НИИСК ГОССТРОЯ СССР
БТИСМ им. И. А. ГРИШМАНОВА

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПОКРЫТИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ПАНЕЛЯМИ-ОБОЛОЧКАМИ КСО

КИЕВ—БЕЛГОРОД
1989

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ СССР
(НИИСК)

БЕЛГОРОДСКИЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ им. И. А. ГРИШМАНОВА
ГОСУДАРСТВЕННОГО КОМИТЕТА СССР
ПО НАРОДНОМУ ОБРАЗОВАНИЮ
(БТИСМ)

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПОКРЫТИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ПАНЕЛЯМИ-ОБОЛОЧКАМИ КСО

Одобрены секцией № 1 Научно-технического совета
НИИСК Госстроя СССР
Протокол № 31 от 28.12.87

КИЕВ—БЕЛГОРОД
1989

УДК 624.024.4:691.328

Приведены рекомендации по расчету и конструированию панелей-оболочек на пролет типа КСО и гибких предварительно напряженных пластин для покрытий производственных зданий.

Основаны на результатах экспериментально-теоретических исследований, проводившихся в НИИСК (г. Киев) и БТИСМ им. Гришманова (г. Белгород) и опыта внедрения панелей КСО разм. 3х24 и 3х18 м в г. Белгороде и г. Киеве.

Рассчитаны на инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций, аспирантов и студентов вузов строительного профиля.

Рекомендации разработаны канд.техн. наук Е.И. Стаковиченко, канд. техн.наук В.И. Колчуновым, инж. Е.В. Осовских.

Раздел, относящийся к технологии заводского изготовления панелей КСО и гибких пластин, разработан инж. С.И. Матюшенко совместно с канд. техн. наук А.Д. Либерманом.

Научный редактор - канд.техн.наук А.Д. Либерман.

Рецензенты: д-р техн. наук, проф. И.Е. Милейковский /ЦНИИСК им. В.А.Кучеренко/, ст. науч. сотр., канд.техн. наук Г.В. Шарапов /НИИСК/.

Изд. № 18-88

© Научно-исследовательский институт строительных конструкций (НИИСК) Госстроя СССР, 1989

ВВЕДЕНИЕ

Настоящие рекомендации составлены на основании экспериментально-теоретических исследований покрытий производственных зданий, состоящих из панелей-оболочек на пролет типа КСО и гибких пластин, проводившихся в НИИСК Госстроя СССР и Белгородском технологическом институте строительных материалов им. И.А.Гришманова (БТИСМ).

Приведены сведения, позволяющие законструировать, рассчитать панели-оболочки типа КСО и гибкие пластины по прочности методами предельного равновесия, а также по жесткости и трещиностойкости методом конечных элементов или вариационным методом В.З.Власова.

Особенность применения панелей КСО - возможность пропуска в межферменном пространстве технологических коммуникаций как вдоль пролета, так и из пролета в пролет.

В рекомендациях рассматриваются два основных конструктивных решения покрытия - рядовое и комбинированное. В рядовом варианте покрытия панели-оболочки устанавливаются вплотную друг к другу. В комбинированном - с промежутком 3м между ними, который затем перекрывается гибкими предварительно напряженными пластинами. В обоих вариантах покрытий панели-оболочки устанавливаются на продольные конструкции: при шаге колонн 6м - на балки; 12м - на подстропильные фермы треугольного очертания или балки с горизонтальным верхним поясом.

При расчете безраскосных ферм-диафрагм предусмотрена возможность регулирования усилий в их поясах.

Несущая способность гибкой пластины определяется по деформированной схеме.

Расчет жесткости и трещиностойкости панели-оболочки КСО и гибкой пластины выполняется с применением пластинчато-стержневой аппроксимации конструктивных элементов и программных комплексов, реализующих метод конечных элементов для пространственных систем, например, ППП

АПЖБК, "ПРОКРУСТ-81" и др. При учете неупругих деформаций и трещин в элементах панели КСО рекомендовано использование специально разработанных (на основе метода конечных элементов) итерационных алгоритмов и программ. Для нелинейного расчета пластин (пологих оболочек) рекомендовано применение итерационного алгоритма и программы, составленных на основе вариационного метода В.З.Власова.

