты.

3. Подбор сечений арматуры производится для опорных сечений и для середины пролетов надколонных и пролетных полос. При этом найденные вышеприведенным способом расчетные моменты умножают на коэффициент 0,7. Площадь сечения арматуры определяется по формуле:

$$F_а = \frac{0{,}7\ Mk}{^7/_8\ h_0\ \sigma_т} = \frac{0{,}8\ Mk}{h_0\ \sigma_т},$$

где $F_а$ — площадь сечения арматуры в *см*²;

M — расчетный момент в рассматриваемом сечении;

k — коэффициент запаса;

h_0 — полезная высота плиты.

Для опорного сечения надколонной полосы полезная высота плиты принимается равной: при капителях типа *I*—полезной высоте плиты плюс $\frac{h}{2}$; при капителях типа *II* — полезной высоте опорного сечения на расстоянии $\frac{c}{2}$ от оси колонны, но не более полезной толщины плиты плюс $\frac{h}{2}$; при капителях типа *III*— полезной высоте плиты.

4. На крайней опоре пролетной полосы следует поставить наверху конструктивную арматуру из расчета 0,2% от полезного сечения плиты.

5. У края плиты параллельно краю, кроме расчетной арматуры, следует уложить понизу и поверху дополнительные стержни диаметром, равным примерно диаметру рабочих стержней на опоре надколонной полосы. Дополнительные стержни следует расположить на ширине, равной 0,20 пролета, и вместе с основными стержнями, лежащими на этом участке, связать хомутами.

Дополнительные стержни и хомуты должны быть проверены на восприятие крутящего момента, равного $M_{кр} = \gamma\ 0{,}15\ M_c$.

Хомуты следует выполнять только закрытыми с перепуском концов на 30 диаметров.

Дальнейший опыт проектирования таких перекрытий показал, что при армировании отдельными стержнями можно обойтись и без хомутов. В этом случае укладывают 2 дополнительных стержня и связывают их с основной арматурой, как это показано на детали *А* рис. 97 (см. стр. 249).

Конструирование плиты

1. Арматура по ширине каждой полосы (надколонной и пролетной) располагается равномерно.

2. В пролетной полосе рекомендуется отгибать половину нижних стержней с обоих пролетов в верхнюю зону на опоре.

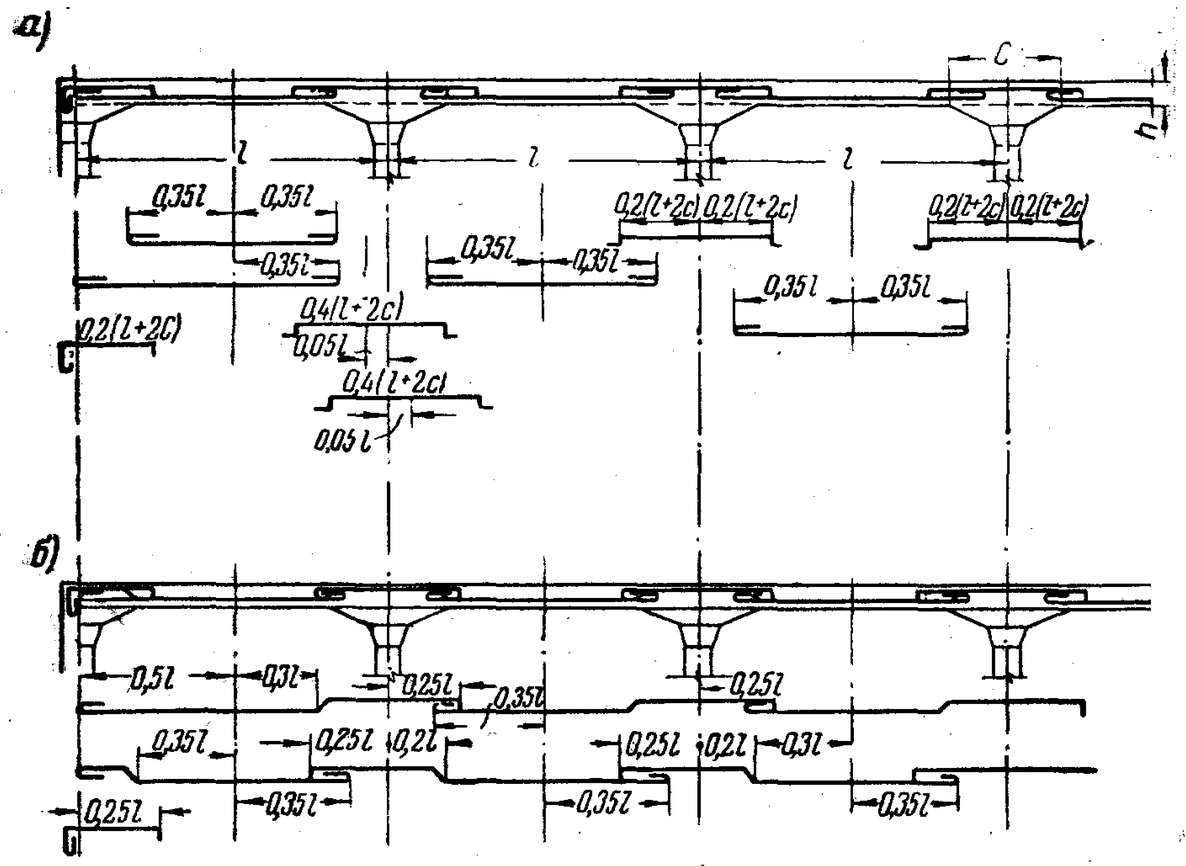


Рис. 86. Места обрыва и отгиба стержней в безбалочном перекрытии без обвязочных балок

а — надколонная полоса, *б* — пролетная полоса

Надколонную полосу рекомендуется армировать независимыми друг от друга нижними и верхними стержнями без отгибов.

Для большей жесткости верхних стержней надколонной полосы их рекомендуется назначать из стержней диаметром не менее 12 *мм* и устраивать на концах лапки для опирания на опалубку.

Должна быть обеспечена достаточно надежная конструктивная связь крайних колонн с плитой.

Места обрыва и отгибов стержней в средней и крайней панели следует выполнять согласно рис. 86.

Колонны

1. Внутренние и крайние колонны безбалочного перекрытия рассчитываются на внецентренное сжатие.

2. Изгибающий момент средних колонн определяется по формуле:

$$M_в = \frac{p\, l\, l^2_р\, i_в}{12\, \Sigma\, i}\ ; \qquad M_н = \frac{p\, l\, l^2_р\, i_н}{12\, \Sigma\, i}\ .$$

где l — расстояние между осями колонн в направлении, перпендикулярном к рассматриваемому;
$l_р$ — расчетный пролет безбалочного перекрытия в направлении рассматриваемой полосы;
p — временная нагрузка на 1 $м^2$ перекрытия;
$i_в$ — линейный момент инерции верхней колонны;
$i_н$ — линейный момент инерции нижней колонны;
Σi — сумма линейных моментов инерции сходящихся в узле элементов.

Наличие капителей учитывается уменьшением длины ригеля на $^2/_3\, c$ и колонны на $\frac{c}{2}$.

Таким образом, расчетный пролет плиты $l_р = l - {}^2/_3\, c$ и расчетная высота колонны $H_р = H - \frac{c}{2}$.

Момент инерции колонны принимается постоянным по всей ее длине и равным моменту инерции колонны вне капители.

Расчетный момент инерции плиты принимается равным

$$J_п = \frac{l\, h^3}{12};$$

где l — пролет плиты перекрытия в направлении, перпендикулярном рассматриваемому;
h — толщина плиты.

3. Изгибающие моменты крайних колонн определяются по формуле:

$$M_в = \frac{(g+p)\, l\, l^2_р\, i_в}{12\, \Sigma\, i}\ ;$$

$$M_н = \frac{(g+p)\, l\, l^2_р\, i_н}{12\, \Sigma\, i}\ .$$

Пример расчета. Расчет типового равнопролетного безбалочного перекрытия с панелями 5×5 *м*, с пристенными колоннами без обвязочных балок.

Исходные данные

Полезная нагрузка 750 *кг/м²*.

Постоянная нагрузка:

Вес плиты (толщиной 16 *см*)	$0{,}16 \cdot 2\,400 = 385$ *кг/м²*
Вес утеплителя (торфолеум толщиной слоя 15 *см*) .	$0{,}15 \cdot 300 = 45$ *кг/м²*
Бетонная плита сверху (толщиной 5 *см*)	$0{,}05 \cdot 2\,200 = 110$ *кг/м²*
Асфальт (толщиной 3 *см*)	$0{,}03 \cdot 1\,500 = 45$ *кг/м²*
Штукатурка	$0{,}02 \cdot 200 = 40$ *кг/м²*
	625 *кг/м²*

Полезная нагрузка 750 *кг/м²*. Итого полная нагрузка 1 375 *кг/м²*. Капитель квадратная размером $1{,}75 \times 1{,}75$ *м*. Расчетный размер капители $c = 1{,}1$ *м*. Крайние колонны имеют полукапители. Высота этажа 3,33 *м*. Сечение верхних крайних колонн 35×40 *см*. Сечение нижних крайних колонн 40×45 *см*.

Расчетная длина пролета:

$$l_р = l - {}^2/_3\, c = 5{,}0 - {}^2/_3\, 1{,}10 = 4{,}27 \text{ м}.$$

Расчетная высота колонн:

$$H_р = H - \frac{c}{2} = 3{,}33 - \frac{1{,}1}{2} = 2{,}78 \text{ м}.$$

Моменты инерции:

верхней колонны

$$J_в = \frac{4{,}0 \cdot 3{,}5^3}{12} = 14{,}3 \text{ дм}^4;$$

нижней колонны

$$J_н = \frac{4{,}5 \cdot 4{,}0^3}{12} = 24{,}0 \text{ дм}^4;$$

плиты

$$J_{пл} = \frac{50 \cdot 1{,}6^3}{12} = 17{,}10 \text{ дм}^4.$$

Линейные моменты инерции:

верхней колонны

$$i_в = \frac{14{,}3}{27{,}8} = 0{,}515;$$

нижней колонны

$$i_н = \frac{24{,}0}{27{,}8} = 0{,}86;$$

плиты

$$i_{пл} = \frac{17{,}10}{42{,}7} = 0{,}4.$$

Определение расчетных моментов

Средняя панель

$$P = (g + p)\, l_x\, l_y = 1\,375 \cdot 5 \cdot 5 = 34\,400 \text{ кг}.$$

Суммарный момент

$$M_c = 0{,}125\, Pl \left(1 - \frac{2}{3}\frac{c}{l}\right)^2 = 0{,}125 \cdot 34\,400 \cdot 5 \left(\frac{1 - 2 \cdot 1{,}1}{3 \cdot 5}\right)^2 = 15\,600 \text{ кгм};$$

следовательно:

$$M_0 = -0{,}5\, M_c = -0{,}5 \cdot 15\,600 = -7\,800 \text{ кгм};$$

$$M_1 = 0{,}2\, M_c = 0{,}2 \cdot 15\,600 = 3\,120 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -0{,}15\, M_c = -0{,}15 \cdot 15\,600 = -2\,340 \text{ кгм};$$

$$M_3 = 0{,}15\, M_c = 0{,}15 \cdot 15\,600 = 2\,340 \text{ кгм}.$$

Найденные величины моментов относятся ко всей полосе шириной в 2,5 *м*, а на ширину полосы в 1 *м* приходится:

$$M_0 = -\frac{7\,800}{2{,}5} = -3\,120 \text{ кгм};$$

$$M_1 = \frac{3\,120}{2{,}5} = 1\,250 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -\frac{2\,340}{2{,}5} = -935 \text{ кгм};$$

$$M_3 = \frac{2\,340}{2{,}5} = 935 \text{ кгм}.$$

Крайняя панель

Отношение суммы линейных моментов инерции верхней и нижней колонн к линейному моменту инерции плиты:

$$\frac{i_в + i_н}{i_{пл}} = \frac{0{,}515 + 0{,}86}{0{,}4} = 3{,}44.$$

Согласно графику (рис. 62):

$$\alpha = 1{,}12; \quad \beta = 1{,}13; \quad \gamma = 0{,}75;$$

Следовательно, согласно таблице 41

$$M_8 = -\gamma\, 0{,}65\, M_c = -0{,}75 \cdot 0{,}65 \cdot 15\,600 = -7\,610 \text{ кгм};$$

$$M_5 = \beta\, 0{,}3\, M_c = 1{,}13 \cdot 0{,}3 \cdot 15\,600 = 5\,290 \text{ кгм};$$

$$M_4 = -\alpha\, 0{,}5\, M_c = -1{,}12 \cdot 0{,}5 \cdot 15\,600 = -8\,740 \text{ кгм};$$

$$M_7 = \beta\, 0{,}1\, M_c = 1{,}13 \cdot 0{,}1 \cdot 15\,600 = 1\,760 \text{ кгм};$$

$$M_6 = -\alpha\, 0{,}15\, M_c = -1{,}12 \cdot 0{,}15 \cdot 15\,600 = -2\,620 \text{ кгм}.$$

Найденные величины моментов относятся ко всей ширине полосы шириной в 2,5 *м*, а на ширину полосы в 1 *м* приходится:

$$M_8 = -\frac{7\,610}{2{,}5} = -3\,050 \text{ кгм};$$

$$M_5 = \frac{5\,290}{2{,}5} = 2\,120 \text{ кгм};$$

$$M_4 = -\frac{8\,740}{2{,}5} = -3\,500 \text{ кгм};$$

$$M_7 = \frac{1\,760}{2,5} = 705 \text{ кгм};$$

$$M_6 = -\frac{2\,620}{2,5} = -1\,050 \text{ кгм}.$$

Подбор сечений

Толщину плиты принимаем 16 *см*. Полезная высота плиты для наружного ряда арматуры равна 14 *см* и для внутреннего ряда—18 *см*. Коэффициент запаса принимаем $k = 1,8$, бетон марки 140, арматура Ст. 0.

Средняя панель:

$$M_1 = 1\,250 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a1} = \frac{0,8\,kM}{h_0\,\sigma_т} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 125\,000}{14 \cdot 2\,500} = 5,14 \text{ см}^2.$$

Принимаем 10 ∅ 8 *мм*; $F_{a_1} = 5,03$ *см*²;

$$M_3 = 935 \text{ кгм}; \; h_0 = 13 \text{ см};$$

$$F_{a_3} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 93\,500}{13 \cdot 2\,500} = 4,14 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 ∅ 8 *мм* и 5 ∅ 6 *мм*; $F_{a_3} = 3,93$ *см*²;

$$M_2 = -935 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_2} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 93\,500}{14 \cdot 2\,500} = 3,84 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 ∅ 8 *мм* и 5 ∅ 6 *мм*; $F_{a2} = 3,93$ *см*²;

$$M_0 = -3\,120 \text{ кгм}; \; h = 16 + 0,5 \cdot 16 = 24 \text{ см}; \; h_0 = 20 \text{ см};$$

$$F_{a0} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 312\,000}{20 \cdot 2\,500} = 8,95 \text{ см}^2.$$

Принимаем 4,5 ∅ 16 *мм*; $F_{a0} = 9,04$ *см*².

Крайняя панель:

$$M_5 = 2\,120 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_5} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 212\,000}{14 \cdot 2\,500} = 8,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 ∅ 12 *мм* и 5 ∅ 10 *мм*; $F_{a5} = 9,59$ *см*²;

$$M_7 = 705 \text{ кгм}; \; h_0 = 13 \text{ см};$$

$$F_{a_7} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 70\,500}{13 \cdot 2\,500} = 3,12 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 ∅ 8 *мм* и 5 ∅ 6 *мм*; $F_{a7} = 3,93$ *см*²;

$$M_4 = -3\,500 \text{ кгм}; \; h_0 = 20 \text{ см};$$

$$F_{a_4} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 350\,000}{20,0 \cdot 2\,500} = 10,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 ∅ 16 *мм*; $F_{a4} = 10,05$ *см*²;

$$M_8 = 3\,050 \text{ кгм}; \; h_0 = 20 \text{ см};$$

$$F_{a_8} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 305\,000}{20 \cdot 2\,500} = 8,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 ∅ 16 *мм*; $F_{a8} = 10,05$ *см*² (см. примечание 1);

$$M_6 = -1\,050 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_6} = \frac{0,8 \cdot 1,8 \cdot 105\,000}{14 \cdot 250} = 4,32,$$

Принимаем 10 ∅ 8 *мм*; $F_{a8} = 5,03$ *см*² (см. примечание 2).

Примечание 1. При более жестких крайних колоннах момент M_8 может быть значительно большим. Так, при 6-этажном холодильнике поперечные размеры крайних колонн принимаются 55 × 45 и 60 × 50 *см*.

$$J_в = \frac{5,5 \cdot 4,5^3}{12} = 42 \text{ дм}^4;$$

$$J_н = \frac{6,0 \cdot 5,0^3}{12} = 62,5 \text{ дм}^4;$$

$$i_в = \frac{42}{27,8} = 1,51; \qquad i_н = \frac{62,5}{27,8} = 2,25;$$

$$\frac{i_в + i_н}{i_{пл}} = \frac{1,51 + 2,25}{0,4} = 9,4.$$

При этом $\gamma = 0,9$ и $M_8 = -0,9 \cdot 0,65 \cdot 15\,600 = -9\,100$ *кгм*, или на 1 *м* ширины полосы

$$M_8 = -\frac{9\,100}{2,5} = -3\,640 \text{ кгм},$$

поэтому на крайней опоре ставим такую же арматуру, как и на первой от края опоре.

Примечание 2. При перекрытии предпоследнего этажа поперечные размеры крайних колонн принимаются 35 × 35 и 35 × 40 *см*:

$$J_в = \frac{3,5^4}{12} = 12,5 \text{ дм}^4; \qquad J_н = \frac{4,0 \cdot 3,5^3}{12} = 14,3 \text{ дм}^4;$$

$$i_в = \frac{12,5}{27,8} = 0,45; \qquad i_н = \frac{14,3}{27,8} = 0,515;$$

$$\frac{i_в + i_н}{i_{пл}} = \frac{0,45 + 0,515}{0,4} = 2,4.$$

При этом $\alpha = 1{,}15$; $\beta = 1{,}18$; $\gamma = 0{,}7$;

$$M_5 = 1{,}18 \cdot 0{,}3 \cdot 15\,600 = 5\,520 \text{ кгм};$$

$$M_7 = 1{,}18 \cdot 0{,}1 \cdot 15\,600 = 1\,840 \text{ кгм};$$

$$M_6 = -1{,}15 \cdot 0{,}15 \cdot 15\,600 = -2\,690 \text{ кгм};$$

$$M_4 = -1{,}15 \cdot 0{,}5 \cdot 15\,600 = -8\,950 \text{ кгм},$$

т. е. примерно на 3—4% больше определенных раньше моментов, что учитывается при конструировании.

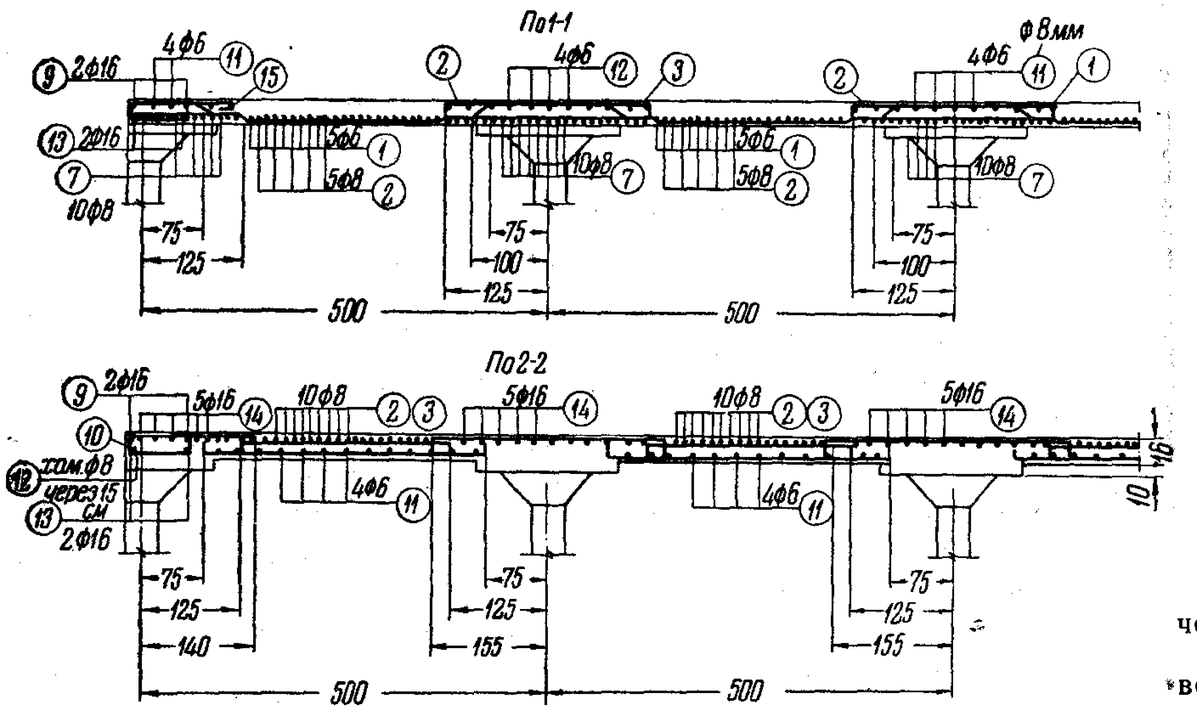


Рис. 87. Рабочий чертеж армирования безбалочного перекрытия (разрезы)

На крайней опоре пролетной полосы ставится конструктивная арматура:

$$F_a = 0{,}002 \cdot 14 \cdot 100 = 2{,}8 \text{ см}^2.$$

На крайней опоре во всех средних пролетах параллельно краю укладывается сверху и снизу (на ширине 100 *см*) дополнительная арматура (диаметром, примерно равным диаметру рабочих стержней на опоре надколонной полосы) по 2 ∅ 16 *мм*, связанных замкнутыми хомутами диаметром 8 *мм* через 15 *см*.

На крайнем пролете (в угловой панели) укладывается по 2 ∅ 16 *мм*.

Рабочие чертежи рассчитанного выше перекрытия приведены на рис. 87 и 88.

Вариант расчета по предельным состояниям

Определение расчетных моментов

Коэффициент перегрузки для собственного веса перекрытия принимаем равным 1,1, а для полезной нагрузки—1,2.

Следовательно, расчетная полная нагрузка будет равна:

$$q_p = g_p + p_p = 625 \cdot 1{,}1 + 750 \cdot 1{,}2 = 1\,590 \text{ кг/м}^2.$$

Полная расчетная нагрузка на одну панель

$$P = (g_p + p_p)\, l_x\, l_y = 1\,590 \cdot 5^2 = 39\,800 \text{ кг}.$$

Суммарный расчетный момент

$$M_c = 0{,}125\, Pl \left(1 - \frac{2}{3}\frac{c}{l}\right)^2 = 0{,}125 \cdot 39\,800 \cdot 5 \left(1 - \frac{2}{3}\frac{1{,}1}{5}\right)^2 = 18\,000 \text{ кгм}.$$

Следовательно, на всю ширину полосы:

$$M_0 = -0{,}5\, M_c = -0{,}5 \cdot 18\,000 = -9\,000 \text{ кгм};$$

$$M_1 = 0{,}2\, M_c = 0{,}2 \cdot 18\,000 = 3\,600 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -0{,}15\, M_c = -0{,}15 \cdot 18\,000 = -2\,700 \text{ кгм};$$

$$M_3 = -M_2 = 0{,}15\, M_c = 0{,}15 \cdot 18\,000 = 2\,700 \text{ кгм};$$

или на 1 *м* ширины плиты:

$$M_0 = -\frac{9\,000}{2{,}5} = -3\,600 \text{ кгм};$$

$$M_1 = \frac{3\,600}{2{,}5} = 1\,440 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -\frac{2\,700}{2{,}5} = -1\,080 \text{ кгм};$$

$$M_3 = \frac{2\,700}{2{,}5} = 1\,080 \text{ кгм}.$$

Значения коэффициентов α, β и γ такие же, как в предыдущем расчете: $\alpha = 1{,}12$; $\beta = 1{,}13$ и $\gamma = 0{,}75$.

Следовательно, моменты в расчетных сечениях крайней панели на всю ширину плиты:

$$M_8 = -\gamma\, 0{,}65\, M_c = -0{,}75 \cdot 0{,}65 \cdot 18\,000 = -8\,800 \text{ кгм};$$

$$M_5 = \beta\, 0{,}3\, M_c = 1{,}13 \cdot 0{,}3 \cdot 18\,000 = 6\,100 \text{ кгм};$$

$$M_4 = -\alpha\, 0{,}5\, M_c = -1{,}12 \cdot 0{,}5 \cdot 18\,000 = -10\,100 \text{ кгм};$$

$$M_7 = \beta\, 0{,}1\, M_c = 1{,}13 \cdot 0{,}1 \cdot 18\,000 = 2\,040 \text{ кгм};$$

$$M_6 = -\alpha\, 0{,}15\, M_c = -1{,}12 \cdot 0{,}15 \cdot 18\,000 = -3\,050 \text{ кгм},$$

или на 1 *м* ширины плиты:

$$M_8 = -\frac{8\,800}{2{,}5} = -3\,530 \text{ кгм};$$

$$M_5 = \frac{6\,100}{2{,}5} = 2\,450 \text{ кгм};$$

$$M_4 = -\frac{10\,100}{2{,}5} = -4\,050 \text{ кгм};$$

$$M_7 = \frac{2\,040}{2{,}5} = 820 \text{ кгм};$$

$$M_6 = -\frac{3\,050}{2{,}5} = -1\,220 \text{ кгм}.$$

толщина плиты $h = 16$ *см*. Расчетное сопротивление для стали марки Ст. 0 при расчете по предельным состояниям равно $\overline{R}_a = 1\,600$ *кг/см²*. Так как при определении моментов мы пользовались формулой, предложенной Инструкцией ЦНИПС 1933 г., то и при определении необходимого сечения арматуры в соответствии с этой же Инструкцией мы умножаем расчетный момент на коэффициент 0,7, а плечо внутренней пары сил z принимаем равным $^7/_8\, h_0$, следовательно,

$$F_a = \frac{0{,}7\, M}{^7/_8\, h_0\, \overline{R}} = \frac{0{,}8\, M}{h_0\, \overline{R}_a}.$$

Средняя панель:

$M_1 = 1\,440$ *кгм*; $h_0 = 14$ *см*.

$$F_{a_1} = \frac{0{,}8\, M_1}{h_0\, \overline{R}_a} = \frac{0{,}8 \cdot 144\,000}{14 \cdot 1\,600} = 5{,}15\ см^2;$$

$M_3 = 1\,080$ *кгм*; $h_0 = 13$ *см*;

$$F_{a_3} = \frac{0{,}8 \cdot 108\,000}{13 \cdot 1\,600} = 4{,}15\ см^2;$$

$M_2 = -1\,080$ *кгм*; $h_0 = 14$ *см*;

$$F_{a_2} = \frac{0{,}8 \cdot 108\,000}{14 \cdot 1\,600} = 3{,}85\ см^2;$$

$M_0 = -3\,600$ *кгм*; $h_0 = 20$ *см*;

$$F_{a_0} = \frac{0{,}8 \cdot 360\,000}{20 \cdot 1\,600} = 9{,}0\ см^2.$$

Крайняя панель:

$M_5 = 2\,450$ *кгм*; $h_0 = 14$ *см*;

$$F_{a_5} = \frac{0{,}8 \cdot 245\,000}{14 \cdot 1\,600} = 8{,}75\ см^2;$$

$M_7 = 820$ *кгм*; $h_0 = 13$ *см*;

$$F_{a_7} = \frac{0{,}8 \cdot 82\,000}{13 \cdot 1\,600} = 3{,}15\ см^2;$$

$M_4 = -4\,050$ *кгм*; $h_0 = 20$ *см*;

$$F_{a_4} = \frac{0{,}8 \cdot 405\,000}{20 \cdot 1\,600} = 10{,}1\ см^2;$$

$M_8 = -3\,530$ *кгм*; $h_0 = 20$ *см*;

$$F_{a_8} = \frac{0{,}8 \cdot 353\,000}{20 \cdot 1\,600} = 8{,}8\ см^2;$$

$M_6 = -1\,220$ *кгм*; $h_0 = 14$ *см*;

$$F_{a_6} = \frac{0{,}8 \cdot 122\,000}{14 \cdot 1\,600} = 4{,}35\ см^2.$$

Результаты, полученные при расчете этого примера по предельным состояниям, совпадают с результатами, полученными при сделанном ранее примере расчета.

Общие сведения

До последнего времени безбалочные перекрытия, как правило, устраивались с пристенными колоннами (рис. 89, *а*).

Но еще в 1935 г. в тресте Мясохладстрой рассматривался вопрос о целесообразности применения в холодильниках безбалочных перекрытий с консолями. Однако в связи с применявшимся тогда методом расчета безбалочных перекрытий, когда за расчетный вылет консоли принималось расстояние

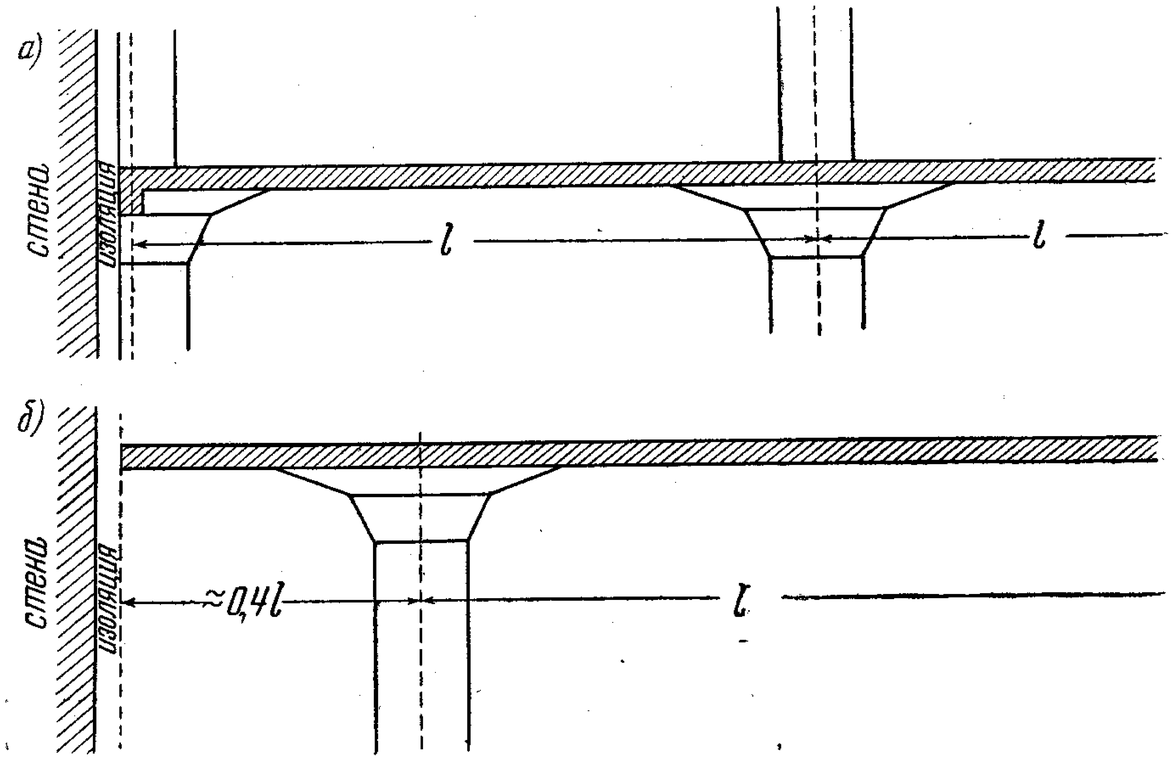


Рис. 89. Схемы безбалочного перекрытия

а — с крайними колоннами; *б* — с консолями

от оси колонны до грани перекрытия, вылет консоли получался слишком маленьким и расстояние от края колонны до стены получалось таким незначительным, что с технологической точки зрения такие перекрытия оказывались нецелесообразными.

В 1949 г. был снова поднят вопрос о применении в строительстве холодильников безбалочных перекрытий с консолями[1]. А. М. Ивянским был разработан метод расчета и конструирования таких безбалочных перекрытий.

В основу предложенного метода расчета безбалочных перекрытий с консолями принято положение, учитывающее влияние капителей на величину расчетного вылета консоли.

[1] Предложение канд. техн. наук А. П. Шеффер.

них пролетов, зависит от принятого характера распределения опорных реакций по ширине капителей. Для расчета консолей распределение опорных реакций принято по закону треугольника и в соответствии с этим расчетный вылет консоли принят равным

$$l_{к.р} = l_к - \frac{c}{3}, \qquad (69)$$

где $l_к$ — расстояние от центра колонны до грани консоли;

c — расчетная ширина капители.

Чтобы момент от консоли был примерно равен опорному моменту на средних опорах, вылет консоли следует принимать равным около 0,4 от среднего пролета (рис. 89, *б*).

Такой размер (вылет) консоли с технологической точки зрения вполне приемлем. Так, при наиболее часто применяющихся в настоящее время 6-*м* пролетах безбалочного перекрытия в холодильниках вылет консоли получается равным 2,5 *м*.

Для получения данных о преимуществах холодильников с консольными безбалочными перекрытиями ГПИ Хладпромпроект 6. Министерства мясной и молочной промышленности СССР были выполнены сравнительные расчеты и чертежи для двух одинаковых по своим габаритам 6-этажных холодильников с шагом колонн 6×6 *м*. В одном холодильнике безбалочное перекрытие запроектировано с пристенными колоннами и в другом — с консолями. Вылет консоли принят 2,5 *м*. Для каждого холодильника был произведен расчет кровельного и междуэтажного перекрытий, колонн и фундаментов. По всем этим элементам были сделаны рабочие чертежи, составлены спецификации материалов и сводные таблицы расхода материалов.

На основании произведенных подсчетов было доказано, что переход на безбалочные перекрытия с консолями со строительной точки зрения целесообразен.

1. Наличие консолей выравнивает величины опорных и пролетных моментов в крайних и средних панелях безбалочной плиты. В связи с этим толщина плиты получается несколько меньшей. В кровельном перекрытии экономия бетона при безбалочной плите с консолями получилась 5,8% и металла 19,1%, а в междуэтажных перекрытиях экономия бетона равна 4,3% и металла — 15,8%.

2. Количество колонн и капителей в варианте перекрытий с консолями получилось значительно меньше; кроме того, вместо трех типов колонн и капителей (средней, крайней и угловой) имеется только один тип колонн и капителей (средний); экономия по колоннам составляет: бетона 17,3%, металла 18%.

Наличие только одного вида колонн безбалочные рациональнее и с производственной точки зрения, так как упрощает конструкцию опалубки (уменьшает количество типов щитов), увеличивает оборачиваемость опалубки и улучшает поточность производства при заготовке опалубки и арматуры.

Расчет безбалочных перекрытий с консолями

Предложенный А. М. Ивянским и применяемый в настоящее время проектными организациями метод расчета безбалочных перекрытий с консолями состоит в следующем:

1. Расчетные моменты в средних панелях определяются теми же методами и по тем же формулам, что и при безбалочных перекрытиях без консолей.

2. Размер консоли назначается примерно равным 0,4 от пролета безбалочного перекрытия.

3. За расчетный вылет консоли принимается $l_{к.р} = l_к - \frac{c}{3}$.

4. Расчетный суммарный момент от консоли определяется в предположении загружения консоли полной нагрузкой (постоянной и временной), т. е.

$$M^{с}_{р.к} = -(g+p)\, l_y \frac{l^2_{р.к}}{2}, \qquad (70)$$

где $l_{р.к}$ — расчетный вылет консоли;

l_y — пролет безбалочного перекрытия в перпендикулярном направлении;

$g+p$ — постоянная и временная нагрузки на 1 $м^2$ перекрытия.

5. Определеный по формуле (70) суммарный расчетный консольный момент распределяется между надколонной и пролетной полосами по тем же правилам, что и в средних панелях. Следовательно, передаваемые на надколонную и пролетную полосы части суммарного расчетного консольного момента равны—

в надколонной полосе:

$$M^{надк}_{р.к} = 0{,}75\, M^{с}_{р.к}; \qquad (71)$$

в пролетной полосе:

$$M^{пр}_{р.к} = 0{,}25\, M^{с}_{р.к}, \qquad (72)$$

где $M^{с}_{р.к}$ — суммарный расчетный консольный момент;

$M^{надк}_{р.к}$ — часть консольного момента, воспринимаемая надколонной полосой;

$M^{пр}_{р.к}$ — часть консольного момента, воспринимаемая пролетной полосой.

6. При определении расчетного максимального момента в первом пролете учитываются величина консольного момента только от постоянной нагрузки, т. е.

$$M^{c}_{р.\,к} = -g l_y \frac{l^2_{р.\,к}}{2}. \qquad (73)$$

Сложив этот момент с моментом воспринимаемым верхней и нижней колонной, получают величину расчетного опорного момента на крайней опоре, который и следует учесть при определении пролетного момента.

7. Суммарный пролетный момент в крайнем пролете с достаточной для практических целей точностью может быть определен по формуле:

$$M^{c}_{макс} = \frac{(g+p)\, l_y\, l^2_р}{8} + \frac{M_A + M_B}{2}, \qquad (74)$$

где $M^{c}_{макс}$ — расчетный момент в крайнем пролете.

$g+p$ — постоянная и временная нагрузки на 1 $м^2$;

l_y — расстояние между колоннами в направлении, перпендикулярном рассматриваемому;

$l_р$ — расчетный пролет крайней панели;

M_A — расчетный момент на левой опоре рассматриваемой панели,;

M_B — расчетный момент на правой опоре рассматриваемой панели, принимаемый равным моменту на средних опорах.

8. Суммарный пролетный момент в крайней панели распределяется между надколонной и пролетной полосами по тем же правилам, что и в средних пролетах.

Расчетные моменты в надколонной и пролетной полосах:

$$M_{макс.\,надк} = 0{,}55\, M^{c}_{макс} \qquad M_{макс.\,пр} = 0{,}45\, M^{c}_{макс}. \qquad (75)$$

Необходимое сечение арматуры определяется по формуле:

$$F_а = \frac{0{,}8\, kM}{h_0\, \sigma_т}. \qquad (76)$$

Ниже приводится пример расчета безбалочного перекрытия с консолями. При расчете средних панелей в соответствии с принятыми у нас методами расчета полезная нагрузка принималась равномерно распределенной по всему перекрытию. При расчете же консолей и крайних панелей учитывалась возможность отсутствия временной нагрузки на консолях.

Пример расчета. Расчет безбалочного перекрытия с консолями. Безбалочное перекрытие с сеткой колонн 6×6 *м* и консолью $l_к = 2{,}5$ *м*. Постоянная нагрузка $g = 900$ *кг/м²*; полезная нагрузка $p = 1\,500$ *кг/м²*, полная — $g + p = 2\,400$ *кг/м²*. Высота этажей $H = 3{,}6$ *м* (рис. 90).

Марка бетона 140; арматура с расчетным пределом текучести $\sigma_т = 2\,500$ *кг/см²*; коэффициенты запаса $k = 1{,}8$; $k_1 = 2{,}2$.

Принимаем толщину плиты $h = 22$ *см*; надкапительной плиты $\frac{h}{2} = 11$ *см*; размер надкапительной плиты — 220×220 *см* и капители — 150×150 *см*.

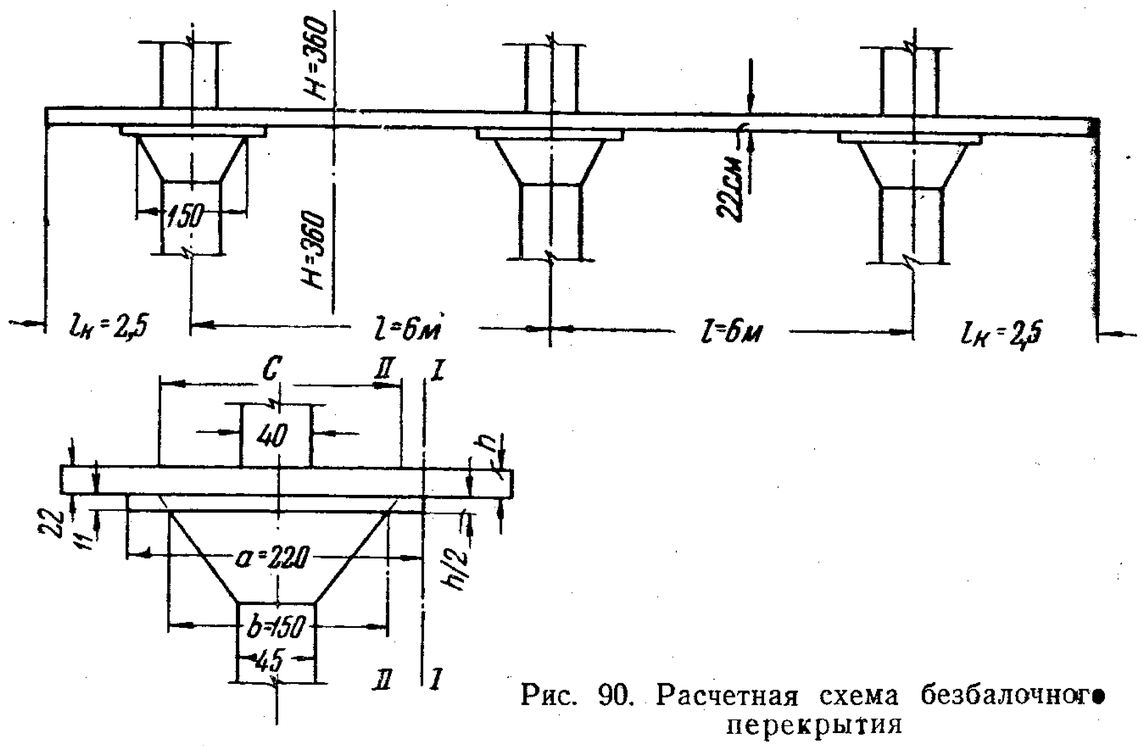


Рис. 90. Расчетная схема безбалочного перекрытия

Расчет капители

Сечение $I - I$

$$Q_1 = 2\,400\,(6 \cdot 6 - 2{,}2 \cdot 2{,}2) = 2\,400\,(36 - 2{,}2^2) = 76\,000\ кг.$$

В одном направлении арматура лежит в первом ряду, а в перпендикулярном — во втором ряду, поэтому принимаем полезную высоту сечения равной в среднем для обоих направлений:

$$h_0 = h - 1{,}5 - d = 22 - 1{,}5 - 1{,}0 = 19{,}5\ см;$$

$$\sigma_{гл} = \frac{Q}{4\,a\,z} = \frac{76\,000}{4 \cdot 220 \cdot 0{,}875 \cdot 19{,}5} = 5{,}05\ кг/см^2 < \frac{R_р}{k_1};$$

$$\frac{R_р}{k_1} = \frac{13}{2{,}2} = 5{,}9\ кг/см^2.$$

Сечение $II - II$

$$Q_2 = 2\,400\,(36 - 1{,}5^2) = 81\,000\ кг;$$

$$\sigma_{гл} = \frac{81\,000}{4 \cdot 150 \cdot 0{,}875 \cdot 30} = 5{,}1 < 5{,}9 \ кг/см^2.$$

Здесь

$$h_0 = 22 + 11 - 3 = 30 \ см.$$

Определение суммарного момента в средней панели.

Расчетный размер капители $c = 150 + 2 \cdot 11 = 172$ *см*.

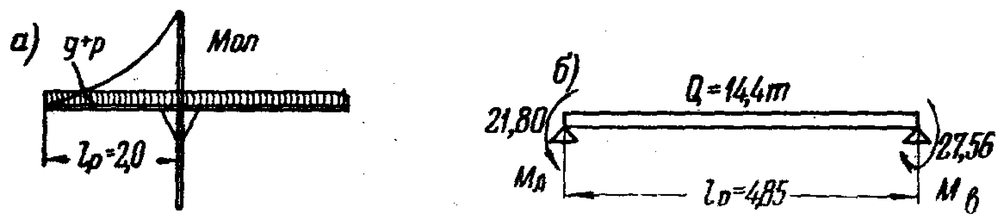


Рис. 91. Расчетные схемы

а — для определения момента в консоли; *б* — то же, для крайнего пролета

$$P = (g + p)\ l_x\ l_y = 2\,400 \cdot 36 = 87\,000 \ кг.$$

Суммарный момент

$$M^c = 0{,}125\ Pl\left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2 = 0{,}125 \cdot 87\,000 \cdot 6 \times$$

$$\times \left(1 - \frac{2 \cdot 1{,}72}{3 \cdot 6}\right)^2 = 42\,400 \ кгм.$$

Расчетные моменты в средних панелях:

$$M_0 = -0{,}5\ M^c = -0{,}5 \cdot 42\,400 = -21\,200 \ кгм;$$

$$M_1 = 0{,}2\ M^c = 0{,}2 \cdot 42\,400 = 8\,480 \ кгм;$$

$$M_3 = -M_2 = 0{,}15\ M^c = 0{,}15 \cdot 42\,400 = \pm 6\,360 \ кгм;$$

$$M_{опорн} = M_0 + M_2 = -21\,200 - 6\,360 = -27\,560 \ кгм$$

Расчетный момент в консоли (рис. 91, *а*) и в крайней панели

При полной нагрузке (постоянная + полезная) $g + p = 2\,400$ *кг/м²*.

Расчетный размер консоли $l_{р.\,к} = l_к - \frac{c}{3} = 2{,}5 - \frac{1{,}72}{3} = 1{,}92$ *м* ≈ 2 *м*. Согласно формуле (70)

$$M_{р.\,к}^{\ c} = -\frac{(g + p)\ l_y\ l_{р.\,к}^2}{2} = -\frac{2\,400 \cdot 6 \cdot 2^2}{2} = -28\,800 \ кгм.$$

В надколонной полосе согласно формуле (71):

$$M_{р.\,к}^{надк} = -0{,}75 \cdot 28\,800 = -21\,600 \ кгм.$$

В пролетной полосе согласно формуле (72):

$$M_{р.\,к}^{пр} = -0{,}25 \cdot 28\,800 = -7\,200 \ кг$$

В случае, когда консоль не будет загружена полезной нагрузкой, а только постоянной $g = 900$ *кг/м²*, согласно формуле (73)

$$M_{р.к}^{\ c} = -\frac{g\ l_y\ l_{р.к}^2}{2} = -\frac{900 \cdot 6 \cdot 2^2}{2} = -10\,800 \ кгм.$$

Принимаем сечение верхних колонн 40×40 *см*, нижних — 45×45 *см*. Высота колонны 3,6 *м*.