В Рекомендациях приведены особенности технологии изготовления панелей-оболочек КСО и гибких пластин.

Панели-оболочки КСО размером 3х24 и 3х18 м внедрены при строительстве промышленных объектов в Белгородской и Киевской областях для зданий различного назначения.

Опыт проектирования и возведения покрытий из панелей КСО показал, что по сравнению с типовыми решениями из плит и ферм снижение расхода бетона и стали составляет 15-20%, трудозатрат на монтаже в 1,8-2 раза, приведенных затрат на 5-8 р. /м^2 площади здания. В комбинированных покрытиях расход стали и бетона снижается на 20-30%, а приведенные затраты по 8-10 р./м^2.

Экспериментальные исследования натурных образцов конструкций размером 3х24,3х18 м и разработка заводской технологии изготовления проводились НИИСК Госстроя СССР, БТИСМ им. И.А.Гришманова и Территориальным строительным объединением (ТСО) "Белгородстрой".

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Панели-оболочки КСО (крупноразмерная складчатая оболочка) предназначаются для покрытий промышленных, общественных и других зданий с пролетами 18 и 24 м. Применение панелей КСО предусматривается в покрытиях однопролетных и многопролетных зданий с фонарями (светоаэрационными и зенитными) и без них в бескрановых зданиях, а также оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 30/5 т или подвесным транспортом грузоподъемностью до 5 т (рис. 1.). В покрытиях из панелей КСО возможны установка крышных вентиляторов, вытяжных шахт, а также устройство легкосбрасываемой кровли. Панели КСО могут быть в комплексном исполнении (с утеплителем).

1.2. Как установлено анализом, до 30% промышленных зданий выполняются с развитой сетью технологических коммуникаций, размещаемых в межферменном пространстве.

В покрытиях с панелями КСО возможен пропуск коммуникаций как вдоль пролета диаметром до 1,2-1,6 м, так и из пролета в пролет диаметром до 0,6 м. В этом состоит существенное отличие панелей КСО от известных панелей на пролет типа КЖС и П.

1.3. НИИСК и Киевским Промстройпроектом разработана рабочая документация серии КП-206 в составе 11 выпусков, предназначенная для строительства зданий из панелей-оболочек КСО в 1,2 и 3 районах снеговых нагрузок под расчетные нагрузки 4,42-8,34 кН/м^2, в том числе для слабо- и среднеагрессивной среды.

Институтом "Центрогипроруда" Минчермета СССР, ЦТИСМ и НИИСК разработана рабочая документация панелей-оболочек КСО со схемой расположения стоек с шагом 3 м, а также рабочие чертежи комплексных панелей-оболочек полной заводской готовности с эффективным утеплителем из полистиролбетона.

1.4. Проектирование панелей-оболочек КСО выполняется в соответствии с [1-6].

1.5. Железобетонные конструкции панелей-оболочек

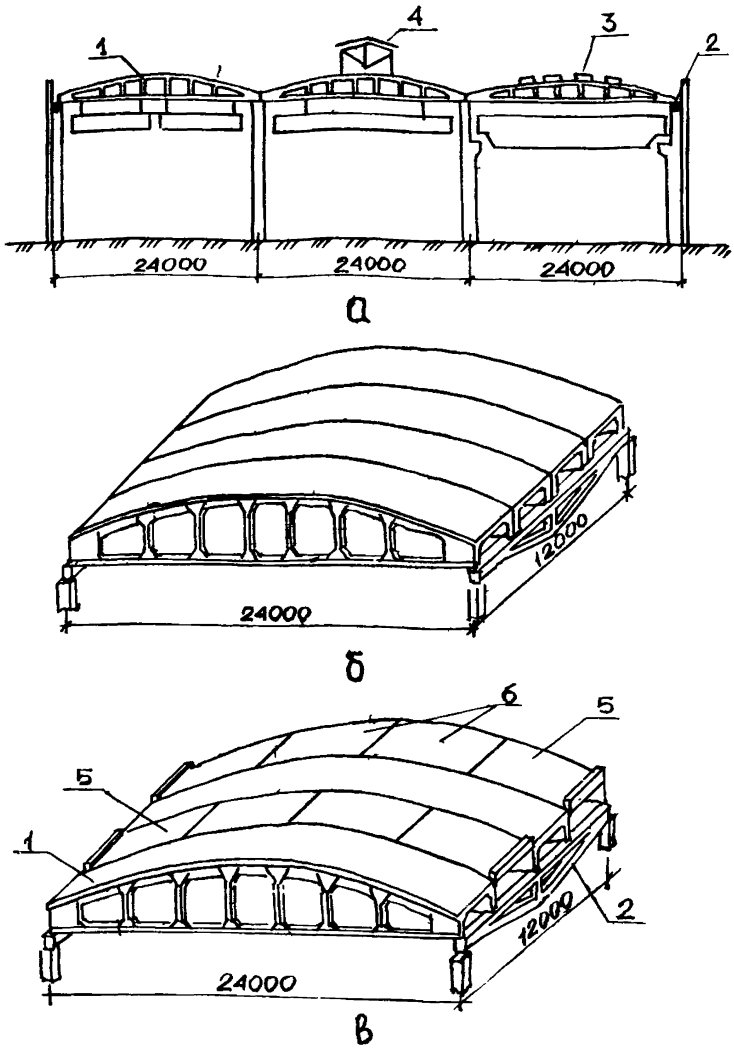


Рис. 1. Конструкции покрытий из панелей-оболочек КСО и гибких пластин

а – конструкция покрытия с панелями-оболочками КСО; б – рядовое покрытие; в – комбинированное покрытие; 1 – панель-оболочка КСО; 2 – подстропильная конструкция; 3 – зенитный фонарь; 4 – светоаэрационный фонарь; 5 – гибкая пластина, крайняя; 6 – гибкая пластина, средняя

КСО и гибких пластин-оболочек рассчитывают по прочности (предельные состояния первой группы), а также по жесткости (предельные состояния второй группы).

Расчет прочности складчатой панели-оболочки КСО производят статическим способом метода предельного равновесия, а расчет прочности гибкой пластины - пологой цилиндрической оболочки - кинематическим способом метода предельного равновесия с учетом деформированной схемы по методу итераций.

1.6. Расчет панелей КСО и пластин-оболочек по жесткости и трещиностойкости производят методом конечных элементов с использованием расчетных моделей различных уровней и существующих общих универсальных программ для расчета пространственных систем.

При необходимости учета неупругих деформаций и трещин в железобетоне (а для гибких пластин-оболочек и деформированной схемы) целесообразно применение специально разработанных для рассматриваемых конструкций алгоритмов и конкретных программ, обеспечивающих не только рациональное использование ЭВМ, но и существенно сокращающих объем вводимой и выходной информации, а также улучшающих инженерную обозримость получаемых при этом решений.

1.7. Изготовление панелей-оболочек целесообразно организовать по стендовой технологии на полигоне или специально оборудованных цехах. Технологическая линия по производству КСО может включать 1-3 форм-стендов. Обслуживание такой линии осуществляется двумя мостовыми или козловыми кранами грузоподъемностью 20-30/5 т[23].

1.8. Изготовление гибких пластин рекомендуется осуществлять по поточно-агрегатной технологии с применением обычных силовых форм, виброплощадок и ямных камер пропаривания. Предварительное натяжение рекомендуется производить механическим способом с одновременным натяжением всех проволок каждого из взаимно ортогональных направлений. При небольших объемах выпуска изделий допускается применение и электротермического способа натяжения.

1.9. Транспортирование панелей-оболочек КСО рекомендуется проводить, как правило, специализированным авто - транспортом, имеющим жесткую платформу и оборудованным опорно-крепежными приспособлениями, например, полуприцепом-площадкой ПЛ 26-24 с тягачом КрАЗ-258, разработанной НИИСК или полуприцепом-площадкой, запроектированным Тульским ПКТИ и изготовленным на заводе нестандартного оборудования ТСО "Белгородстрой".