Расчетные высота колонн и пролета плиты

$$H_р = 3{,}6 - 0{,}5 \cdot 1{,}72 = 2{,}74 \ м;$$

$$l_р = l - \frac{2c}{3} = 6 - \frac{2 \cdot 1{,}72}{3} = 4{,}85 \ м.$$

Линейные моменты инерции:

верхняя колонна

$$i_в = \frac{4 \cdot 4{,}0^3}{12 \cdot 27{,}4} = 0{,}78;$$

нижняя колонна

$$i_н = \frac{4{,}5 \cdot 4{,}5^3}{12 \cdot 27{,}4} = 1{,}26;$$

плиты

$$i_{пл} = \frac{60 \cdot 2{,}2^3}{12 \cdot 48{,}5} = 1{,}07.$$

Разница между консольным моментом при загрузке консоли только постоянной нагрузкой и опорным моментом в средних панелях:

$$M_{разн} = 27\,560 - 10\,800 = 16\,760 \ кгм.$$

Момент, воспринимаемый крайними колоннами при постоянной нагрузке на консоли:

$$M_в + M_н = M_{раз}\ \frac{i_в + i_н}{i_в + i_н + i_{пл}} = 16\,760\ \frac{0{,}78 + 1{,}26}{0{,}78 + 1{,}26 + 1{,}07} = 11\,000 \ кгм.$$

Общий расчетный опорный момент на крайней опоре:

$$M_A = -10\,800 - 11\,000 = -21\,800 \text{ кгм}.$$

Максимальный момент в первом пролете (рис. 91, *б*) согласно формуле (74)

$$M_{\text{макс}} = \frac{q_p l^2_p}{8} + \frac{M_A + M_B}{2} = \frac{14{,}4 \cdot 4{,}85^2}{8} - \frac{21{,}80 + 27{,}56}{2} = 17{,}7 \text{ тм}.$$

Здесь q_p — нагрузка на 1 *пог. м* заменяющей рамы; $q_p = 2\,400 \cdot 6 = 14{,}4$ т и $l_p = l - \frac{2}{3} c = 6 - \frac{2}{3} \cdot 1{,}72 = 4{,}85$ *м*.

Этот момент больше суммарного положительного момента в средней панели $M_1 + M_3 = 14{,}84$ *тм* на $\frac{17{,}7 - 14{,}84}{14{,}84} = 19{,}3\%$.

Согласно формуле (75):

$$M_5 = 0{,}55 \cdot 17\,700 = 9\,700 \text{ кгм}.$$

и

$$M_7 = 0{,}45 \cdot 17\,700 = 8\,000 \text{ кгм}.$$

Окончательные расчетные моменты:

среднее поле

$$M_0 = -21\,200 \text{ кгм}; \; M_2 = -6\,360 \text{ кгм};$$

$$M_1 = +8\,480 \text{ кгм}; \; M_3 = +6\,360 \text{ кгм};$$

крайнее поле

$$M_8 = M^{\text{надк}}_{\text{р.к}} = -21\,600 \text{ кгм}; \; M_5 = 9\,700 \text{ кгм};$$

$$M_9 = M^{\text{пр}}_{\text{р.к}} = -7\,200 \text{ кгм}; \; M_7 = 8\,000 \text{ кгм}.$$

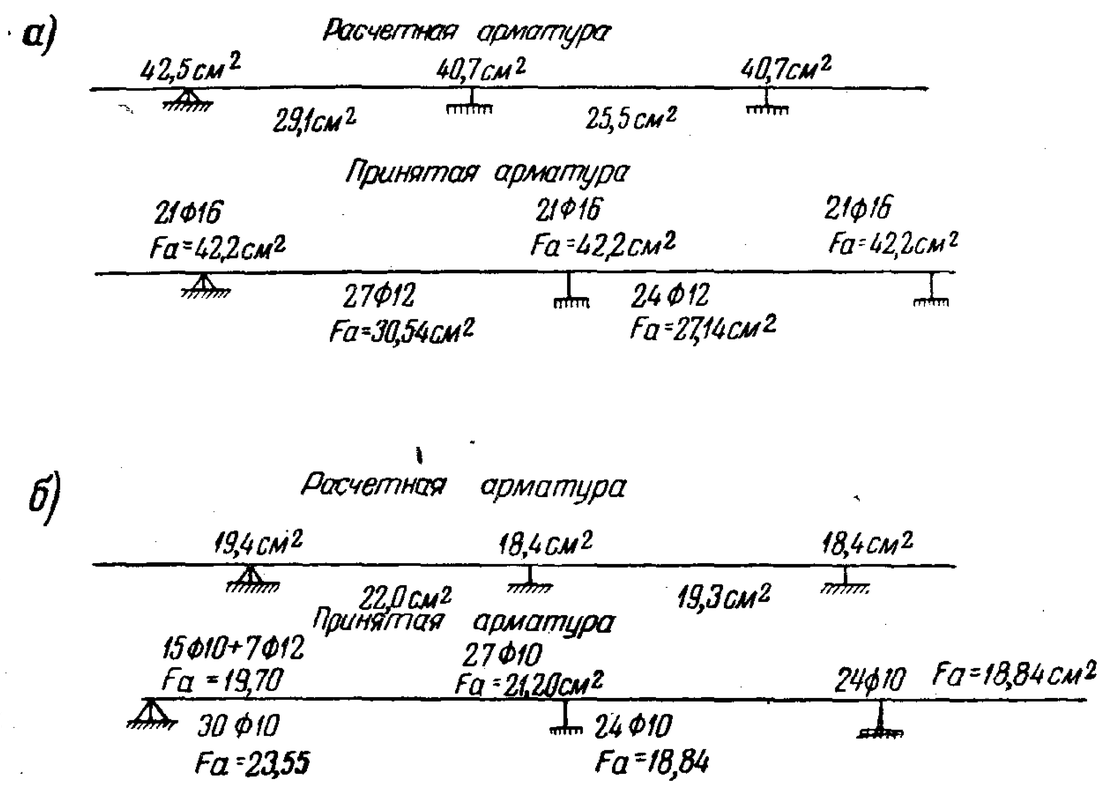


Рис. 92. Схема расчетной и принятой арматуры

а — надколонная полоса; *б* — пролетная полоса

Подбор арматуры:

среднее поле $M_1 = 8\,480$ *кгм*; $h = 22$ *см*; $h_0 = 20$ *см*;

$$F_{a_1} = \frac{0{,}8\, kM}{h_0\, \sigma_T} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 848\,000^*}{20 \cdot 2\,500} = 25{,}5 \text{ см}^2;$$

$$M_3 = 6\,360 \text{ кгм}; \; h_0 = 19 \text{ см}; \; F_{a_3} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 636\,000}{19 \cdot 2\,500} = 19{,}3 \text{ см}^2;$$

$$M_2 = -6\,360 \text{ кгм}; \; h = 22 \text{ см}; \; h_0 = 20 \text{ см};$$

$$F_{a_2} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 636\,000}{20 \cdot 2\,500} = 18{,}4 \text{ см}^2;$$

$$M_0 = -21\,200 \text{ кгм}; \; h = 33 \text{ см}; \; h_0 = 30 \text{ см};$$

$$F_{a_0} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 2\,120\,000}{30 \cdot 2\,500} = 40{,}7 \text{ см}^2;$$

крайнее поле $M_5 = 9\,700$ *кгм*; $h = 22$; $h_0 = 20$ *см*;

* В соответствии с Инструкцией ЦНИПС по расчету и проектированию безбалочных перекрытий (1933 г.) при подборе арматуры уменьшаем найденные по расчету моменты (за исключением момента на крайней консольной опоре), умножив его на коэффициент 0,7.

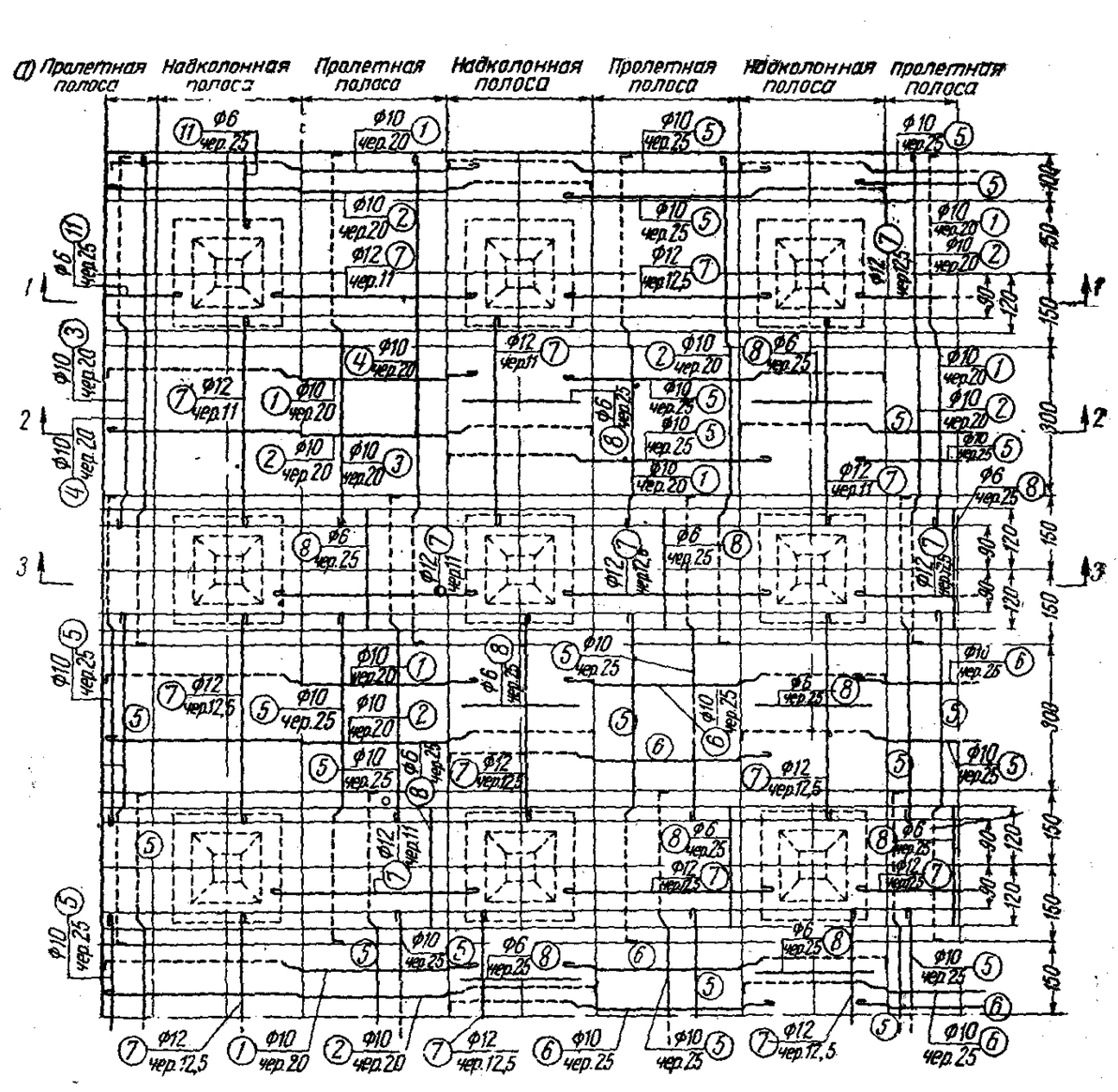


Рис. 93, *а*. Рабочий чертеж плиты.

а — нижняя сетка

$$F_{a_5} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 970\,000}{20 \cdot 2500} = 29{,}1\ см^2;$$

$$M_9 = -7\,200\ кгм;\ h_0 = 20\ см;\ F_{a_9} = \frac{1{,}8 \cdot 720\,000}{20 \cdot 2500} = 19{,}4\ см^2;$$

$$M_7 = 8\,000\ кгм;\ h_0 = 20\ см;\ F_{a_7} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 800\,000}{20 \cdot 2500} = 22\ см^2;$$

$$M_8 = -21\,600\ кгм;\ h_0 = 30\ см;\ F_{a_8} = \frac{1{,}8 \cdot 2\,160\,000}{30 \cdot 2500} = 42{,}5\ см^2.$$

Схема требуемой по расчету площади сечения арматуры и схема принятого армирования приведены на рис. 92. Рабочие чертежи перекрытия приведены на рис. 93 и 94.

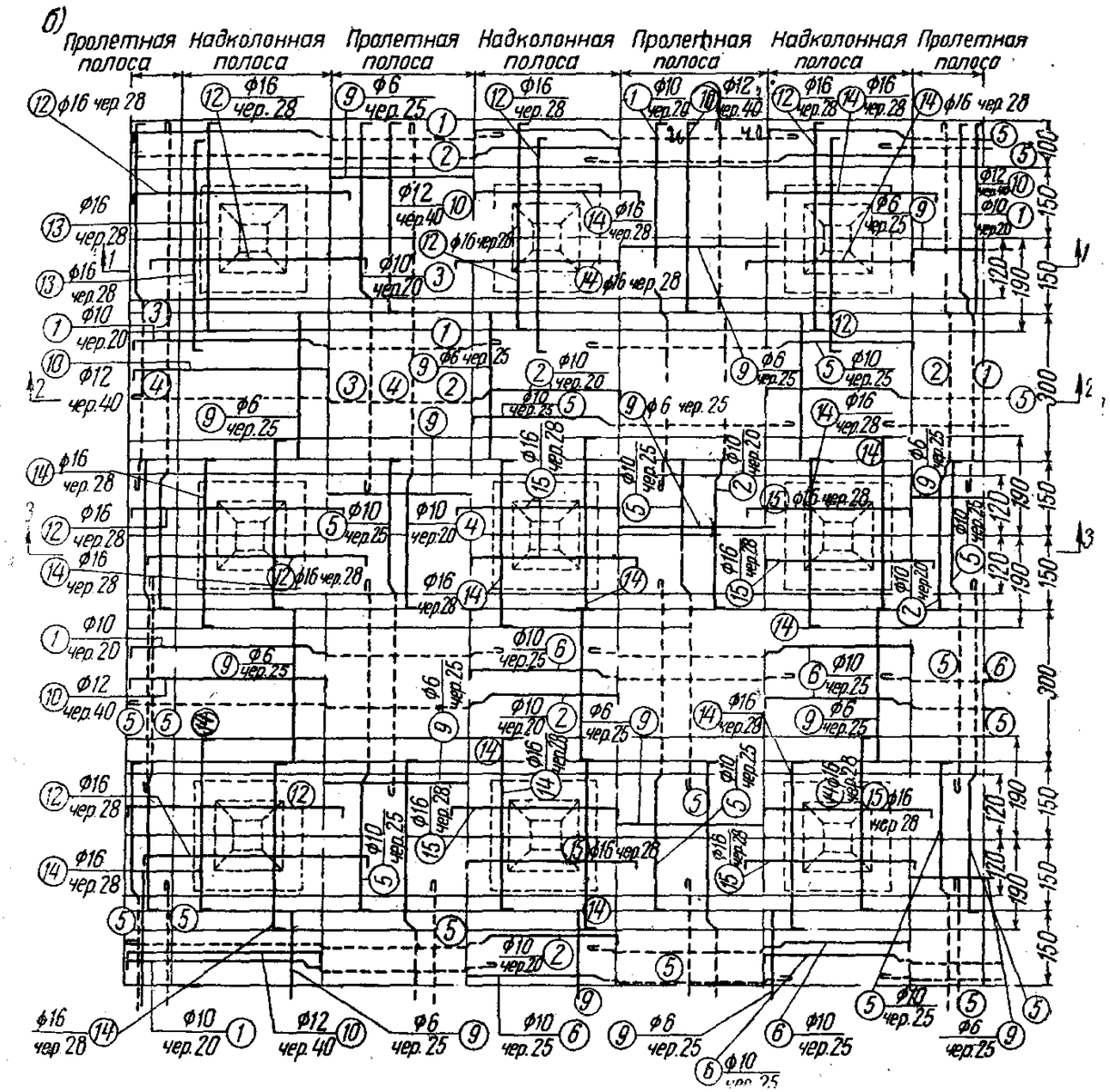


Рис. 93, *б*. Рабочий чертеж плиты

б — верхняя сетка

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С УЧЕТОМ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЯ МОМЕНТОВ ВСЛЕДСТВИЕ ПЛАСТИЧЕСКИХ ДЕФОРМАЦИЙ

Расчет и конструирование

§ 20 „Норм и Технических условий проектирования железобетонных конструкций (НиТУ-3-49) гласит:

„При расчете прочности конструкций статически неопределимых систем допускается учитывать перераспределение усилий вследствие пластических деформаций“.

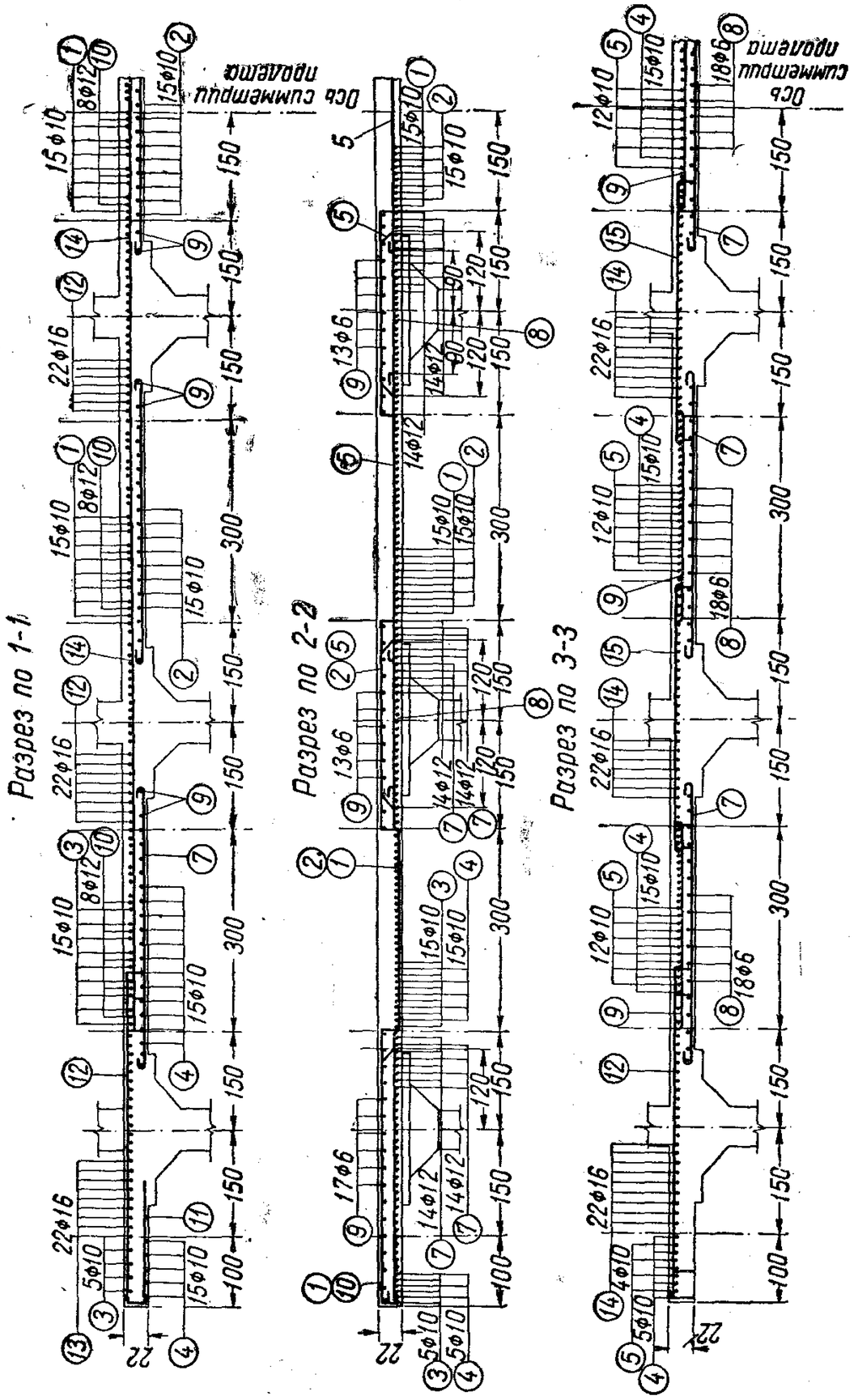


Рис. 94. Рабочий чертеж плиты
Разрезы

Это значит, что в эпюре изгибающих моментов, построенной на теории упругости (рис 95, *а*) линия *аа* может быть в пределе перемещена либо в положение a_1 a_1 (рис. 95, *б*), либо в положение a_2 a_2 (рис. 95, *в*).

При этом полусумма абсолютных величин опорных моментов плюс момент в середине пролета не меняется и равна

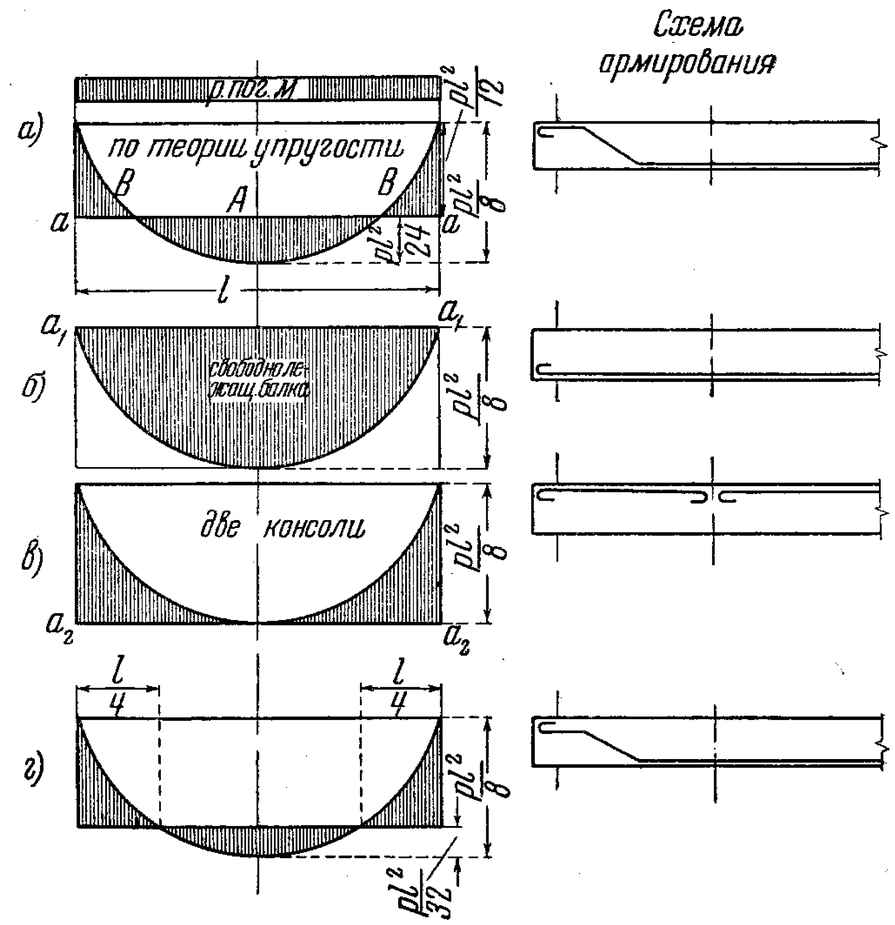


Рис. 95. Распределение моментов при равномерно распределенной нагрузке

а — по теории упругости в однопролетной балке с защемленными опорами; *б* — в свободно лежащей балке; *в* — для двух консолей; *г* — оптимальное распределение моментов в среднем пролете многопролетной балки

моменту свободно лежащей балки. Но проектировщику предоставляется возможность в целях удешевления конструкции или облегчения производства работ несколько изменить соотношение положительных и отрицательных моментов в перекрытии.

При распределении суммарного момента по теории упругости трещины на опоре и в пролете появятся одновременно, при другом распределении моментов трещины появятся в разное время. Суммарный же момент при разрушении будет один и тот же.

Как известно, при равномерно распределенной нагрузке в заделанной балке, рассчитанной по теории упругости,

линия aa отсекает на опоре момент, равный $\frac{pl^2}{12}$, а в пролете $\frac{pl^2}{24}$ (рис. 95, *а*). Сумма моментов равна $\frac{pl^2}{8}$. Если переместить линию aa в положение $a_1 a_1$, то балку надо заармировать как свободно лежащую с наибольшим моментом $\frac{pl^2}{8}$.

Если переместить линию aa в положение $a_2 a_2$, получаются две консоли с максимальным моментом у опор равным опять-таки $\frac{pl^2}{8}$.

Количество затраченной арматуры, теоретически говоря, пропорционально заштрихованным площадям эпюры моментов. Нетрудно показать, что площадь эпюры моментов для свободно лежащей балки в 2 раза больше, чем площади эпюр для двух консолей, соответственно и арматура для первого случая армирования будет больше, чем для второго.

Возникает вопрос, как провести линию aa, чтобы сумма эпюры площадей моментов (положительных A и отрицательных B) была бы минимальной, что и даст минимум арматуры[1].

Запишем уравнение линии моментов в общем виде

$$y = \varphi(x) \text{ (рис. 95).}$$

$$\text{Площадь } A = x_1 y_1 - \int_0^{x_1} y dx.$$

$$\text{Площадь } B = \int_{x_1}^{l/2} y dx - (l/2 - x_1) y_1.$$

Сумма обеих площадок

$$F = x_1 y_1 - \int_0^{x_1} y dx + \int_{x_1}^{l/2} y dx - (l/2 - x_1) y_1.$$

Чтобы получить условие минимума площадей, приравняем первую производную нулю, т. е. $\frac{dF}{dx} = x_1 y' - (l/2 - x_1) y_1 = 0$,

откуда

$$x_1 = \frac{l}{4}.$$

Так как решение дано в общем виде, то оно пригодно при любой симметричной нагрузке.

Отсюда следует правило для определения оптимального армирования: надо вычертить эпюру изгибающих моментов для свободно лежащей балки, из четвертей пролета опустить перпендикуляры до пересечения их с эпюрой моментов, точки пересечения соединить прямой и продолжить ее до опор балки. Эта прямая и отсечет на эпюре моментов площади так, что их сумма будет минимальной, т. е. армирование будет оптимальным.

Так, например, для заделанной равномерно загруженной балки момент в пролете будет равен $\frac{pl^2}{32}$, а на опоре $\frac{3\,pl^2}{32}$ (рис. 95, *г*). Сумма моментов и здесь равна $\frac{pl^2}{8}$, но моменты так распределяются, что на опоре момент в 3 раза больше, чем в пролете.

Это правило определения наименьших площадей изгибающих моментов может быть применено и к многопролетным элементам при условии наличия равных пролетов и равных симметричных нагрузок. К таким конструкциям принадлежат и безбалочные перекрытия.

В безбалочных перекрытиях на опоре расчетная полезная высота сечения значительно больше чем в пролете, поэтому арматура на опоре используется более эффективно чем в пролете. Следовательно, желательно возможно большую часть суммарного момента передать на опору Однако необходимо ограничить и верхнюю границу отрицательного момента, который не должен превышать устроенного положительного момента.

Второе ограничение заключается в том, чтобы в рабочем эксплуатационном состоянии в конструкции не образовались пластические шарниры.

В данном случае это ограничение удовлетворяется. При распределении моментов согласно теории упругости момент в пролете равен $\frac{pl^2}{24}$, а на опоре $\frac{pl^2}{12}$. Это распределение моментов ведет к тому, что пластические шарниры образуются одновременно на опоре и в пролете, так как предел текучести в арматуре достигается в этих точках одновременно. При коэффициенте запаса прочности 2 пластические шарниры образуются при двойной нагрузке против эксплуатационной.

При предлагаемом перераспределении моментов момент на опоре равен $\frac{3\,pl^2}{32}$, т. е. он больше теоретического в 1,125 раз, но и арматуры будет там уложено в 1,125 раза больше. Это значит, что на опоре пластический шарнир образуется в последнюю очередь.

[1] «Бюллетень строительной техники» № 20, 1947, проф. М. Я. Штаерман «Принцип минимального армирования некоторых изгибаемых конструкций».

линия aa отсекает на опоре момент, равный $\frac{pl^2}{12}$, а в пролете $\frac{pl^2}{24}$ (рис. 95, *а*). Сумма моментов равна $\frac{pl^2}{8}$. Если переместить линию aa в положение $a_1 a_1$, то балку надо заармировать как свободно лежащую с наибольшим моментом $\frac{pl^2}{8}$.

Если переместить линию aa в положение $a_2 a_2$, получаются две консоли с максимальным моментом у опор равным опять-таки $\frac{pl^2}{8}$.

Количество затраченной арматуры, теоретически говоря, пропорционально заштрихованным площадям эпюры моментов. Нетрудно показать, что площадь эпюры моментов для свободно лежащей балки в 2 раза больше, чем площади эпюр для двух консолей, соответственно и арматура для первого случая армирования будет больше, чем для второго.

Возникает вопрос, как провести линию aa, чтобы сумма эпюры площадей моментов (положительных A и отрицательных B) была бы минимальной, что и даст минимум арматуры[1].

Запишем уравнение линии моментов в общем виде

$$y = \varphi\ (x) \text{ (рис. 95).}$$

$$\text{Площадь } A = x_1\ y_1 - \int_0^{x_1} y dx.$$

$$\text{Площадь } B = \int_{x_1}^{l/2} y dx - (l/2 - x_1)\ y_1.$$

Сумма обеих площадок

$$F = x_1\ y_1 - \int_0^{x_1} y dx + \int_{x_1}^{l/2} y dx - (l/2 - x_1)\ y_1.$$

Чтобы получить условие минимума площадей, приравняем первую производную нулю, т. е. $\frac{dF}{dx} = x_1\ y' - (l/2 - x_1)\ y_1 = 0$,

откуда

$$x_1 = \frac{l}{4}.$$

Так как решение дано в общем виде, то оно пригодно при любой симметричной нагрузке.

Отсюда следует правило для определения оптимального армирования: надо вычертить эпюру изгибающих моментов для свободно лежащей балки, из четвертей пролета опустить перпендикуляры до пересечения их с эпюрой моментов, точки пересечения соединить прямой и продолжить ее до опор балки. Эта прямая и отсечет на эпюре моментов площади так, что их сумма будет минимальной, т. е. армирование будет оптимальным.

Так, например, для заделанной равномерно загруженной балки момент в пролете будет равен $\frac{pl^2}{32}$, а на опоре $\frac{3\ pl^2}{32}$ (рис. 95, *г*). Сумма моментов и здесь равна $\frac{pl^2}{8}$, но моменты так распределяются, что на опоре момент в 3 раза больше, чем в пролете.

Это правило определения наименьших площадей изгибающих моментов может быть применено и к многопролетным элементам при условии наличия равных пролетов и равных симметричных нагрузок. К таким конструкциям принадлежат и безбалочные перекрытия.

В безбалочных перекрытиях на опоре расчетная полезная высота сечения значительно больше чем в пролете, поэтому арматура на опоре используется более эффективно чем в пролете. Следовательно, желательно возможно большую часть суммарного момента передать на опору Однако необходимо ограничить и верхнюю границу отрицательного момента, который не должен превышать устроенного положительного момента.

Второе ограничение заключается в том, чтобы в рабочем эксплуатационном состоянии в конструкции не образовались пластические шарниры.

В данном случае это ограничение удовлетворяется. При распределении моментов согласно теории упругости момент в пролете равен $\frac{pl^2}{24}$, а на опоре $\frac{pl^2}{12}$. Это распределение моментов ведет к тому, что пластические шарниры образуются одновременно на опоре и в пролете, так как предел текучести в арматуре достигается в этих точках одновременно. При коэффициенте запаса прочности 2 пластические шарниры образуются при двойной нагрузке против эксплуатационной.

При предлагаемом перераспределении моментов момент на опоре равен $\frac{3\ pl^2}{32}$, т. е. он больше теоретического в 1,125 раз, но и арматуры будет там уложено в 1,125 раза больше. Это значит, что на опоре пластический шарнир образуется в последнюю очередь.

[1] «Бюллетень строительной техники» № 20, 1947, проф. М. Я. Штаерман «Принцип минимального армирования некоторых изгибаемых конструкций».

В пролете момент равен $\frac{}{24}$, уложено же арматуры, воспринимающей момент $\frac{pl^2}{32}$, т. е. 0,75 от теоретически потребной. В связи с этим напряжение в арматуре будет в 1,33 раза больше, чем при армировании по теоретической эпюре. При запасе прочности 2 и пределе текучести стали, равной 2 500 *кг/см²*, напряжение в арматуре будет равно:

$$1\,250 \cdot 1{,}33 = 1\,663 \text{ кг/см}^2,$$

т. е. пластический шарнир не образуется при эксплуатационной нагрузке.

Он образуется только при 2 500 : 1 663, т. е. при нагрузке в 1,5 раза больше расчетной эксплуатационной. По отношению к полезной (временной) нагрузке этот коэффициент будет еще больше. Действительно, при полезной нагрузке в 1 000 *кг/м²* и собственном весе конструкции в 500 *кг/м²* пластический шарнир образуется при расчетной нагрузке, равной (1 000 + 500) 1,5 = 2 250 *кг/м²*.

Так как собственный вес конструкции остается неизменным, то полезная нагрузка, при которой образуется пластический шарнир, определится в 2 250 — 500 = 1 750 *кг/м²*, т. е. коэффициент перегрузки при появлении пластического шарнира должен быть равен 1,75.

Для обычных случаев это вполне надежный коэффициент.

Перераспределение моментов ограничивается также минимальным процентом армирования, требуемым действующими Нормами и Техническими условиями проектирования железобетонных конструкций (например, для бетонов марок 110 — 140 при арматуре с пределом текучести $\sigma_т \leqslant 3\,000$ *кг/см²* процент армирования должен быть не менее 0,2).

Поэтому, если в пролетной полосе арматура в пролете при вышеуказанном распределении моментов окажется меньше минимального процента армирования, то следует принять процент армирования, равный минимальному, определить, какой момент может воспринять сечение с этим процентом армирования и соответственно меньший момент передать на опорное сечение.

При перераспределении моментов соответственно должны быть изменены и длины стержней арматуры. При заделке нулевая точка моментов приходится на расстояние 0,2113 l от опоры, при принятом нами перераспределении моментов эта точка находится на расстоянии 0,25 l от опоры. Поэтому верхние стержни должны быть продлены за ось опоры на 0,04 l больше, чем принято в действующих правилах конструирования, а длины нижних стержней могут быть соответственно уменьшены.

Опорное сечение имеет вид, указанный на рис. 96. При подборе арматуры до настоящего времени в надколонной полосе высоту сечения принимают равной 1,5 толщины плиты, а в пролетной полосе — толщине плиты. В действительности все опорное сечение работает, как тавровое и это следует учесть.

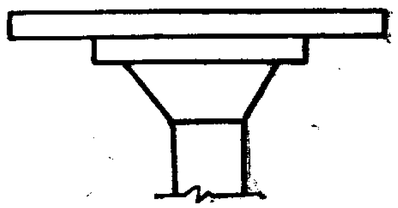


Рис. 96. Вид опорного сечения

Расчет всего опорного сечения как таврового дает экономию в металле примерно в 4,5%.

Проектирование безбалочных перекрытий с учетом перераспределения моментов и расчет всего опорного сечения как таврового дает экономию в арматуре примерно 11—12%. Типовое армирование перекрытия с учетом перераспределения моментов представлено на рис. 97.

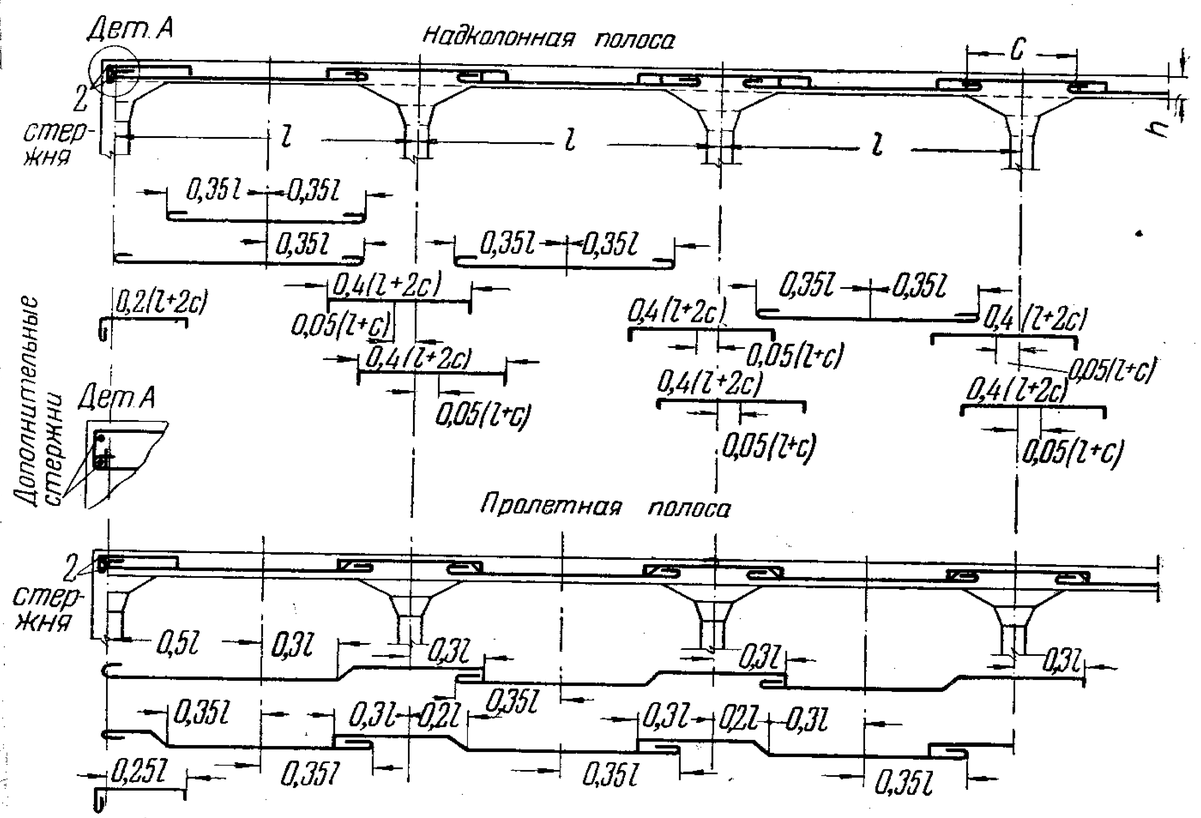


Рис. 97. Типовое армирование перекрытия без обвязочных балок с учетом перераспределения усилий

Пример расчета. Расчет безбалочного перекрытия без обвязочных балок с учетом перераспределения моментов

Исходные данные

Перекрытия равнопролетные с квадратными панелями 5×5 *м* с пристенными колоннами без обвязочных балок.

Постоянная нагрузка — 675 *кг/м²*. Полезная нагрузка 1 000 *кг/м²*. Полная нагрузка — 1 675 *кг/м²*. Толщина плиты — 17 *см*.

Капители с надкапительными квадратными плитами размером 1,75 ×

$\times$ 1,75 *м*. Расчетная ширина капители $c = 1{,}1$ *м*. Высота этажа — 3,33 *м*. Сечение верхних крайних колонн 35×40 *см*. Сечение нижних крайних колонн — 40×45 *см*. Сечение средних колонн 45×45 *см*. Расчетная длина пролета $l_р = l - {}^2/_3\, c = 5 - {}^2/_3\, 1{,}10 = 4{,}27$ *м*.

Расчетная высота колонн

$$H_p = H - \frac{c}{2} = 3{,}33 - \frac{1{,}10}{2} = 2{,}78 \text{ м}.$$

Моменты инерции:

верхней крайней колонны $\quad J_в = \dfrac{4{,}0 \cdot 3{,}5^3}{12} = 14{,}3$ *дм*⁴;

нижней крайней колонны $\quad J_н = \dfrac{4{,}5 \cdot 4{,}0^3}{12} = 24{,}0$ *дм*⁴;

плиты $\quad J_{пл} = \dfrac{50 \cdot 1{,}7^3}{12} = 20{,}5$ *дм*⁴.

Линейные моменты инерции:

верхней колонны $\quad i_в = \dfrac{14{,}3}{27{,}8} = 0{,}515$;

нижней колонны $\quad i_н = \dfrac{24{,}0}{27{,}8} = 0{,}86$;

плиты $\quad i_{пл} = \dfrac{20{,}5}{42{,}7} = 0{,}480$.

Определение расчетных моментов

Средняя панель

$$P = (g + p)\, l_x\, l_y = 1675 \cdot 5 \cdot 5 = 41\,875 \text{ кг}.$$

Суммарный момент

$$M_c = 0{,}125\, Pl\left(1 - \frac{2}{3}\,\frac{c}{l}\right)^2 = 0{,}125 \cdot 41\,875 \cdot 5\left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{1{,}10}{5{,}00}\right)^2 = 19\,000 \text{ кгм}.$$

Передаем на опорный момент 75 % и на пролетный 25 % от суммарного момента:

$$M_{оп} = -0{,}75 \cdot 19\,000 = -14\,250 \text{ кгм};$$

$$M_{пр} = 0{,}25 \cdot 19\,000 = 4.750 \text{ кгм}.$$

Крайняя панель

Отношение суммы линейных моментов инерции верхней и нижней крайних колонн к линейному моменту инерции плиты

$$\frac{i_в + i_н}{i_{пл}} = \frac{0{,}515 + 0{,}86}{0{,}48} = 2{,}85.$$

Согласно графику на рис. 62 $\alpha = 1{,}15$; $\beta = 1{,}18$; $\gamma = 0{,}7$.

Следовательно, опорный момент на первой от края опоре

$$M_B = \alpha\, M_{оп} = -1{,}15 \cdot 14250 = -16\,400 \text{ кгм};$$

пролетный момент в крайнем пролете

$$M_{пр.кр} = \beta\, M_{пр} = 1{,}18 \cdot 4\,750 = 5\,600 \text{ кгм};$$

опорный момент на крайней опоре

$$M_A = \gamma\, M_{оп} = -0{,}7 \cdot 14\,250 = -0{,}7 \cdot 14\,250 = -9\,970 \text{ кгм}.$$

Подбор сечений. Толщина плиты 17 *см*. Расчетная высота опорного сечения $1{,}5 \cdot 17 = 25{,}5$ *см*.

Полезная высота плиты для наружного ряда арматуры $h_o = h - 1{,}5 - \dfrac{d}{2} = 15$ *см*, а для внутреннего — $h_o = h - 1{,}5 - 1{,}5\, d = 14$ *см*. Полезная высота опорного сечения 22 *см*. Коэффициент запаса $k = 1{,}8$. Бетон марки 140, арматура Ст. 0.

Средняя панель

Пролетное сечение. Надколонная полоса

$M_1 = 0{,}55\, M_{пр} = 0{,}55 \cdot 4\,750 = 2\,610$ *кгм*; $h_o = 15$ *см*;

согласно формуле (68) необходимое сечение арматуры

$$F_{a_1} = \frac{0{,}8\, kM}{h_o\, \sigma_т} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 261\,000}{15 \cdot 2\,500} = 10{,}05 \text{ см}^2.$$

Пролетная полоса

$$M_3 = 0{,}45\, M_{пр} = 0{,}45 \cdot 4\,750 = 2\,140 \text{ кгм}; \; h_o = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_3} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 214\,000}{14 \cdot 2\,500} = 8{,}8 \text{ см}^2.$$

Опорное сечение

$$M_{оп} = -14\,250 \text{ кгм}; \; h_o = 22 \text{ см};$$

$$F_{a_{оп}} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 1\,425\,000}{22 \cdot 2\,500} = 38{,}1 \text{ см}.$$

В надколонной полосе укладываем 75 % всей необходимой арматуры на опоре, а в пролетной — 25 %.

$$F_{a_0} = 0{,}75; \; M_{o_{оп}} = 0{,}75 \cdot 38{,}1 = 28{,}6 \text{ см}^2;$$

$$F_{a_2} = 0{,}25; \; M_{o_{оп}} = 0{,}25 \cdot 38{,}1 = 9{,}5 \text{ см}^2.$$

Крайняя панель

Пролетное сечение. Надколонная полоса

$$M_5 = 0{,}85\, M_{пр \cdot кр} = 0{,}85 \cdot 5\,600 = 4\,760 \text{ кгм}; \; h_o = 15 \text{ см};$$

$$F_{a_5} \; \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 476\,000}{15 \cdot 2\,500} = 18{,}3 \text{ см}^2,$$

Пролетная полоса

$$M_7 = 0{,}25\, M_{пр \cdot кр} = 0{,}25 \cdot 5\,600 = 1\,400 \text{ кгм}; \; h_0 = 14 \text{ см};$$

$$F_{a_7} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 140\,000}{14 \cdot 2\,500} = 5{,}76 \text{ см}^2;$$

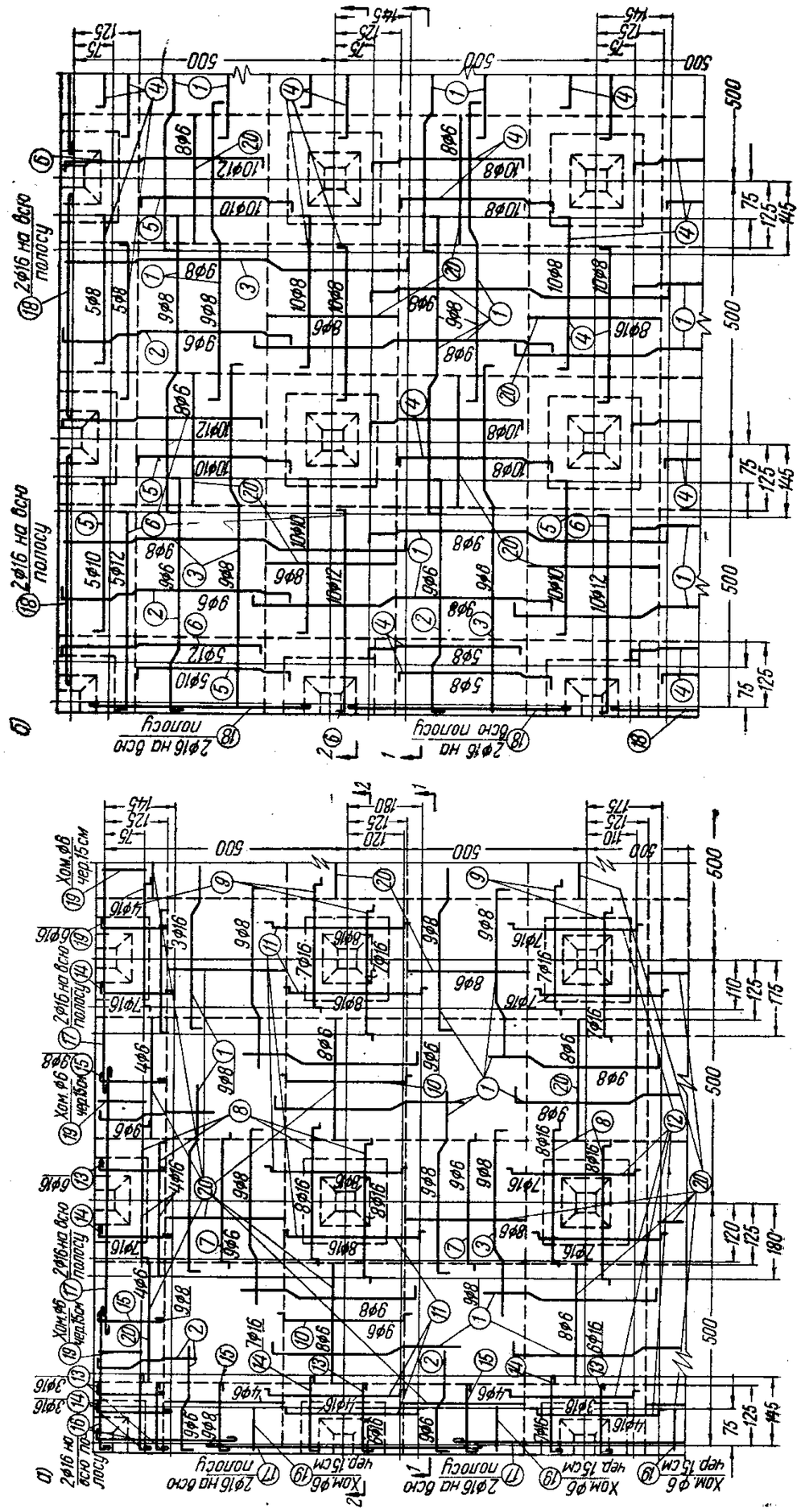


Рис. 98, *а* и *б*. Рабочий чертеж плиты

а — верхняя сетка; *б* — нижняя сетка

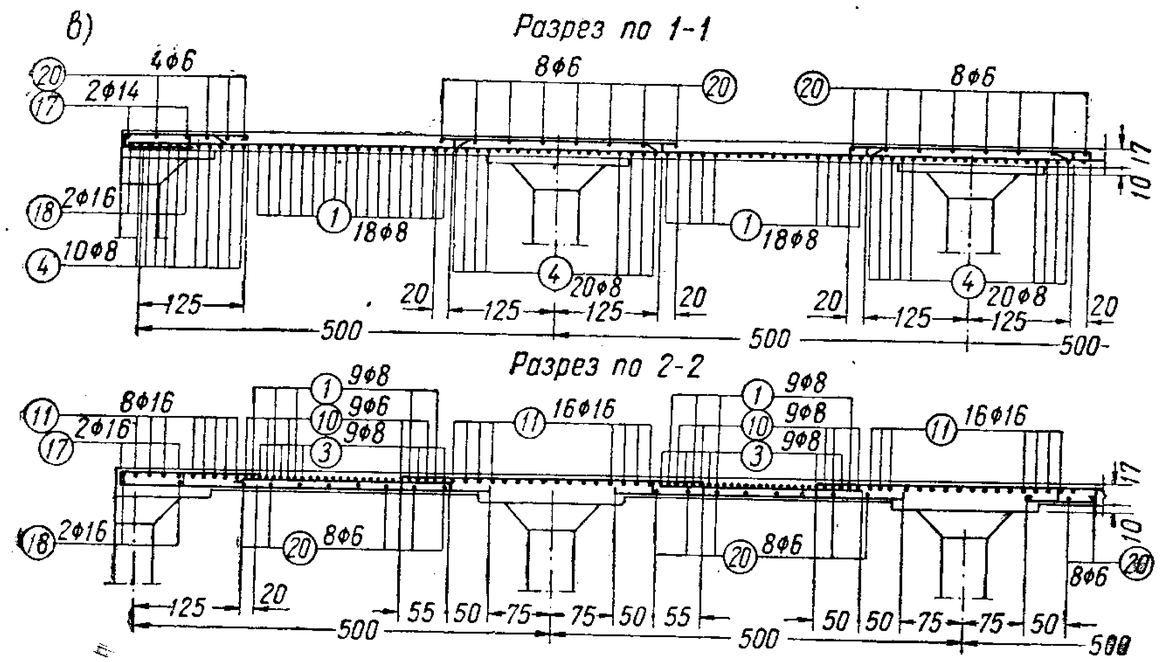


Рис. 98, *в*. Рабочий чертеж плиты

в — разрезы

F_{a_7} получилось меньше, чем 0,2%, т. е. меньше минимального процента армирования. Принимаем $\mu = 0{,}2\ \%$; $F_{a_7} = 0{,}002\, bh_0 = 0{,}002 \cdot 250 \times 14 = 7{,}0\ см^2$.