В качестве автотранспортного средства для перевозки гибких пластин также используется специализированный транспорт с жесткой платформой. Допускается применение одноосного полуприцепа грузоподъемностью 12 т с управляемой задней тележкой.

1.10. Съем панелей-оболочек КСО с формы и монтаж покрытия на объекте строительства рекомендуется вести специально запроектированными траверсами. Желательно, чтобы тросы траверс располагались под углом 80-90° к поверхности панели.

Разопалубливание и монтаж с изгибом пластин также осуществляют специальными траверсами. Траверса представляет собой сочетание горизонтальной рамы с блоками, тросами, прогонами и площадками для установки пригрузов с блочно-рычажной системой, осуществляющей прижатие гибкой плиты 3х6 м к швеллерам-упорам по торцам горизонтальной рамы. Примерами конструктивного решения таких траверс могут быть траверсы, разработанные и изготовленные ЭКБ НИИСК и ЗЖБИ-1 ТСО "Белгородстрой".

2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО И ГИБКИХ ПЛАСТИН

2.1. Панель-оболочку КСО (рис.2) конструируют в виде пространственной конструкции, состоящей из двух предварительно напряженных безраскосных ферм-диафрагм, соединенных по верху складчатой вутовой полкой. Опорные узлы диафрагм и полку соединяют торцовыми вутами [22]

2.2. Номинальные размеры панелей-оболочек в плане $B \times l$, исходя из существующих в промышленном строительстве конструктивных схем, а также из условия транспортирования, принимаются 3х18 и 3х24 м.

2.3. Высоту поперечного сечения у торца h рекомендуется назначать постоянной для обоих пролетов и равной 750 мм. Высоту поперечного сечения в середине пролета определяют исходя из стрелы подъема f, которую рекомендуется принимать равной 1/15-1/20 пролета.

2.4. Очертание верхней поверхности панели (полки) принимается в виде призматической складки, при этом для упрощения конструирования опалубки складчатую поверхность целесообразно получать на базе окружности. Ширину грани полки d назначают 1,5 м, толщину полки t принимают 1/70-1/100, а ширину вутовой части полки b_w - 1/10-1/12 ее пролета. Максимальная высота вутового утолщения t_w не должна превышать 1,5 толщины полки.

2.5. Верхний пояс безраскосных ферм-диафрагм допускается выполнять по длине переменного сечения. Высоту верхнего пояса в середине пролета h_2 рекомендуется принимать 1/4-1/6 максимальной высоты диафрагмы h_d, а у опорных узлов - на 100-120 мм больше. Ширину сечения верхнего пояса диафрагм b_2 также проектируют переменной (с учетом наклона внутренней грани верхнего пояса к вертикали для обеспечения распалубки изделия) и принимают в пределах 1/4-1/6 его высоты. Размеры нижней части сечения верхнего пояса b_f и h_f назначают из условия размещения арматуры.