Первая от края опора:

$$M_B = -16\,400\ кгм;\ h_0 = 22\ см;$$

$$F_{aB} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 1\,640\,000}{22 \cdot 2\,500} = 43{,}9\ см^2.$$

В надколонной полосе укладываем 75 % всей опорной арматуры, а в пролетной — 25%.

$$F_{a_4} = 0{,}75 \cdot 43{,}9 = 32{,}9\ см^2;$$

$$F_{a_6} = 0{,}25 \cdot 43{,}9 = 11{,}0\ см^2.$$

Крайняя опора

$$M_A = -9\,970\ кгм;\ h_0 = 22\ см;$$

$$F_{aA} = \frac{0{,}8 \cdot 1{,}8 \cdot 997\,000}{22 \cdot 2\,500} = 26{,}8\ см^2.$$

Всю эту арматуру располагаем на крайней опоре в надколонной полосе.

На крайней опоре в пролетной полосе принимаем минимальное допустимое по НиТУ сечение арматуры $F_{a_9} = 0{,}002\, bh_0 = 0{,}002 \cdot 250 \cdot 14 = 7{,}0\ см^2$.

Рабочие чертежи рассчитанного перекрытия приведены на рис. 98, *а*, *б*, *в*.

Глава XII

ОБЛЕГЧЕННЫЕ, СЛОИСТЫЕ И СБОРНЫЕ БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

1. ОБЛЕГЧЕННЫЕ БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

В сравнительно толстых плитах безбалочных перекрытий собственный вес плит играет значительную роль. Поэтому возникает естественное стремление облегчить веса перекрытий за счет оставления в растянутой зоне только тонких ребер, в которых размещается арматура („вафельные" перекрытия), или за счет замены части обычного тяжелого бетона, в особенности в растянутой зоне, легким бетоном (плиты с вкладышами), или за счет отказа от части бетона, применив вместо сплошного перекрытия сетку из легких балок (кассетовые перекрытия).

Авторы этих предложений упускают иной раз из виду одно весьма важное обстоятельство.

Дело в том, что в общеизвестном дифференциальном уравнении для тонких плит

$$\frac{m^2 EJ}{m^2-1}\left(\frac{d^4 w}{dx^4}+\frac{2\,d^4 w}{dx^2 dy^2}+\frac{d^4 w}{dy^4}\right)=p\,(xy)$$

средний член уравнения характеризует крутящие моменты и оказывает, очевидно, влияние на конечные результаты расчетов. При этом в сплошных плитах возникающие крутящие моменты воспринимаются бетоном, а в плитах с вкладышами и в особенности в перекрытиях, состоящих из сетки балок, крутящие моменты не могут быть полностью восприняты, и изгибающие моменты в этих случаях значительно разнятся от таковых при сплошных плитах.

Если без соответствующих изменений перенести метод расчета и конструирования, обычно принятый для сплошных плит, на облегченные (плита с вкладышами или сетка балок), результаты окажутся хуже ожидаемых.

Справедливость этого положения была доказана испытанием облегченного безбалочного перекрытия, произведенным ЦНИПС. Перекрытие это оказалось значительно слабее обычного со сплошной плитой.

Но если изучить работу облегченных безбалочных перекрытий и соответственно их законструировать, то можно получить достаточно хорошие результаты.

Сравним величины моментов сплошного перекрытия с величинами моментов определенных без среднего члена упомянутого дифференциального уравнения. Для среднего поля многопролетной конструкции при сплошной нагрузке возникают следующие моменты в точках (обычная конструкция): в середине плиты $M_3 = 0{,}02521\,pl^2$, в середине надколонной полосы $M_1 = 0{,}04982\,pl^2$, на опоре пролетной полосы $M_2 = -0{,}02666\,pl^2$ и над колонной $M_0 = -0{,}06984\,pl^2$. Величины эти соответствуют капители шириной в $^1/_3$ пролета.

Моменты для плит без среднего члена, т. е. без влияния крутящих моментов будут соответственно: в середине плиты $M_3 = 0{,}01023\,pl^2$, в середине надколонной полосы $M_1 = 0{,}07489\,pl^2$, на опоре пролетной полосы $M_2 = -0{,}019129\,pl^2$ и над колонной $M_0 = 0{,}090979\,pl^2$.

Сопоставление величин этих моментов хорошо иллюстрирует влияние крутящих моментов, которые несколько уравнивают изгибающие моменты: увеличивают их в средней части и уменьшают на опоре.

При отсутствии крутящих моментов изгибающие моменты в середине плиты в 2,5 раза меньше, а в опорной части в надколонной полосе на 50% больше, чем при сплошной плите.

Если сравнить суммарные величины моментов, то общая разница несколько изменится.

Сумма моментов при нормально сконструированной плите дает $(0{,}02521 + 0{,}026666 + 0{,}4982 + 0{,}06984)\,pl^2 = 0{,}17153\,pl^2$, а при отсутствии кручения имеем сумму расчетных моментов $(0{,}01023 + 0{,}019129 + 0{,}07489 + 0{,}0900979)\,pl^2 = 0{,}195228\,pl^2$, т. е. сумма моментов в кассетовых перекрытиях увеличивается на 14%.

Из изложенного, однако, не следует делать общего вывода о том, что нужно отказаться раз и навсегда от облегченных конструкций безбалочных перекрытий, например, плит с легкими вкладышами и других облегченных конструкций.

В ряде случаев такая облегченная конструкция может оказаться более выгодной, чем сплошная конструкция безбалочной плиты.

Но необходимо предостеречь проектировщиков от механического переноса без всякой критики общих формул и методов конструирования, принятых для сплошных плит безбалочных перекрытий, на плиты облегченных конструкций.

При расчете и конструировании последних надо учесть, что величины моментов в них отличаются от моментов в сплошных безбалочных перекрытиях.

В 1933 г. коллективом научных сотрудников ЦНИПС под руководством проф. А. А. Гвоздева были разработаны безбалочные перекрытия со включением легких камней[1]. В этих

[1] А. А. Гвоздев, В. И. Мурашев, М. И. Бычков, Безбалочные перекрытия с легкими камнями, Стройиздат, 1933.

перекрытиях бетон, неполностью использованный по прочности, заменяется более легким материалом в виде квадратных или прямоугольных камней, изготовляемых заранее и укладываемых на место перед бетонированием плиты.

В промежутки, образующиеся между камнями, укладывается арматура, после чего эти промежутки заполняются

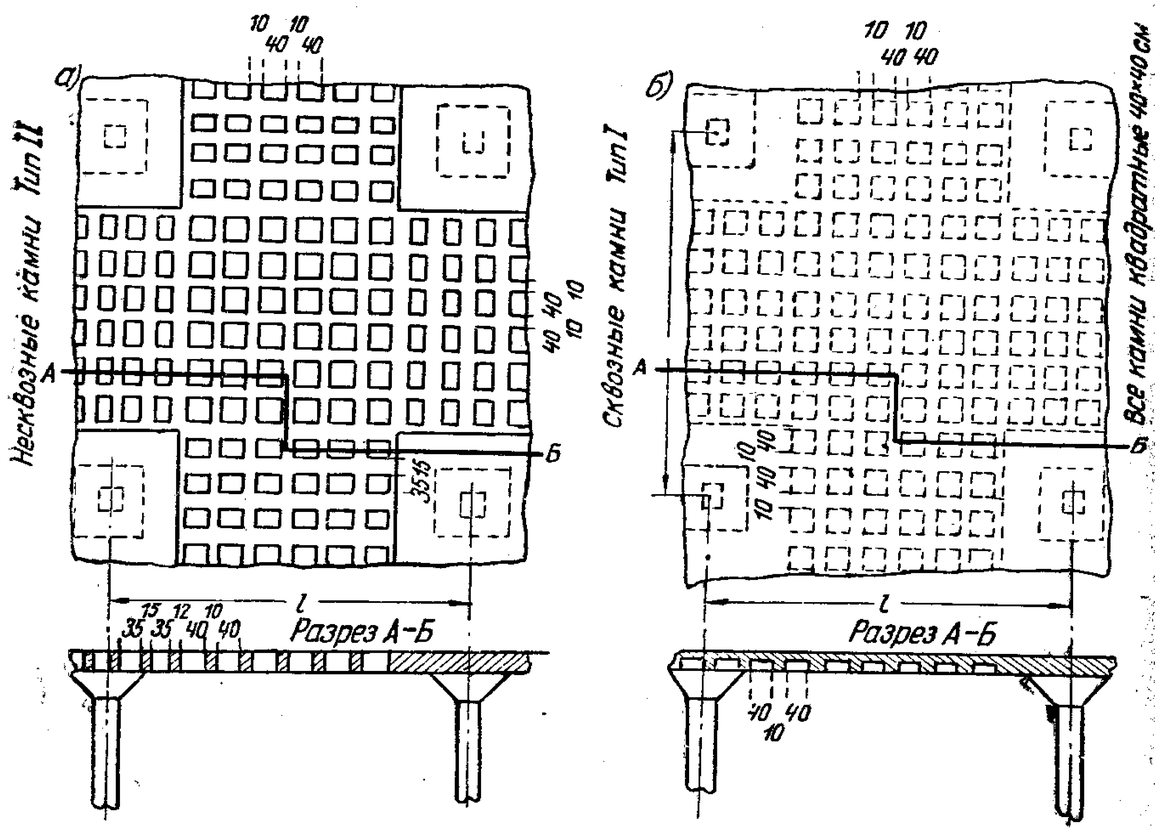


Рис. 99. Безбалочные перекрытия с включением легких камней

а — перекрытия с сквозными камнями на всю толщину плиты; *б* — перекрытие с несквозными камнями

бетоном. В результате образуется система пересекающихся железобетонных ребер, связывающих отдельные камни в монолитное целое. Предложены два типа плит с включением легких камней.

1. Пространства, образующиеся между разложенными на опалубке камнями, заполняются бетоном до верхней поверхности камней (камни имеют высоту, равную полной толщине плиты, рис. 99, *а*).

2. Во втором случае, кроме заполнения пространств между камнями, по верху камней укладывается слой бетона толщиной 4—5 *см*, образующий тонкую сплошную плиту (в этом случае камни имеют высоту, меньшую общей толщины плиты, рис. 99, *б*).

Изменением длины и ширины камней, включаемых в различных участках плиты с различными изгибающими моментами при одинаковой ее высоте можно достигнуть полного использования прочности бетона. Часть плиты в местах капителей размером от 0,4 до 0,5 пролета в обоих типах перекрытий сохраняется полностью железобетонной без включения камней.

Применяемые для перекрытий сплошные камни, обычно изготовляемые из легкого бетона на местных легких заполнителях, должны иметь объемный вес не более 1 400 *кг/м*³ и предел прочности при сжатии не менее 35 *кг/см*²; для заполнения перекрытий возможно также применение естественных камней или пустотелых бетонных и керамических камней, отвечающих вышеуказанным требованиям.

Для обеспечения совместной работы бетона и камней необходимо, чтобы материал, из которого изготовляются камни, хорошо сцеплялся с бетоном.

Согласно Инструкции ЦНИПС (1933 г.) по расчету и проектированию безбалочных перекрытий расчет безбалочных перекрытий с включением легких камней производится так же, как и обычных безбалочных перекрытий, за исключением изложенных ниже дополнений и изменений.

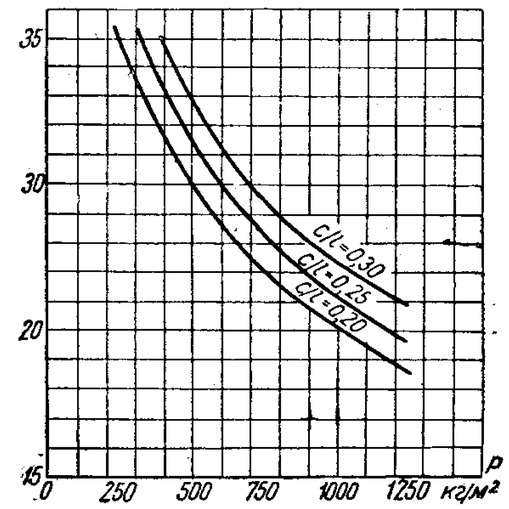


Рис. 100. График для определения толщины безбалочной плиты с включением легких камней

Толщина плиты с камнями определяется по наибольшему расчетному отрицательному моменту надколонной полосы, причем в расчет вводится вся толщина надколонной полосы.

Вследствие сравнительно малой жесткости перекрытий с камнями по Инструкции требуется, чтобы отношение величины пролета к толщине плиты было не менее величины, определяемой по графику на рис. 100 в зависимости от величины полезной нагрузки.

Определенную, как в обычном безбалочном перекрытии, площадь сечения арматуры следует увеличить умножением на следующие коэффициенты:

Сечение \ Полосы	Надколонная	Пролетная
Опорное	1,15	1,20
Пролетное	1,20	1,20

Введение этих коэффициентов объясняется тем, что в местах расположения камней доля участия этих камней и оставшегося бетона в работе растянутой зоны становится значительно меньшей, чем если бы в данном случае была сплошная плита.

Конструирование безбалочной плиты с включением легких камней показано на рис. 101.

Размеры камней в плане взяты из условия их участия в работе плиты на сжатие, поэтому они должны удовлетворять следующим требованиям: 1) хорошо сцепляться с бетоном; 2) иметь предел прочности при сжатии не менее 35 *кг/см*²; 3) обладать по возможности упругими свойствами, одинаковыми с упругими свойствами обычного бетона; 4) иметь объемный вес камней не более 1 400 *кг/см*². Для изготовления камней могут применяться шлаки, пемза, керамзит и другие местные материалы на смешанных цементных и бесцементных растворах. Кроме искусственных камней, могут применяться легкие естественные камни (туф и пр.).

Расположение камней по ширине сплошного бетона над колонной (см. рис. 101).

l	Число ячеек	$a + д$	n
3	6	1,59	3
3,5	7	1,59	3
4	8	2,09	4
4,5	9	2,09	4
5	10	2,59	5
5,5	11	2,59	5
6	12	2,59	5
6,5	13	3,09	6
7	14	3,09	6

Кое-где применены конструкции перекрытий с ребрами, идущими не параллельно осям колонн, а параллельно диагоналям.

Можно показать, что в этом случае моменты распределяются иначе, чем в перекрытии, могущем полностью воспринять крутящие моменты.

Для примера даны моменты в балках кассетового перекрытия. Взято среднее поле при равномерной нагрузке всех полей, при расчетной ширине капители, равной 0,4 l (рис. 102, *а*).

Здесь имеются две разные балки: одна (№ 1), лежащая на колоннах, и вторая (№ 2), не пересекающая колонны.

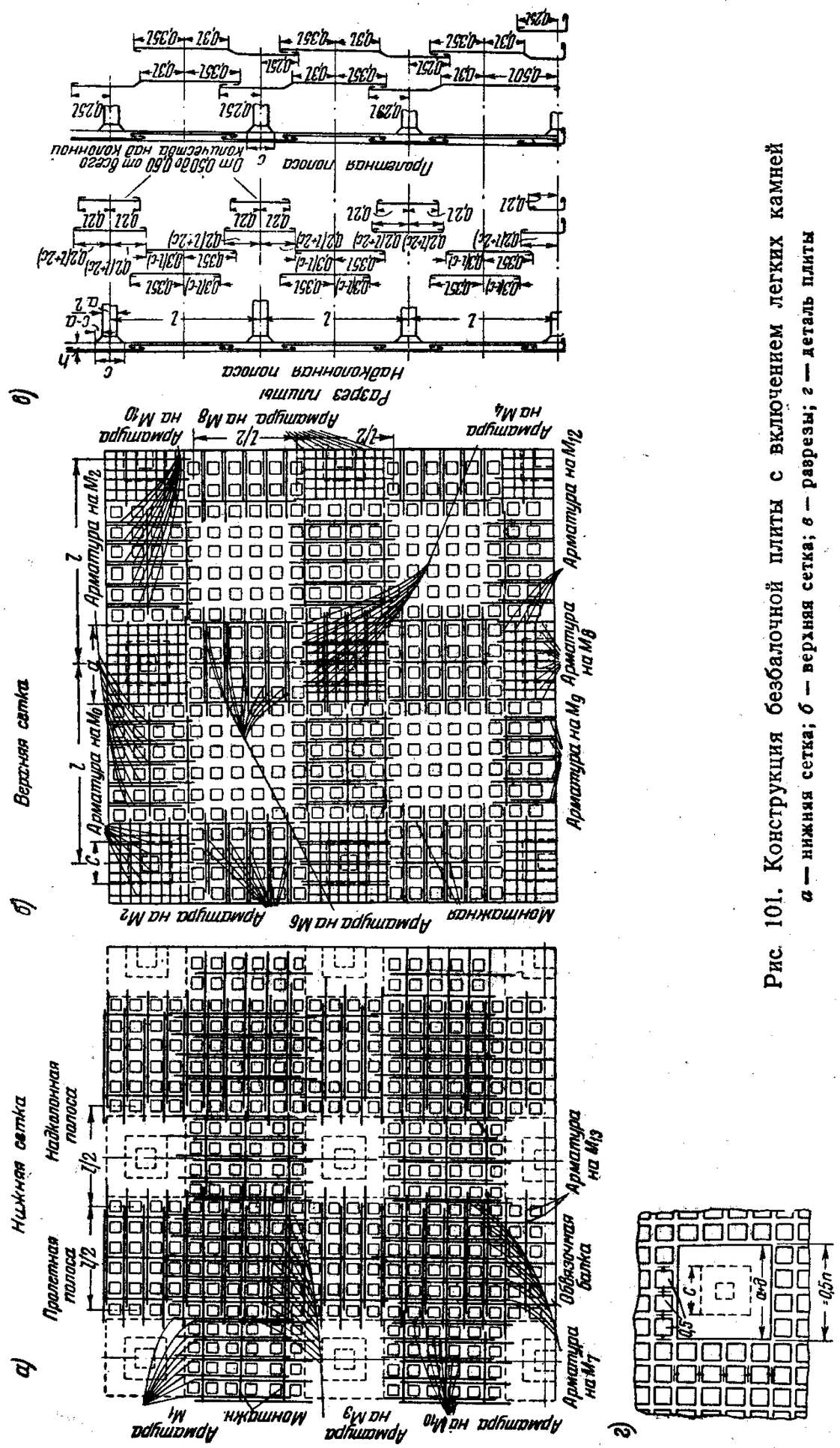


Рис. 101. Конструкция безбалочной плиты с включением легких камней
а — нижняя сетка; *б* — верхняя сетка; *в* — разрезы; *г* — деталь плиты

Приведем величины моментов во всех пересечениях:

Для балки № 1		Для балки № 2	
Точки	*Моменты*	*Точки*	*Моменты*
1	$-0{,}2296\ pl^2$	*4*	$-0{,}0176\ pl^2$
2	$+0{,}0219\ pl^2$	*5*	$+0{,}0053\ pl^2$
3	$+0{,}0691\ pl^2$		

На этом примере видно, что распределение моментов получается весьма невыгодным.

Если загрузить поля так, чтобы получились наиболее невыгодные моменты, т. е. постоянной нагрузкой g (собственный вес) все поля, а временной нагрузкой p — через полосу, то для балки № 1 в точке *1*

$$M = -0{,}2296\ (g + p)\ l^2$$

и в точке *3*

$$M_{макс} = (0{,}0691\ g + 0{,}09705\ p)\ l^2,$$

$$M_{мин} = (0{,}0691\ g - 0{,}02795\ p)\ l^2.$$

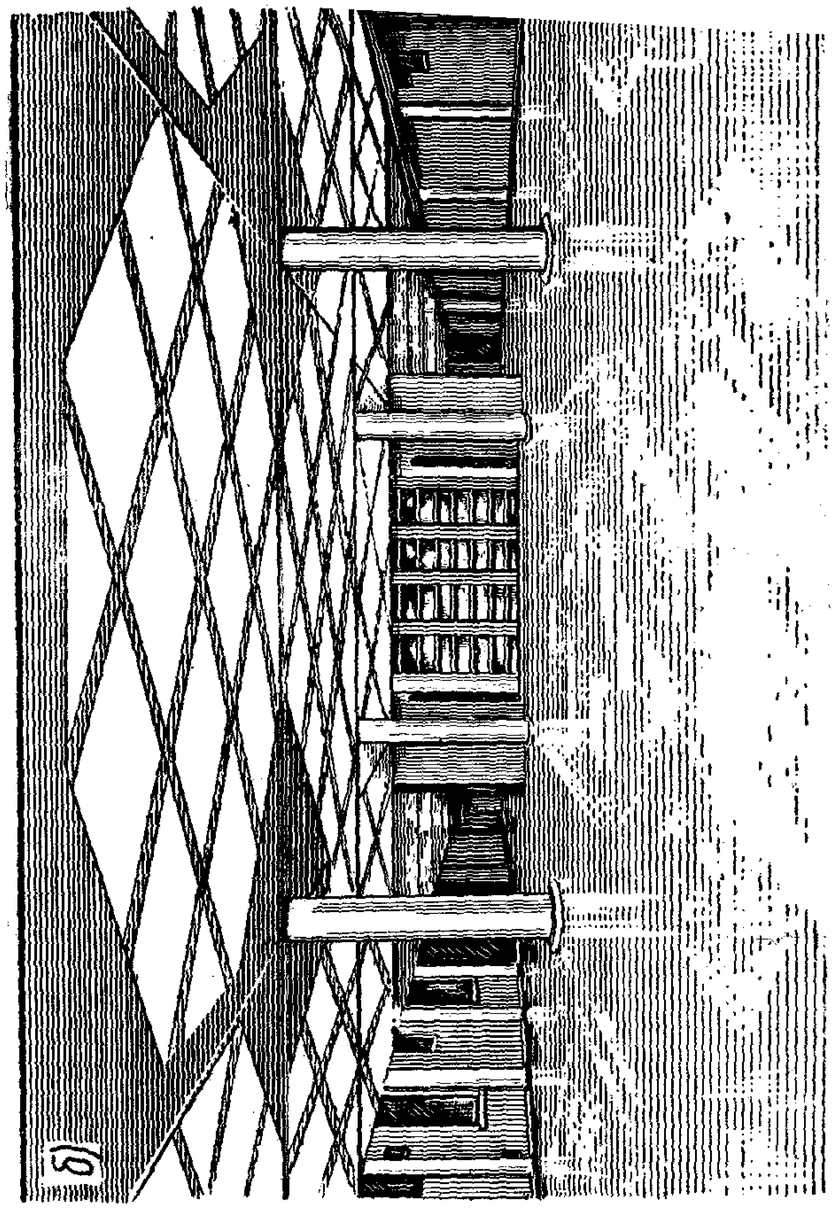
Хотя характер, распределение и величины моментов в кассетовых перекрытиях как с ребрами, параллельными осям колонн, так и с ребрами, направленными к ним под углом (обычно в 45°), получается невыгодными, но ввиду значительного облегчения конструкций в ряде случаев величины моментов могут оказаться примерно такими же, как и при обычных безбалочных перекрытиях.

На рис. 102, *б* показан общий вид помещения с кассетовым перекрытием.

Кассетовая конструкция может быть рационально использована для сборного безбалочного перекрытия.

2. СЛОИСТЫЕ БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

Идея применения слоистого железобетона заключается в следующем. Как известно, всякая конструкция при изгибе испытывает на одной поверхности растягивающие усилия, а на другой — сжимающие. Внутри конструкции остается слой, испытывающий сравнительно незначительные напряжения, доходящие до нуля (без учета среза). Внутреннюю часть железобетонной конструкции можно, очевидно, выполнить из легкого, менее прочного бетона (пенобетона, пемзобетона, шлакобетона и пр.), который одновременно будет служить теплоизоляцией между этажами. Чтобы выполнить свое назначение теплоизоляционного материала, слой этот должен быть достаточно мощным. Так, для холодильников толщина его принимается равной 31 *см*, верхняя плита из



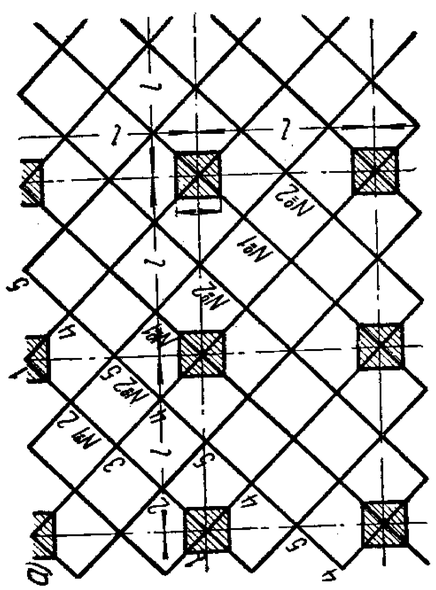


Рис. 102. Кассетовое перекрытие с ребрами по диагонали

а — схема; *б* — общий вид помещения с кассетовым перекрытием

обычного железобетона устраивается толщиной в 5 и нижняя — в 4 *см*; таким образом, общая толщина конструкции перекрытия получается 40 *см* (рис, 103, *а*).

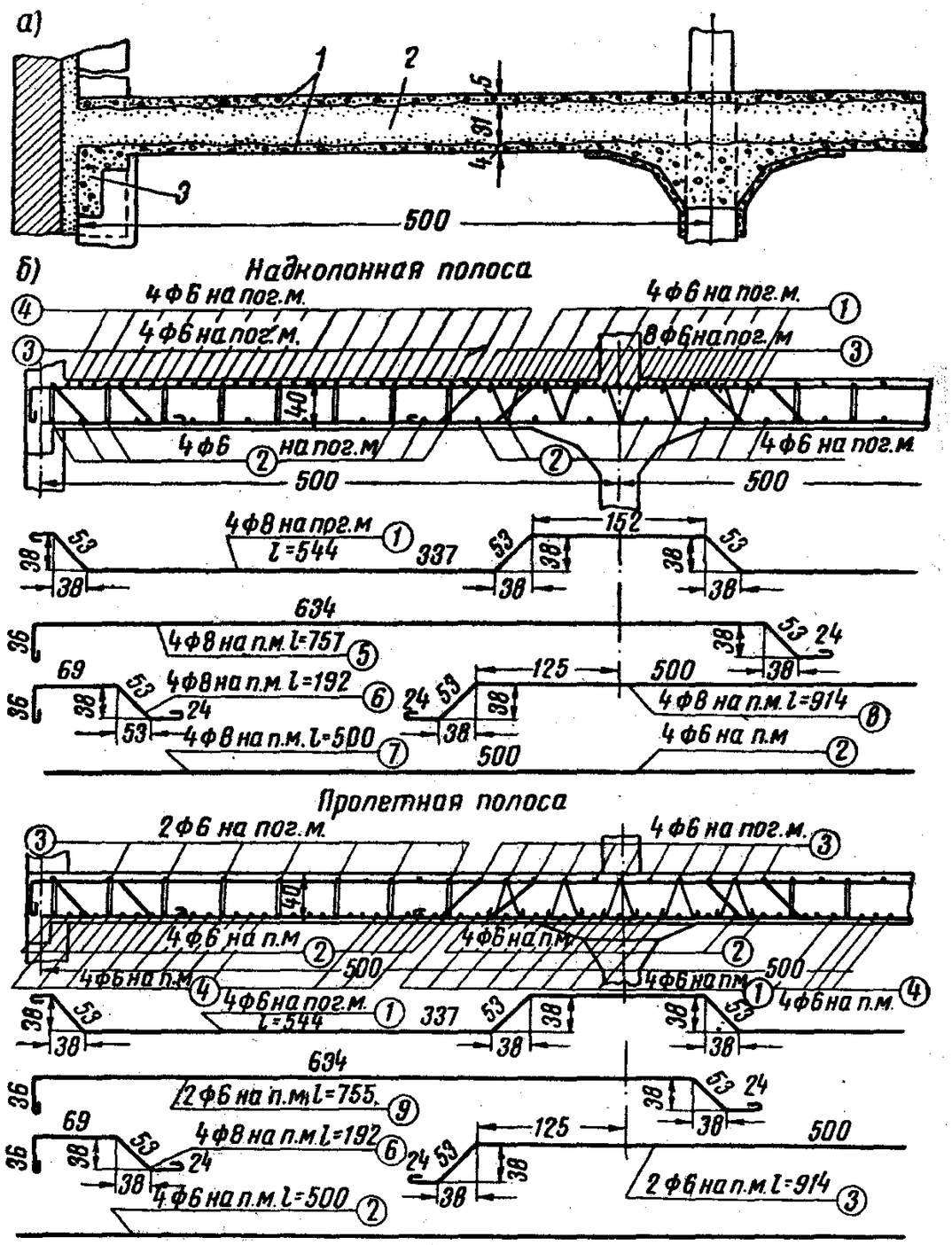


Рис. 103. Слоистая железобетонная безбалочная плита

а — общий вид; *б* — рабочий чертеж. Капители колонн стандартные; *1* — железобетон; *2* — легкий бетон; *3* — железобетонная балка

Толщина эта соответствует толщине применяемых конструкций безбалочных перекрытий в холодильниках (учитывая изоляцию). Но так как толщина плиты в обычных железобетонных безбалочных перекрытиях принимается 16 *см*, в данном случае в слоистых перекрытиях увеличивается до 40 *см*, то в соответствии с этим значительно уменьшается расход стали.

Армируется слоистое безбалочное перекрытие так же, как и обычное, — двухпутной арматурой с отгибом нижних стержней наверх для восприятия отрицательных моментов. На всем протяжении перекрытия через 40—50 *см* ставятся хомуты диаметром 4—6 *мм* для восприятия скалывающих напряжений и для лучшей связи нижней и верхней железобетонных слоев. Рабочий чертеж армирования слоеного перекрытия представлен на рис. 103, *б*.

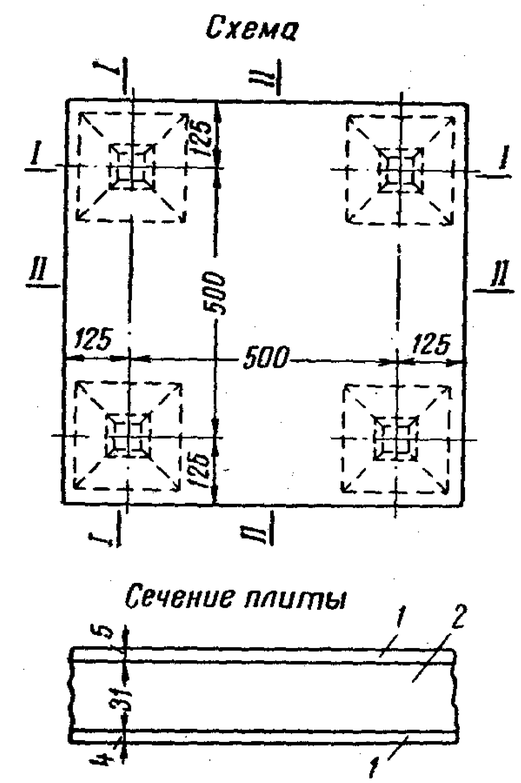


Рис. 104. План и сечение опытной плиты

1 — слой бетона марки 110; *2* — легкий бетон

Верхнюю поверхность нижнего слоя и верхнюю поверхность легкого бетона заполнения не следует заглаживать, а, наоборот, желательно выполнять их неровными, шероховатыми для лучшего сцепления слоев бетона между собой.

Обычно увеличение пролетов перекрытия ведет к соответствующему увеличению толщины перекрытия и, следовательно, увеличению стоимости здания. Так, например, при $p = 750$ *кг/м*^{2} и при пролетах безбалочного перекрытия 5,0 *м* толщина его равна 16 *см*, а при пролете в 6,0 *м* толщина увеличивается до 19 *см*.

При применении слоистого железобетонного перекрытия, имеющего бо́льшую толщину (40 *см*), увеличение пролета перекрытия от 5,0 до 6,0 *м* вызывает лишь небольшое увеличение расхода стали. Но этот расход стали все еще будет меньше, чем при сплошной железобетонной плите в 16 *см* при пролете в 5,0 *м* и, конечно, значительно меньше, чем в обыкновенной плите толщиной в 19 *см* при пролете в 6 *м*.

С точки зрения статической работы перекрытия возникал вопрос: будет ли работать составная слоистая конструкция перекрытия как одно целое, как монолитное? Возникли сомнения, не расслоится ли перекрытие при загружении.

Для проверки этого вопроса опытным путем трест „Мясохладстрой“ в 1930 г. построил на одном строительстве в Москве элемент перекрытия в натуральную величину, состоящий из одной панели с консолями. Пролет перекрытия был

[illegible] с консолями в 1,25 *м* во все четыре стороны (рис. 104 и 105). Перекрытие было забетонировано 27 сентября (при температуре +3°). Испытание было произведено 13 ноября.

Одновременно были заготовлены и пробные кубики как нормального бетона, так и пемзобетона, служившего в

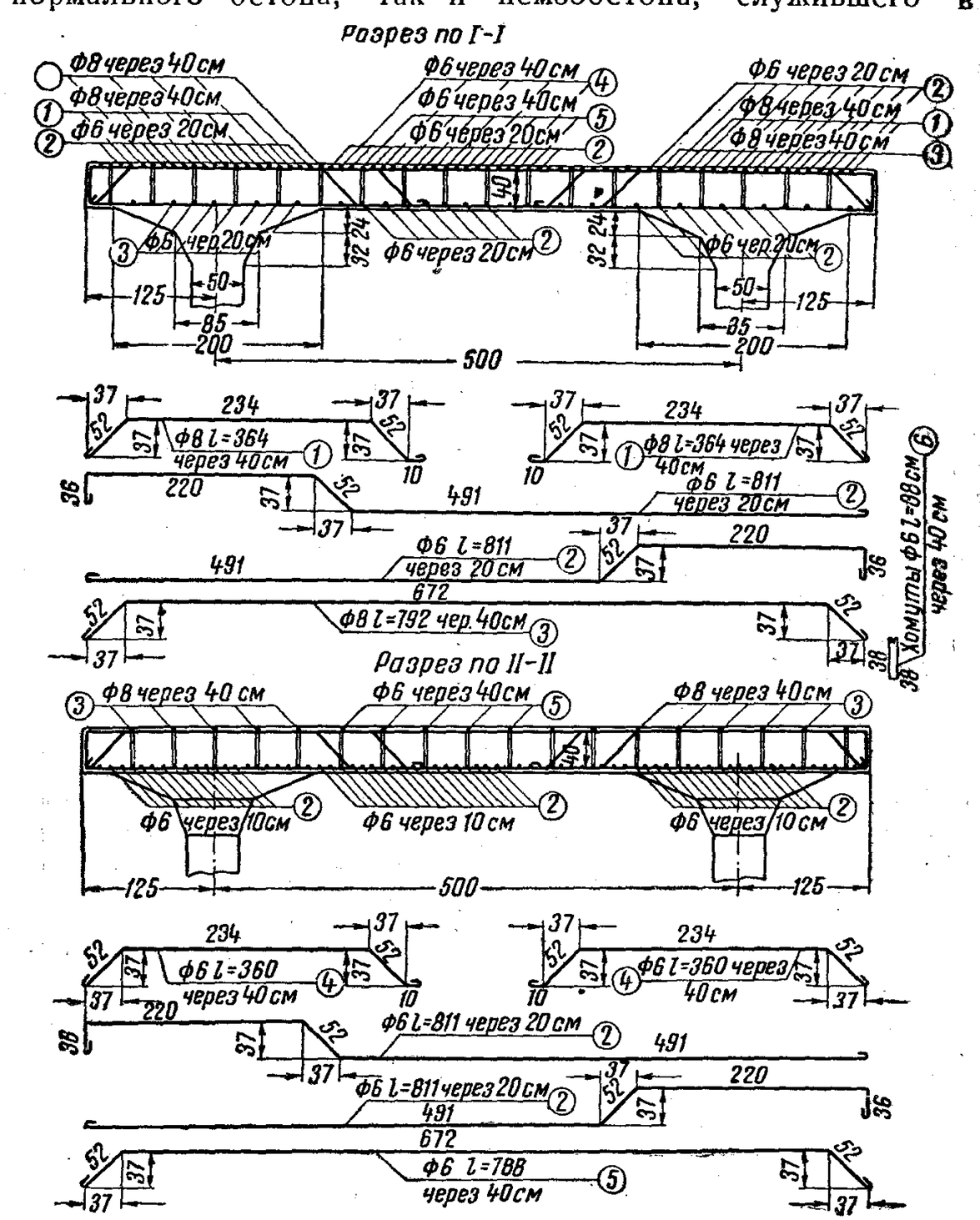


Рис. 105. Рабочий чертеж опытной плиты

данном случае заполнением перекрытия. Прочность бетона по данным испытания кубиков (произведенным 13 ноября) составляла: для нормального бетона — 80 *кг/см²*, для пемзобетона — 27 *кг/см²*.

Несколько пониженная прочность бетона объясняется низкой температурой, стоявшей в октябре месяце в Москве.

Испытание опытного перекрытия производилось нагрузкой песком. Полученные результаты можно считать вполне удовлетворительными. При загружении перекрытия расчетной временной нагрузкой (750 *кг/м²*) прогиб по середине плиты достиг 1,5 *мм*, а при полуторной нагрузке — 2,5 *мм*; при этом никаких сдвигов слоев бетона не наблюдалось.

До разрушения испытание перекрытия проводилось весной, так как было решено оставить перекрытие на зиму для тщательного изучения его теплотехнических показателей.

Такая конструкция слоистого перекрытия может быть хорошо использована и на различных объектах строительства. Так, например, она безусловно выгодна для покрытий любых железобетонных зданий, где требуется тепловая изоляция. Она может быть также с успехом использована в некоторых видах многоэтажных производственных зданий, так как при ее применении отпадает необходимость в устройстве поперечных балок, соединяющих прогоны, что должно значительно удешевить конструкцию.

Аналогичное опытное слоистое безбалочное перекрытие было построено и в Ленинграде с той лишь разницей, что там заполнение делалось не из пемзобетона, а из пенобетона невысокой прочности. И тем не менее эти испытания, проведенные под руководством Б. Г. Галеркина, дали удовлетворительные результаты.

Отсюда можно сделать вывод, что заполнение в слоистых безбалочных перекрытиях может быть выполнено из легкого бетона на местных материалах (шлак, трепел и т. д.).

В Баку на строительстве мясокомбината было проведено испытание двух перекрытий: одно поле — обычной конструкции (толщиной 16 *см* из тяжелого бетона), другое поле — из слоистого железобетона. Оба перекрытия были сделаны в одном и том же этаже в производственной обстановке.

На рис. 106, *а* изображен схематический план этих перекрытий, причем штриховкой показаны панели, подвергшиеся испытанию. Загружение перекрытия производилось песком расчетной нагрузки в 750 *кг/м²*.

Схема расположения прогибомеров показана на рис. 106, *б* и *в*. Испытание дало следующие результаты:

Слоистое перекрытие. Показания приборов приведены в табл. 41а и на рис. 107, *а*.

Результаты испытания показывают, что наибольший прогиб секции слоистого перекрытия (показания прогибомера № 6) в центре его достиг, даже не принимая во внимание осадки опор, 0,9 *мм*, равный $^1/_{5550}$ пролета.

Величина эта значительно меньше допускаемой. Рост деформаций по показаниям всех прогибомеров (за исключением

Таблица 41а

№ прогибомеров	Прогибы в *мм*					Примечание
	после загружения	через 3 часа	через 6 час.	через 12 час.	после разгрузки через 2 часа	
1	0,01	0,01	0,01	0,01	0	Опора
2	0,08	0,08	0,08	0,12	0	
3	0,01	0,01	0,01	0,01	0	Опора
4	0,11	0,11	0,11	0,11	0	
5	0,1	0,1	0,2	0,2	0	
6	0,8	0,8	0,9	0,9	0,1	
7	0,16	0,17	0,18	0,18	0	
8	0,1	0,1	0,2	0,2	0	
9	0,01	0,04	0,04	0,04	0	Опора
10	0,05	0,05	0,05	0,05	0	
11	0,09	0,00	0,00	0,00	0	Опора

№ 2) закончился через 6 час. после окончания загружения. Остаточный прогиб в середине — 0,1 *мм* (11,1% от полного прогиба) — также менее допускаемого.

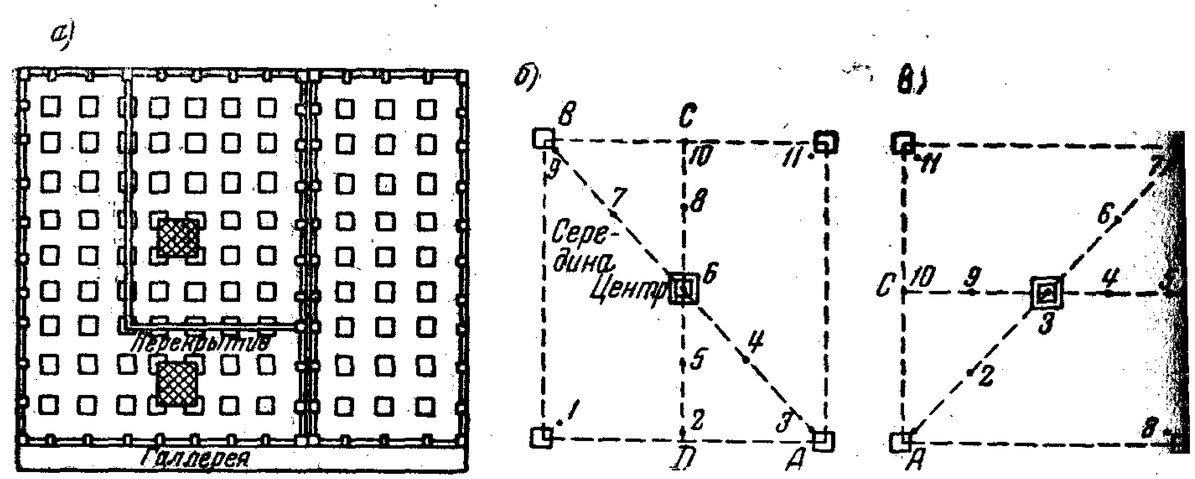


Рис. 106. Испытание перекрытия

— схематический план (слоистое перекрытие имеет г-образную форму, а простое безбалочное — ольную); *б* — схема расположения прогибомеров в секции слоистого бетона; *в* — то же в железобетона

Обычное железобетонное перекрытие. Показания приборов приведены в табл. 41б и на рис. 107, *б*.

Наибольший прогиб середины панели достиг здесь 1,80 *мм* (без учета осадки опор), что по отношению к пролету составляет $^1/_{2780}$, т. е. менее допускаемого.

Остаточный прогиб середины равен 0,10 *мм*, т. е. 5,2% от полного прогиба.

Таблица 41б

№ прогибомеров	Прогибы в *мм*				
	после загружения	через 3 часа	через 6 час.	через 12 час.	после разгрузки
1	0,01	0,01	0,01	0,01	0
2	0,8	1,1	1,1	1,1	0,1
3	1,3	1,8	1,8	1,8	0,1
4	0,7	0,96	0,96	0,96	0,02
5	0,01	0,01	0,01	0,01	0
6	0,4	0,5	0,5	0,5	0,1
7	0,01	0,01	0,01	0,01	0
8	0	0,03	0,03	0,03	0
9	0,81	1,12	1,12	1,17	0,02
10	0	0	0	0	0
11	0	0,03	0,03	0,03	0

Деформация перекрытия прекратилась через 3 часа после окончания загрузки, за исключением прогибомера № 9, на котором была отмечена добавочная деформация в 0,05 *мм*.

Внешним осмотром трещин в обеих секциях перекрытия не было обнаружено. Таким образом, прогиб слоистого железобетона оказался в 2 раза меньше прогиба обычной конструкции, что свидетельствует о полной монолитности этой конструкции.

Слоистый железобетон нашел широкое применение на строительстве ряда холодильников.

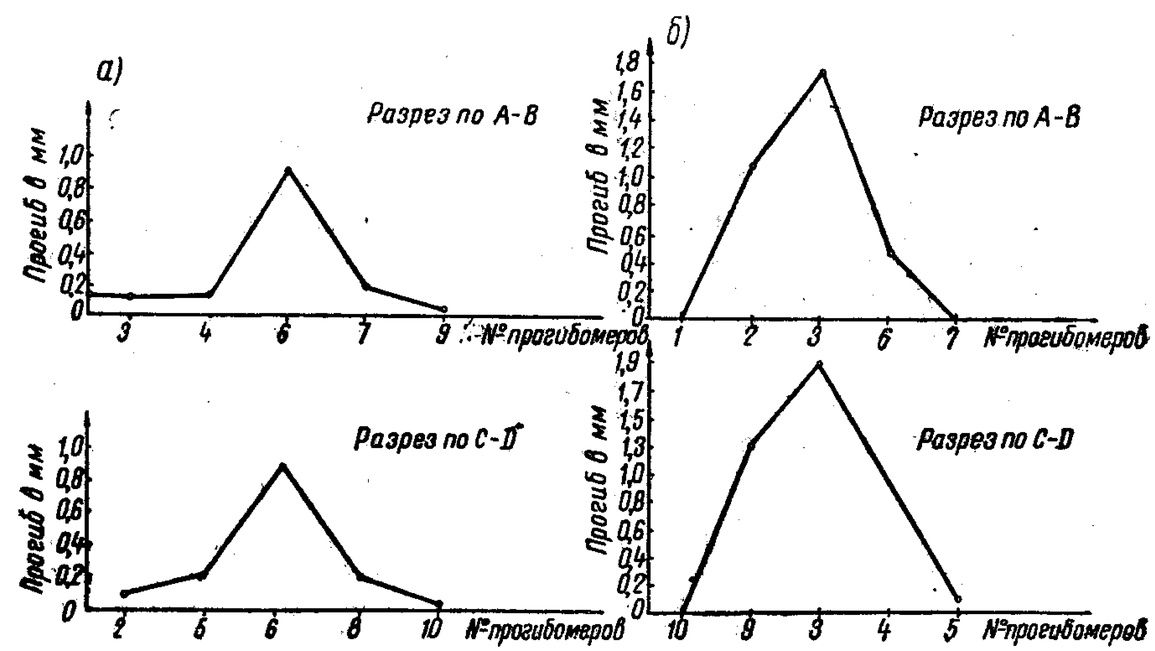


Рис. 107. Кривая прогибов

а — слоистого безбалочного перекрытия толщиной 40 *см*; *б* — железобетонного сплошного безбалочного перекрытия толщиной 16 *см*

Подсчет показывает, что при пролете безбалочного перекрытия 5,0 *м* при полезной нагрузке в 750 *кг/м²* для 1 *м²* обычного железобетонного перекрытия требуется: цемента — 40 *кг*, гравия и песка — 0,2 *м³*, стали — 11,3 *кг*; для 1 *м²* слоистого перекрытия: цемента — 67,5 *кг*, стали — 7,2 *кг*, гравия и песка — 0,12 *м³*, пемзы — 0,35 *м³*.

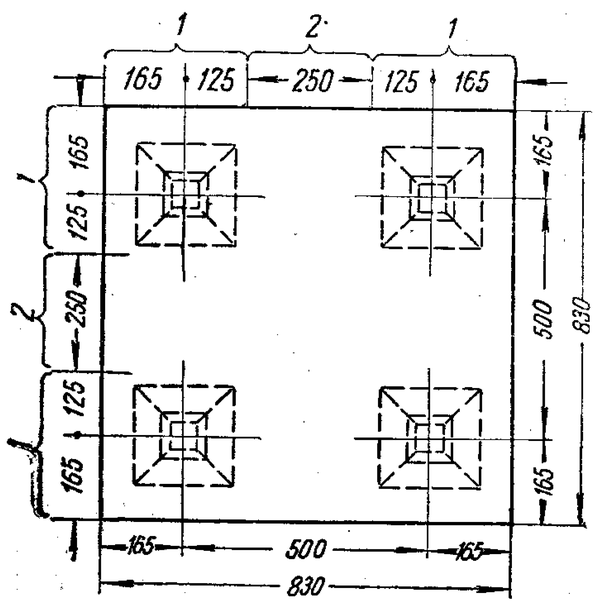


Рис. 108. План опытного безбалочного перекрытия из пеностекложелезобетона

1 — надколонная полоса; *2* — пролетная полоса

При пролете перекрытия 6,0 *м* для 1 *м²* обычного железобетонного перекрытия требуется: цемента — 49 *кг*, стали — 14,8 *кг*, гравия и песка — 0,24 *м³*; для 1 *м²* слоистого перекрытия: цемента — 67,5 *кг*, стали — 8,0 *кг*, гравия и песка — 0,12 *м³*, пемзы — 0,35 *м³*.

Если принять во внимание, что слоистое перекрытие одновременно является как несущей, так и теплоизолирующей конструкцией, а для обычного железобетонного перекрытия нужно еще укладывать слой теплоизоляции, то станет ясным, что слоистое перекрытие значительно экономичнее обычного, особенно для междуэтажных перекрытий, требующих усиленной изоляции, и для кровельных покрытий. Так, например, для Москвы, применяя пемзу, получают денежную экономию, составляющую примерно 10%; для Ленинакана, где пемза является местным материалом, — 40%.

Для выяснения возможности использования пеностеклобетона[1] для безбалочных перекрытий были запроектированы[2] два опытных поля пролетом 5 × 5 *м* с консолями под полезную нагрузку 1 500 *кг/м²*.

Одно опытное поле запроектировано слоистым с общей толщиной плиты 50 *см* (верхний слой из тяжелого бетона 5 и нижний слой — 4 *см* и между ними слой толщиной в 41 *см* из пеностеклобетона объемного веса 900 *кг/м³*.

[1] В 1948 г. инж. Н. Ф. Ткачевым было предложено применять в качестве заполнителей в бетон бой пеностекла. Получаемый при этом легкий бетон — пеностеклобетон имеет объемный вес от 900 до 1 500 *кг/м³*. Предел прочности при сжатии этого материала, по произведенным испытаниям, при объемном весе 900 *кг/м³* равнялся 10—20 *кг/см²*, а при объемном весе 1 500 *кг/м³* — 35—50 *кг/см²*.

[2] Канд. техн. наук А. М. Ивянским и инж. П. И. Пирогом.

Во втором поле пеностеклобетон объемного веса 1 500 *кг/м³* является не только теплоизоляцией, но используется и как несущий материал. Рабочие чертежи обоих опытных полей показаны на рис. 108 и 109. В настоящее время возведено опытное поле из конструктивного пеностекложелезобетона.

3. СБОРНЫЕ БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

До сих пор еще не разработана вполне рациональная конструкция сборного безбалочного перекрытия. Попытка разработать такую конструкцию была сделана авторами настоящей книги впервые в 1933 г. В основу была положена кассетовая конструкция безбалочного перекрытия. Расчет этого перекрытия производился как монолитного.

Сборное перекрытие состоит из следующих элементов (рис. 110, *а*):

1) колонн; для первого испытания колонны были забетонированы на месте; в дальнейшем предполагалось изготовлять колонны центробежным способом в виде круглых тонкостенных железобетонных труб, которые легко будут устанавливаться на место; эти трубы будут служить и опалубкой и составной частью самой колонны, так как в нее будет опускаться арматурный каркас, после чего должно производиться бетонирование;

2) капителей, устанавливаемых на колонны;

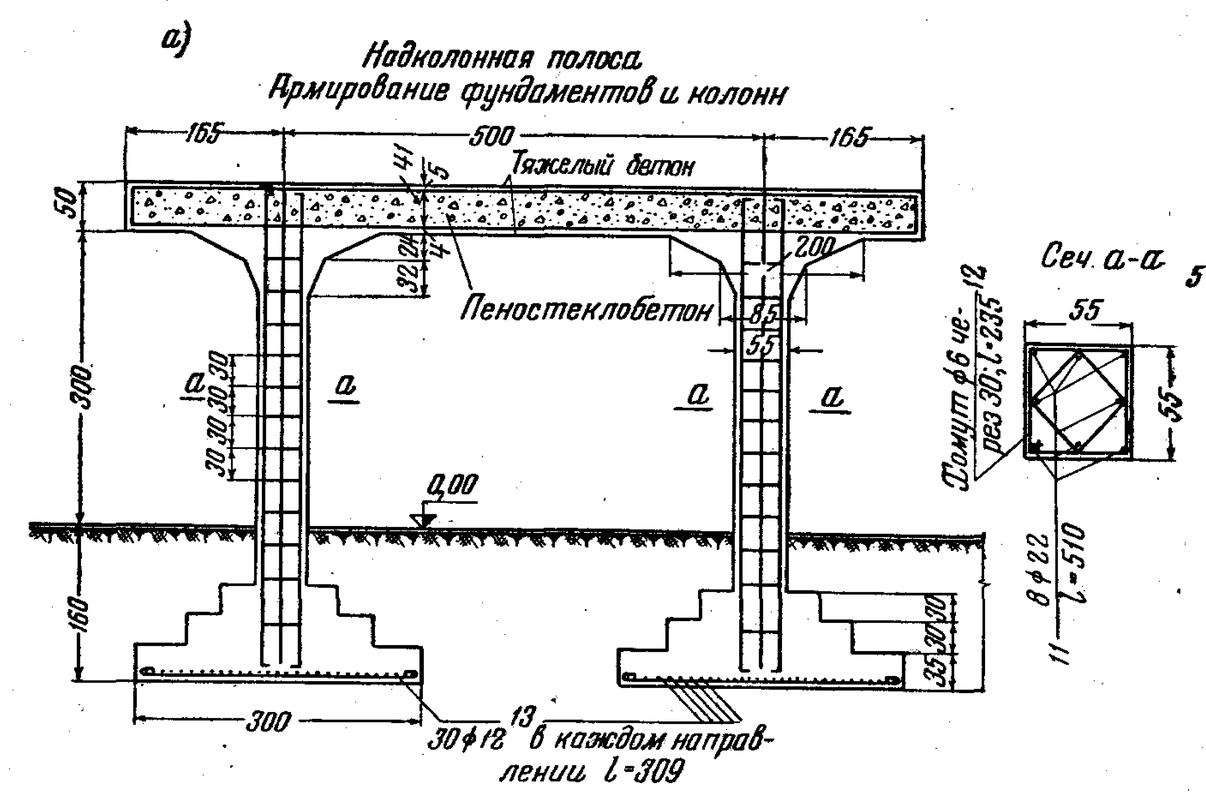
3) надколонных полос, состоящих из сеток — балок, укладываемых на капители;

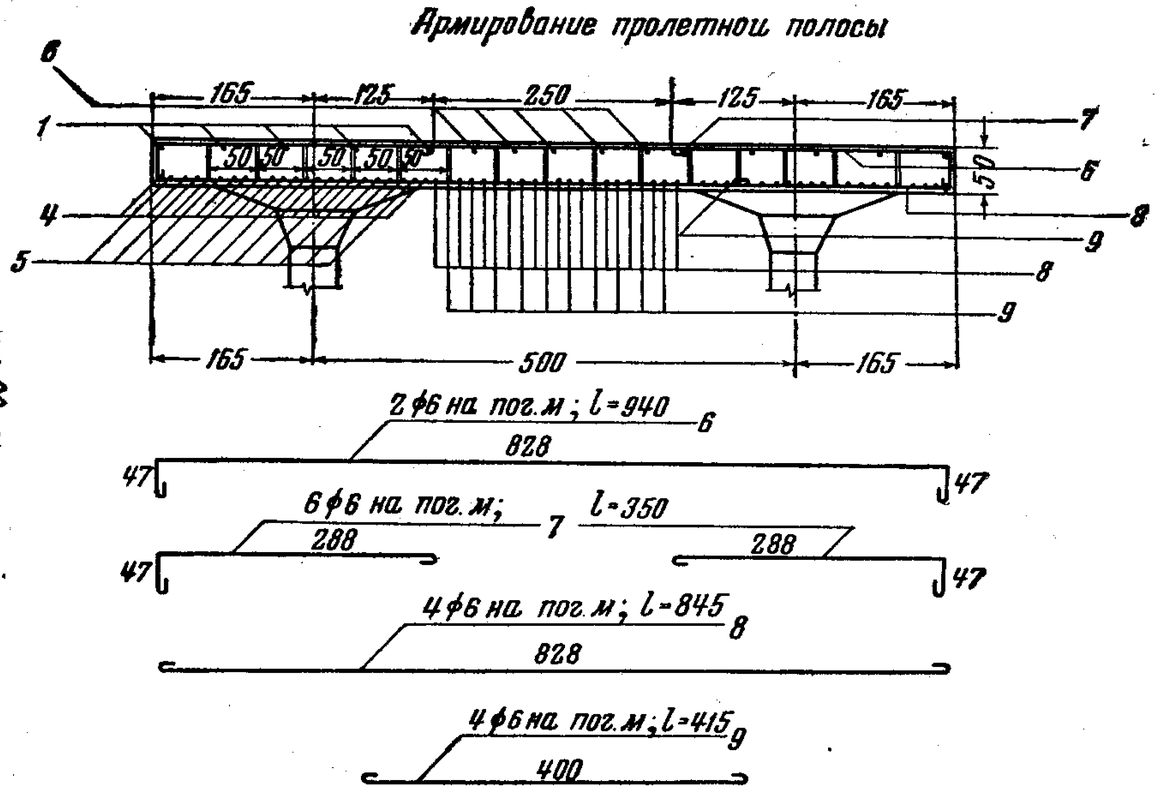
4) средних (пролетных) частей перекрытия, также состоящих из сеток — балок, укладываемых по надколонным полосам.

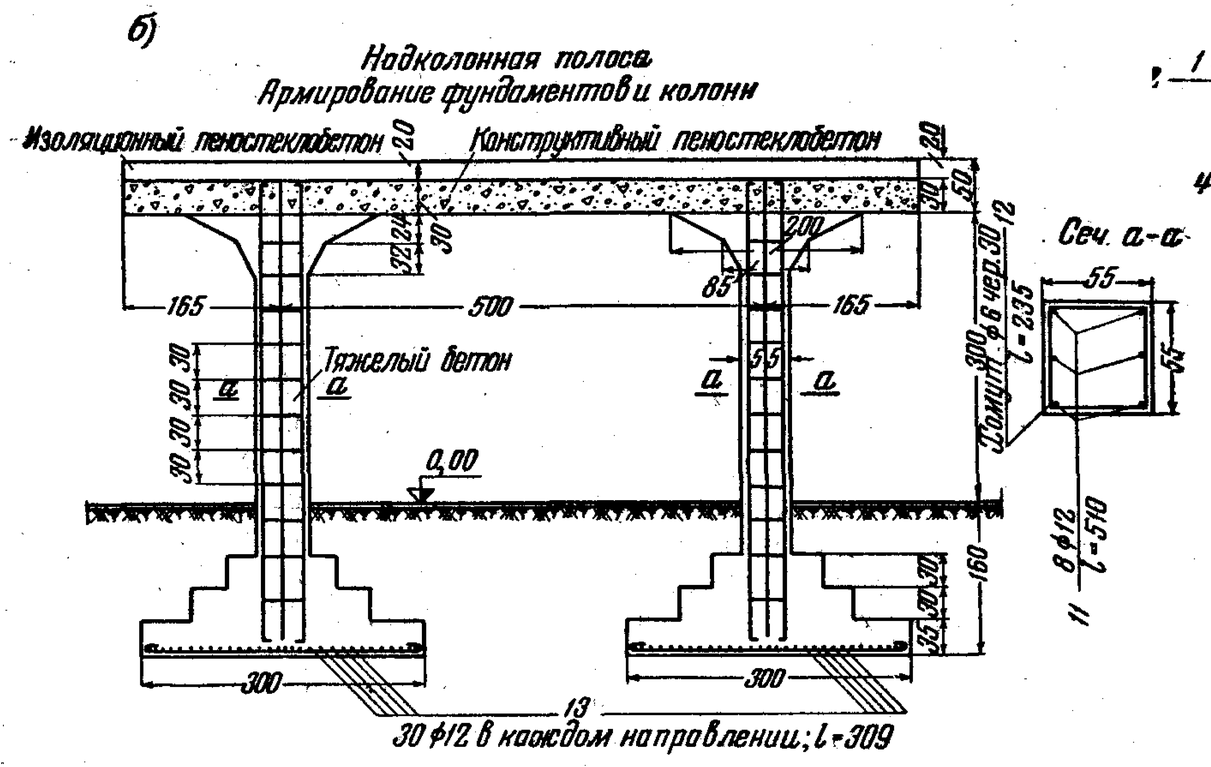
Сетка сделана с ячейками в 50 × 50 *см*; сечение балочек 35 × 5 *см*.

Во всех местах, где части отдельных деталей сходятся (надколонные полосы с капителями, средняя часть с надколонными полосами), выпущена арматура. После сборки железобетонных элементов эти выпуски связываются, и пазы между элементами заливаются цементным раствором. Таким образом, все перекрытие работает как монолитное. Так как отдельные части перекрытия при указанном расчленении сравнительно легки, сборка их не представляет особых затруднений.

По расчету плита сплошного железобетонного безбалочного перекрытия при том же пролете и полезной нагрузке должна иметь толщину 16 *см*. В сборном перекрытии высота элементов принята в 35 и толщина балочек в 5 *см*, при таких размерах получается конструкция более







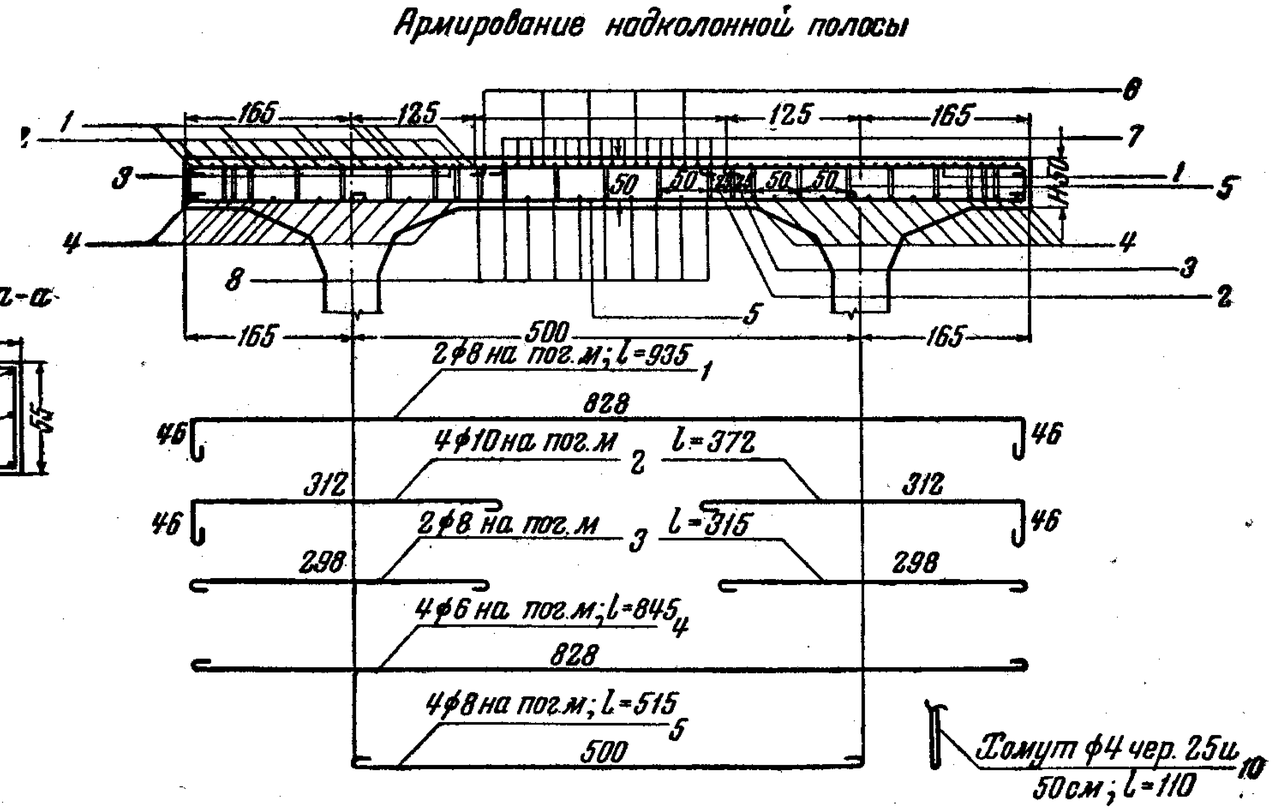


Рис. 109, *а, б.* Опытное безбалочное перекрытие из пеностекложелезобетона. Общий вид

а — из слоистого пеностекложелезобетона; *б* — из конструктивного пеностеклобетона

Рис. 109, *в.* Опытное безбалочное перекрытие из пеностекложелезобетона

в — армирование плиты из слоистого пеностекложелезобетона

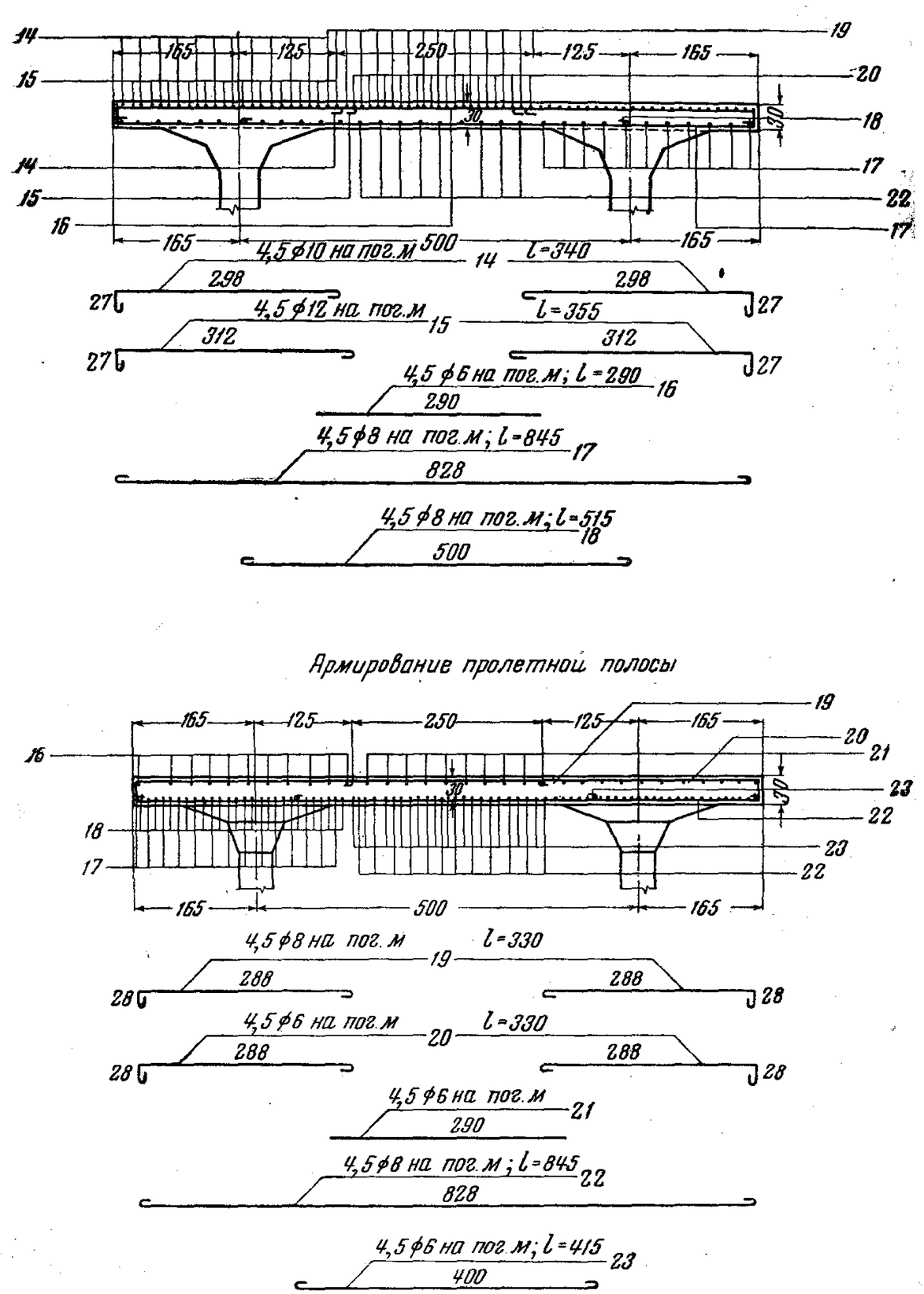


Рис. 109, *г*. Опытное безбалочное перекрытие из пеностекложелезобетона

г — армирование плиты из конструктивного пеностекложелезобетона

выгодная по расходу материалов, чем сплошная безбалочная плита.

По проекту предполагается к нижним кромкам балочек пришить доски и пустоты между балочками засыпать теплоизоляционным материалом. Пол выполняется из двух слоев досок с прокладкой между ними толя или рубероида либо, если

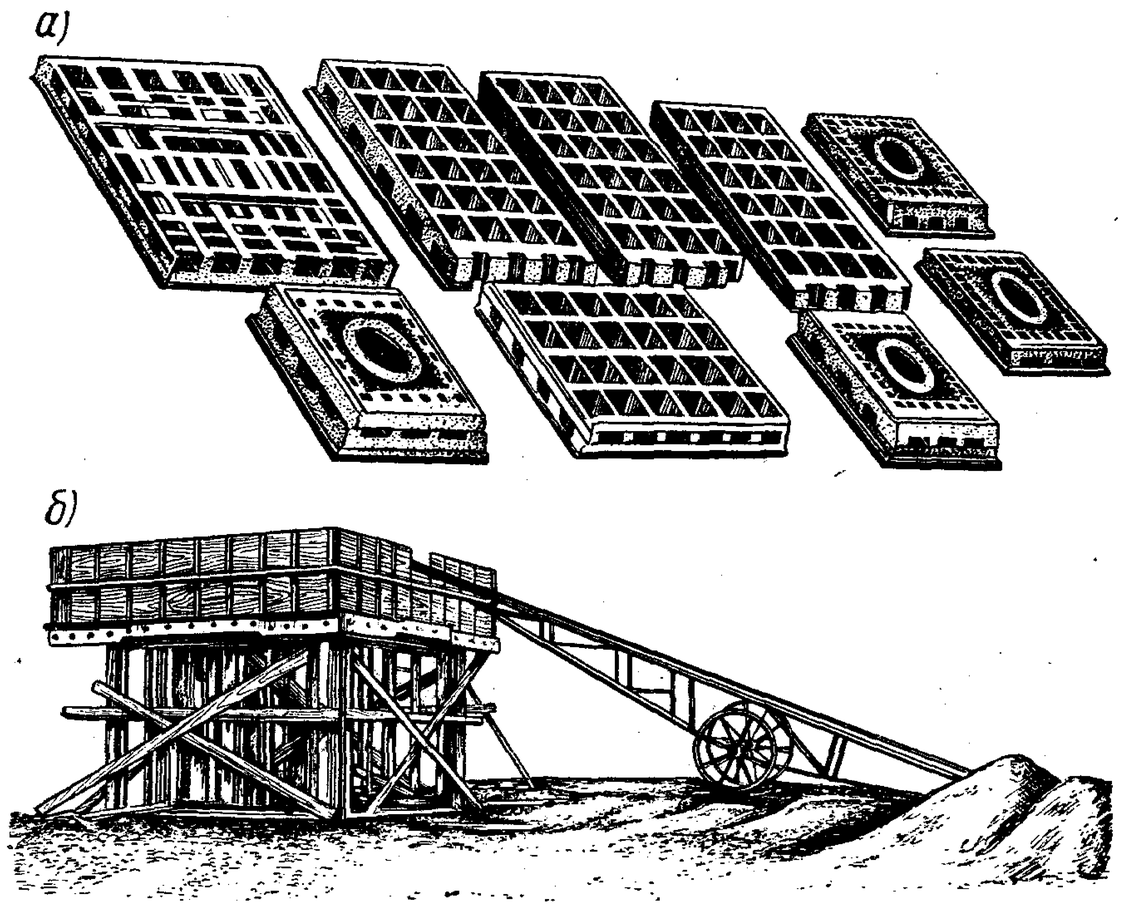


Рис. 110. Сборная опытная безбалочная плита

а — отдельные элементы сборной плиты; *б* — испытание опытной плиты

требуется изоляция перекрытия,—из слоя изоляции и верхней бетонной корки, армированной легкой сеткой.

Если оставить балки потолка открытыми, можно их несколько утолстить, увеличив расстояние между ними.

Первый опыт показал, что несущая способность такого сборного перекрытия удовлетворительна.

При конструировании сборного перекрытия необходимо обращать внимание на тщательность примыкания отдельных сборных элементов.

На рис. 110, *б* заснят процесс испытания опытного сборного безбалочного перекрытия.

Ввиду сложности монтажа сборных перекрытий при широких многоэтажных зданиях холодильников такие перекрытия

на практике осуществлены не были. Однако искания в этом направлении не прекращались.

Ниже даются основные сведения о сборном безбалочном перекрытии, разработанном в 1952 г. Государственным проектным институтом Хладпромпроектом[1]. Перекрытие имеет еще ряд конструктивных недостатков и поэтому в представленном виде оно не может быть рекомендовано для осуществления; однако оно представляет определенный интерес, так как указывает путь, по которому идут искания в области сборных безбалочных перекрытий.

Это сборное перекрытие состоит из перечисленных ниже элементов (рис. 111):

1) колонн, которые заготовляются не на полную высоту (несколько выше низа капители);

2) капителей в виде пустотелых стаканов, которые надеваются на колонны;

3) четырех надколонных (типа П-2) и одной средней плиты (типа П-1), окаймленных по контуру балочками; балочки эти опираются на капители и служат опорой для плиты, которая рассчитывается как опертая по контуру.

Для армирования плит предусмотрено применение сварных сеток из холоднотянутой проволоки, а для армирования ребер и колонн — сварных каркасов из горячекатанной арматуры периодического профиля.

Возведение такого сборного перекрытия, по предложению автора его, должно производиться следующим образом. Сначала устанавливаются колонны и на них надеваются стаканы капители. Затем укладываются надколонные и пролетные плиты и производят бетонирование верхушек колонн; пазухи капители заполняются шлаком или тощим бетоном и после этого бетонируется часть плиты над колонной. Максимальный вес отдельного элемента 2,0 *т*.

К недостаткам этой конструкции следует отнести то, что сравнительно большая часть плиты и колонны бетонируется на месте. Этим самым теряется значительное преимущество сборного железобетона. Кроме того, перед бетонированием на месте надкапитальной части плиты следует заполнить шлаком или тощим бетоном пазухи в установленной капители, что осложняет производство работ. Кроме того, надколонные плиты (типа П-2) замоноличиваются, а средняя плита остается свободно опертой в четырех точках. Эти четыре точки опоры являются очень ответственной частью конструкции и должны быть соответствующим образом законструированы. Очень велики и размеры капители.

Проект сборных конструкций должен предусматривать возможные неточности и допуски при изготовлении отдель-

[1] Инж. В. И. Сафонов

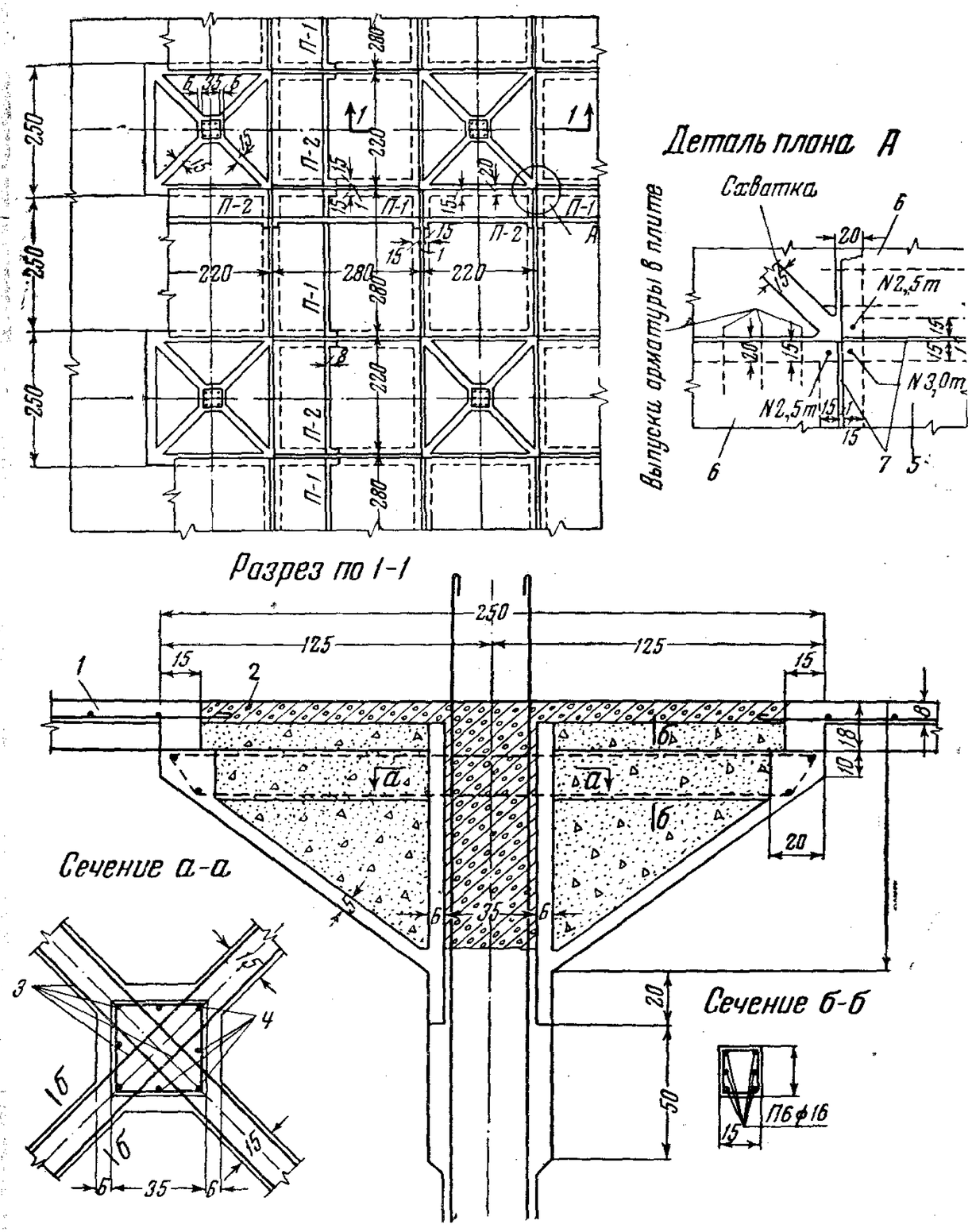


Рис. 111, *а*. Проект сборного безбалочного перекрытия; общий вид перекрытия и разрез по капители

1 — сборная железобетонная плита; *2* — монолитный железобетон; *3* — арматура схваток диаметром 16 *мм*; *4* — арматура железобетонной колонны; *5* — плита типа П-1; *6* — плита типа П-2; *7* — швы после укладки плит заливаются цементным раствором состава 1 : 3

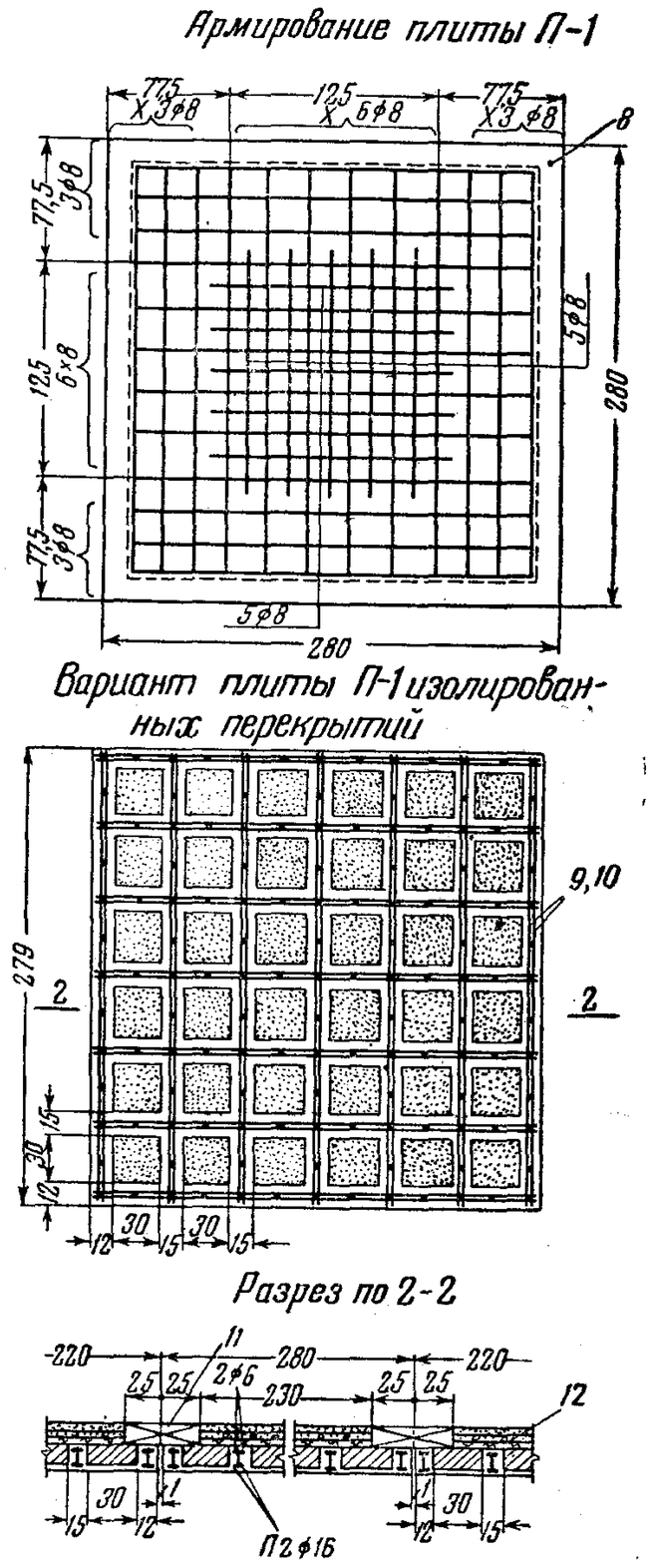


Рис. 111, *б*. Проект сборного безбалочного перекрытия; средняя плита

8 — подъемные петли; *9* — верхняя арматура 2ø6 *мм*; *10* — нижняя арматура 2 ø 16 *мм*; *11* — вкладыш из минеральной пробки; *12* — конструкция перекрытия: асфальт — 3 *см*, армированная бетонная корка — 5 *см*, минеральная пробка — 5 *см* на битуме, 1 слой пергамина на мастике, пеностекло — 12 *см*, железобетонная плита — 3 *см*

ных элементов и при их монтаже; однако в данном проекте какие допуски автором проекта не предусматриваются. Недостатком конструкции являются выступающие снизу перекрытия открытые ребра. Не разработанным остается также и монтаж конструкции при большой ширине здания.

Основные элементы двух предложенных конструкций сборных железобетонных безбалочных перекрытий имеют еще ряд недостатков. Сборные конструкции находят все большее и большее применение в нашем строительстве, и надо полагать, что и для безбалочных перекрытий в недалеком будущем будет найдено соответствующее рациональное решение.

Глава XIII

ИНВЕНТАРНАЯ ОПАЛУБКА БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О СПЕЦИФИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЯХ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

1. ИНВЕНТАРНАЯ ОПАЛУБКА БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Правильная организация производства железобетонных работ непосредственно связана с необходимостью применения рационального типа опалубки и поддерживающих ее лесов с целью достижения максимальной их оборачиваемости. Стоимость опалубки составляет значительную долю от стоимости железобетонных конструкций. Поэтому опалубка должна применяться только инвентарная, легко разбираемая, позволяющая многократно использовать ее, чем достигается снижение стоимости строительства. Только при инвентарной разборной опалубке могут быть обеспечены быстрые темпы строительства монолитных железобетонных конструкций и сооружений.

Опалубка безбалочных перекрытий ввиду отсутствия выступающих ребер значительно легче поддается стандартизации, чем опалубка ребристых перекрытий.

После продолжительных опытов с разными типами инвентарной опалубки в производстве стали применяться несколько видов конструкций. Рассмотрим одну из них. Она удовлетворяет основным условиям, которые к ней предъявляются, а именно:

1) опалубка состоит из стандартных щитов небольшого веса, которые легко переносятся одним человеком;

2) поддерживающие стойки инвентарные раздвижные; требуемая высота стоек легко достигается путем раздвижки;

3) сборка опалубки и стоек производится без гвоздей;

4) щиты опалубки снимаются через 3—4 дня после бетонирования;

5) одним комплектом щитов и двумя комплектами стоек можно построить здание любой этажности.

Раздвижная стойка[1] состоит из основного среднего бруса и двух перемещающихся боковинок. Особенность этой стойки заключается в том, что боковые части ее крепятся к средней при помощи болтов. При разбивке отверстий в средних и боковых брусках применен принцип нониуса (рис. 112, *а*).

[1] Предложение А. М. Ивянского и Н. А. Мальцева.

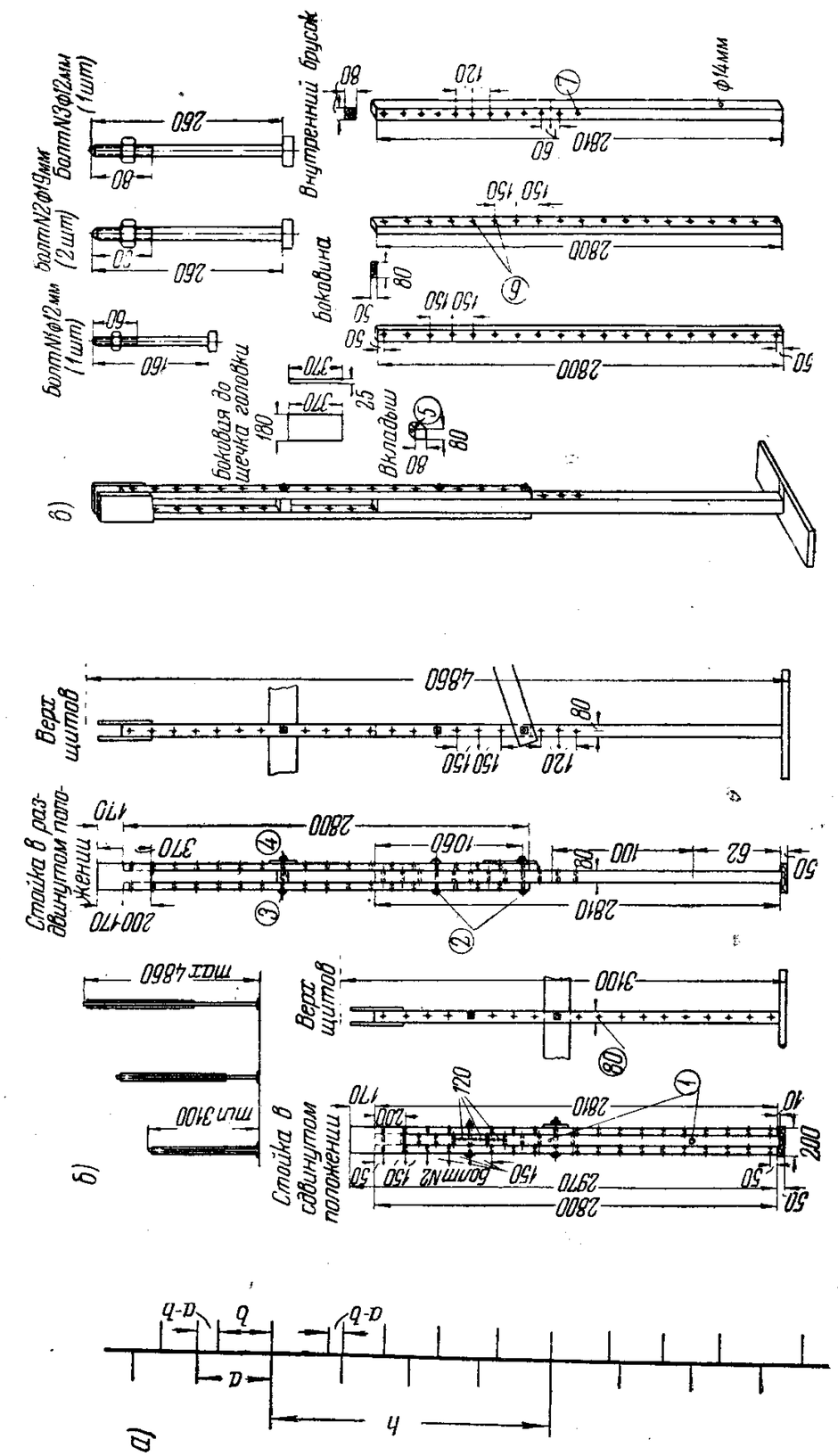


Рис. 112. Инвентарная раздвижная стойка для опалубки системы А. М. Ивянского и Н. А. Мальцева

а — принцип устройства раздвижной стойки; *б* — инвентарная стандартная раздвижная стойка; *в* — общий вид и детали стойки; *1* — отверстия для болта № 1 (расшивка); *2* — болт № 2; *3* — болт № 3; *4* — вкладыш 80×80×8 *мм*; *5* — отверстие диаметром 20 *мм*; *6* — отверстие для болтов диаметром 14 *мм*; *7* — отверстия для болтов диаметром 20 *мм*; *7* отверстия для болтов диаметром 14 *мм*

Если один и то же отрезок h разобъем на отрезки a и b, укладывающиеся целое число раз в отрезке h, то совпадение какой-нибудь из пар черточек, разграничивающих отрезки, будет происходить при каждом сдвиге на величину $a - b$. Если взять a и b в целых единицах, то и шаг сдвига (точность нониуса) будет равен целым единицам, а величина h будет наименьшим кратным числом a и b.

При относительном сдвиге брусков на величину, равную разнице между разбивкой отверстий, получается совпадение отверстий, необходимых для вставки болта.

Расстояние между отверстиями назначается из условий прочности лесоматериала. Обычно оно колеблется в пределах 10—16 *см*, что дает точность установки стойки 1 — 4 *см*. Например, если разбить отверстия на боковинах через 15 *см*, а на центральной стойке — через 12 *см*, то одна пара отверстий будет обязательно совпадать через каждые 3 *см* при условии, что отверстия разбиты на протяжении не менее 60 *см*. Регулировка установки стойки на точно заданную высоту производится при помощи клиньев, которые в то же время являются и приспособлениями для распалубливания.

Однако одного болта для крепления стойки недостаточно, так как тогда этот болт будет являться шарниром; поэтому отверстия должны быть разбиты на длине не менее двух наименьших кратных (двух h); тогда можно будет вставить два болта и, подтянув их, придать стойке требуемую жесткость.