Расстояние между двумя средними стойками в диаф-

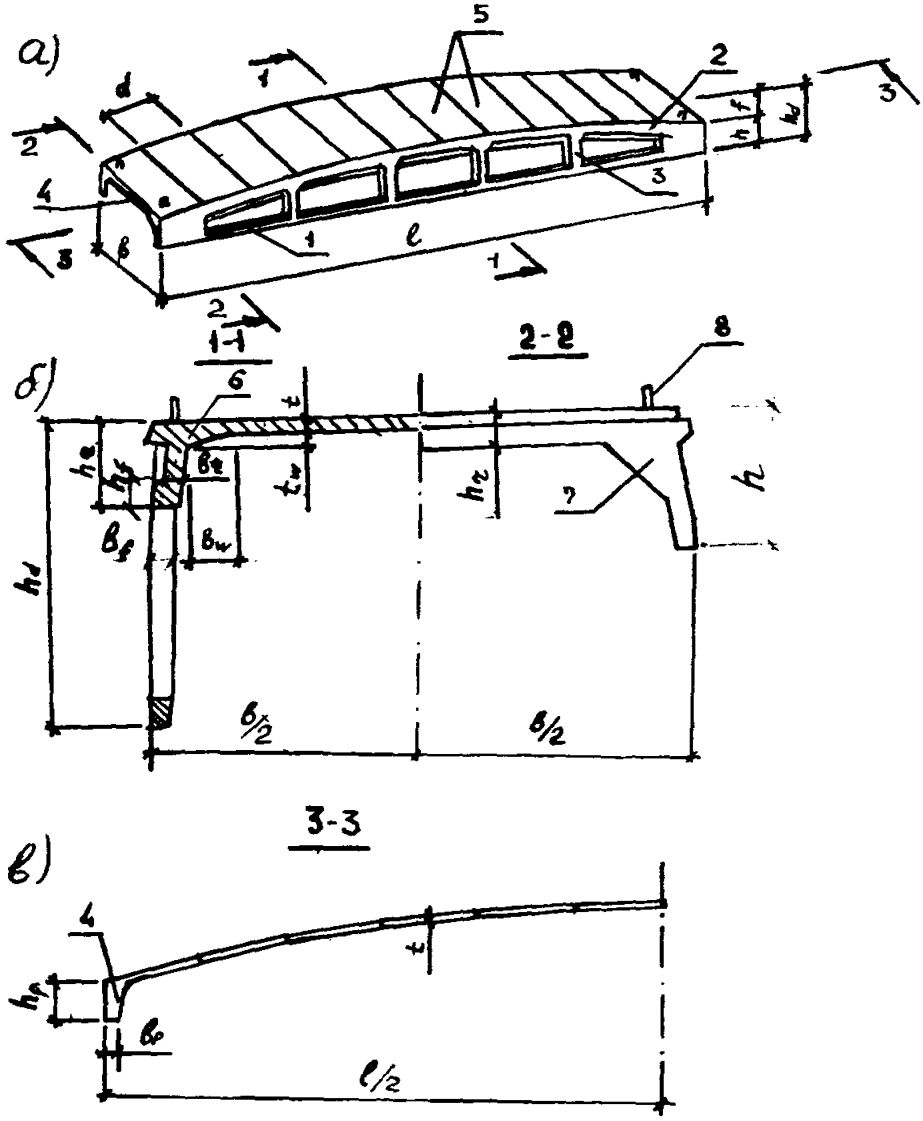


Рис.2. Конструкция панели-оболочки КСО
а-общий вид; б и в-соответственно поперечное и продольное сечения: 1, 2 и 3-соответственно нижний, верхний пояса и стойки диафрагмы; 4-торцовое ребро; 5-грань складчатой полки; 6-вутовая часть полки; 7-торцовые вуты; 8-падающие петли для подъема

рагмах следует принимать 2,6 м (из условия крепления к ним путей подвесного транспорта), а шаг остальных стоек – 3 м. Возможно также решение диафрагм с шагом всех стоек равным 3 м при расположении одной стойки по середине пролета.

Поперечное сечение нижних поясов и стоек диафрагм панели-оболочки следует назначать в пределах 120-160мм.

Уклоны внутренних граней верхнего, нижнего поясов и опорных узлов рекомендуется предусматривать равными 1:10.

2.6 Торцовые ребра следует проектировать трапециевидного сечения с плавными вутовыми сопряжениями с полкой и верхними поясами диафрагм. Высоту торцового ребра $h_р$ следует назначать 1/15-1/20 пролета, а ширину по низу $b_р$ равной $(0,8 \div 1,0)h_р$.

2.7. В качестве аналога при конструировании панели-оболочки КСО могут быть использованы примеры конструктивных решений панелей, приведенные на рис.3 и 4 применительно к пролетам 24 и 18 м. В то же время исследованиями [7] установлено, что рекомендованные в п.п.2.1-2.6 топология, геометрия и параметры элементов являются лишь основой для постановки проектной задачи, ее исходным уровнем. Различные ограничения, накладываемые на поведение конструкции, приводят к неравнозначным запасам несущей способности, жесткости и трещиностойкости конструктивных элементов панели КСО и имеются существенные резервы для их рационального проектирования с позиций структурного синтеза [8] .

2.8. При наличии вентиляционных шахт и крышных вентиляторов следует предусматривать изготовление панелей с проемами диаметром 400, 700, 1000 и 1450 мм, расположенными во второй грани панели на расстоянии 2220 мм от торца у одного из концов панели (рис.5,а). При этом вторая грань панели утолщается до 100 мм и соответственно армируется.

2.9. При наличии светоаэрационных фонарей панели следует проектировать с проемом 2000х5600 мм (рис. 5б). При устройстве зенитных фонарей панели КСО размерами

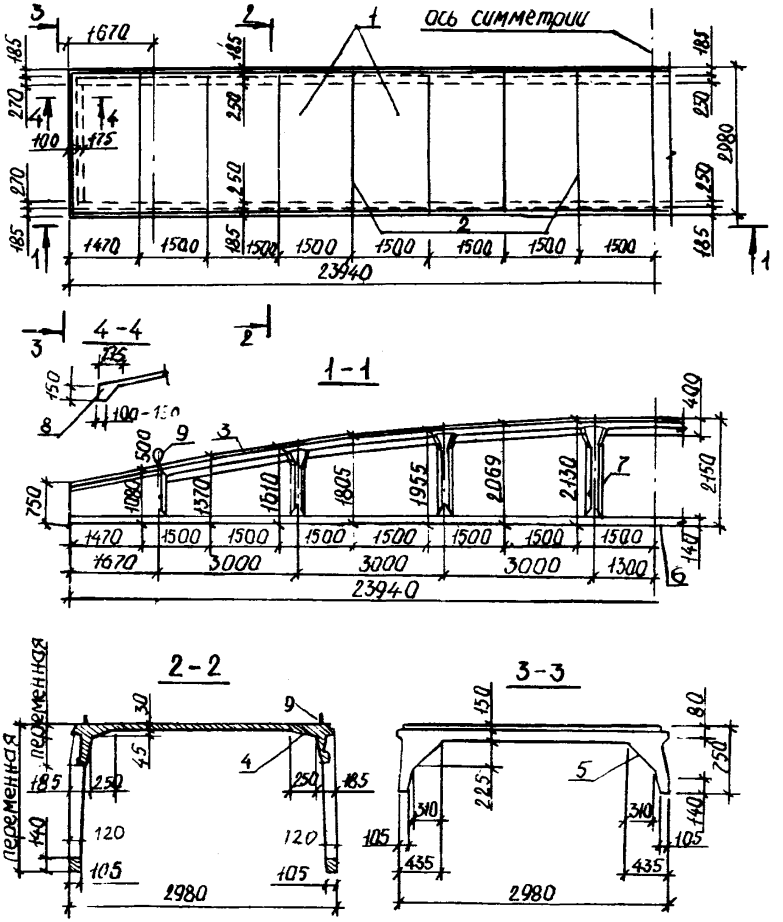


Рис. 3. Глухая складчатая панель-оболочка КСО 3х24м
1–грани складчатой полки; 2–ребра складчатой полки; 3–безраскосная ферма-диафрагма; 4–вутовая часть полки; 5–торцовые вуты; 6–нижний пояс; 7–стойки; 8–торцовые ребра; 9–падающие петли для подъема