Так как при раздвижке стойки можно подбирать длину несколько большую или несколько меньшую требуемой, чтобы либо поднять клинья, либо несколько опустить их, то практически неточность установки инвентарной стойки равна не $a - b$, а $\frac{a-b}{2}$, или $0{,}5 \div 2$ *см*, что вполне достаточно.

Рассмотрим конструкцию стойки (рис. 112, *б*). Размеры ее следующие: центральный брусок сечением 80×80, длиной 2 810 *мм*, две боковины сечением 50×80, длиной 2 800 *мм*. Отверстия разбиты в центральном бруске 12 шт. через 120 *мм*, а в боковинах — через 150 *мм* по всей длине, т. е. шаг подъема 30 *мм*, точность установки 15 *мм*.

Диаметр отверстий принят 20 *мм*, а болтов — 19 *мм*.

Несмотря на свое незначительное сечение, стойки эти при испытании в Институте сооружений в Москве выдержали нагрузку около 6,0 *т*; в рабочем состоянии на стойку приходится около 2 *т*.

Кроме основных болтов, при высоко раздвинутой стойке вставляется еще дополнительный болт диаметром 12 *мм*, продеваемый в два отверстия на расстоянии 1 500 — 1 600 *мм* от верха стойки через вкладыш (бобышку). Этот болт с бобышкой служит для устранения возможности продольного изгиба боковин и, кроме того, к нему крепится горизонтальная расшивка, служащая опорой для подмостей при установке опалубки. Стойки устанавливаются на обычные опорные доски толщиной 50 *мм*. Расшиваются стойки инвентарными расшивками и раскосами на болтах.

Спецификация элементов на 1 стойку (см. рис. 112, *в*)

Внутренний брусок $80 \times 80 \times 2\,810$ *мм*	1
Боковины $50 \times 80 \times 2\,800$ *мм*	2
Дощечки головки $25 \times 180 \times 370$ *мм*	2
Вкладыш $80 \times 80 \times 80$ *мм*	1
Болт № 1 диаметром 12 *мм*; $l = 150$ *мм*	1
Болт № 2 диаметром 19 *мм*; $l = 260$ *мм*	2
Болт № 3 диаметром 12 *мм*; $l = 260$ *мм*	1
Шайбы для болтов диаметром 12 *мм*	4
Шайбы для болтов диаметром 19 *мм*	4

Головка стойки для безбалочного перекрытия показана на рис. 113, *а*.

Конструкция ее следующая: к обеим боковинам прибиваются с двух сторон дощечки из досок толщиной 25 *мм*, которые выступают над боковинами на 170 *мм*, образуя гнездо для клиньев и прогона.

Эти клинья служат для придания окончательной точной высоты всей опалубке и для распалубливания. Между щеками на клинья укладывается прогон *П* (рис. 113, *б*).

На прогоне имеются завертки-бобышки *Б* на болтах. На эти бобышки укладываются бруски *К*, на которые укладываются щиты опалубки *Щ*. Через 3—4 дня после укладки бетона бобышки *Б* поворачиваются на 90°, бруски *К* теряют опоры и снимаются, а за ними легко отходят и щиты опалубки.

На такое раннее распалубливание можно итти потому, что прогоны, поддерживающие бетонные перекрытия, остаются.

После того как бетон достаточно окреп и можно приступить к раскружаливанию, выбивают клинья *Л*, а затем снимают стойки и прогоны.

На рис. 113, *в* показана аксонометрия инвентарной опалубки. Детали щитов этой опалубки показаны на рис 113, *г*. Заготовка всех частей опалубки механизирована. Имеются комплекты опалубки, которые оборачивались до 30 раз.

Практика строительства показала, что при такой инвентарной опалубке достигается многократная оборачиваемость

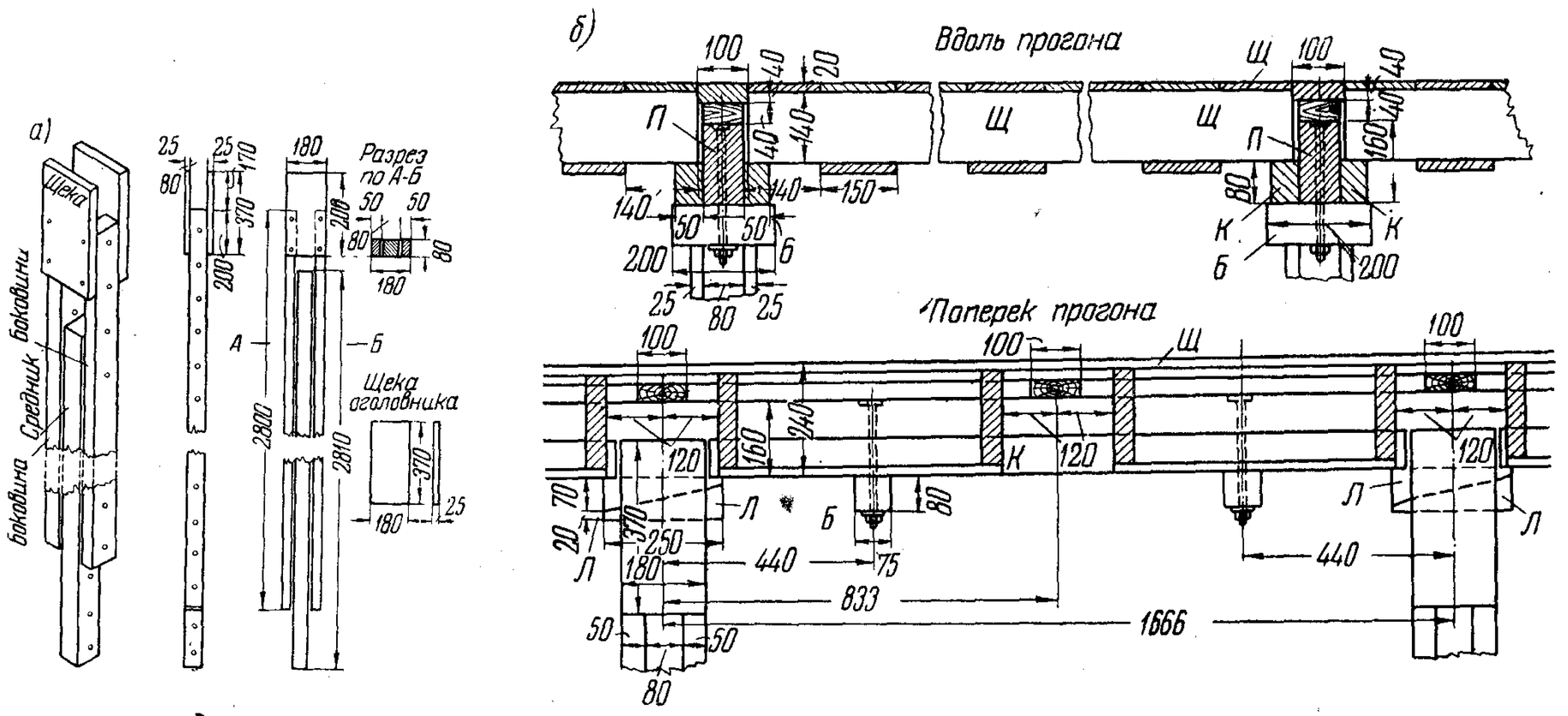


Рис. 113, *а* и *б*. Детали опалубки безбалочного перекрытия

а — головка стойки для опалубки безбалочного перекрытия ; *б* — верхняя часть опалубки безбалочного перекрытия пролетами 5×5 *мм*: *П* — прогон; *Щ* — щит; *Б* — завертки; *К* — опорные бруски; *Л* — клинья

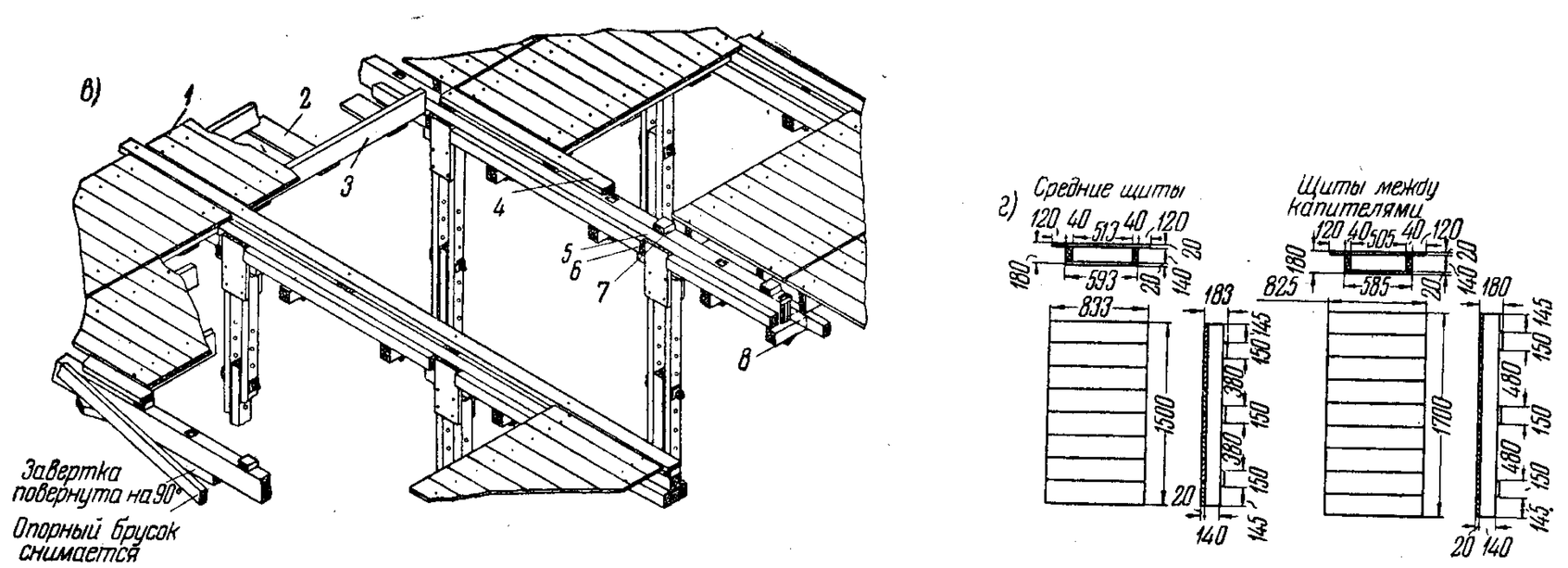


Рис. 113, *в* и *г*. Детали опалубки безбалочного перекрытия

в — аксонометрия инвентарной опалубки для безбалочного перекрытия; *г* — щиты инвентарной опалубки: *1* — настил щита; *2* — доски жесткости; *3* — ребра щита; *4* — межщитовая доска; *5* — прогон; *6* — опорный брусок; *7* — прокладка; *8* — завертка

ее; опалубка перевозится с постройки на постройку наравне с другим инвентарем.

Стандартная опалубка для строительства безбалочных перекрытий широко применяется. На рис. 114 показана инвентарная опалубка безбалочного перекрытия, применявшаяся на строительстве холодильника в Москве и на строительстве склада автозавода в Горьком.

В последнее время появился ряд других предложений по устройству инвентарной опалубки и поддерживающих лесов для безбалочных перекрытий. Так как эти предложенные конструкции инвентарной опалубки базируются в основном на применении металла, то здесь они не приводятся[1].

2. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О СПЕЦИФИЧЕСКИХ ОСОБЕННОСТЯХ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ

Здесь будет уместным остановиться на некоторых специфических моментах производства работ при сооружении безбалочных перекрытий.

Колонны. Квадратным колоннам присущ ряд недостатков. Так, например, в складских помещениях очень легко отбиваются углы колонн (тележками, на которых развозятся грузы). Чтобы предохранить углы, приходится надевать внизу колонн (на высоту 0,75 *м* от пола) защитный деревянный кожух или ставить металлические уголки на углах колонн.

Более удобными для эксплуатации складских зданий являются круглые колонны. Однако опалубка для изготовления круглых колонн весьма сложна и дорога. Целесообразно использовать опыт постройки рыбокомбината в Москве, где круглые колонны были изготовлены следующим образом: сперва на центробежном станке были приготовлены железобетонные трубы толщиной около 2 *см*; затем эти трубы устанавливались в качестве опалубки, в них вставлялся арматурный каркас, а затем укладывался бетон.

Трубы получались настолько гладкими, что не требовалось производить отделки поверхности колонн, кроме побелки, в то время, как при деревянной опалубке в большинстве случаев приходится производить затирку поверхности конструкции.

В колоннах, выходящих на фасад, для здания рыбокомбината при заготовке железобетонных труб была применена мраморная крошка. После полировки колонны производили впечатление мраморных, что являлось хорошим архитектурным оформлением здания.

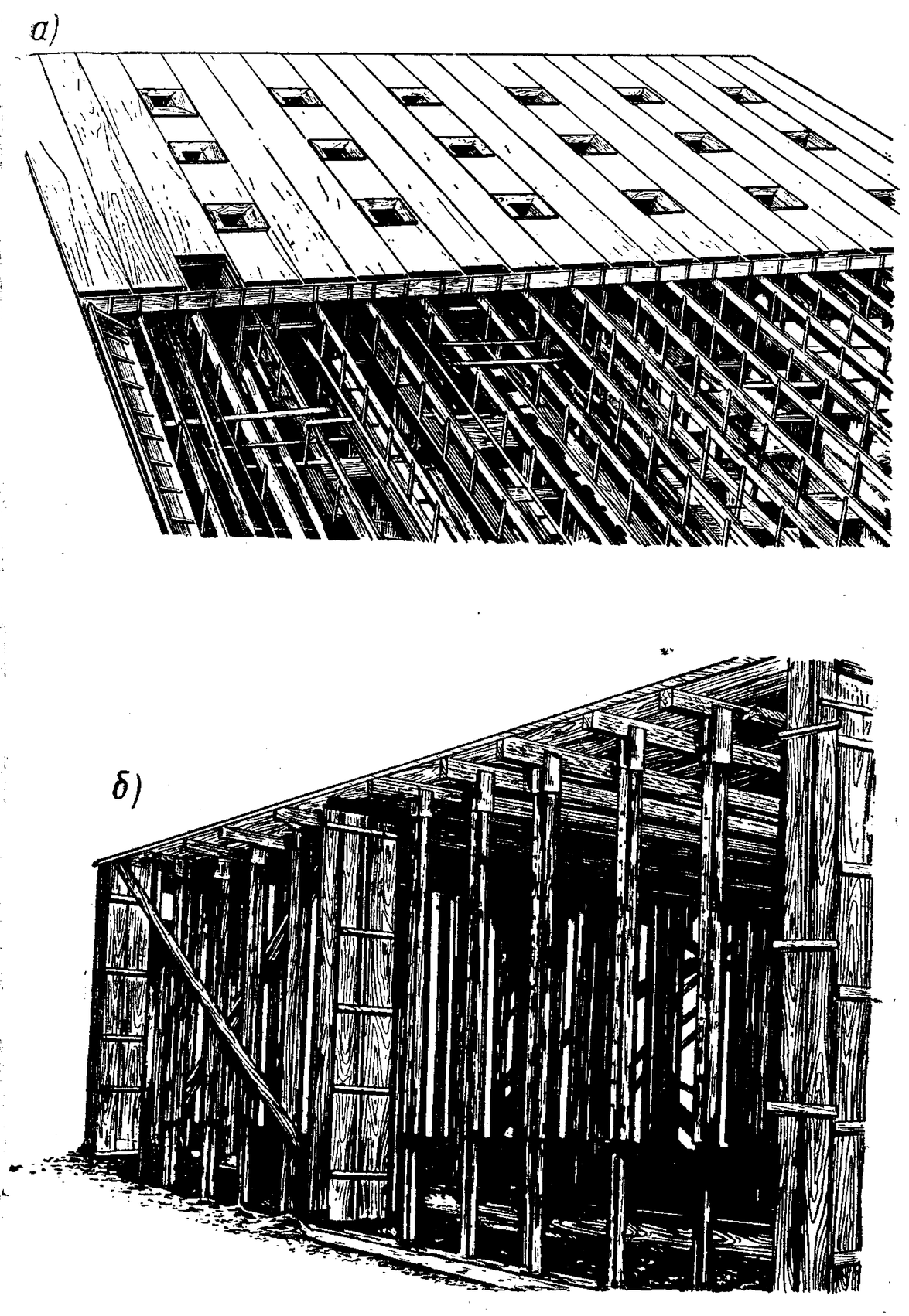


Рис. 114. Общий вид инвентарной опалубки для безбалочного перекрытия

а — на строительстве холодильника в Москве; *б* — на строительстве склада автозавода в Горьком

[1] Н. Соловьев, Инвентарная металлическая опалубка, „Холодильная техника" № 2, 1949.

Рабочие швы бетонирования. При назначении рабочих швов бетонирования в безбалочных перекрытиях следует руководствоваться теми же соображениями, что и в ребристых перекрытиях. При этом надколонные полосы можно рассматривать как балки, а пролетные — как плиты. Исходя из этого соображения, рабочие швы бетонирования лучше всего назначать в пределах от $^1/_4$ до $^1/_3$ пролета плиты, где все виды напряжений незначительны по своей величине. Рекомендуемое расположение рабочих швов бетонирования показано на рис. 115.

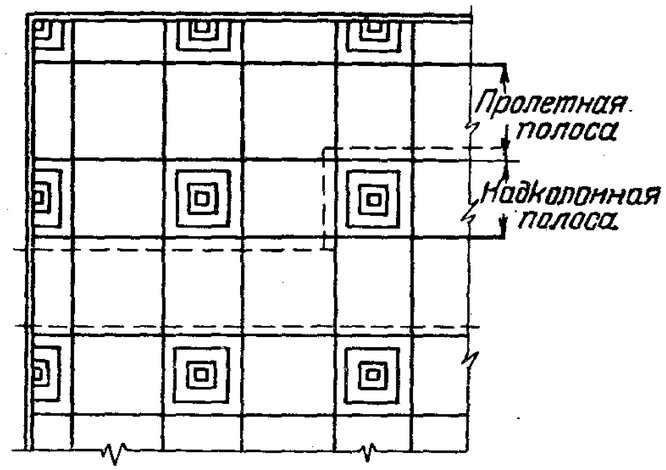


Рис. 115. Расположение рабочих швов бетонирования в безбалочном перекрытии. Рекомендованное расположение рабочих швов показано пунктиром

Кроме того, необходимо учесть и следующие обстоятельства: капитель колонн работает вместе с плитой, и поэтому в случае необходимости сделать перерыв в укладке бетона колонн надо прекратить бетонирование колонн ниже капители, с тем чтобы плиту бетонировать вместе с капителью. Были случаи, когда рабочий шов в колоннах принимался на уровне плиты, т. е. колонны бетонировались вместе с капителью, а плита бетонировалась отдельно от капители; такой порядок бетонирования является неправильным, и необходимо следить, чтобы он не повторялся при возведении безбалочных перекрытий.

Теплоизоляция безбалочных перекрытий. Как известно, теплоизоляция может быть устроена как по верху, так и по низу перекрытия. При применении гигроскопической изоляции (торфоплита) последняя укрепляется к перекрытию после его возведения. Применение негигроскопической изоляции, например, из ячеистых бетонов, существенно влияет на ускорение хода работ по возведению безбалочных перекрытий, в связи с чем и приводятся здесь соответствующие указания.

Если для изоляции применяется автоклавный или пропаренный пенобетон, пеностекло и другие материалы, которые со временем не деформируются и не дают трещин, то ход работ принимается следующий. На опалубку укладывают блоки теплоизоляционного материала (обычно 100×50 *см* в плане) с зазором между отдельными блоками примерно в 2,0 *см*. Зазор заполняется мастикой, состоящей из 80—85% торфокрошки и 20 — 15% битума. Поверх блоков укладывается арматура безбалочной плиты и производится бетонирование. Бетон очень хорошо схватывается с блоками. После снятия опалубки по низу теплоизоляции наносится штукатурка.

Если применяется пенобетон, который со временем может деформироваться, давать трещины, отслаиваться и т. д., то работа производится в такой последовательности: на опалубку укладывается проволока диаметром 3—4 *мм* на расстоянии 52 *см* в одном направлении и 102 *см* в другом направлении (в соответствии с размерами блоков). В местах пересечения этих проволок снизу вверх ставятся вилочки из проволоки 3—4 *мм* (рис. 116). Поверх этой редкой сетки укладывается частая сетка из тонкой проволоки с ячейками не больше 10×10 *см*. На эту сетку укладываются блоки пенобетона. Зазоры между блоками заполняются мастикой по всей высоте блоков либо на высоту 5 — 6 *см*, а поверх мастики наливают жидкий пенобетон. Поверх блоков укладывается арматура безбалочной плиты и производится бетонирование. После снятия опалубки снизу теплоизоляции по металлической сетке наносится штукатурка. Так как сетка висит на вилочках, которые забетонированы в железобетонную плиту, то деформация в пенобетоне не опасна. В случае расслаивания пенобетона или в случае его растрескивания часть его не может упасть, так как этому препятствует сетка.

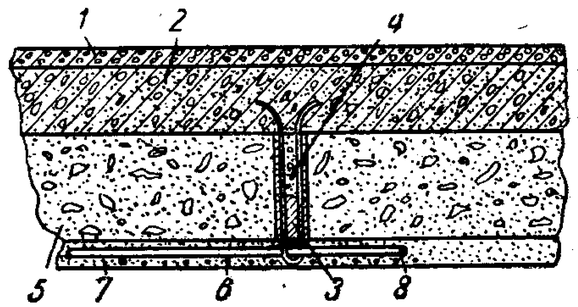


Рис. 116. Укрепление пенобетонных блоков при изоляции безбалочного перекрытия пенобетоном снизу

1 — чистый пол; *2*—железобетонное перекрытие; *3* — мастика; *4* — заливка пенобетоном; *5* — пенобетонные блоки; *6* — сетка мелкая; *7* — штукатурка; *8* — сетка из 3—4-*мм* стали (очко 50×100 *см*)

При утеплении перекрытия торфяными плитами или другим гигроскопическим материалом приведенный выше процесс производства работ неприменим, так как такая теплоизоляция отсасывает влагу из бетона и портится. В этих случаях необходимо на рабочую арматуру плиты навесить вилочки острием вниз. Вилочки выполняются из проволоки диаметром 2 — 3 *мм* и располагаются на расстоянии друг от друга 52×102 *см*.

После того как бетон плиты отвердеет и будет снята опалубка, к нижней поверхности плиты приклеивается на битуме теплоизоляция. К вилочкам прикрепляется стальная сетка из проволоки диаметром 4 — 5 *мм* с ячейками 52×102 *см*. К этой редкой сетке подвязывается вторая густая сетка из тонкой проволоки, по которой наносится штукатурка.

Консистенция бетона для плиты. При бетонировании толстых плит безбалочных перекрытий ввиду отсутствия тонких и высоких балок, для заполнения которых требуется, как известно, бетон соответствующей подвижности и удобоукладываемости, имеется возможность применять сравнительно более жесткий бетон с более низким водоцементным отношением. Это позволяет уменьшить расход цемента. Построечные лаборатории должны учитывать это преимущество безбалочных перекрытий и соответствующим образом назначать консистенцию бетона.

Цементный пол. В ряде производств и складов предусматривается бетонный пол. Опыт показывает, что воспользоваться рабочей железобетонной плитой перекрытия в этих случаях, как правило, не удается, так как трудно сразу достигнуть ровной поверхности плиты перекрытия. Поэтому приходится делать чистый бетонный пол. Некоторые производственники выполняют его из двух слоев: нижнего тощего слоя бетона толщиной 3 *см* и верхнего слоя жирного бетона толщиной 2 *см*. Опыт эксплуатации показал, что верхние 2 *см* быстро разрушаются. Поэтому рекомедуется чистый пол выполнять сразу из одного утолщенного слоя сравнительно жирного бетона с последующим железнением поверхности пола.

При больших непрерывных площадях пола (например, холодильников, складов и т. д.) в этих полах образуются продольные и поперечные трещины. Их можно предотвратить, если чистый пол будет армирован сеткой из проволоки диаметром 2—3 *мм* с величиной ячеек до 10 *см*. Сетку желательно укладывать ближе к верхней поверхности пола.

Глава XIV

ИСПЫТАНИЯ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

1. ИСПЫТАНИЕ ОПЫТНОГО БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ В БАКУ

Еще в период первой пятилетки безбалочные перекрытия начали возводиться в Советском Союзе в большом масштабе, причем разные строительные организации применяли различные методы расчета.

Как было указано выше, применение того или иного метода расчета влияет на расход материала, а следовательно, и стоимость безбалочных перекрытий, причем разница при различных методах расчета выражается в десятках процентов. Поэтому выяснение того, какой из методов следует признать наиболее рациональным, т. е. имеющим достаточную надежность при наименьшей стоимости, стало весьма актуальным.

Правильное решение этого вопроса могло быть достигнуто только на основе испытания опытного безбалочного перекрытия до разрушения.

С этой целью трест Мясохладстрой, для которого безбалочные перекрытия являлись основным видом железобетонных перекрытий, решил произвести соответствующие испытания. В Баку на строительстве мясокомбината было возведено опытное безбалочное перекрытие в натуральных размерах, испытание которого и обработка показаний приборов были произведены ЦНИПС в 1932 г.

Основной целью этих испытаний было выяснение возможности уменьшения расхода металла в безбалочных перекрытиях.

Одновременно при испытании предполагалось также изучение следующих вопросов.

1) проверки на опыте правильности метода подбора железобетонных сечений, предложенного проф. М. Я. Штаерманом;

2) выяснения характера распределения моментов в крайнем поле безбалочного перекрытия при отсутствии пристенных полукапителей;

3) выяснения возможности обрыва нижней арматуры не у опорных осей поля, а возле точек нулевых моментов;

4) проверки величины изгибающих моментов в ряде сечений плиты для сравнения фактических моментов с расчетными.

Проектирование опытного безбалочного перекрытия

Так как целью этих опытов была главным образом проверка безбалочных перекрытий в производственных условиях, то для максимального приближения испытываемого опытного перекрытия поля к обычным безбалочным перекрытиям оно было построено в натуральную величину с типовыми для холодильника пролетами 5×5 *м* и рассчитано под наиболее распространенную для холодильников общую нагрузку в 1 200 *кг/м²*. Сечения колонн взяты такими, чтобы их линейные моменты инерции равнялись примерно сумме линейных жесткостей верхних и нижних колонн среднего этажа холодильника.

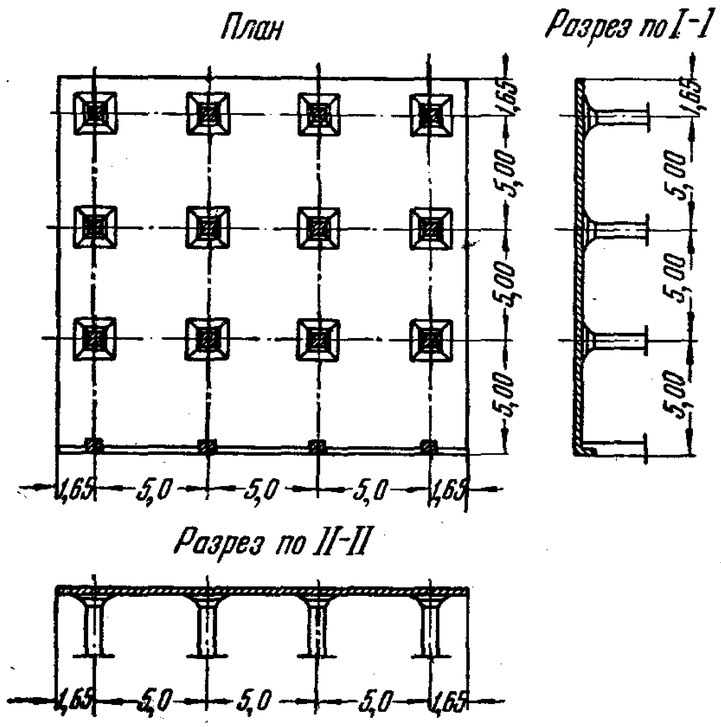


Рис. 117. Опытное бакинское безбалочное перекрытие

Опытное поле безбалочного перекрытия было запроектировано из 9 панелей, поддерживаемых 16 колоннами (рис. 117).

Для того чтобы получить поля, работающие в условиях как средних, так и крайних панелей, опытное перекрытие с одной стороны заканчивалось обвязочной балкой по крайним колоннам, а с остальных трех сторон имело консоли с вылетом в 1,65 *м*, т. е. равной $^1/_3$ пролета (при таком вылете консоли опорные моментые консоли примерно равны опорным моментам среднего пролета).

Толщина плиты взята такой же, как и толщина обычных безбалочных плит с пролетами 5×5 под нагрузку в 1 200 *кг/м²* — 16 *см*.

Средние колонны запроектированы с капителями с изломом; верхнее основание капителей принято $1{,}65 \times 1{,}65$ *м*, т. е. в $^1/_3$ пролета.

Крайние колонны капителей не имеют.

Средние колонны взяты сечением 55×55 *см*, а крайние 55×45 *см*, высота колонн 4 *м*.

Чтобы уменьшить деформацию колонн, они запроектированы на утроенную нагрузку, а фундаменты для уменьшения осадок—на четырехкратную нагрузку.

Основанием для фундаментов, запроектированных в виде отдельно стоящих башмаков с размерами в плане $1{,}5 \times 1{,}5$ *м* и высотой 70 *см*, служила скала, выходящая непосредственно на поверхность.

Опытное поле было рассчитано по методу заменяющих рам. При этом были рассчитаны две рамы (вдоль и поперек опытного поля); одна трехпролетная с одной консолью и вторая трехпролетная с двумя консолями (рис. 118, *а*, *б*).

Нагрузка принята, как указано выше, 1 200 *кг/м²*, причем, так как предполагалось достичь разрушения плиты при за-

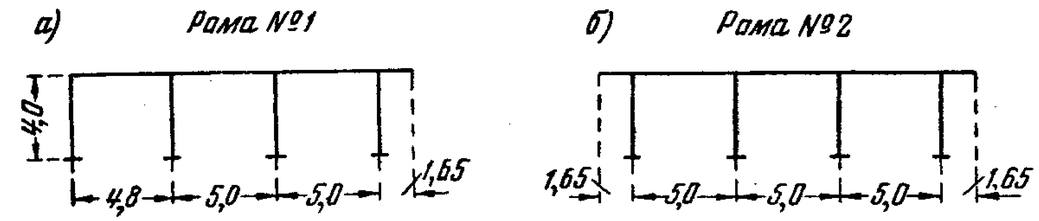


Рис. 118. Схема заменяющей рамы
а — схема рамы № 1; *б* — схема рамы № 2

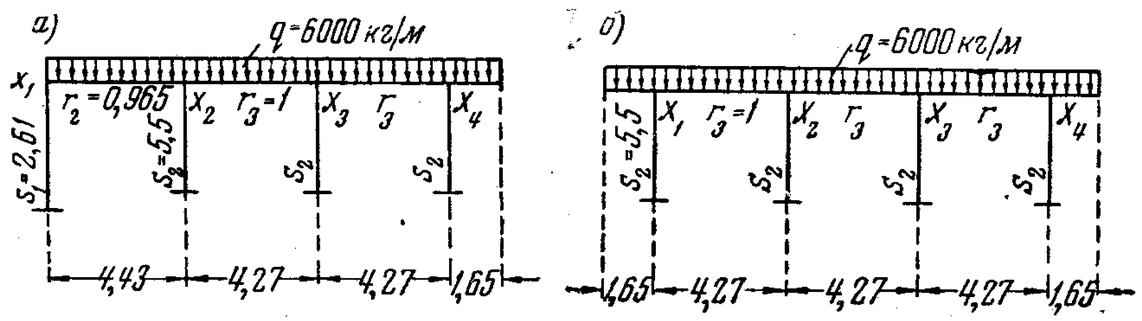


Рис. 119. Расчетные схемы заменяющей рамы
а — схема рамы № 1; *б* — схема рамы № 2

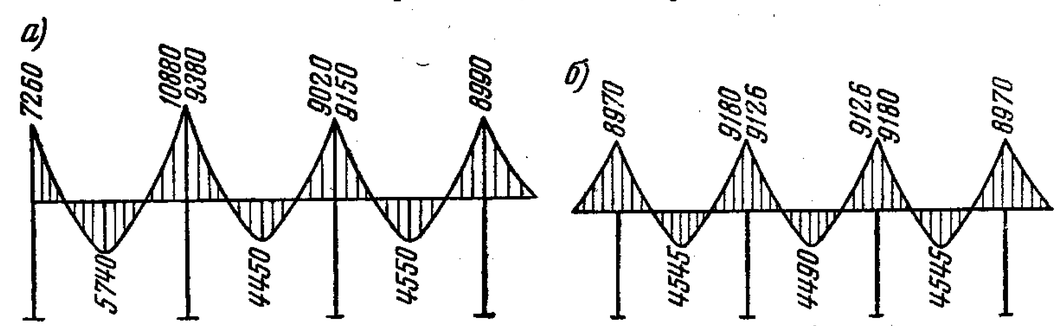


Рис. 120. Эпюры расчетных моментов заменяющих рам
а — рамы № 1; *б* — рамы № 2

гружении сразу всех пролетов, то расчетная нагрузка не разбита на временную и постоянную, а плита рассчитана как равномерно загруженная во всех пролетах.

Расчетная схема рамы № 1 дана на рис. 119, *а*, а рама № 2—на рис. 119, *б*. Рамы были рассчитаны методом угловых деформаций[1]. Определенные в результате расчета опорные и пролетные

[1] Статический расчет рам и подбор сечений приведены в книге М. Я. Штаермана и А. М. Ивянского «Безбалочные перекрытия», Пищепромиздат, 1937.

моменты рамы № 1 даны на рис. 120, *а*, а рамы № 2 на рис. 120, *б*.

Из приведенных результатов статических расчетов рам в обоих направлениях (рис. 120, *а*, *б*) видно, что, за исключением моментов крайнего пролета рамы № 1, моменты во всех остальных пролетах очень незначительно разнятся друг от друга и равны моментам среднего поля безбалочного перекрытия с бесконечно большим количеством пролетов.

Поэтому за расчетные моменты для подбора сечения взяты моменты крайнего пролета, перпендикулярного обвязке, и моменты среднего поля (рис. 121).

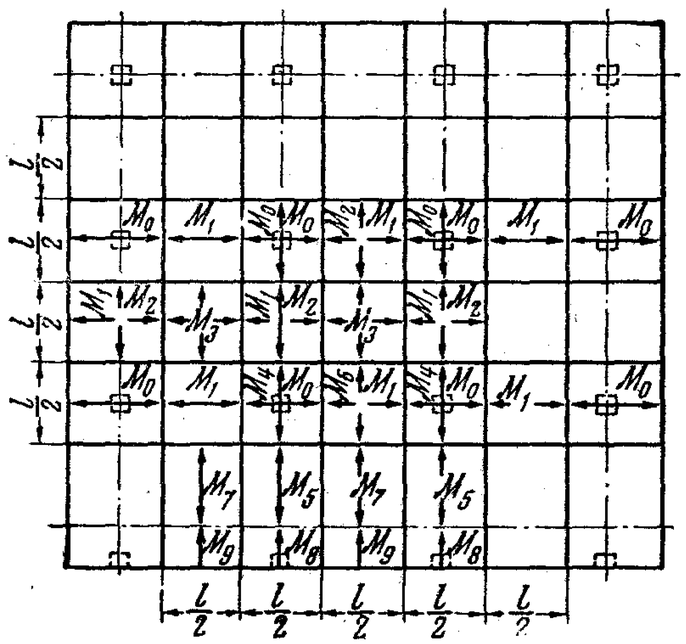


Рис. 121. Схема расположения расчетных моментов

Суммарный момент распределен по надколонной и пролетной полосам. При этом на опоре 75 % передано на надколонную и 25% на пролетную, а в пролете 55%—на надколонную и 45%—на пролетную, за исключением опорных моментов на крайней опоре. Ввиду жесткости обвязочной балки и отсутствия пристенных полукапителей, что создает более равномерное распределение моментов между обеими полосами, на крайней опоре на надколонную полосу передано 55 %, а на пролетную 45 % момента.

Толщина плиты была принята равной $^1/_{32}$ пролета

$$h = \frac{1}{32}\ 500 \approx 16\ см.$$

Арматура по найденным моментам подбиралась по Инструкции НКПП СССР (1936 г.)[1]. Коэффициент запаса прочности был 1,92.

Арматура в плите была запроектирована таким образом, что суммарная площадь ее на опоре и в пролете на всей панели равнялась расчетной, но площадь сечения в пролете и на опорах принималась одинаковая. При этом необходимая арматура на опоре получалась путем отгиба по половине стержней с обоих прилегающих пролетов.

[1] Инструкция составлена на основе первого метода расчета М. Я. Штаермана.

Средняя панель. Суммарная площадь сечения необходимой по расчету арматуры на всю панель в одном направлении равнялась 43,02 *см*².

Принято в надколонной полосе на опоре и в пролете по 4⌀8 *мм* и 4⌀10 *мм* на 1 *пог. м* и в пролетной полосе на опоре и в пролете по 4⌀6 *мм* и 4⌀8 *мм* на 1 *пог. м*.

Всего суммарное сечение по всей панели укладываемой арматуры в одном направлении панели:

$$(5{,}15 + 5{,}15 + 3{,}14 + 3{,}14)\ 2{,}5 = 41{,}5\ см^2.$$

Крайняя панель. Суммарное сечение потребной по расчету арматуры на всю панель в одном направлении, перпендикулярном обвязке, равнялось 51,45 *см*².

Принято в направлении, перпендикулярном обвязке, в надколонной полосе на крайней опоре 4⌀8 *мм* и 4⌀10 *мм*,

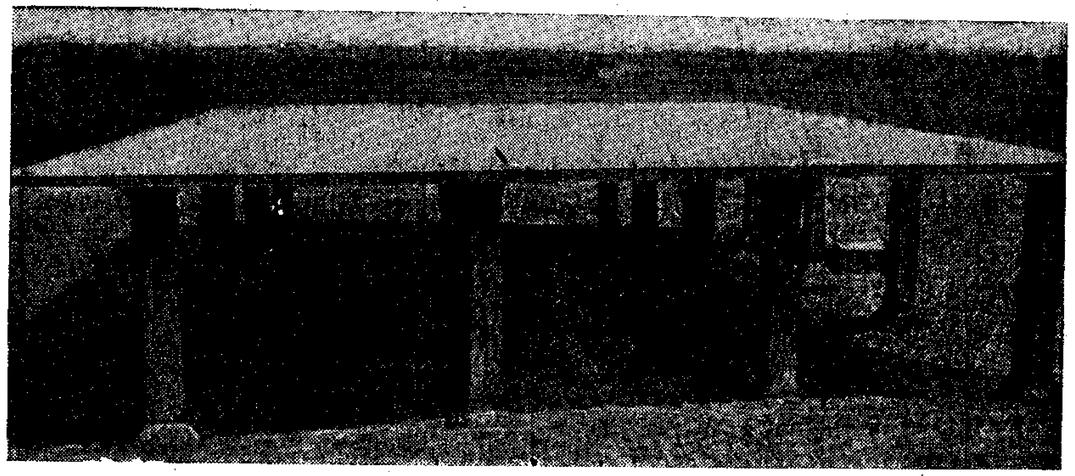


Рис. 122. Общий вид опытного безбалочного перекрытия

в пролете 4⌀8 *мм* и 4⌀10 *мм* и на первой опоре 2⌀8 *мм* и 6⌀10 *мм* на 1 *пог. м*; в пролетной полосе на крайней опоре 8⌀8 *мм*, в пролете 4⌀8 *мм* и 4⌀10 *мм* и на первой опоре 2⌀6 *мм*, 2⌀8 *мм* и 4⌀10 *мм* на 1 *пог. м*.

Всего суммарная площадь сечения арматуры по всей панели, укладываемой в направлении, перпендикулярном обвязке:

$$\left(\frac{5{,}72 + 5{,}15}{2} + \frac{4{,}72 + 4{,}02}{2} + 5{,}15 + 5{,}15\right)\ 2{,}5 = 50{,}25\ см^2.$$

Концы нижних стержней в плите не были протянуты до оси опоры, как это делалось до этого на практике, а обрывались значительно раньше.

Возведение опытной плиты

Опытная плита, возведенная в Баку на территории строительства мясокомбината показана на рис. 122.

Опалубка плиты была стандартная щитовая.

Ввиду отсутствия на строительной площадке в момент возведения опытного перекрытия арматуры диаметром 8 и 10 *мм* запроектированная арматура была заменена 6- и 9- *мм* с очень небольшими отклонениями от заданной площади сечения.

В средней панели было уложено в надколонной полосе в пролете и на опоре 16 ⌀ $^1/_4''$ на 1 *пог. м* и в пролетной полосе 10 ⌀ $^1/_4''$, а в крайней панели в пролетной полосе на крайней опоре 12,8 ⌀ $^1/_4''$, в пролете 16,4 ⌀ $^1/_4''$, на первой опоре 15 ⌀ $^1/_4''$, в надколонной полосе на крайней опоре и в пролете 4,4 ⌀ $^3/_8''$ и 6,4 ⌀ $^1/_4''$ и на первой опоре 4,5 ⌀ $^3/_8''$ и 8 ⌀ $^1/_4''$ на 1 *пог. м* плиты.

Один край стержней отгибался наверх, а другой обрывался на расстоянии 180 *см* от центра пролета..

Рабочие чертежи опытного поля приведены на рис. 123—127.

Сталь при укладке не была исследована, но после опытов были вырезаны из перекрытия в местах нулевых моментов 38 образцов, которые были отосланы в Москву и были здесь испытаны ЦНИПС (испытания № 8626—8662 за 1932 г.).

Таблица 43

Данные испытания стали опытного безбалочного перекрытия

№ испытания	Марка образца	Диаметр в *мм*	Относительное удлинение в %	Предел текучести в *кг/мм²*	Предел прочности при растяжении в *кг/мм²*	Примечание
8626	№ 1	9,57	25,00	23,53	42,19	
8627	№ 2	9,05	27,78	28,30	36,70	
8628	№ 3	6,51	27,14	26,75	36,38	
8629	№ 4	6,63	—	—	55,30	
8630	№ 5	6,85	—	35,80	48,80	
8631	№ 6	9,07	—	26,80	37,60	
8632	№ 7	6,67	20,00	25,20	33,20	Образец надрублен
8633	№ 8	6,29	21,42	25,40	36,40	То же
8634	№ 9	6,41	20,00	27,60	38,10	
8635	№ 10	6,42	—	31,50	41,90	
8636	№ 11	5,67	21,42	28,90	40,06	
8637	№ 12	6,55	21,42	29,40	42,40	
8638	№ 13	6,63	23,57	26,66	38,26	
8639	№ 14	6,60	24,28	32,17	45,91	
8640	№ 15	6,56	28,57	26,30	33,70	
8641	№ 16	6,81	17,14	42,30	62,91	
8642	№ 17	6,87	—	24,00	35,10	
8643	№ 18	6,46	14,28	40,91	64,42	
8644	№ 20	6,65	21,42	33,70	51,57	Образец кривой и надрублен
8645	№ 21	6,75	27,14	29,08	36,07	
8646	№ 22	6,37	25,00	32,66	42,39	
8647	№ 23	7,10	24,28	30,57	44,47	

№ испытания	Марка образца	Диаметр в *мм*	Относительное удлинение в %	Предел текучести в *кг/мм²*	Предел прочности при растяжении в *кг/мм²*	Примечание
8648	№ 24	6,88	25,71	25,30	35,66	Образец кривой
8649	№ 25	6,69	22,86	38,40	63,20	
8650	№ 26	6,45	28,57	24,80	36,14	
8651	№ 27	6,61	28,57	28,90	44,00	
8652	№ 28	6,45	21,42	25,72	38,28	
8653	№ 29	6,34	22,86	—	53,20	Образец надрублен
8654	№ 30	6,42	22,85	32,77	46,38	
8655	№ 31	6,60	25,71	24,27	36,12	
8656	№ 32	6,50	—	29,20	41,90	
8657	№ 33	6,70	22,85	32,64	43,57	
8658	№ 34	9,27	—	25,50	35,90	
8659	№ 35	9,53	23,00	24,10	34,80	
8660	№ 36	9,00	23,33	28,90	52,40	
8661	№ 37	6,79	28,51	27,60	35,10	Образец надрублен
8662	№ 38	6,47	25,71	32,86	46,25	

Предел текучести арматуры, как это видно из приводимой табл. 43, колеблется для стержней диаметром $^1/_4''$ от 2 400 до 4 200 *кг/см²* (в среднем 3 050 *кг/см²*), а для стержней диаметром $^3/_8''$ от 2 410 до 2 890 *кг/см²* (в среднем 2 600 *кг/см²*).

Стержни диаметром $^1/_4''$ в среднем оказались диаметром 6,58 *мм*, т. е. площадью в 0,340 *см²*, а диаметром $^3/_8''$ — диаметром 9,25 *мм*, или площадью в 0,672 *см²*.

Бетонирование перекрытия производилось 27 и 28 ноября 1932 г. без перерывов в 3 смены.

Бетон приготовлялся на цементе Туазского завода активностью в 300 *кг/см²*.

Состав бетона 1 : 2,25 : 3,62; водоцементное отношение $\frac{B}{Ц} = 0{,}7$; осадка конуса 9—12 см.

Расход материала на 1 *м³* бетона: цемента — 260 *кг*, песка — 532 *л*, гравия 856 *л*.

Для определения прочности бетона были изготовлены 36 кубиков, 3 из которых хранились в лаборатории, а остальные — в одинаковых условиях с перекрытием; 7 контрольных кубиков, хранившихся в условиях производства, были испытаны во время производства опытов и дали в среднем прочность бетона при сжатии — 170 *кг/см²*.