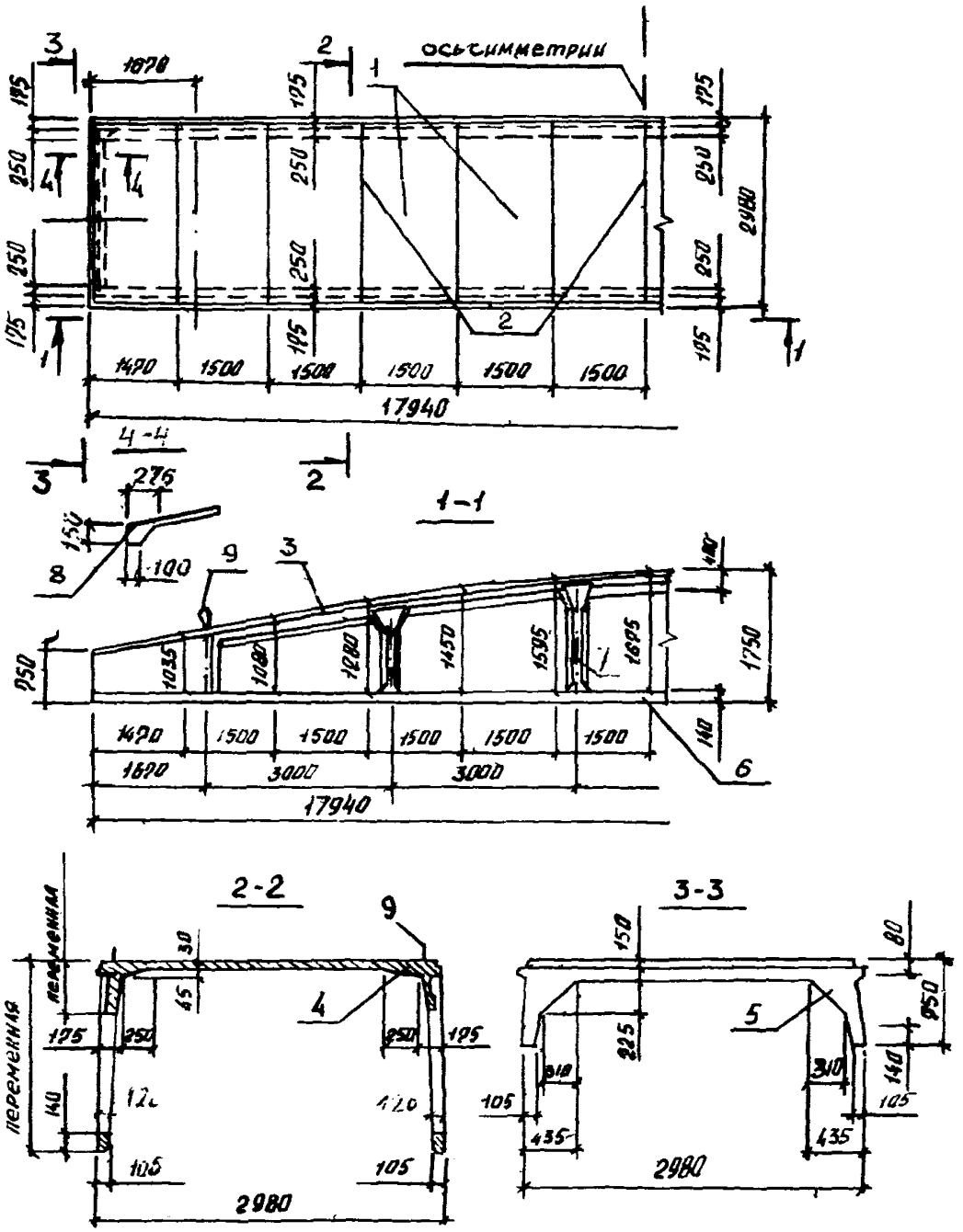


Рис. 4. Глухая складчатая панель-оболочка КСО 3х18м
1–грани складчатой полки; 2–ребра складчатой полки; 3–безраскосная ферма-диафрагма; 4–вутовая часть полки; 5–торцовые вуты; 6–нижний пояс; 7–стойки; 8–торцовые ребра; 9–падающие петли для подъема