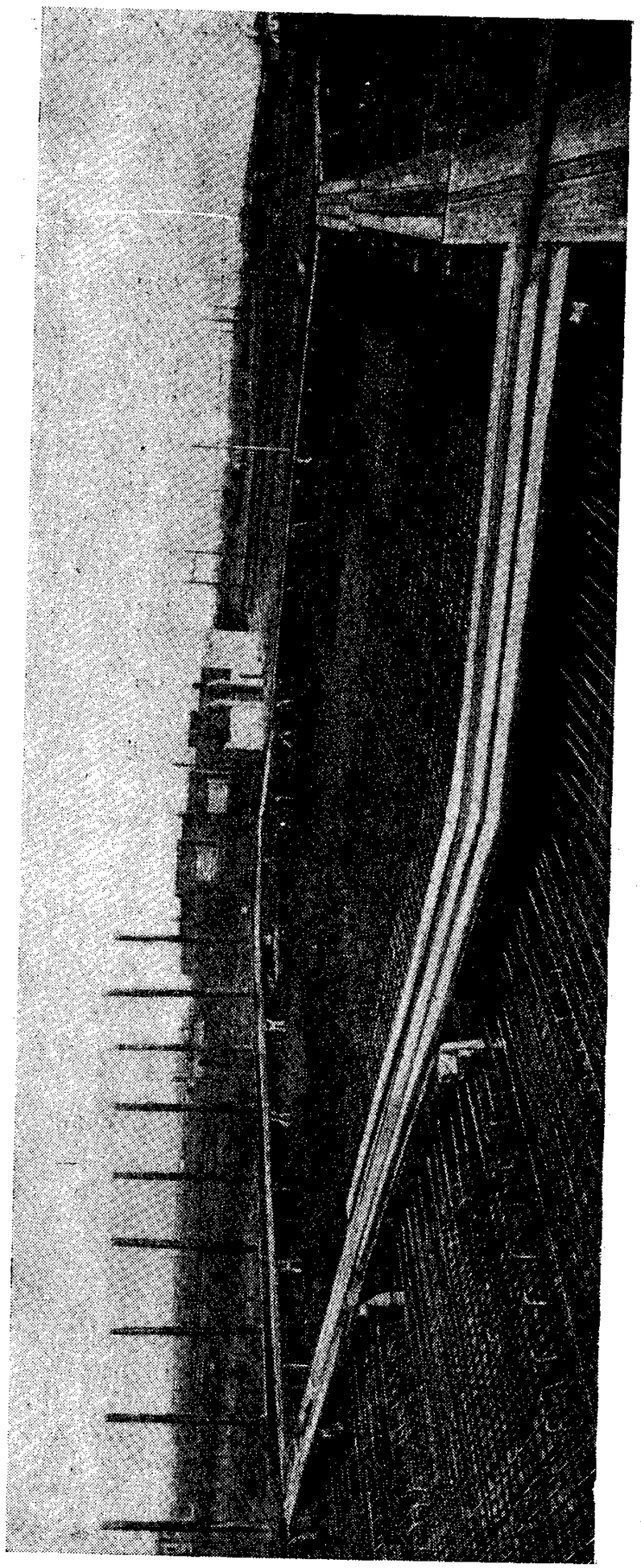


Рис. 123. Общий вид уложенной арматуры опытного перекрытия

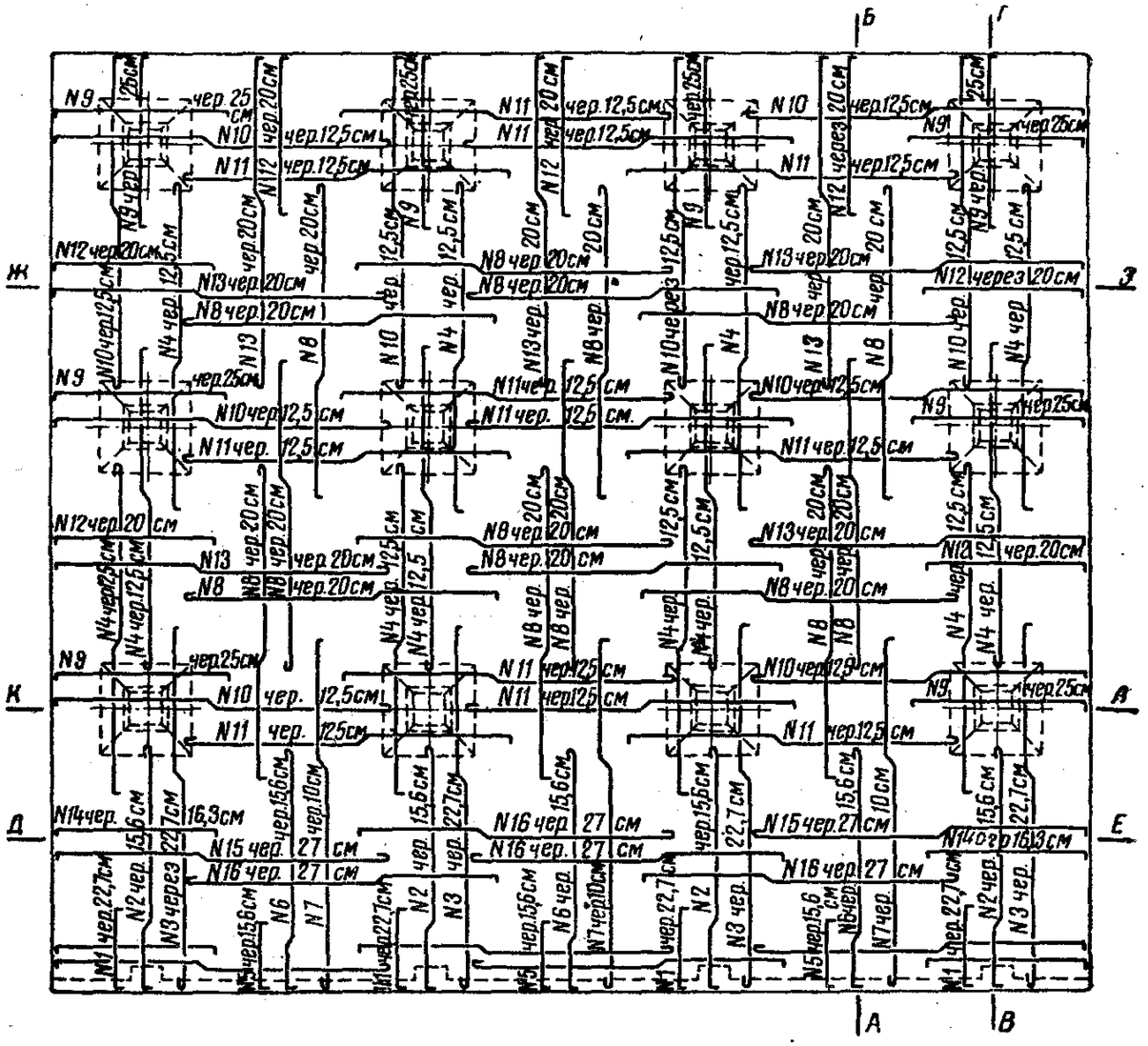


Рис. 124. Рабочий чертеж арматуры опытного перекрытия (план)

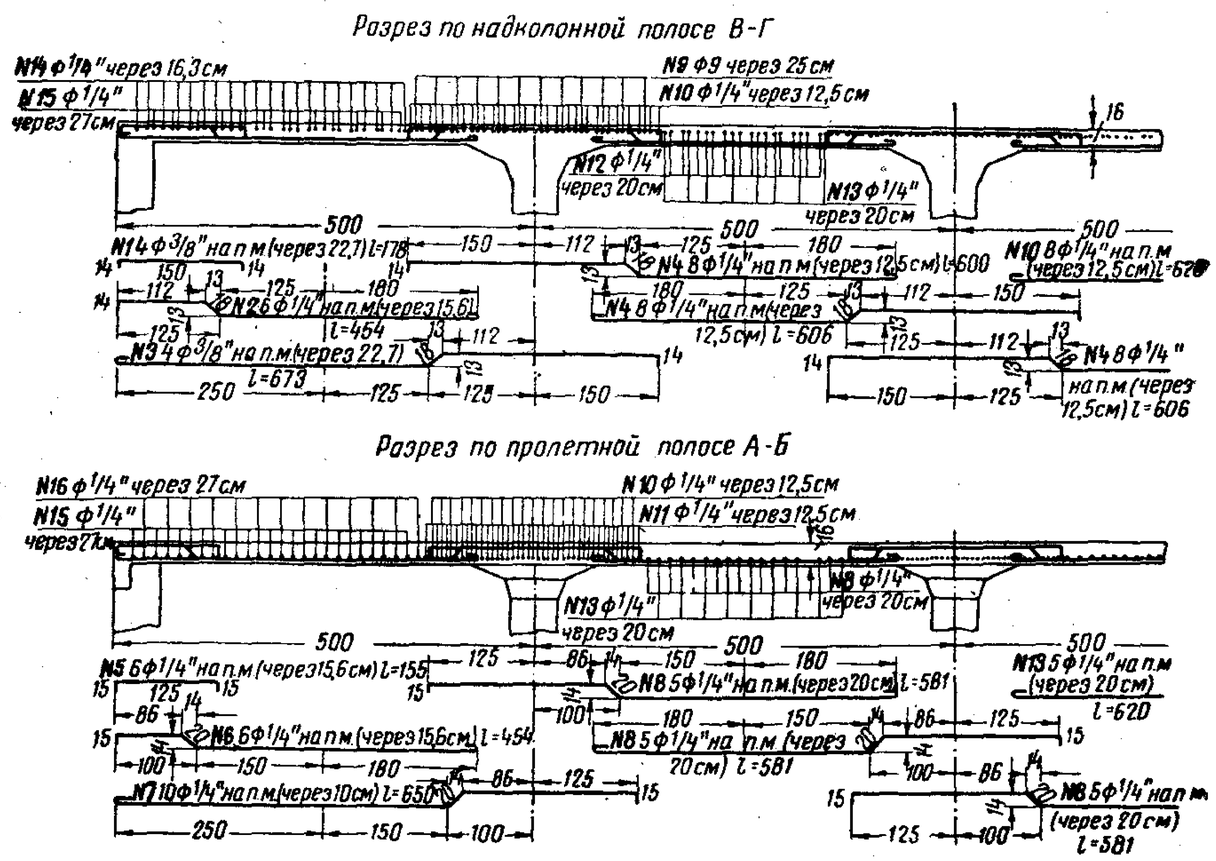


Рис. 125, *а*. Рабочий чертеж арматуры опытного перекрытия. (Разрезы по *А — Б* и *В — Г*)

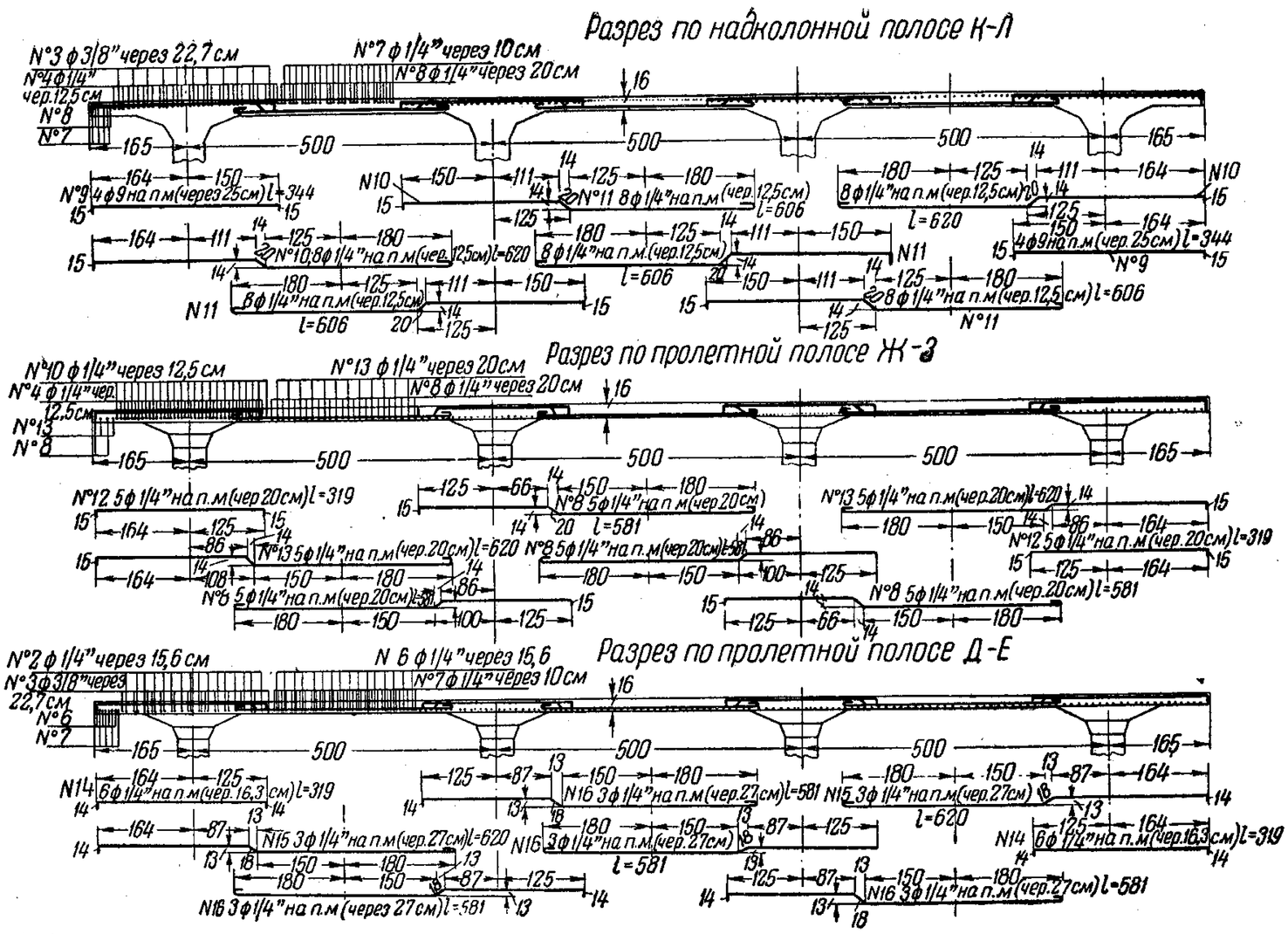


Рис. 125, *б*. Рабочий чертеж арматуры опытного перекрытия. (Разрезы по *Ж — З*, *Д — Е*, *К — Л*)

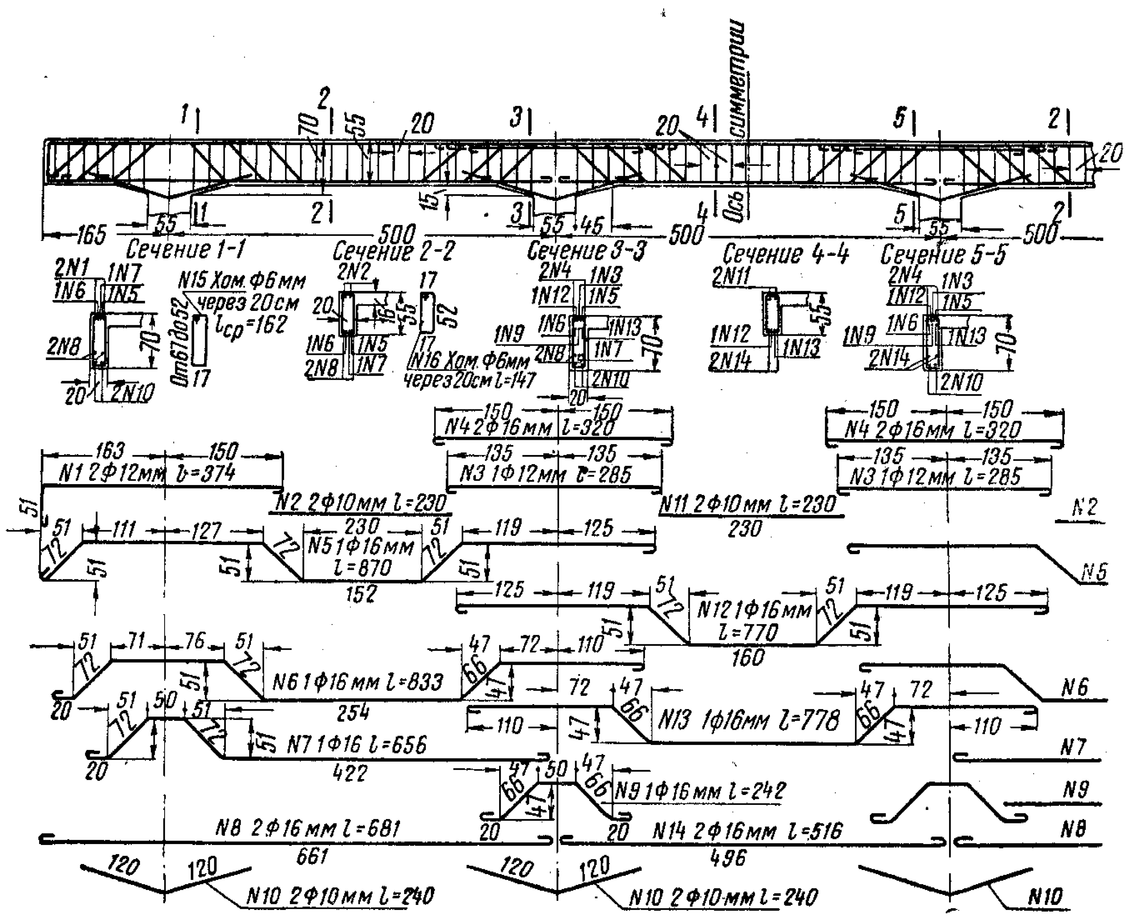


Рис. 126. Рабочий чертеж обвязочной балки опытного перекрытия

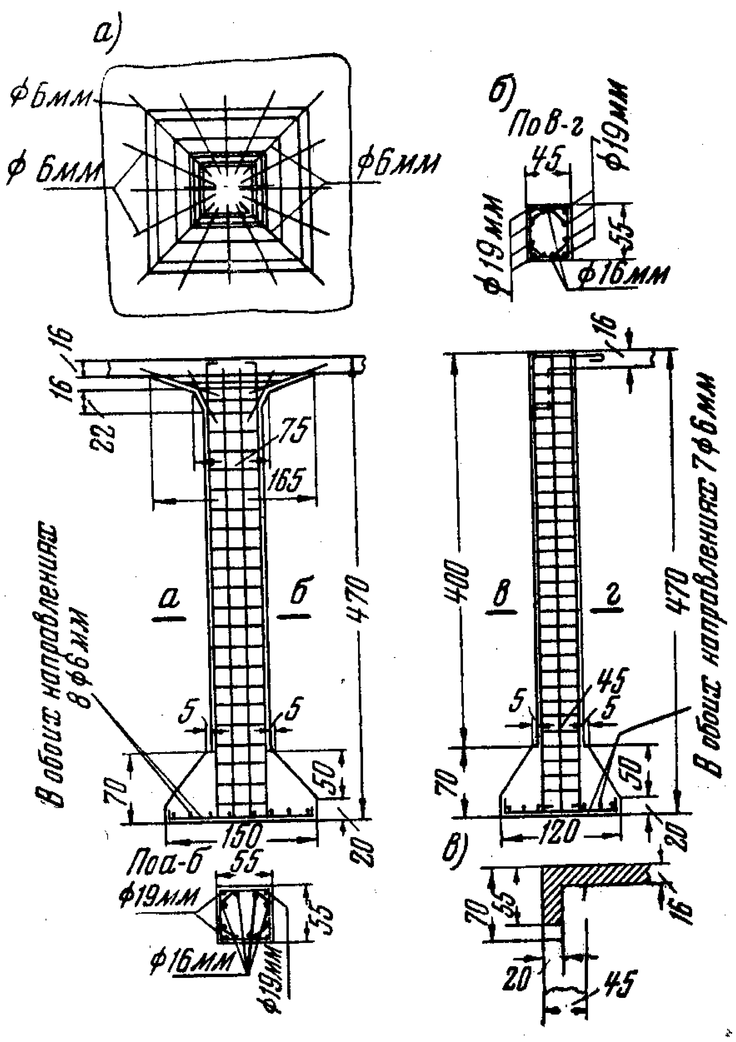


Рис. 127. Рабочий чертеж колонн и фундаментов опытного перекрытия

а — средняя колонна; *б* — крайняя колонна; *в* — примыкание обвязочной балки к колонне

Перед бетонированием авторитетной комиссией была произведена тщательная проверка армирования перекрытия; было установлено, что вся арматура уложена в соответствии с проектом. Толщина перекрытия, проверенная нивелировкой, также соответствовала проектной.

Толщина защитного бетонного слоя, как это было установлено после испытания, для нижней арматуры равнялась 1 *см*, а для верхней—от 1,5 до 6 *см* (рис. 128).

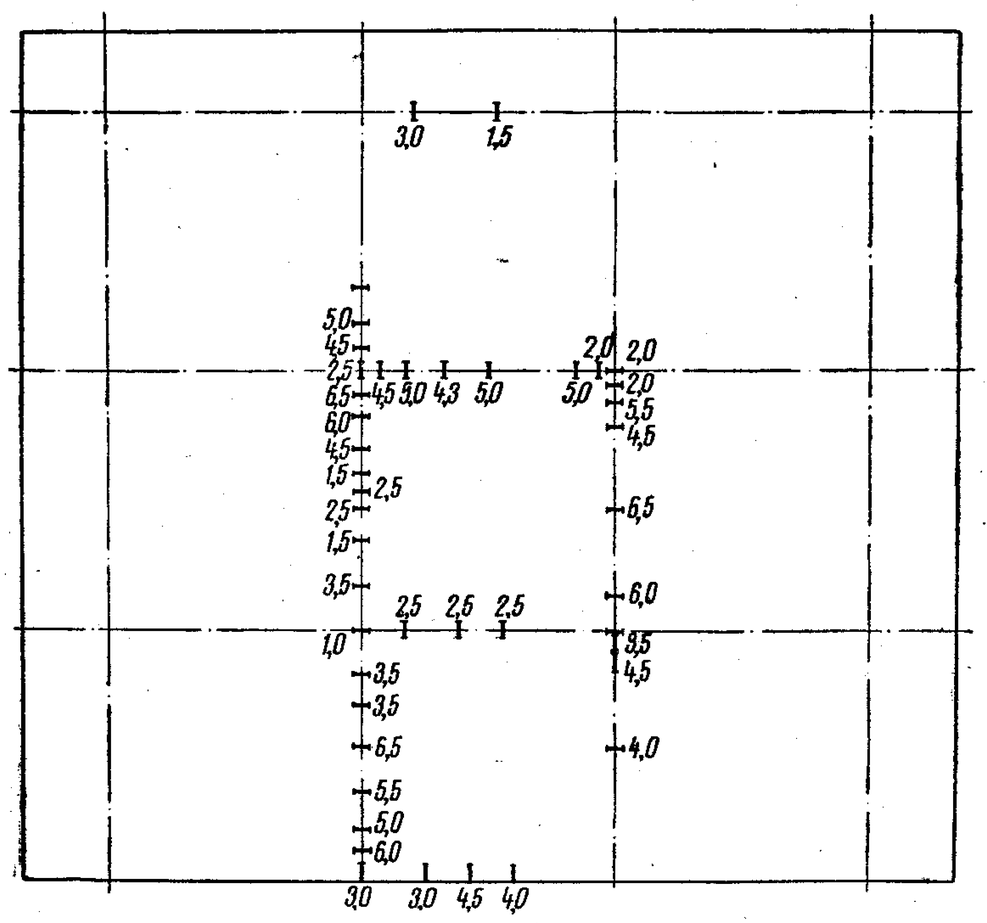


Рис. 128. Толщина защитного бетонного слоя для верхней арматуры

Испытание перекрытия

Для производства испытания[1] на перекрытии были установлены бездонные ящики высотой 3,5 *м*, которые во время испытания наполнялись водой (рис. 129, *а*, *б*). Внутри ящиков укладывался брезент, пропитанный для водонепроницаемости битумом (рис. 130, *а*). Схема расположения ящиков и их размеры показаны на рис. 130, *б*.

[1] Программа испытания перекрытия была разработана ЦНИПС. Испытания перекрытия и обработка показаний приборов производились бригадой ЦНИПС под руководством канд. техн. наук М. С. Боришанского, отчетом которого мы и воспользовались для нижеприводимого описания испытаний.

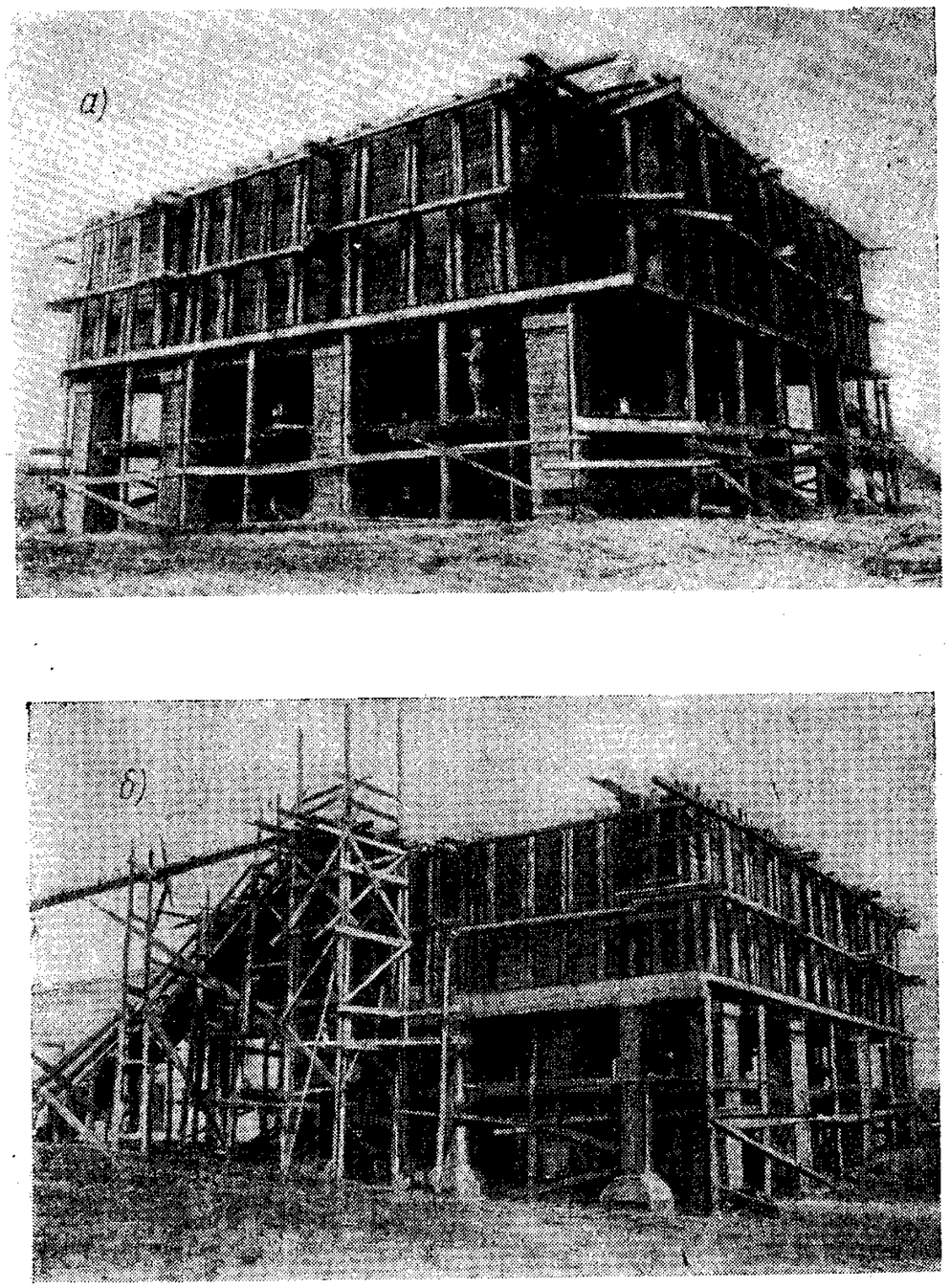
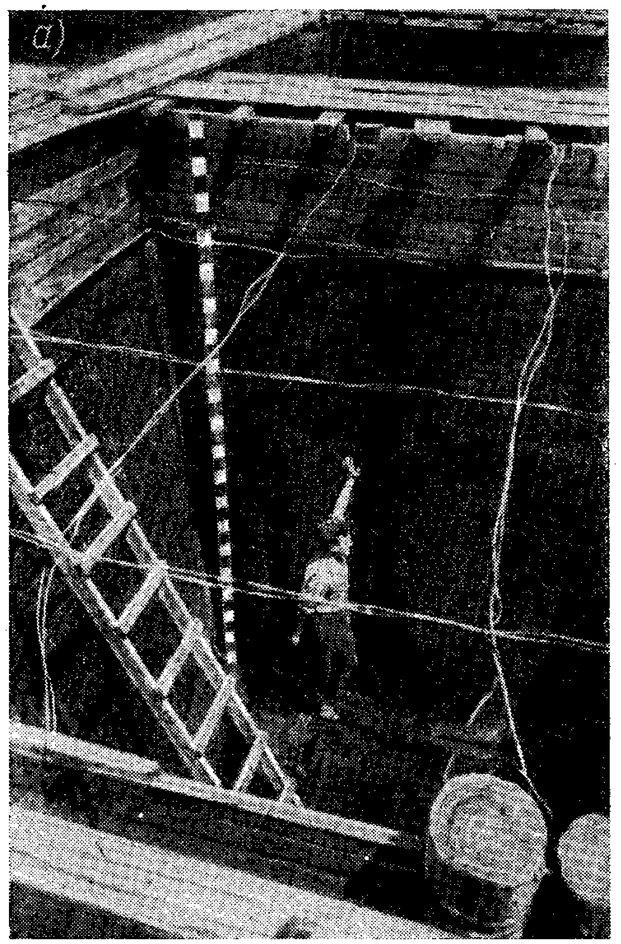


Рис. 129. Общий вид опытного перекрытия во время испытания

а — вид на сторону консолей перекрытия; *б* — вид на сторону обвязочной балки

Проходы между ящиками были сделаны в 70—75 *см*, что давало возможность установить на поверхности плиты в проходах между ящиками приборы и следить за появлением трещин.

Наполнение ящиков водой производилось одновременно из четырех рукавов. Спуск воды производился при помощи сифонов.



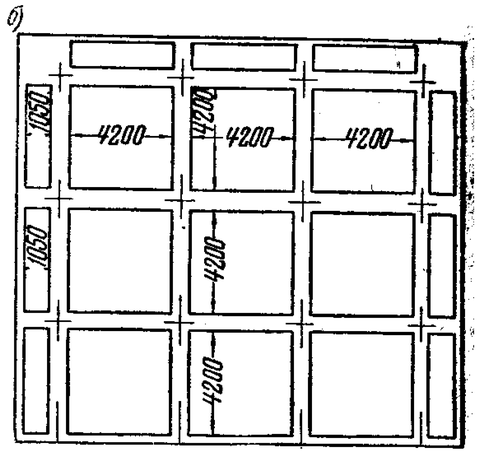


Рис. 130. Ящики для водяной нагрузки

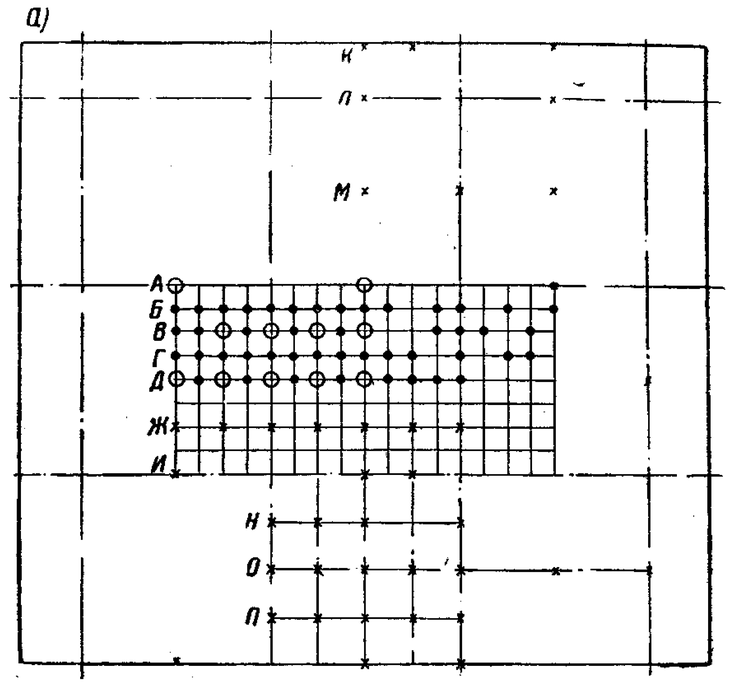
а — внутренний вид ящиков для загружения перекрытий; *б* — схема расположения ящиков для водяной нагрузки. Высота ящиков 3,5 *м*

Измерения деформации

Прогибы. Измерения прогибов производились прогибомерами и индикаторами, причем наряду с индикаторами, закрепляемыми в определенных точках, применялись также и переносные индикаторы.

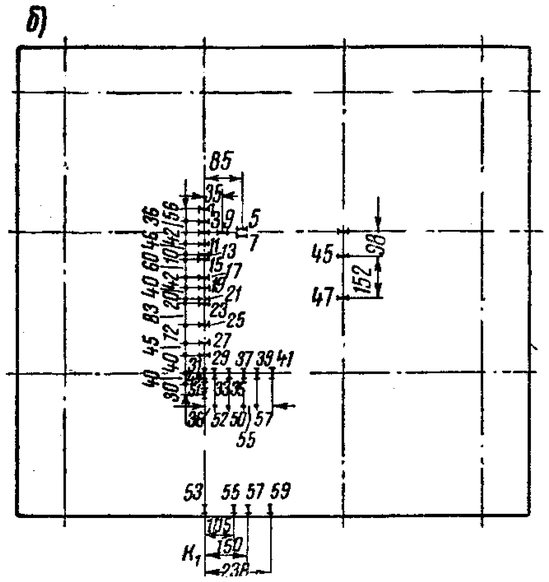
Приборы эти были установлены на системе продольных и поперечных балок, уложенных на мощные кирпичные столбы.

Для пользования переносным индикатором, кроме того, к балкам приваривались вертикальные прутья с отшлифованными верхними торцами и над ними к перекрытию на растворе прикреплялись металлические пластинки с зашлифованной поверхностью. На пластинке и торце прута делались углубления, куда вставлялись острия переносн го индикатора. Расстояния между углублениями измерялись до начала испытания, а затем во время испытания. Точность измерения при этом была около 0,015 *мм*.



Условные обозначения

- ○ Индикатор
- • Переносной индикатор
- × Прогибомер



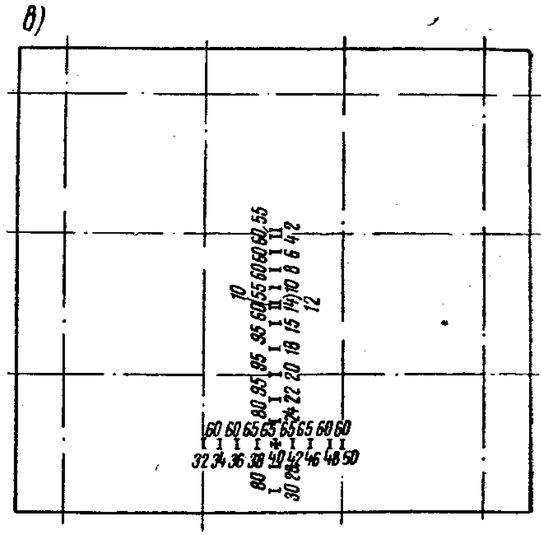


Рис. 131. Схемы расположения измерительных приборов

а — для измерения прогибов; *б* — тензометров на верхней поверхности плиты; *в* — тензометров на нижней поверхности плиты

Основная масса прогибов измерялась в двух панелях — средней и крайней, в остальных же были поставлены только контрольные приборы.

Точки перекрытия, в которых замерялись прогибы, показаны на рис. 131, *а*.

Удлинение арматуры. Удлинение арматуры измерялось при помощи тензометров.

Тензометры были поставлены в местах максимальных положительных и отрицательных моментов средней и крайней

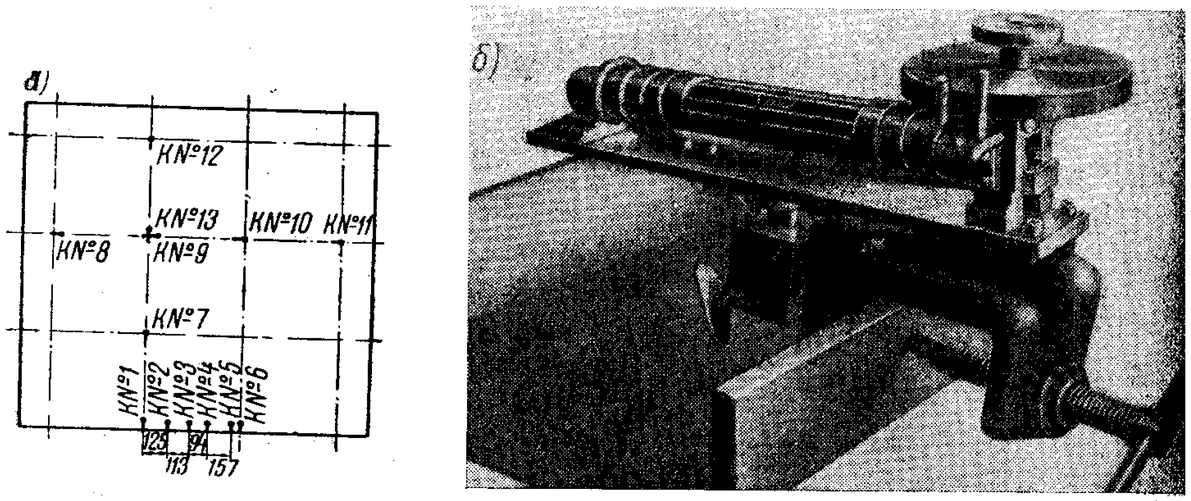


Рис. 132. Установка клинометров

а — схема расположения клинометров; *б* — установка клинометров на обвязочной балке

панелей. На рис. 131, *б* показана схема расположения тензометров на верхней поверхности плиты, а на рис. 131, *в* — на нижней поверхности плиты.

Углы поворота. Углы поворота вершин колонн и углы закручивания обвязочной балки измерялись клинометрами. Схема расположения клинометров показана на рис. 132, *а*. Клинометры укреплялись на уголках прибетоненных к перекрытию (рис. 132, *б*).

Производство испытаний

Испытание перекрытия производилось циклами загрузки перекрытия (сплошной и полосовыми нагрузками), причем из-за недостатка имевшихся при испытании приборов для единовременного измерения деформаций во всех точках после перестановки приборов циклы нагрузок повторялись.

Нагрузки увеличивались на 350 *кг/м²* поднятием уровня воды в средних ящиках на 50 *см*, в консольных на 70 *см*.

После каждого цикла нагружения брались отсчеты по всем приборам и осматривалось перекрытие. Замеченные при этом трещины зарисовывались и помечались числом, соответствующим уровню воды (в *см*) в момент их появления. При первых двух циклах приборы были расставлены равномерно по обеим изучаемым панелям. В первом цикле нагрузка водой (сплошная по всему перекрытию) была доведена тремя ступенями по 350 *кг/м²* до 1 050 *кг/м²* или общая нагрузка до 1 550 *кг/м²*. Эта нагрузка выдерживалась в течение 12 час., после чего были сначала разгружены две боковые полосы *В* (рис. 133, *а*), а затем средняя и консольные полосы (рис. 133, *б*).

Второй цикл загружения, сделанный после 12-часового перерыва, состоял в загрузке водой тоже тремя ступенями по 350 до 1 050 *кг/м²* сначала средней полосы и консоли (рис. 133, *б*), а затем после выдержки этой нагрузки в течение 12 часов полос *В*.

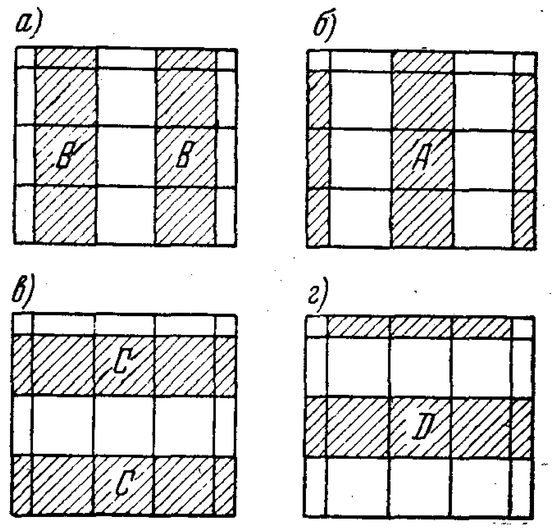


Рис. 133. Схема загружения опытного перекрытия

а — двух боковых полос *В*; *б* — средней полосы *А* и консолей; *в* — боковых полос *С*; *г* — средней полосы *Д* и консоли

При третьем, четвертом и пятом циклах тензометры были сосредоточены на нижней поверхности средней панели.

В третьем цикле сплошная нагрузка водой была доведена тремя ступенями по 350 *кг/м²* до 1 050 *кг/м²*. Разгружены были сначала средняя полоса *А* и консоли, затем полосы *В*.

В четвертом цикле загружены были той же нагрузкой (1 050 *кг/м²*) сначала полосы *А* и консоли, а затем полосы *В*.

Разгрузка производилась в том же порядке.

В пятом цикле той же нагрузкой были сначала загружены полосы *В*, а затем средняя полоса *А* и консоли.

Разгружено было все перекрытие сразу.

В шестом и седьмом циклах тензометры были сосредоточены на верхней поверхности средней панели.

В шестом цикле перекрытие было загружено водой сплошной нагрузкой в 1 050 *кг/м²* или полной нагрузкой в 1 550 *кг/м²*.

Разгружены были сначала полосы *В*, а затем средняя полоса *А* и консоли.

В седьмом цикле той же нагрузкой загружены были сначала полосы *А* и консоль, а затем полосы *В*.

Разгружено было все перекрытие сразу.

В восьмом, девятом и десятом циклах тензометры были переставлены на крайнюю панель.

В восьмом цикле той же нагрузкой, что и в предыдущих циклах, было загружено сплошной нагрузкой все перекрытие.

В девятом цикле той же нагрузкой были сначала загружены полосы *C* (рис. 133, *в*), а затем полоса *D* и консоль (рис. 133, *г*).

Разгрузка производилась в обратном порядке.

В десятом цикле были загружены сначала полоса *D* и консоль, а затем полосы *C*; разгрузка производилась в обратном порядке.

После этого приборы были снова поставлены равномерно по обеим изучаемым панелям и был произведен одиннадцатый последний, цикл загружения.

Загружалось сплошной нагрузкой все перекрытие. Тремя ступенями нагрузка водой была доведена до 150 *см*, или 1 050 *кг/м*², и выдерживалась 12 час., после чего уровень воды был повышен до 175 *см*, что соответствует 1 225 *кг/м*² полезной нагрузки или 1 725 *кг/м*² полной нагрузки.

При этой нагрузке было замечено появление трещин на верхней поверхности крайней панели вблизи крайних колонн и на нижней поверхности крайней панели в середине пролета надколонной полосы (рис. 134, *а*, *б* трещины, отмеченные цифрой 175).

Затем уровень воды был повышен до 200 *см*, что соответствует 1 400 *кг/м*² приведенной полезной нагрузки и 1 900 *кг/м*² приведенной полной нагрузки.

При этом появились трещины на верхней поверхности плиты у капителей первого ряда колонн крайней панели.

После этого уровень воды был повышен до 225 *см*, что дает 1 575 *кг/м*² полезной нагрузки и 2 075 *кг/м*² полной нагрузки. При этом появились новые трещины на нижней поверхности плиты в средних панелях, развились появившиеся уже раньше трещины на нижней поверхности крайней панели, которые прошли сквозь всю панель, и сильно раскрылись трещины на верхней поверхности плиты у крайних колонн.

Возможно появление трещин и на верхней поверхности у внутренних колонн, но их трудно было обнаружить, так как брезенты несколько пропускали воду и поверхность плиты была увлажнена.

Затем уровень воды был повышен до 250 *см*, что соответствует 1 750 *кг/м*² полезной нагрузки и 2 250 *кг/м*² полной приведенной нагрузки. При этом потекла нижняя арматура в пролете крайней панели.

При дальнейшем повышении уровня воды до 275 *см*, что соответствует полезной приведенной нагрузке в 1 940 *кг/м*² и полной приведенной нагрузке в 2 440 *кг/м*², потекла арматура и в средней панели. При последних нагрузках перекрытие

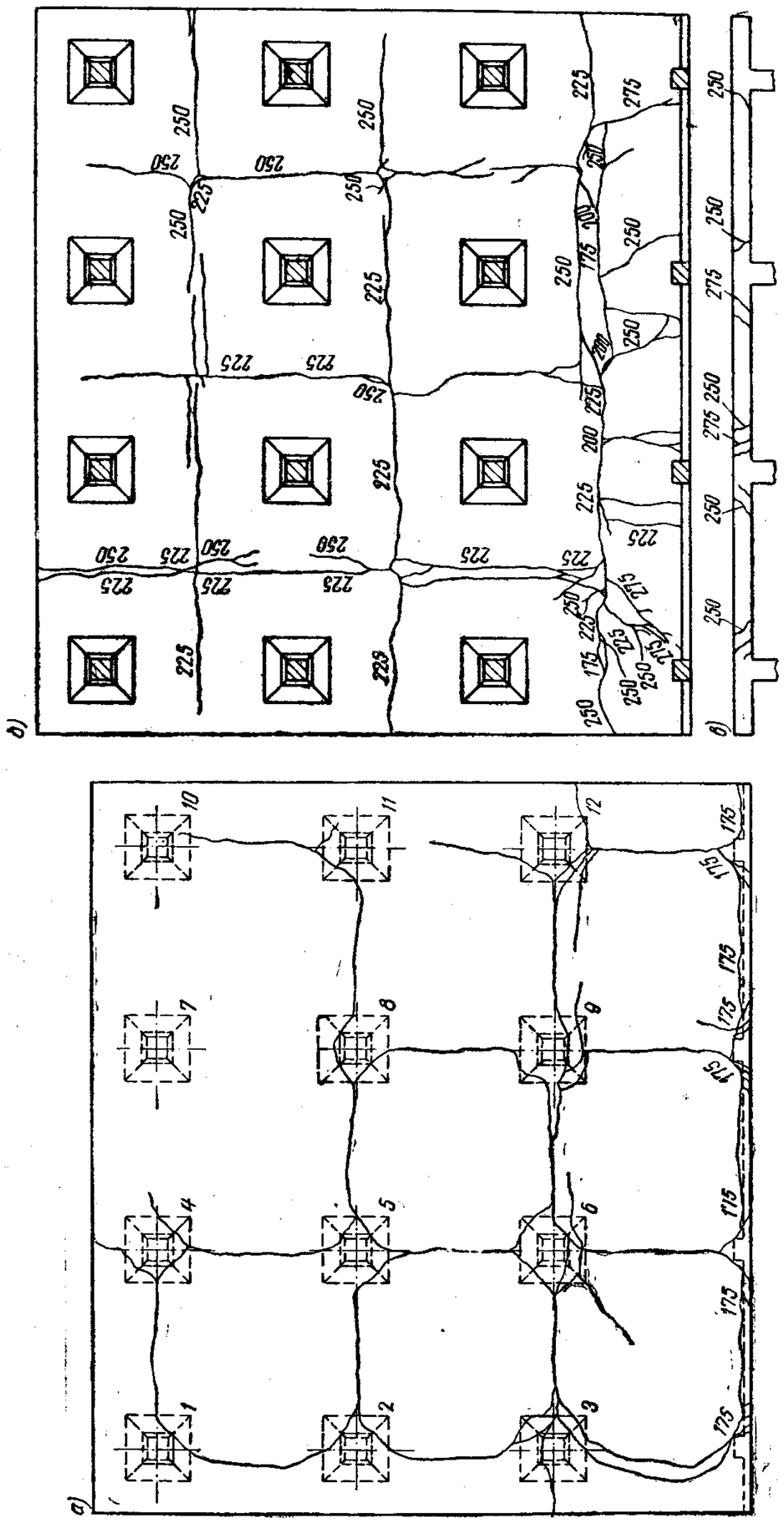


Рис. 134. Расположение трещин на поверхности опытной плиты при ее испытании

а — на верхней поверхности плиты; *б* — на нижней поверхности плиты; *в* — на обвязочной балке (цифрами показан уровень воды в ящиках при появлении трещин)

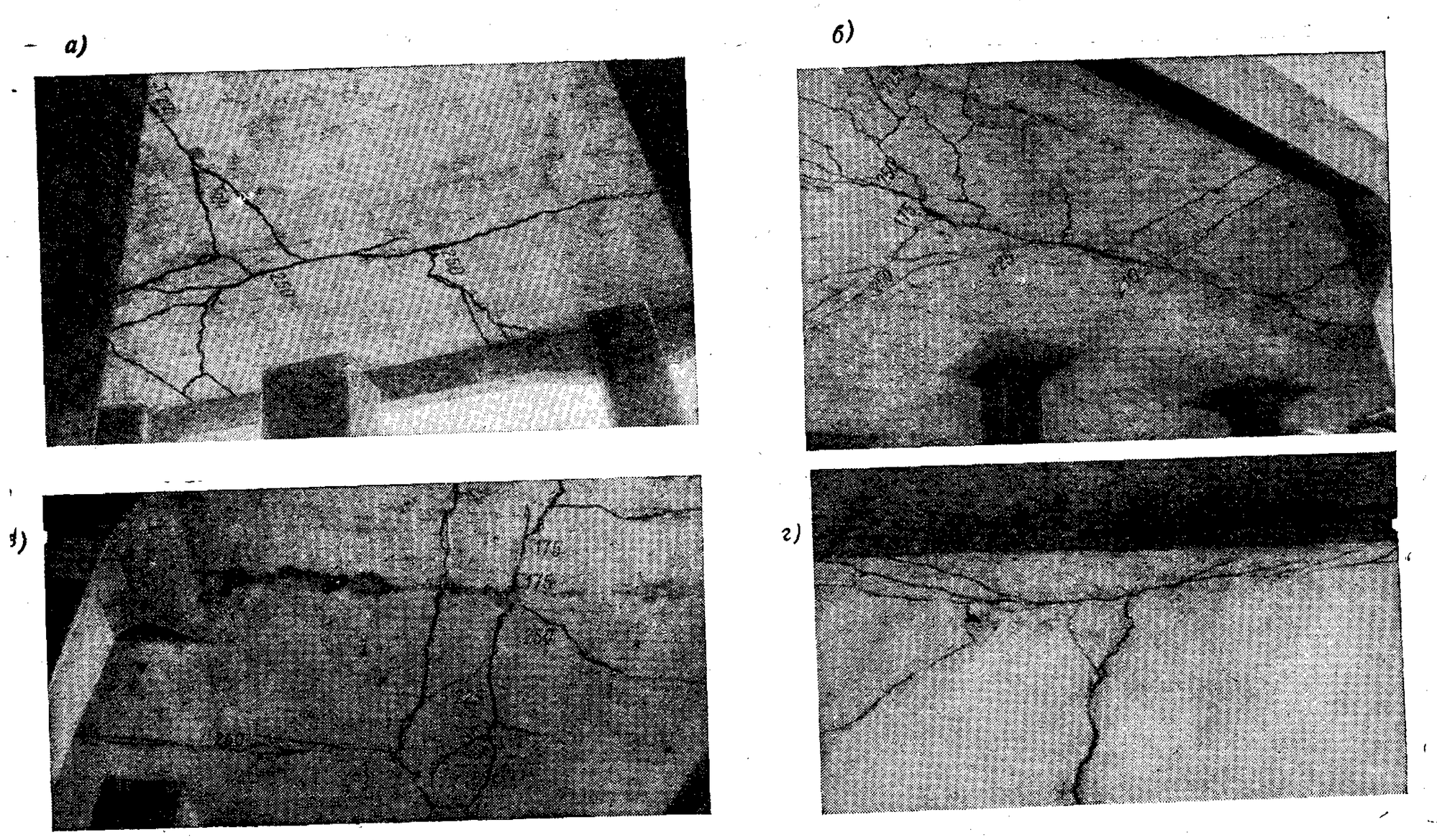


Рис. 135. Опытная плита. Крайняя панель

а — вид снизу на плиту в сторону обвязочной балки; *б* — трещины на нижней поверхности со стороны обвязочной балки; *в* — вид на плиту снизу вдоль обвязочной балки; *г* — вид на плиту сверху, трещины в надколонной полосе у обвязочной балки

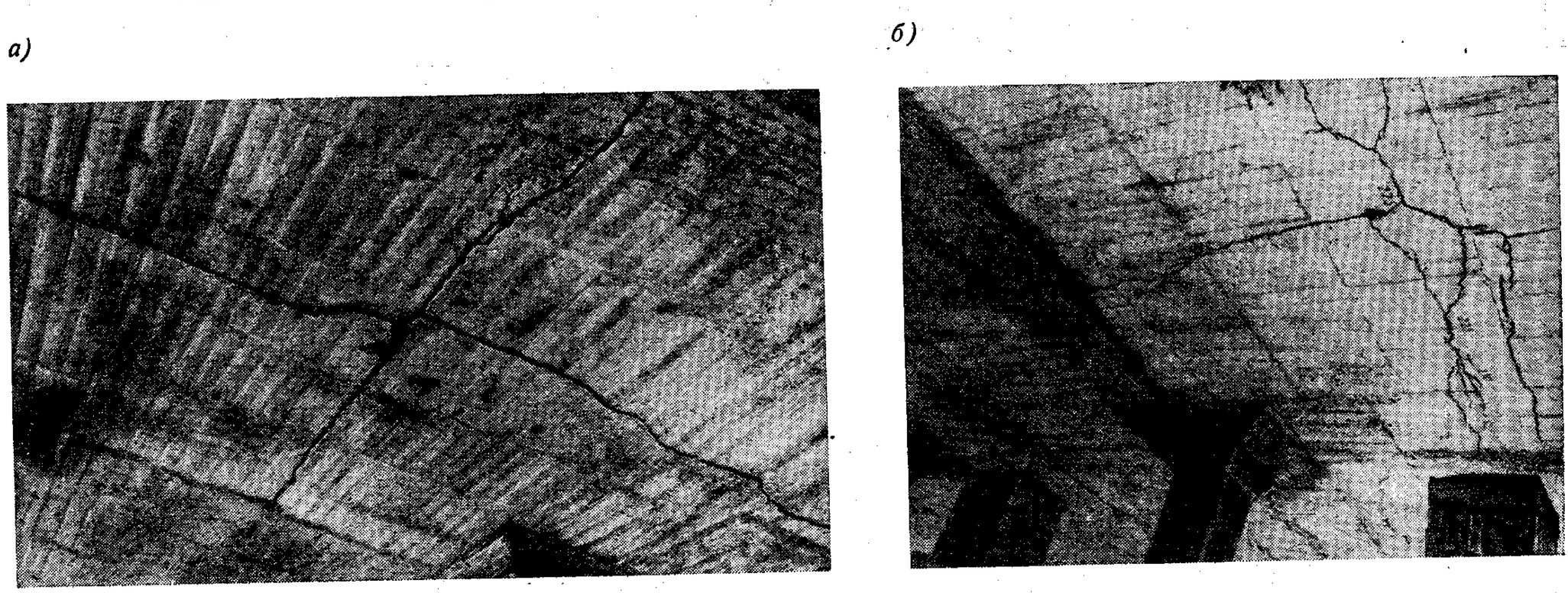


Рис. 136. Опытная плита. Средние панели

а, *б* — вид на плиту снизу

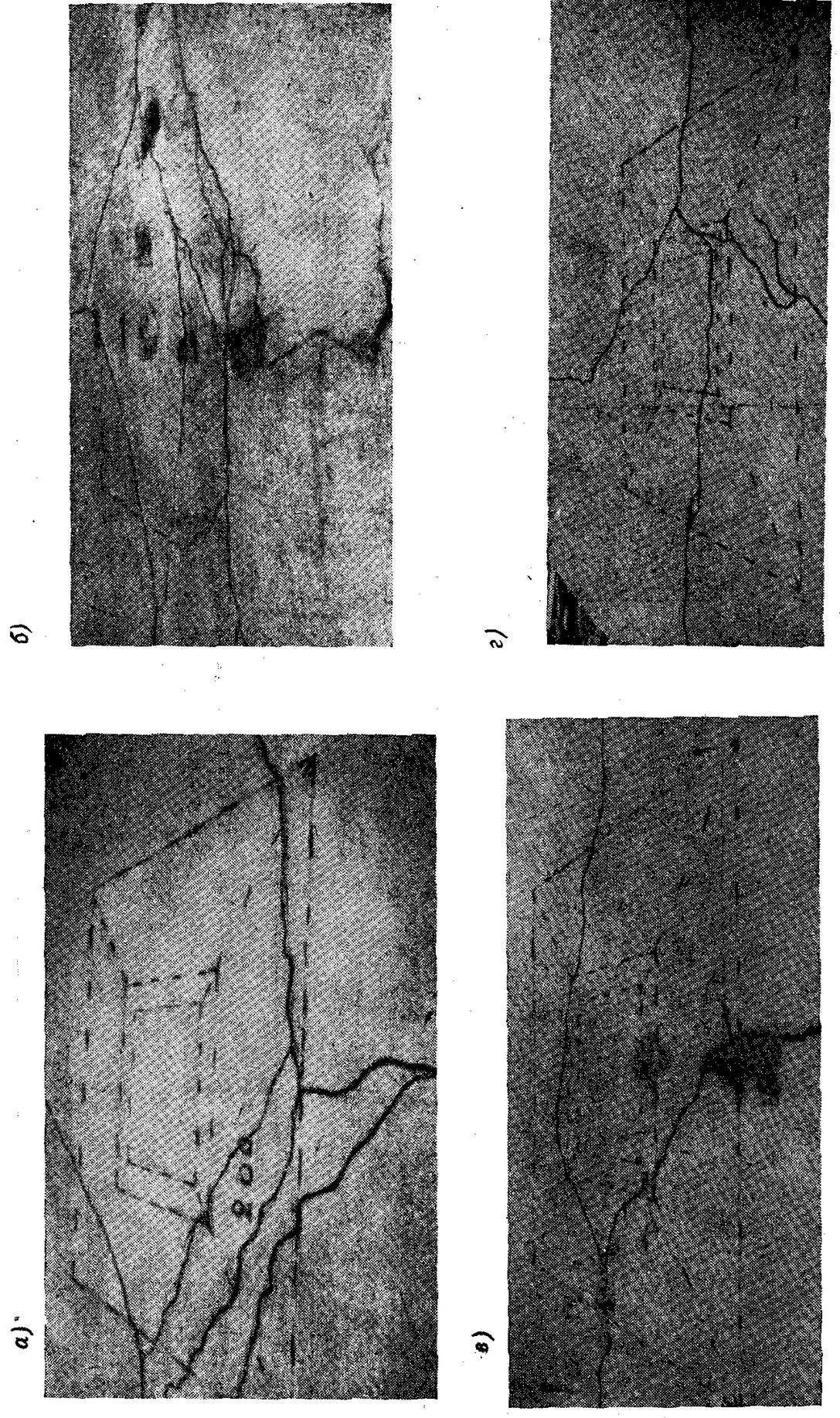


Рис. 137. Опытная плита. Вид на плиту сверху

а — трещины у капители средней колонны; *б* — трещины у капители средней колонны (видны выбоины в местах установки приборов); *в* — трещины над капителью у консоли (видны выбоины в местах установки приборов); *г* — трещины над капителью крайней колонны у консоли

было загружено не совсем равномерно (консоли были нагружены полной приведенной нагрузкой в 1 400 *кг/м²* и в одном среднем ящике лопнули брезенты, в связи с чем он не был загружен), чем и объясняется неодинаковое развитие трещин на перекрытии.

На рис. 135—137 показаны трещины на нижней и верхней поверхностях плиты.

Трещины на обвязочной балке с внешней боковой стороны появились при полной приведенной нагрузке в 2 100 *кг/м²*. Характер этих трещин указывает, что они вызваны действием крутящего момента в обвязочной балке (рис. 138, *а*, *б*).

Деформация перекрытия

Удлинение арматуры. На рис. 139, *а* нанесены кривые распределения напряжений (удлинение арматуры) в середине пролета средней и крайней панелей при полной приведенной нагрузке в 850, 1 200, 1 550, 1 725, 1 900, 2 075 и 2 250 *кг/м²*, т. е. при уровне воды в 50, 100, 150, 175, 200, 225 и 250 *см*.

На рис. 139, *а* кривые для полной нагрузки в 850, 1 200 и 1 550 *кг/м²* нанесены по средним значениям показаний тензометров при различных циклах нагрузок. Расхождения в измеренных величинах удлинений при различных циклах нагрузок были значительными; последнее объясняется тем, что поправка на влияние температурных колебаний, вводимая по показаниям контрольных температурных тензометров, была иногда того же порядка, что и показания остальных тензометров.

Напряжение в арматуре надколонных полос было больше, чем в арматуре пролетных полос, однако при увеличении нагрузки текучесть арматуры в средней панели наступила одновременно в надколонной и пролетной полосах.

На рис. 139, *б*, *в* даны кривые распределения напряжений в верхней арматуре по опорному сечению при сплошной и полосовой нагрузках. Полосовые нагрузки вызывают в ней напряжения приблизительно в 2 раза меньше, чем сплошные.

Максимальные напряжения возникают по контуру капители, а на самой колонне они значительно меньше.

На рис. 139, *г*, *д* приведены кривые распределения напряжений на крайней и первой опорах крайней панели.

Прогибы перекрытия. Кривые прогибов средней панели при тех же сплошных нагрузках, что и приведенные выше кривые распределения напряжений, даны на рис. 140.

Кривые даны для линий, проходящих по оси колонн, в $^1/_8$, $^1/_4$, $^3/_8$ и $^1/_2$ пролета.

Кривые эти даны по средним значениям показаний приборов при различных циклах нагрузок. На кривых прогибов (рис. 140—145) указан уровень воды в ящиках.

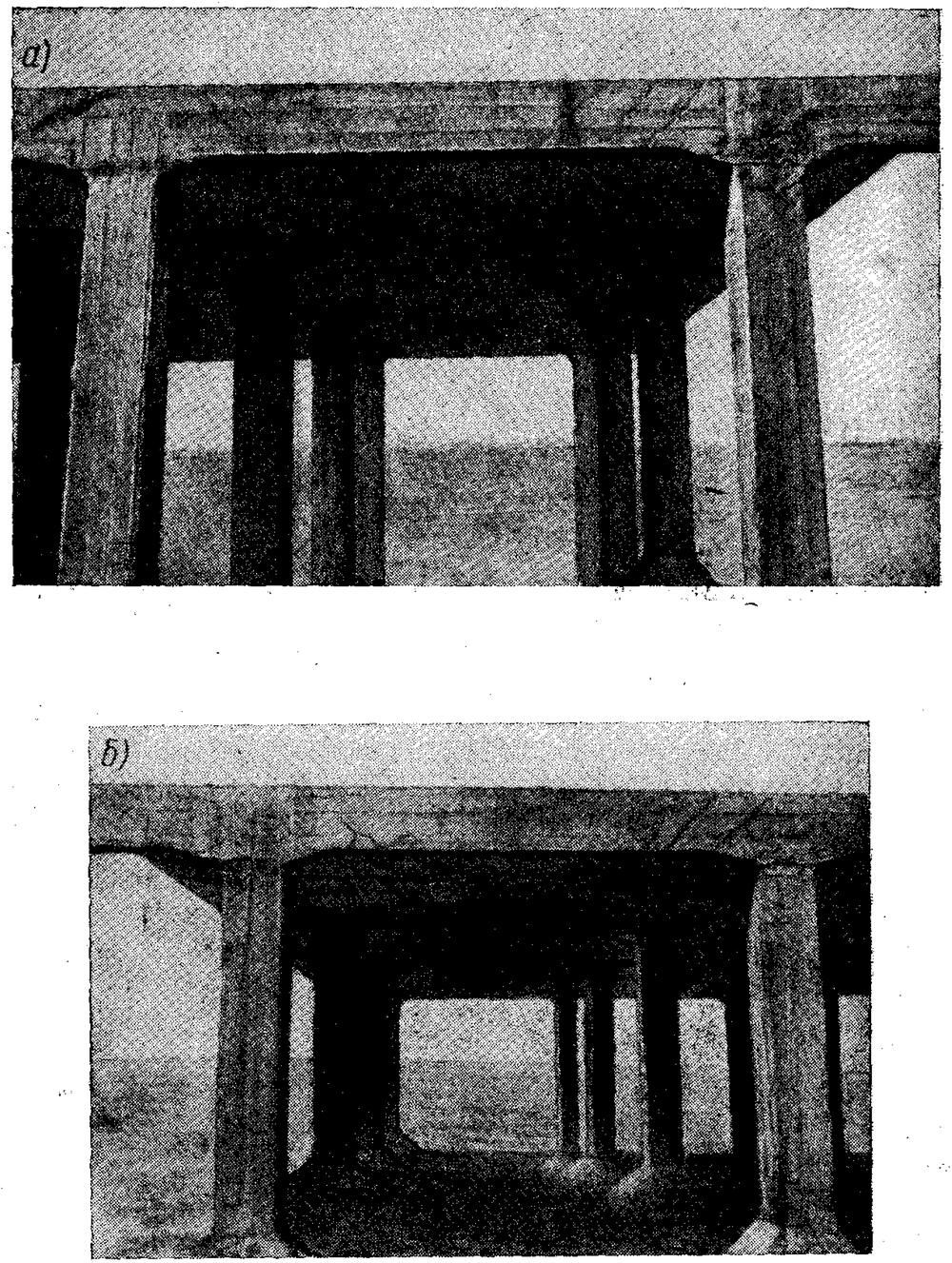


Рис. 138. Вид на опытное перекрытие со стороны обвязочной балки

а — правая сторона (видны косые трещины в балке); *б* — левая сторона (видны косые трещины в балке и трещины по низу плиты)

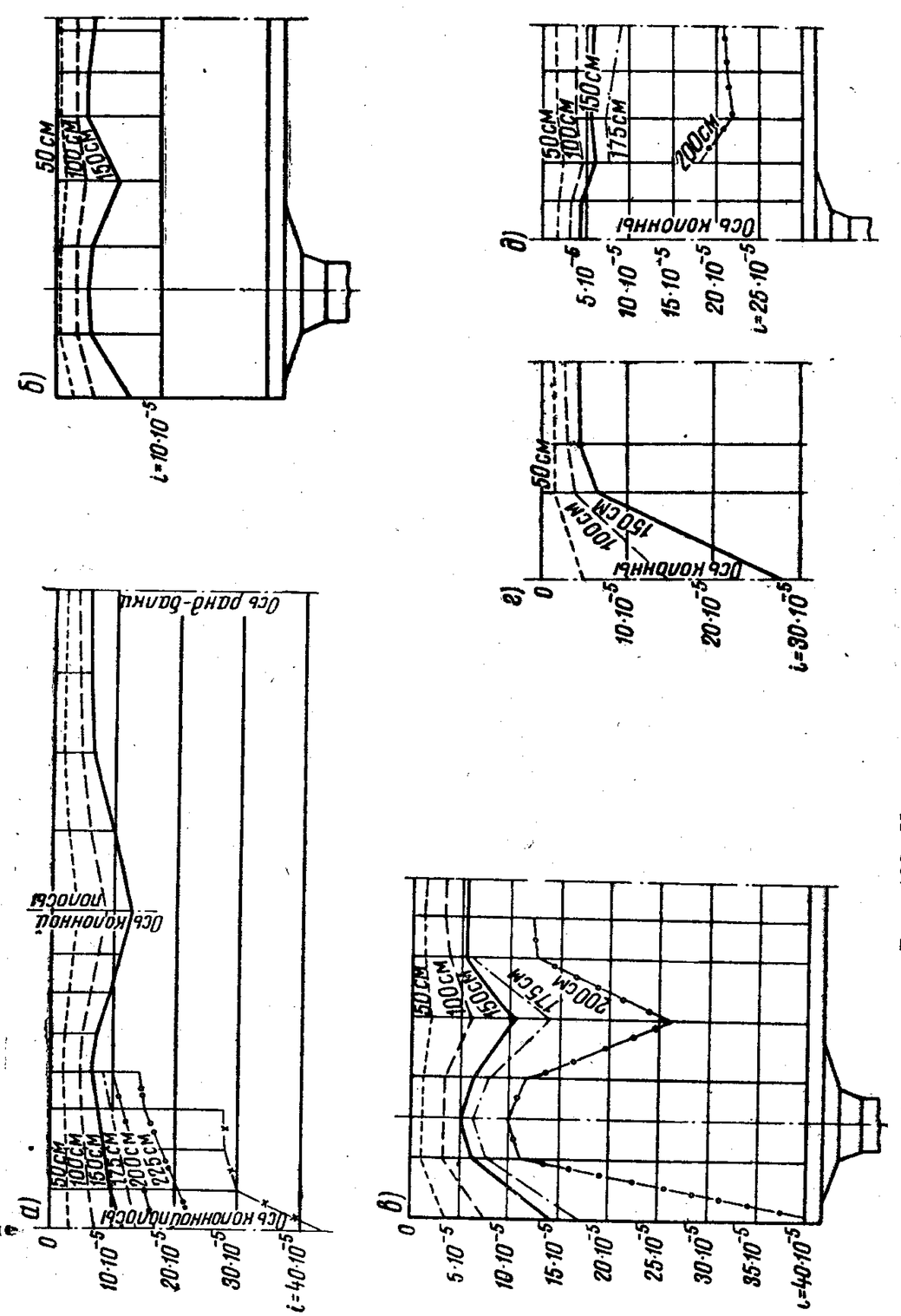


Рис. 139. Удлинение арматуры опытной плиты

а — в середине пролета крайней и средней панелей перекрытия; *б* — на опоре средней панели при полосовой нагрузке; *в* — на опоре средней панели при сплошной нагрузке; *г* — на крайней опоре крайней панели; *д* — на первой опоре крайней панели (на кривых удлинений арматуры указан уровень воды в ящиках)

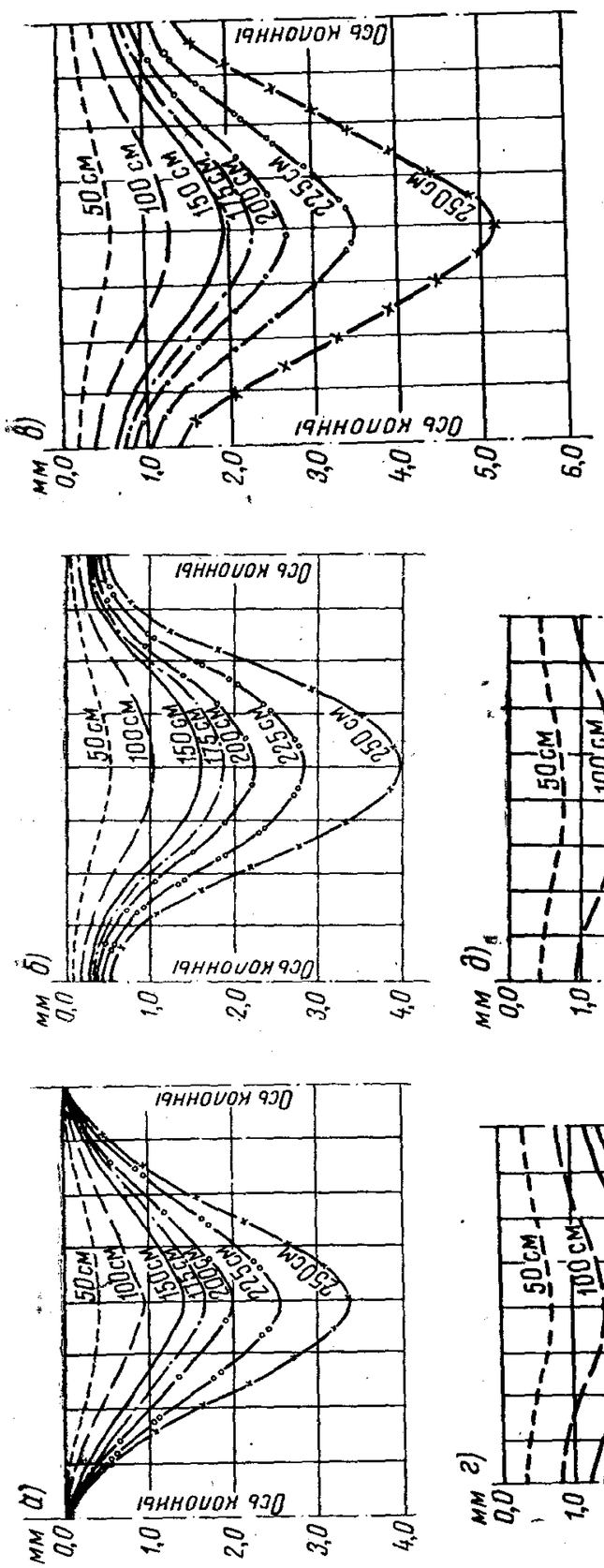


Рис. 140. Кривые прогибов средней панели при сплошной нагрузке

а — прогибы по линии *А* (линия колонн); *б* — прогибы по линии *Б* ($^1/_8$ пролета); *в* — прогибы по линии *В* ($^1/_4$ пролета); *г* — прогибы по линии *Г* ($^3/_8$ пролета); *д* — прогибы по линии *Д* (середина пролета)

Максимальный прогиб в средней панели при сплошной полезной нагрузке в 700 *кг/м*³ равнялся 1,57 *мм*, или $^1/_{3200}$ пролета.

Кривые прогибов по тем же линиям, но при полосовой нагрузке приведены на рис. 141. Максимальный прогиб при

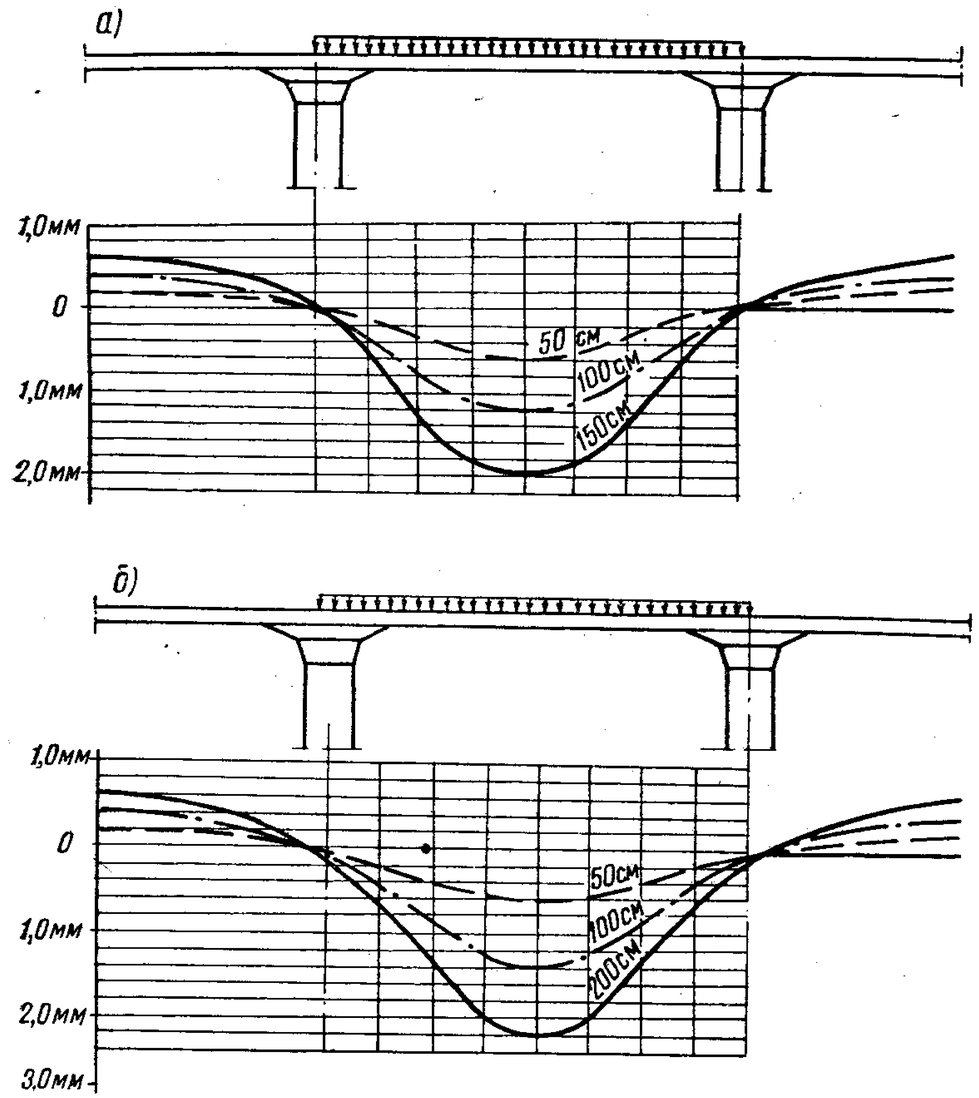


Рис. 141. Кривые прогибов средней панели при полосовой нагрузке *В* (рис. 133,*а*)

а — прогибы по линии *А* (линия колонн); *б* — прогибы по линии *Б* ($^1/_8$ пролета)

полосовой нагрузке в 700 *кг/м*² равнялся 1,85 *мм*, или $^1/_{2700}$ пролета, т. е. примерно на 17% больше, чем при сплошной нагрузке.

Кривая прогибов обвязочной балки дана на рис. 142, *а*.

Кривые прогибов крайней панели при сплошной нагрузке даны в $^1/_4$, $^1/_2$ и $^3/_4$ пролета и по линии колонн (рис. 142, *б*—*д*).

Максимальный прогиб в крайней панели при полезной нагрузке в 700 *кг/м*² равнялся 1,7 *мм*, или $^1/_{2850}$ пролета, т. е. примерно на 10% больше, чем в средней панели.

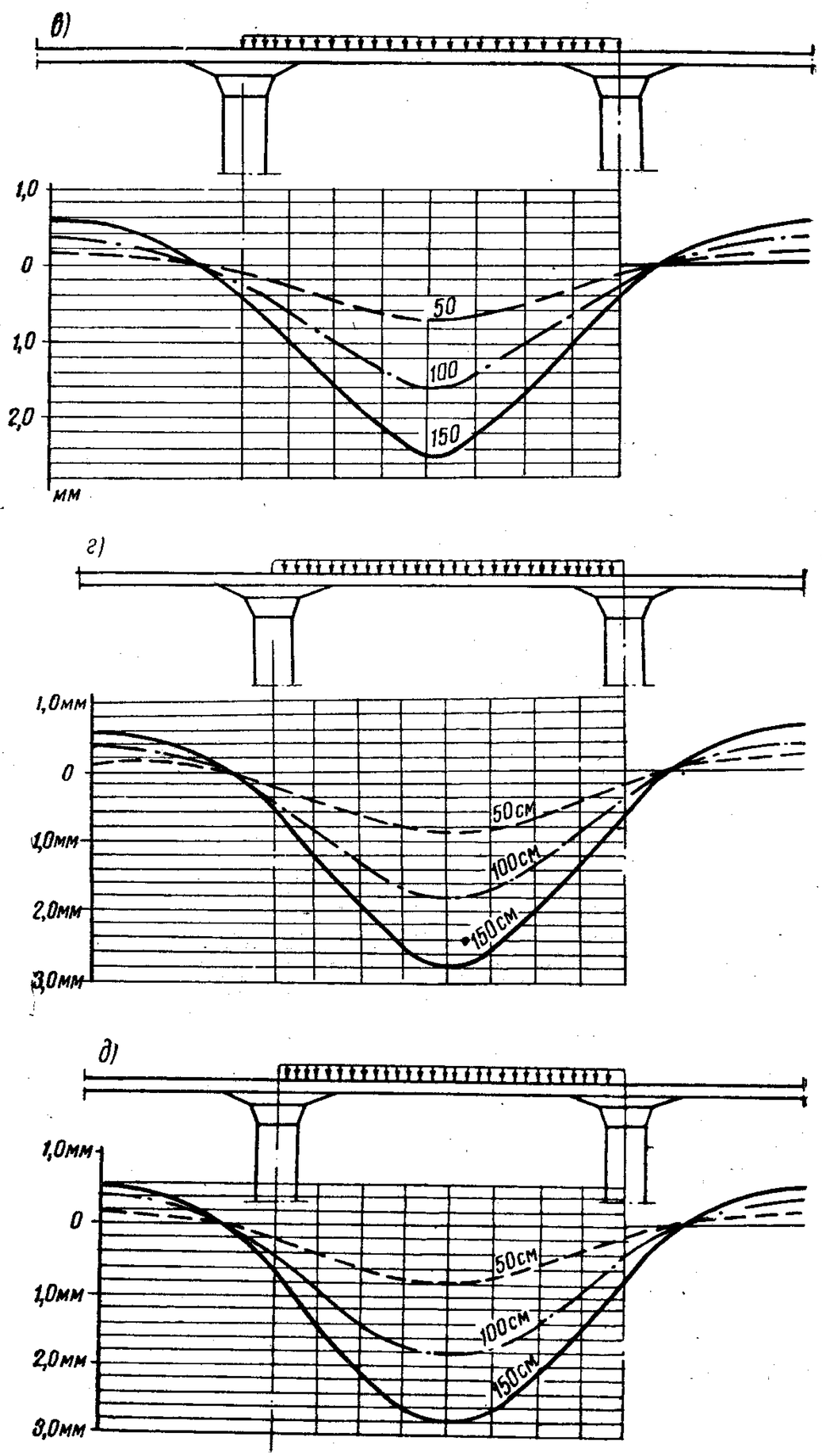


Рис. 141. Кривые прогибов средней панели при полосовой нагрузке *В* (рис. 133, *а*)

в — прогибы по линии *В* (1/4 пролета); *г* — прогибы по линии *Г* (3/8 пролета); *д* — прогибы по линии *Д* (середина пролета)

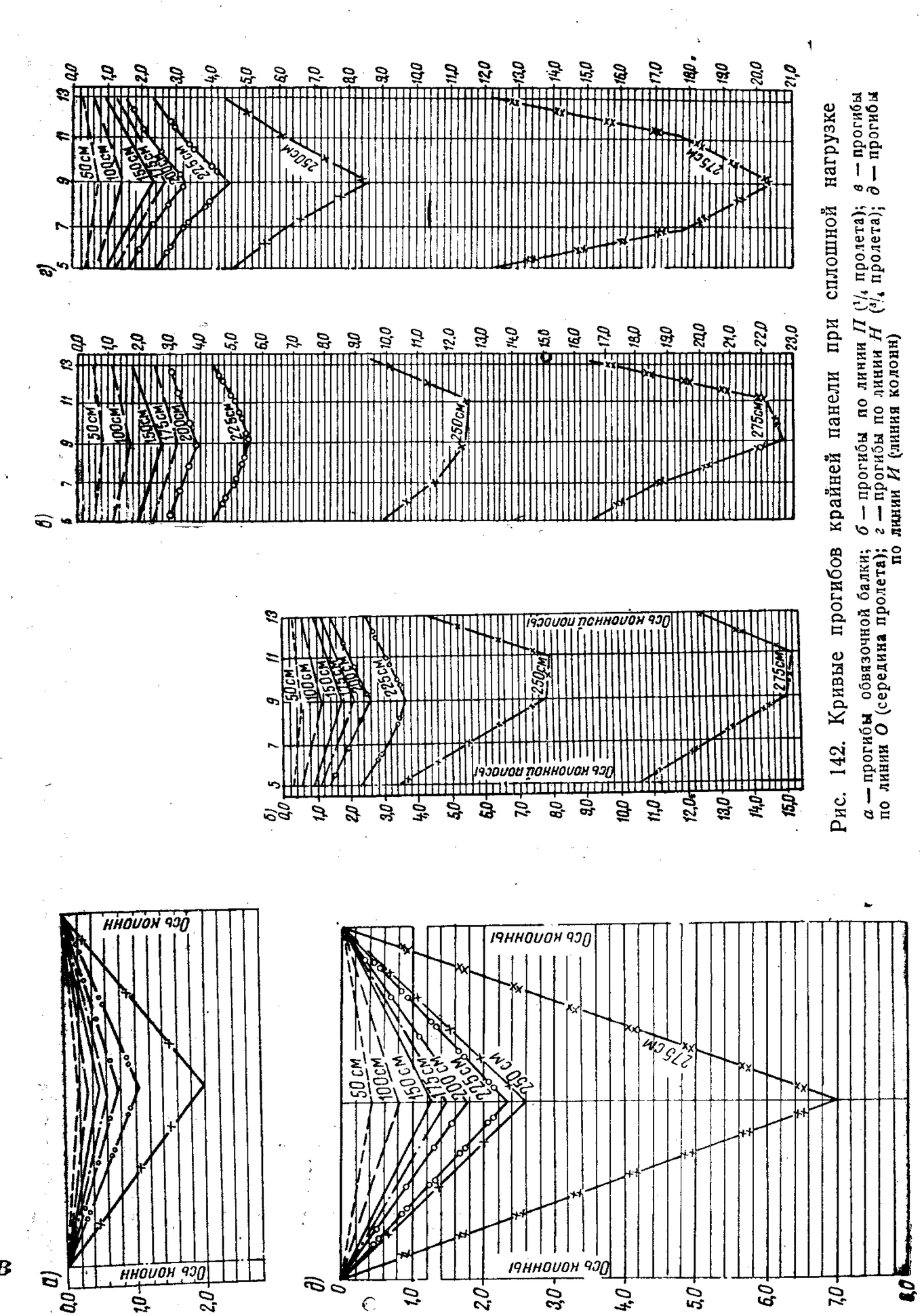


Рис. 142. Кривые прогибов крайней панели при сплошной нагрузке

а — прогибы обвязочной балки; *б* — прогибы по линии *П* (1/4 пролета); *в* — прогибы по линии *О* (середина пролета); *г* — прогибы по линии *Н* (3/4 пролета); *д* — прогибы по линии *И* (линия колонн)

На рис. 143 приведены кривые прогибов крайней панели по тем же линиям при полосовой нагрузке *А*, перпендикулярной обвязочной балке, а на рис. 144 — кривые прогибов средней и крайней панелей при полосовых нагрузках *С*, параллельных обвязочной балке. На рис. 145 — кривые прогибов крайней и средней панелей при полосовой нагрузке *D*. При полосовой нагрузке, перпендикулярной линии обвязочной балки, максимальный прогиб равнялся 1,85 *мм*, или $^1/_{2750}$ пролета.

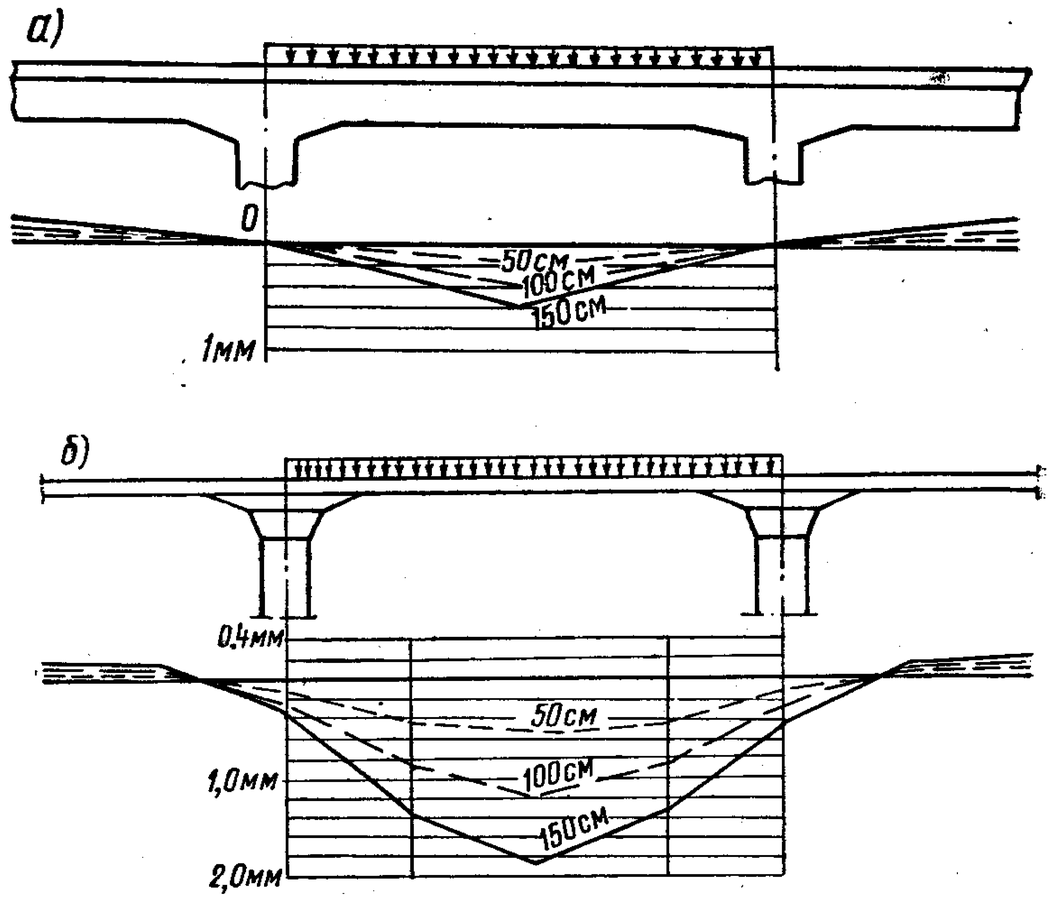


Рис. 143. Кривые прогибов крайней панели при полосовой нагрузке *А* (рис. 133,*б*)

а — прогиб обвязочной балки; *б* — прогибы по линии *П* ($^1/_4$ пролета)

Упругая поверхность средней панели. Для построения упругой поверхности средней панели были взяты отношения прогибов в различных точках к прогибу в середине панели при полезной сплошной нагрузке 350, 700 и 1 050 *кг/м*². Затем были вычислены средние значения этих отношений как для различных циклов загружения плиты, так и для симметричных точек панели. Полученные средние значения этих отношений приведены в табл. 44.

При полной нагрузке в 1 050 *кг/м*² прогиб в середине панели $f = 0{,}237$ *см*.

Построенная по этим значениям упругая поверхность средней панели при сплошной нагрузке приведена на рис. 146.

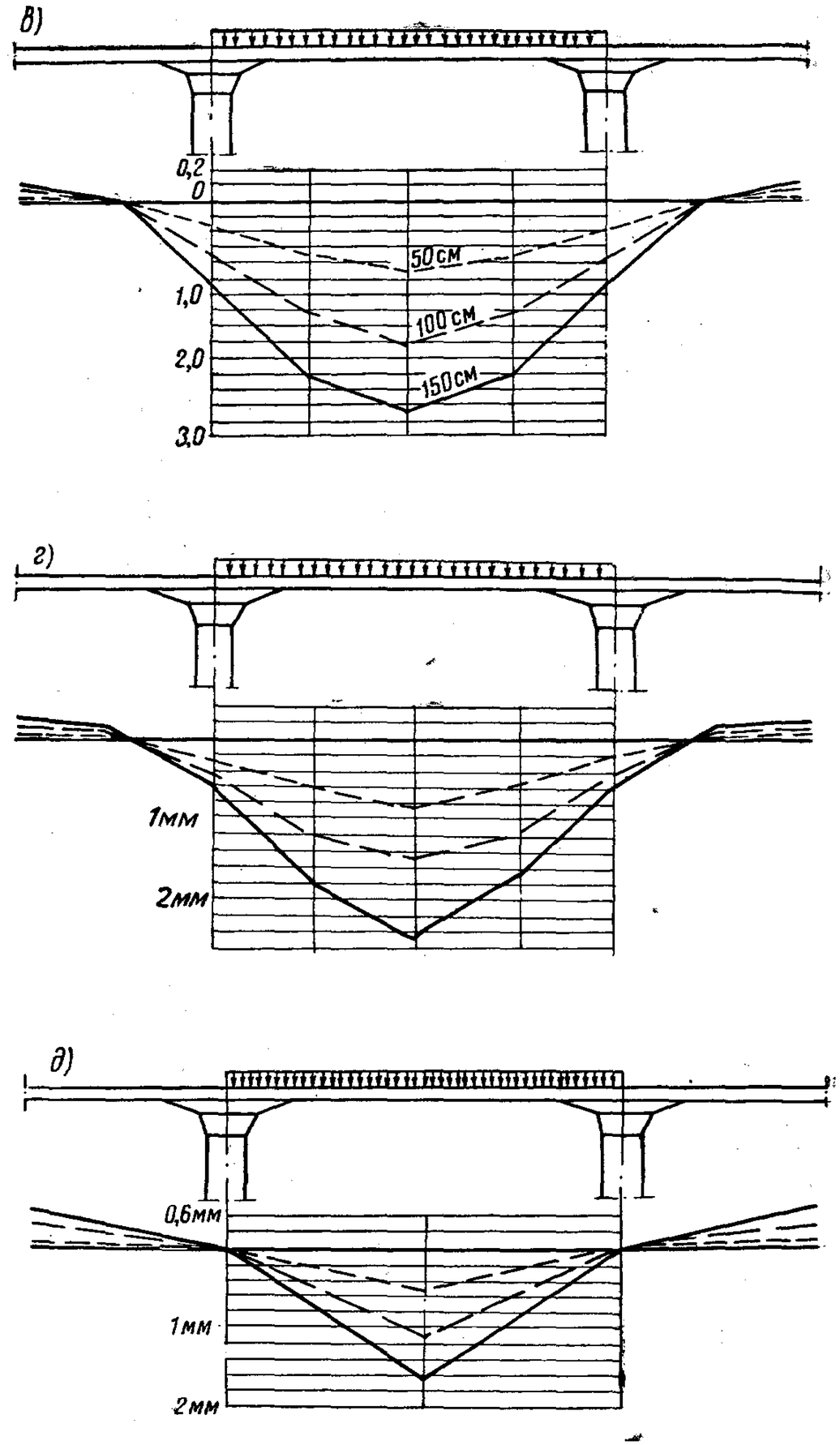
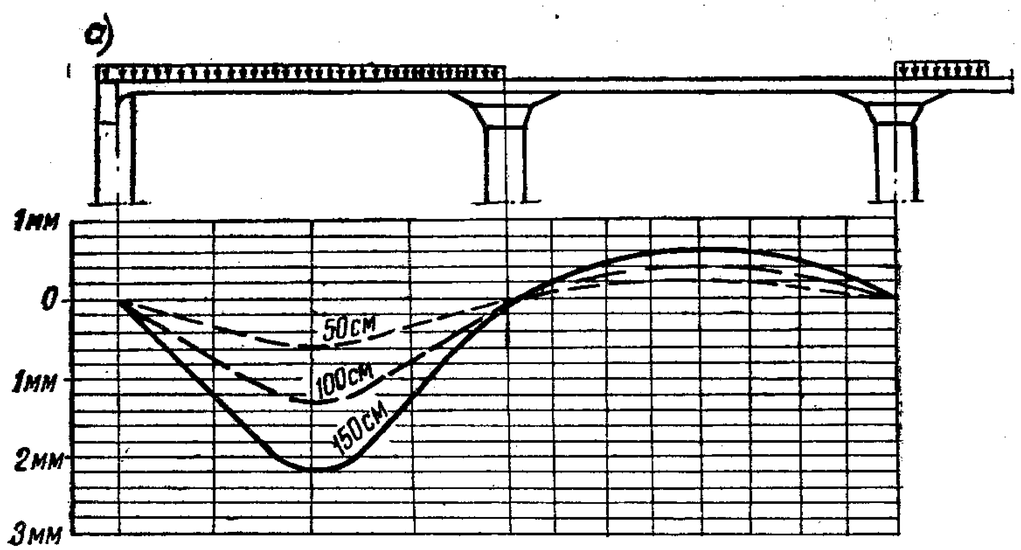
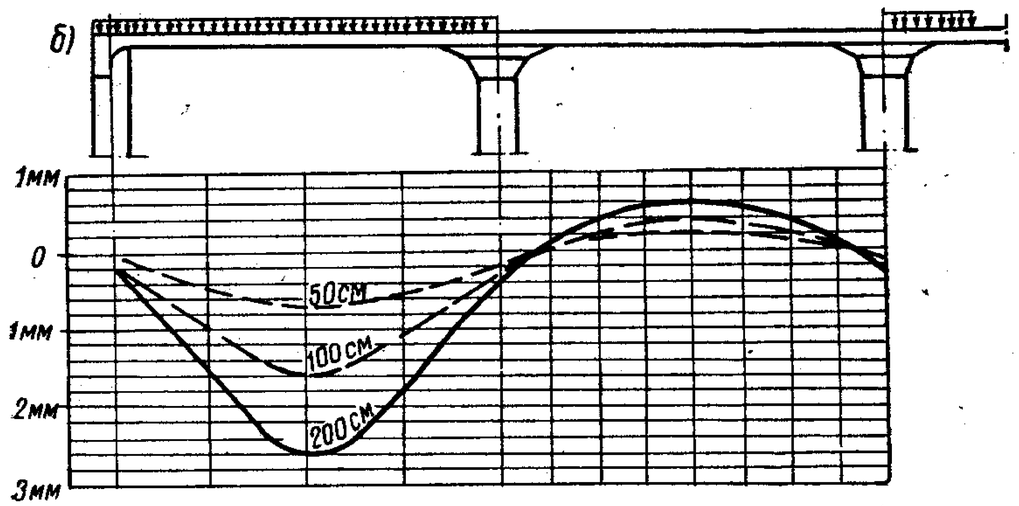


Рис. 143. Кривые прогибов крайней панели при полосовой нагрузке *А* (рис. 133,*б*)

в — прогибы по линии *О* (середина пролета); *г* — прогибы по линии *Н* ($^3/_4$ пролета); *д* — прогибы по линии *И* (линия первых колонн)





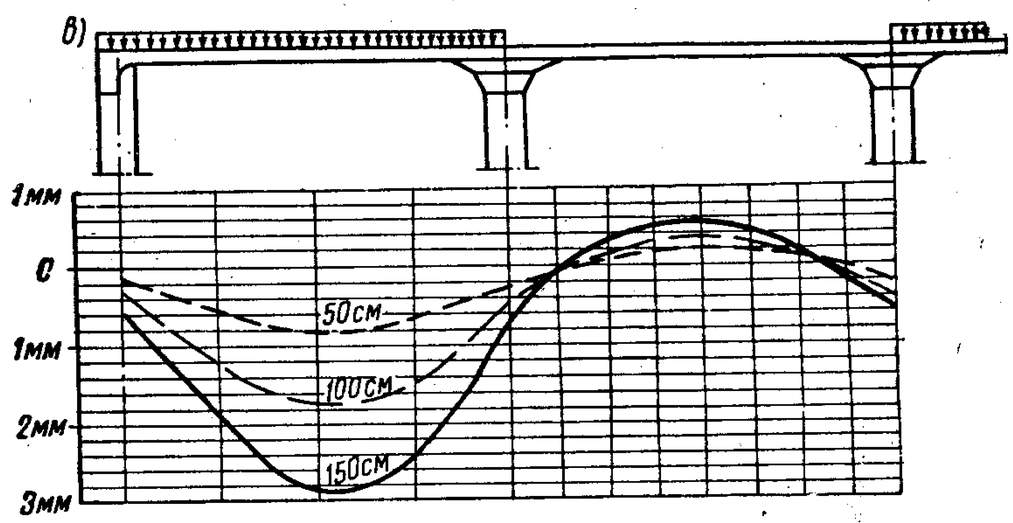
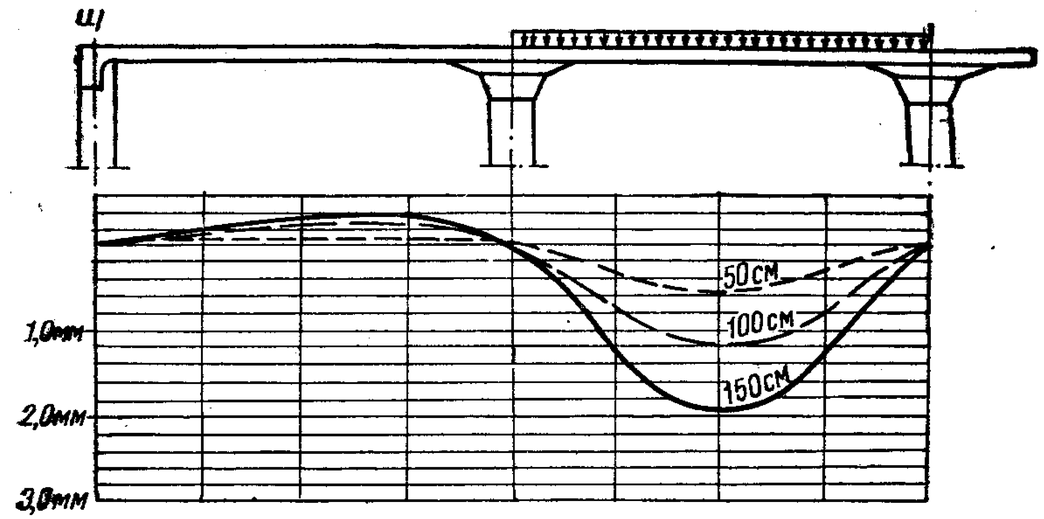
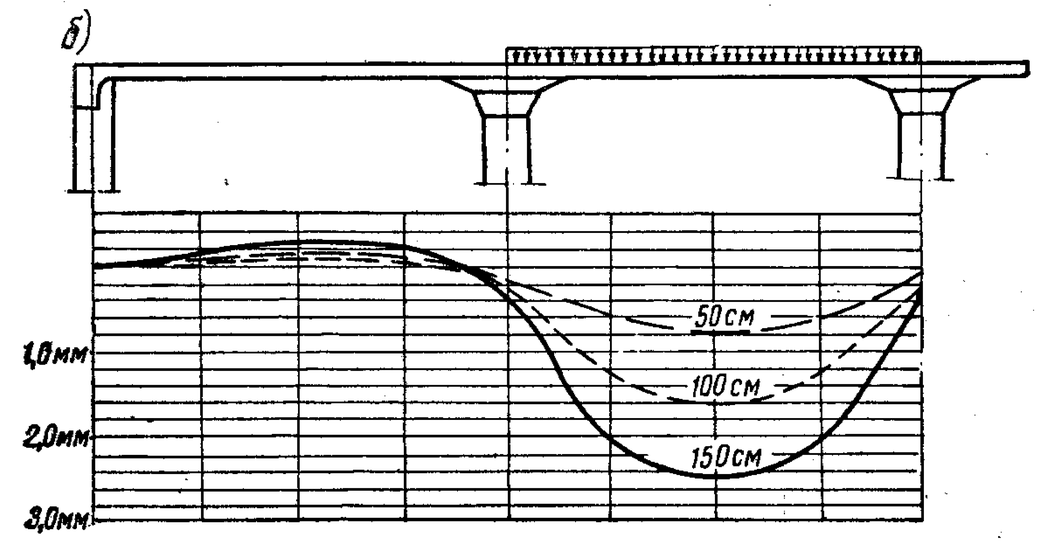


Рис. 144. Кривые прогибов крайней и средней панелей при полосовой нагрузке G (рис. 133,*в*)

а — прогибы по линии *5* (линии колонн); *б* — прогибы по линии *7* ($^1/_4$ пролета); *в* — прогибы по линии *9* (середина пролета)





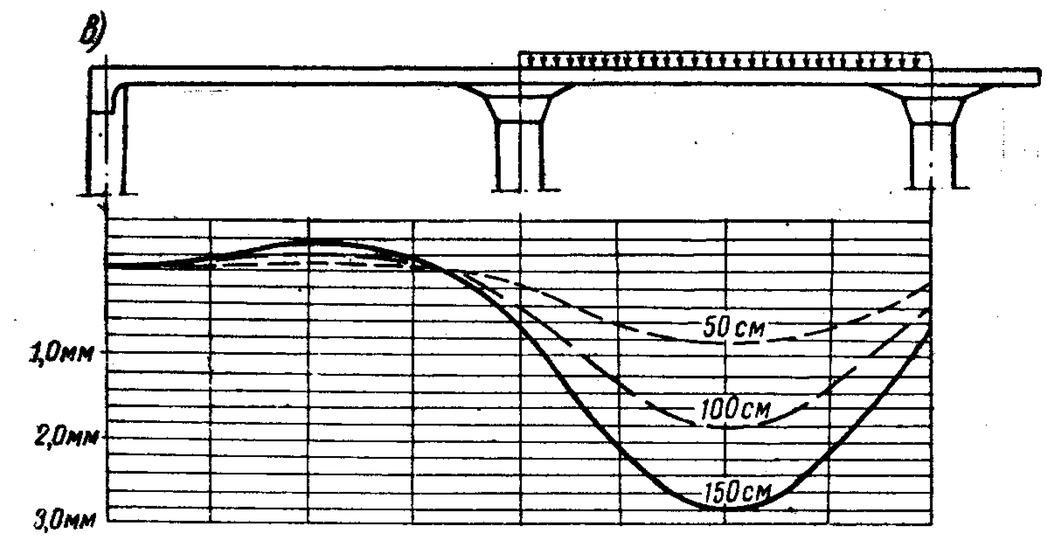


Рис. 145. Кривые прогибов крайней и средней панелей при полосовой нагрузке D (рис. 133,*г*)

а — прогибы по линии *5* (линия колонн); *б* — прогибы по линии *7* ($^1/_4$ пролета); *в* — прогибы по линии *9* (середина пролета)

Таблица 44

Средние значения отношения прогибов в различных точках к прогибу в середине панели

y \ x	0,000	0,125 l	0,250 l	0,375 l	0,500 l
0,000	0,000	0,115	0,265	0,490	0,595
0,125 l	0,115	0,165	0,360	0,580	0,675
0,250 l	0,265	0,360	0,559	0,745	0,830
0,375 l	0,490	0,580	0,745	0,890	0,955
0,500 l	0,595	0,675	0,830	0,955	1,000

По полученным прогибам способом конечных разностей были найдены кривизны в разных точках средней панели (табл. 45) при загрузке всего перекрытия на участках 4,2 × ×4,2 *м*, расположенных в середине панелей. При этом интенсивность временной нагрузки, считая на все перекрытие, равнялась 1 050 *кг/м²* или полной нагрузки 1 550 *кг/м²*.

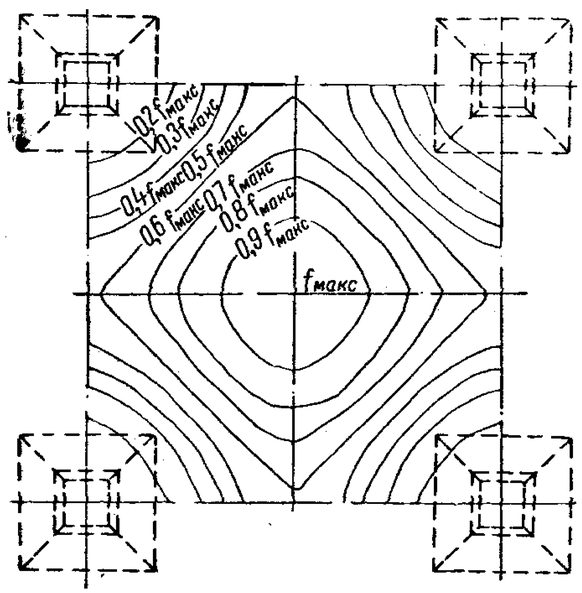


Рис. 146. Упругая поверхность средней панели в горизонталях при сплошной нагрузке

Ввиду неучтенной осадки опор, которая сильно отражается на величинах кривизны в точках, близко расположенных к опоре ($x=0$ и $x={}^1/_8\,l$) можно считать, что приведенные в таблице значения кривизны являются приближенными.

Затем, для разных значений $m={}^1/_3$, ${}^1/_6$, ${}^1/_{10}$ и ${}^1/_\infty$ из условия равновесия различных участков панели были определены модули упругости (табл. 46), после чего при $E=275\,000$ (что соответствует $m={}^1/_3$) были найдены величины моментов в разных точках перекрытия (табл. 47). В этой таблице отсутствуют значения моментов для точек, лежащих на капители, ввиду неясности величины цилиндрической жесткости в этих точках.

Таблица 45

Кривизны средней панели при загружении всего перекрытия на участках 4,2 × 4,2 *м*, расположенных в середине панелей, нагрузкой интенсивностью (считая на все перекрытие) 1 550 *кг/м²*

y \ x	0,000	0,125 l	0,250 l	0,375 l	0,500 l
000	+0,00000140	+0,00000212	+0,00000516	—0,00000700	—0,00001275
0,125 l	+0,00000607	+0,00000940	+0,00000152	—0,00000760	—0,00001150
0,250 l	+0,00001150	+0,00000631	—0,00000607	—0,00000812	—0,00001060
0,375 l	+0,00001090	+0,00000425	—0,00000152	—0,00000486	—0,00000790
0,500 l	+0,00000972	+0,00000455	—0,00000182	—0,00000485	—0,00000545

Таблица 46

Значения модуля упругости *E*, вычисленные из условий равновесия различных сечений плиты при различных *m*

Сечение \ m	${}^1/_3$	${}^1/_6$	${}^1/_{10}$	${}^1/_{100}$
I — I	251 000	275 000	280 000	282 000
II — II	240 000	263 000	269 000	291 000
III — III	253 000	277 000	280 000	280 000
IV — IV	331 000	348 000	337 000	340 000

Таблица 47

Изгибающие моменты в средней панели при загружении всего перекрытия на участках 4,2×4,2 *м*, расположенных в середине панелей нагрузкой интенсивностью (считая на все перекрытие) 1 550 *кг/м²*, полученные из прогибов перекрытия при $m={}^1/_6$

y \ x	0,00	0,125 l	0,250 l	0,375 l	0,50 l	Σ *M*
0,000	—	—	— 673	+ 487	+ 1 050	
0,125 l	—	—	— 145	+ 650	+ 1 020	
0,250 l	—1 070	—628	+ 673	+ 795	+ 1 040	4 201
0,375 l	— 685	—310	+ 270	+ 540	+ 330	2 635
0,500 l	— 630	—250	+ 340	+ 585	+ 605	2 410
			Σ*M* = 2 101	3 057	4 545	

Σ*M* по оси *x* равняется 9 246 *кгм* (при y = 0,25 l, 0,375 l и 0,5 l);
Σ*M* по оси *y* равняется 9 703 *кгм* (при x = 0,25 l, 0,375 l и 0,5 l).

Для сравнения вычислены для этой же нагрузки $(g+p) = 1\,550$ *кг/м²* по методу с использованием тригонометрических рядов значения моментов при $m = 1/6$ и при ширине капители, равной $1/3$ (l табл. 48).

Таблица 48

Изгибающие моменты в средней панели при сплошной нагрузке интенсивностью 1 550 *кг/м²* при капители $1/3\ l$ и $m = 1/6$

y \ x	0,000	0,125 l	0,250 l	0,375 l	0,50 l	Σ M
0,000	—2 140	—1 475	+ 156	+ 937	+1 190	
0,125 l	—1 820	—1 250	+ 100	+ 957	+1 120	
0,250 l	—1 110	— 715	+ 126	+ 755	+1 055	3 761
0,375 l	— 637	— 535	+ 161	+ 709	+ 826	2 861
0,500 l	— 480	— 280	+ 180	+ 605	+ 775	2 320
			ΣM = 723	3 963	4 966	

ΣM по оси x равняется 8 942 *кгм* (при y = 0,25 l, 0,375 l и 0,5 l);
ΣM по оси y равняется 9 652 *кгм* (при x = 0,25 l, 0,375 l и 0,5 l).

Величины, приведенные в табл. 47 и 48, показывают несколько иное распределение моментов и разнятся между собой в отдельных точках в пределах до 10—15%, но общая сумма моментов по оси x (при $y = 0{,}25\ l$, 0,375 l и 0,5 l), разнится только примерно на 3%, а по оси y (при $x = 0{,}25\ l$, 0,375 l и 0,5 l) почти полностью совпадает.

Углы поворота вершин промежуточных колонн при сплошной нагрузке были настолько незначительны, что их замерить не удалось.

Углы поворота вершин, замеренные клинометрами при различных полосовых загрузках интенсивностью в 1 050 *кг/м²*, приведены в табл. 49.

В этой же таблице для сравнения даны теоретические углы поворота при расчете перекрытия методом заменяющей рамы с расчетным пролетом $l_p = \left(l - \frac{2}{3}\frac{c}{l}\right)$ и суммарной нагрузкой $P = 1\,500 \cdot 4{,}2 \cdot 4{,}2 = 26\,460$ *кг* или $p = 1\,050$ *кг/м²*.

Наблюдавшиеся расхождения между замеренными и вычисленными углами поворотов можно объяснить условностью принятого метода расчета.

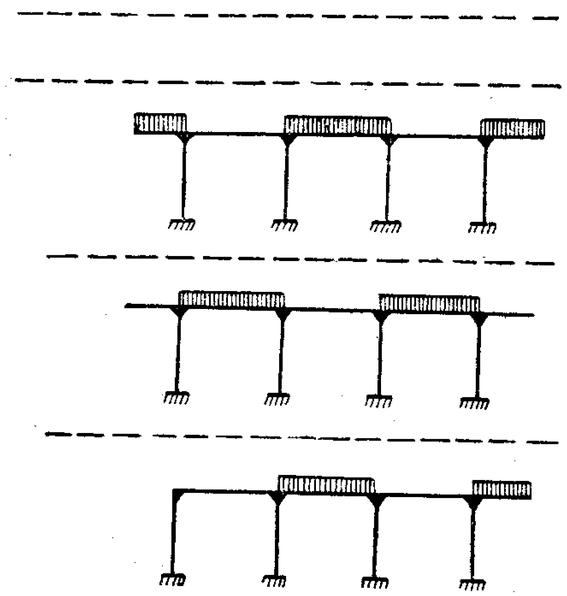
Определение несущей способности плиты

Для выявления действительной несущей способности опытной плиты определены моменты внутренних сил при разрушении.

Для вычисления моментов внутренних сил учитывался фактический предел текучести уложенной арматуры, равный

Таблица 49

Углы поворота (замеренные и теоретические) промежуточных колонн при загружении перекрытия нагрузкой интенсивностью 1 050 *кг/м²*

Схема нагрузки	Номера колонн	Теоретические углы	Замеренные углы
	1	0,000308	0,000290
	2	0,000328	0,000319
	1	0,000342	0,000354
	2	0,000320	0,000342
	3	0,000030	0,00000
	4	0,000390	0,00050
	5	0,000208	0,00059
	6	0,000413	0,00042

в среднем для стержней диаметром $1/4''$ — 3 050 *кг/см²*, а для стержней диаметром $3/8''$ — 2 600 *кг/см²* и фактическая площадь сечения стержней, равная для диаметра $1/4''$, в среднем 0,34 *см²*, а для диаметра $3/8''$ — 0,672 *см²*.

Кроме того, для определения моментов внутренних сил учитывалось действительное положение арматуры в перекрытии. Величины защитного бетонного слоя для верхней арматуры приведены на рис. 128, а защитный слой для нижней арматуры соответствовал проектному.

Среднее поле

1. Момент внутренних сил в сечении надколонной полосы, воспринимающей положительный момент[1], M_1 = 575 000 *кгсм*.
2. Момент внутренних сил в средней части пролетной полосы M_3 = 350 000 *кгсм*.
3. Момент внутренних сил сечения надколонной полосы над колонной M_0 = —835 000 *кгсм*.
4. Момент внутренних сил сечения пролетной полосы, воспринимающего отрицательный момент, M_2 = —307 000 *кгсм*.

Итого суммарный момент внутренних сил по всей средней панели в одном направлении при разрушающей нагрузке равняется ΣM = 5 750 + 3 500 + 8 350 + 3 070 = 20 670 *кгм*.

Крайнее поле

1. Момент внутренних сил сечения крайнего пролета надколонной полосы, воспринимающего положительный момент, M_5 = 498 000 *кгсм*.
2. Момент внутренних сил сечения крайнего пролета пролетной полосы, воспринимающего положительный момент, M_7 = 591 000 *кгсм*.

[1] Схему расположения расчетных моментов см. рис. 61.

3. Момент внутренних сил сечения, параллельного обвязке, в надколонной полосе над первым от края рядом колонн, $M_4 = -829\,000$ *кгсм*.

4. Момент внутренних сил сечения пролетной полосы над первым от края рядом опор, воспринимающего отрицательный момент, $M_6 = -497\,000$ *кгсм*.

5. Момент внутренних сил сечения надколонной полосы на крайней опоре $M_8 = -434\,000$ *кгсм*.

6. Момент внутренних сил сечения пролетной полосы на крайней опоре $M_9 = -371\,000$ *кгсм*.

Итого суммарный момент внутренних сил по всей крайней панели в направлении, перпендикулярном обвязке, в момент разрушения равняется

$$\Sigma M = 4\,980 + 5\,910 + \frac{8\,290 + 4\,340}{2} + \frac{4\,970 + 3\,710}{2} = 21\,545 \text{ кгм}.$$

Если же принять значение плеча внутренней пары сил приближенно, как это рекомендуется инструкцией ЦНИПС (1933 г.), т. е. $z = 0{,}875\ h_0$, то мы получим:

Среднее поле:

1) $M_1 = 527\,000$ *кгсм*; 3) $M_0 = -755\,000$ *кгсм*;

2) $M_3 = 315\,000$ *кгсм*; 4) $M_2 = -278\,000$ *кгсм*.

Итого суммарный момент внутренних сил по всей средней панели в одном направлении при разрушающей нагрузке равняется:

$$\Sigma M = 5\,270 + 3\,150 + 7\,750 + 2\,780 = 18\,750 \text{ кгм}.$$

Крайнее поле:

1) $M_5 = 455\,000$ *кгсм*; 4) $M_6 = -455\,000$ *кгсм*;

2) $M_7 = 540\,000$ *кгсм*; 5) $M_8 = -398\,000$ *кгсм*;

3) $M_4 = -748\,000$ *кгсм*; 6) $M_9 = -340\,000$ *кгсм*.

Итого суммарный момент внутренних сил по всей крайней панели в направлении, перпендикулярном обвязке, при разрушающей нагрузке равняется:

$$\Sigma M = 4\,550 + 5\,400 + \frac{7\,480 + 3\,980}{2} + \frac{4\,550 + 3\,400}{2} = 19\,410 \text{ кгм}.$$

Определение внешних моментов при разрушающей нагрузке

Определение внешних моментов при разрушающей нагрузке производится упрощенным методом заменяющих рам (см. рис. 118, 119 и 120). Определенные расчетом по этому методу моменты в опытном перекрытии помножаем на отношение разрушающей нагрузки к расчетной.

Средняя панель

К началу текучести арматуры средней панели максимальный уровень воды в средних ящиках равнялся 275 *см*.

Полная нагрузка на панель при этом равнялась:

собственный вес плиты . . . . . 0,16 · 2400 =	9 630 *кг*
вес ящиков	2 870 *кг*
нагрузка от воды . . . . . 2750 · 4,2 · 4,2 =	48 500 *кг*
Всего на панель	61 000 *кг*

или, если считать, что эта нагрузка была бы равномерно распределена на всю панель, то

$$g + p = \frac{61\,000}{25} = 2\,440 \text{ кг/м}^2.$$

Внешние моменты при этом в средней панели на всю ширину надколонной и пролетной полос равнялись (см. рис. 120):

$$M_0 = -0{,}75 \cdot 9\,150\ \frac{2\,440}{1\,200} = -13\,950 \text{ кгм};$$

$$M_1 = 0{,}55 \cdot 4\,550\ \frac{2\,440}{1\,200} = 5\,090 \text{ кгм};$$

$$M_2 = -0{,}25 \cdot 9\,150\ \frac{2\,440}{1\,200} = -4\,650 \text{ кгм};$$

$$M_3 = 0{,}45 \cdot 4\,550\ \frac{2\,440}{1\,200} = 4\,170 \text{ кгм}.$$

Суммарный внешний момент на всю среднюю панель в одном направлении при разрушающей нагрузке $\Sigma M = 13\,950 + 5\,090 + 4\,650 + 4\,170 = 27\,860$ *кгм*.

Крайняя панель. К началу текучести арматуры в крайней панели максимальный уровень воды в ящиках крайнего поля равнялся 250 *см*.

Полная нагрузка при этом равнялась:

собственный вес плиты	9 630 *кг*
вес ящиков	2 870 *кг*
нагрузка от воды . . . . 2500 · 4,2 · 4,2 =	44 200 *кг*
Всего на панель	56 700 *кг*

$$\text{или } g + p = \frac{56\,700}{25} = 2\,268 \text{ кг/м}^2.$$

Внешние моменты при этом в крайней панели на всю ширину надколонной и пролетной полос, перпендикулярных обвязочной балке, равнялись:

$$M_4 = -0{,}75 \cdot 10\,880\ \frac{2\,268}{1\,200} = -15\,400 \text{ кгм};$$

$$M_5 = 0{,}55 \cdot 5\,740\ \frac{2\,268}{1\,200} = 5\,980 \text{ кгм};$$

$$M_6 = -0{,}25 \cdot 10\,880\ \frac{2\,268}{1\,200} = -5\,130 \text{ кгм};$$

$$M_7 = 0{,}45 \cdot 5\,740\ \frac{2\,268}{1\,200} = 4\,890 \text{ кгм};$$

$$M_8 = -0{,}55 \cdot 7\,260\ \frac{2\,268}{1\,200} = -7\,560 \text{ кгм};$$

$$M_9 = -0{,}45 \cdot 7\,260\ \frac{2\,268}{1\,200} = -6\,150 \text{ кгм}.$$

Суммарный внешний момент, перпендикулярный обвязочной балке, на всю крайнюю панель при разрушающей нагрузке:

$$\Sigma M = 5\,980 + 4\,890 + \frac{15\,400 + 7\,560}{2} + \frac{5\,130 + 6\,150}{2} = 27\,990 \text{ кгм}.$$

Результаты произведенных выше расчетов приведены в табл. 50.

Таблица 50

Внешние и внутренние моменты в безбалочной плите опытного перекрытия при разрушающей нагрузке (в *кгм*)

Сечения	Внешние моменты при разрушающей нагрузке	Моменты внутренних сил при разрушающей нагрузке, определенные	
		по Инструкции ЦНИПС 1933 г.	при величине z, взятой по Н и ТУ-3-49
M_0	13 950	7 550	8 350
M_2	4 650	2 780	3 070
M_1	5 090	5 270	5 750
M_3	4 170	3 150	3 500
ΣM в одном направлении	27 860	18 750	20 670
	100 %	67,3 %	74 %
M_4	15 400	7 480	8 290
M_6	5 130	4 550	4 970
M_5	5 980	4 550	4 980
M_7	4 890	5 400	5 910
M_8	7 560	3 980	4 340
M_9	6 150	3 400	3 710
ΣM в направлении, перпендикулярном обвязочной балке	$5\,980 + 4\,890 + \frac{15\,400+7\,560}{2} + \frac{5\,130+6\,150}{2} = 27\,990$	$4\,550+5\,400+\frac{7\,480+3\,980}{2}+\frac{4\,550+3\,400}{2} = 19\,410$	$4\,980+5\,910+\frac{8\,290+4\,340}{2}+\frac{4\,970+3\,710}{2} = 21\,545$
	100 %	69,6 %	77 %

Делаем проверку и по последнему предложению М. Я. Штаермана[1], т. е. расчет производится в предположении, что

$$\sigma_{рас} = \sigma_т + \sigma_{доб},$$

и

$$\sigma_{доб} = \frac{\sqrt[4]{0{,}2\ R_и}}{\mu\ \sqrt{d}}.$$

[1] М. Я. Штаерман, Влияние бетона растянутой зоны, «Бюллетень строительной техники» № 22, 1947.

Мы здесь не останавливаемся на этом способе расчета, приводится только сравнительный подсчет[1]:

при $R_и = 170$ *кг/см²* $\sqrt[4]{0{,}2\ R_и} = 2{,}41$. При диаметре арматуры $d = 0{,}658$ *см* $\sqrt{d} = 0{,}811$. Так как коэффициент армирования равен 0,00375, то

$$\sigma_{доб} = \frac{2{,}41}{0{,}00375 \cdot 0{,}811} = 796\ кг/см^2,$$

а

$$\sigma_{рас} = 3\,050 + 798 = 3\,846\ кг/см^2;$$

при $F_а = 13{,}6$ *см²* $Z = 3\,846 \cdot 13{,}6 = 52\,250$ *кг*; $x = 2{,}4$, а плечо внутренних сил $z = 14{,}5 - 0{,}8 = 13{,}7$ *см*. Изгибающий момент $M = Z \cdot z = 52\,250 \cdot 13{,}7 = 715\,840$ *кгсм*.

Аналогично вычисляем и остальные моменты. В сумме они равны 25 620 *кгм* против внешнего момента, равного 27 860 *кгм*.

Разница около 8%.

При сравнении внешних моментов с моментами внутренних сил при разрушающих нагрузках следует иметь в виду, что вычисленные величины внешних моментов в отдельных сечениях относятся к упругой стадии работы конструкции. В момент же разрушения в связи с развитием пластических деформаций картина распределения моментов и их величина может значительно изменяться. Поэтому сопоставление величин моментов в отдельных сечениях плиты не может служить характеристикой несущей способности плиты; единственным показателем является только общая несущая способность плиты.

Таким образом, в результате произведенных испытаний можно сделать следующие выводы.

1. При расчете базбалочной плиты по упрощенному методу заменяющих рам и при подборе арматуры по действующим нормам и техническим условиям проектирования железобетонных конструкций получаются большие излишние запасы прочности (примерно на 23—26%). То же должно получиться и при расчете безбалочной плиты по точному методу заменяющих рам, так как результаты, получаемые при этом, как видно из табл. 36, очень незначительно разнятся от результатов, получаемых при расчете по упрощенному методу заменяющих рам.

При определении моментов с применением тригонометрических рядов (см. табл. 36 и 37) в средних панелях

[1] Этот способ подробно излагается в другой работе М. Я. Штаермана, Выбор оптимального способа расчета изгибаемых железобетонных элементов, Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре, М., 1953.

результаты получаются те же, а в крайних панелях излишние запасы прочности еще больше увеличатся.

2. Принятие приближенного значения плеча внутренней пары сил $z = {}^7/_8\ h_0$ ведет к недоучету несущей способности плиты примерно до 10%.

3. При расчете по методу ЦНИПС, т. е. при определении моментов по упрощенному методу заменяющих рам и уменьшении моментов при подборе арматуры умножением на коэффициент 0,7 и принятии значения плеча внутренней пары сил приближенно равным ${}^7/_8\ h_0$, получается хорошее совпадение с результатами опытов, но при этом прочность крайней панели примерно на 4% меньше прочности средней панели.

4. Применяющийся в настоящее время способ расчета безбалочных плит, предложенный ЦНИПС в Инструкции 1933 г., при всей своей простоте дает вполне надежную конструкцию, имеющую еще в средней панели незначительный излишек запаса прочности (3 — 4%).

5. Нижнюю арматуру безбалочных плит нет необходимости продолжать до оси колонн, а ее можно обрывать значительно раньше, примерно на расстоянии 0,35 l от середины панели.

6. Если по конструктивным или иными соображениям целесообразнее при армировании плиты не придерживаться точно количества арматуры, получаемого по расчету в отдельных полосах или в различных сечениях этих полос, то при этом должно быть соблюдено условие, чтобы общее количество арматуры в одном направлении по всей панели соответствовало суммарному моменту в этом направлении.

2. ИСПЫТАНИЕ БЕЗБАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ В МОСКВЕ

Кроме указанного выше испытания безбалочного перекрытия в Баку, были произведены в 1931 г. опыты с безбалочной плитой, специально построенной для этой цели ЦНИПС на территории своей лаборатории в Москве. К сожалению, материалы этого испытания не сохранились, и единственным источником, из которого можно сейчас почерпнуть сведения о нем, является статья проф. А. А. Гвоздева[1]. Сведения эти, к сожалению, далеко не полные, и поэтому сделать исчерпывающий анализ этого испытания не представляется возможным.

Опытное поле состояло из 9 панелей размером 3,5 × 3,5 *м*, поддерживаемых 16 колоннами. С двух сторон перекрытие имело обвязочные балки, а с других двух сторон плита продолжалась за колонны в виде консолей, длина которых была подобрана таким образом, чтобы уравновесить моменты в колоннах, т. е. чтобы моменты в примыкающих панелях были примерно равны моментам в средней панели.

Толщина перекрытия была 9 *см*; размеры поперечного сечения колонн 30 × 30 *см*.

Перекрытия загружались сперва сплошной, а затем полосовой нагрузкой.

Первая трещина[1] была замечена внизу плиты при величине нагрузки на перекрытие в 1,86 раз больше расчетной (временной плюс постоянной); при выдерживании перекрытия под этой нагрузкой появился еще ряд трещин.

При увеличении нагрузки до 2,06 расчетной был замечен ряд новых трещин в крайних пролетах (вблизи их середины), расположенных параллельно обвязочной балке.

С увеличением нагрузки до 2,5 расчетной трещины увеличились, а число их росло. При этой нагрузке напряжение в нижней арматуре в крайних пролетах достигло предела текучести, прогибы в крайних панелях достигли нескольких сантиметров, но перекрытие продолжало еще нести нагрузку.

Затем ввиду невозможности повысить сплошную нагрузку, перешли к полосовой нагрузке интенсивностью в 2,75 раза больше расчетной.

При этом число трещин в загруженном крайнем пролете возросло, но значительного ухудшения в работе перекрытия не произошло, хотя состояние крайних панелей свидетельствовало о том, что полное разрушение их очень близко.

На этом испытания перекрытия были прекращены, так как дальнейшее увеличение нагрузки стало невозможным.

Трещины на верхней поверхности плиты удалось обнаружить только после снятия нагрузки. Трещины эти расположены по краю капителей или между капителями по линии осей колонн.

На рис. 147 дана общая картина расположения трещин. Сплошными линиями показаны трещины по низу плиты, а пунктирными—трещины на верхней поверхности плиты. Цифрами показана нагрузка, при которой эти трещины были замечены.

В то время как в панелях с консолями появлялись трещины в каждом направлении либо снизу, либо сверху, в крайних панелях, окаймленных балками, появились нижние трещины, параллельные обвязочным балкам, и верхние трещины по линии края капители.

Средняя панель осталась почти совершенно целой.

[1] А. А. Гвоздев, Испытания безбалочного перекрытия до разрушения, журнал «Строительная промышленность» № 11—12, 1931.

[1] Трещина на границе опорной и пролетной полос в одной из внутренних панелей, появившаяся при расчетной полосовой нагрузке, является, повидимому, случайной. До появления этой трещины перекрытие уже раньше было нагружено полуторной нагрузкой и при этом трещин замечено не было. Кроме того, в районе появления этой трещины систематически получались аномалии в замеряемых напряжениях и прогибах.

Таким образом, несмотря на то, что арматура в крайних панелях была усилена по сравнению со средними панелями (площадь сечения арматуры в пролете обеих полос была больше на 25%, над первой колонной в надколонной по-

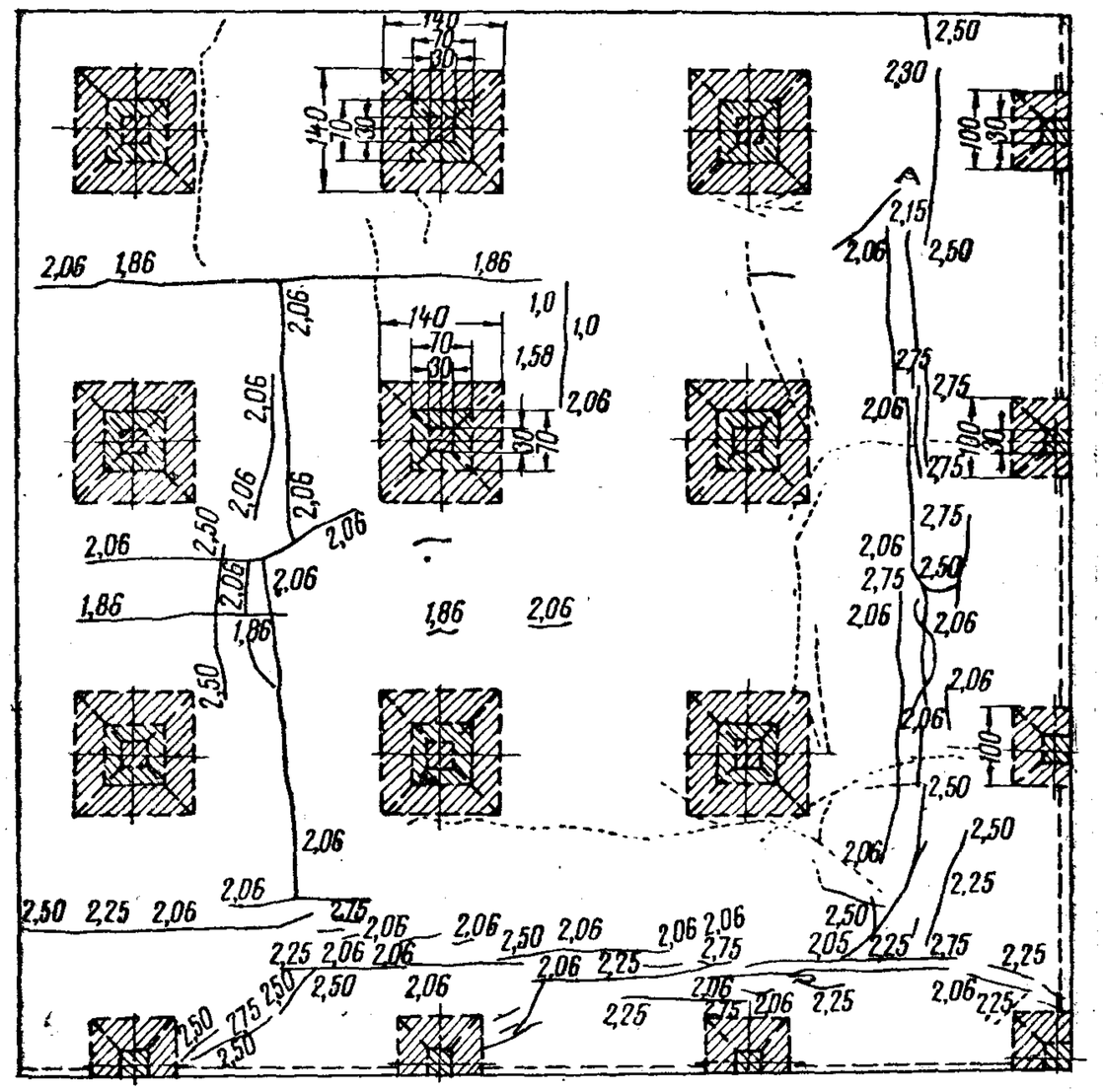


Рис. 147. Трещины в плите опытного безбалочного перекрытия. Сплошными линиями показаны трещины на нижней поверхности плиты, а пунктирными — на верхней поверхности. Цифрами указаны нагрузки (во сколько раз фактическая нагрузка превышала расчетную), когда были замечены трещины

лосе — на 30% и в пролетной — на 15%), разрушения этих панелей оказались значительно бо́льшими, чем средних панелей и, следовательно, несущая способность крайних панелей меньше, чем средних панелей.

ПЕРЕЧЕНЬ ЛИТЕРАТУРЫ

1. М. Я. Штаерман и А. М. Ивянский, Безбалочные перекрытия, Пищепромиздат, 1937.
2. И. С. Подольский, Железобетонные безбалочные перекрытия, Госиздат, 1928.
3. А. Д. Глуховский, Железобетонные безбалочные перекрытия, Труды Бюро стандартизации Мясохладстроя, вып. I, 1931.
4. ЦНИПС, Инструкция по расчету и проектированию безбалочных перекрытий (Проект), Госстройиздат, 1933.
5. Инструкция по расчету и проектированию безбалочных плит с равными квадратными панелями без обвязочных балок на крайних опорах, Мясохладпромстрой, 1946.
6. А. А. Гвоздев, Испытание безбалочного перекрытия до разрушения, журнал «Строительная промышленность» № 11—12, 1931.
7. Б. Г. Галеркин, Упругие тонкие плиты, Госстройиздат, 1933.
8. А. С. Щепотьев, Расчет безбалочных перекрытий по методу разрушающих нагрузок, Труды ЦНИПС, вып. 4—5, 1940.
9. Маркус, Теория упругой сетки и ее применение к расчету плит и безбалочных перекрытий, ОНТИ, 1936.
10. Леве, Безбалочные перекрытия, Макиз, 1927.
11. А. М. Ивянский, Проектирование безбалочных перекрытий без обвязочных балок, журнал «Бюллетень строительной техники», № 14, 1946.
12. М. Я. Штаерман, Принцип минимального армирования в некоторых изгибаемых конструкциях, журнал «Бюллетень строительной техники» № 20, 1947.
13. М. Я. Штаерман, Влияние бетона в растянутой зоне, журнал «Бюллетень строительной техники» № 22, 1947.
14. А. А. Гвоздев, Облегченные безбалочные перекрытия, журнал «Строительная промышленность» № 1, 1931.
15. А. Д. Глуховский, Железобетонные безбалочные перекрытия в холодильном строительстве, журнал «Строительная промышленность» № 2—3, 1931.
16. В. А. Гастев, Железобетонные конструкции, Госстройиздат, 1932.
17. В. М. Келдыш, Нормирование расчета железобетонных безбалочных перекрытий, журнал «Строительная промышленность» № 4, 1927.
18. В. М. Келдыш, О необходимых запасах прочности в безбалочных перекрытиях, журнал «Строительная промышленность» № 2 и 3, 1927.
19. А. Ф. Лолейт, О необходимых запасах прочности безбалочных перекрытий, журнал «Строительная промышленность» № 11, 1926.
20. А. А. Гвоздев, В. И. Мурашев, М. И. Бычков, Безбалочные перекрытия с легкими камнями, Госстройиздат, 1933.
21. В. И. Мурашев, Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона, Машстройиздат, 1951.
22. В. И. Мурашев и И. М. Котеликов, Роль пластических деформаций в работе статически неопределимых железобетонных конструкций, журнал «Проект и стандарт» № 2, 1934.
23. А. А. Гвоздев и В. И. Мурашев, Инструкция по расчету железобетонных рам и каркасов, Госстройиздат, 1933.
24. Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций (Н и ТУ-3-49), Госстройиздат, 1949.
25. Инструкция по применению сварных арматурных каркасов и сеток в железобетонных конструкциях (И-122-50/МСПТИ), Госстройиздат, 1950.
26. В. М. Усенко, Опалубка железобетонных монолитных конструкций промышленных зданий. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1952.
27. Ing. P. Podgajetz. Die Berechnung der Pilzdecken als stellvertretender Rahmen unter Berücksichtigung der wirksamen Stützflache; Beton u. Eisen, Heft 17, 1931, Heft 24, 1932.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 3

Введение 5

Глава I. Конструкция безбалочных перекрытий

1. Колонны 12
2. Капители 14
3. Плиты 17
4. Обвязочные балки 39
5. Отверстия 40
6. Температурные и осадочные швы 46

Глава II. Практические (приближенные) способы расчета безбалочных перекрытий, применявшиеся до появления современных методов расчета

1. Способ А. Ф. Лолейта 47
2. Упрощенный способ М. Я. Штаермана 49

Глава III. Расчет безбалочных перекрытий по методу заменяющих рам

1. Особенности расчета по методу заменяющих рам 52
2. Основные расчетные формулы 54
3. Развитие метода заменяющих рам 64

Глава IV. Расчет безбалочных перекрытий с использованием тригонометрических рядов

1. Особенности расчета 86
2. Расчет безбалочной плиты по таблицам Леве и по составленным на их основании таблицам средних коэффициентов для надколонной и пролетной полос 87

Глава V. Расчет безбалочных перекрытий с использованием бигармонических рядов

Глава VI. Расчет безбалочных перекрытий по Инструкции ЦНИПС (1933 г.)

1. Плиты с квадратными или прямоугольными равными панелями 119
2. Плиты с неравными пролетами 124
3. Подбор толщины плиты и определение необходимой арматуры 127
4. Примеры расчета 129

Глава VII. Расчет безбалочных перекрытий по стадии разрушения

1. Разрушение средней полосы панелей вдоль или поперек перекрытия при полосовом расположении временной нагрузки 151
2. Одновременное разрушение всех панелей безбалочной плиты при сплошном загружении всех пролетов временной нагрузкой 153
3. Разрушение полосы панели крайнего пролета вдоль края перекрытия 156
4. Распределение арматуры между надколонной и пролетной полосами 160

Глава VIII. Расчет безбалочных перекрытий на сосредоточенные нагрузки

Глава IX. Анализ современных методов расчета безбалочных перекрытий

1. Предел применимости метода заменяющих рам и метода расчета с использованием тригонометрических рядов 168
2. Влияние капители 180
3. Выводы из анализа современных методов расчета безбалочных перекрытий 184

Глава X. Расчет капителей, колонн и обвязочных балок

1. Капители 197
2. Колонны 201
3. Обвязочные балки 210

Глава XI. Новое в проектировании безбалочных перекрытий

1. Безбалочные перекрытия без обвязочных балок на крайних опорах 211
2. Безбалочные перекрытия с консолями 233
3. Проектирование безбалочных перекрытий с учетом перераспределения моментов вследствие пластических деформаций 243

Глава XII. Облегченные, слоистые и сборные безбалочные перекрытия

1. Облегченные безбалочные перекрытия 254
2. Слоистые безбалочные перекрытия 260
3. Сборные безбалочные перекрытия 269

Глава XIII. Инвентарная опалубка безбалочных перекрытий и краткие сведения о специфических особенностях производства работ

1. Инвентарная опалубка безбалочных перекрытий 278
2. Краткие сведения о специфических особенностях производства работ 284

Глава XIV. Испытания безбалочных перекрытий.

1. Испытание опытного безбалочного перекрытия в Баку . . 289
2. Испытание безбалочного перекрытия в Москве 331

Перечень литературы 333

Редактор издательства Н. О. Егорова
Технические редакторы В. С. Дахнов и Л. Я. Медведев

Сдано в набор 25/II-1953 г. Подписано в печать 9/X-1953 г. Т-06493
Бумага 60×92/16 = 10,88 бумажных — 21 печатных л.+0,75 п. л. вклеек (19,7 уч.-изд. л.).
Изд. № VI—8957. Тираж. 8 000 экз. Заказ № 543
Цена 9 руб. 85 к. Переплет 1 р.

Тип. № 3 Государственного издательства литературы по строительству и архитектуре
Москва, Куйбышевский пр., д. 6/2