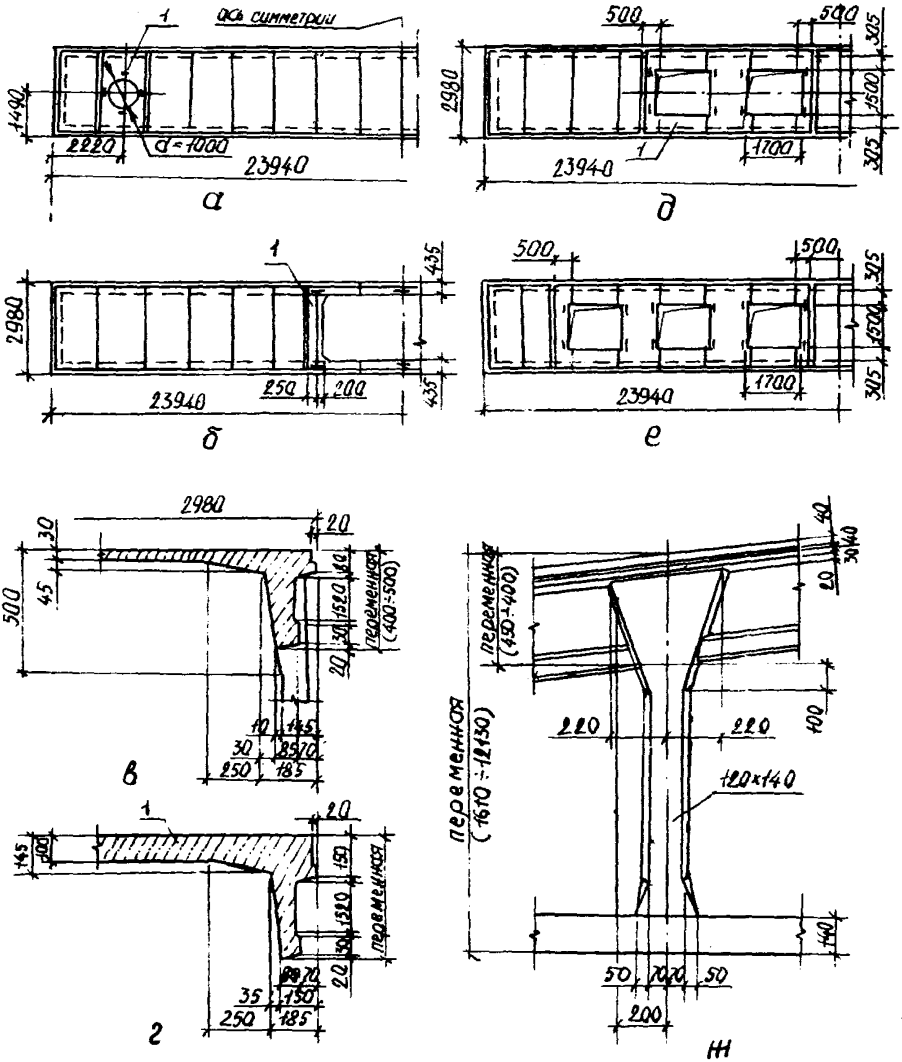


Рис. 5. Складчатые панели-оболочки КСО 3х24м
а-с пролетом для воздуховода или крышного вентилятора; б,д-с проемами для зенитных и светоаэрационного фонарей; в-поперечное сечение верхнего пояса арочной диафрагмы; г-то же, с утолщенной полкой у проемов; е-с проемами для легкосбрасываемой кровли; ж-конструкция стоек фермы-диафрагмы; 1-утолщения полки у проемов

3х18м следует проектировать с двумя проемами размером 1,5х1,7 м, а панели размером 3х24 м – с четырьмя проемами (рис. 5,д). В панелях размером 3х18 м полка у проемов утолщается до 100 мм и соответственно армируется. В панелях размером 3х24 м полка утолщается у каждой пары проемов.

2.10. Для устройства легкосбрасываемой кровли в полке панелей-оболочек проектируются проемы, которые размещаются в зависимости от заданной их площади (рис.5,е).

2.11. Панели-оболочки КСО рекомендуется проектировать из бетонов классов В25-В45 по прочности на сжатие в зависимости от размера пролета и нагрузок.

2.12. Напрягаемую рабочую арматуру панелей рекомендуется проектировать из стержневой свариваемой стали классов А-$\overline{V}$, А-$\overline{VI}$ и, как правило, выполнять из одного стержня в нижнем поясе каждой диафрагмы (рис.6). Допускается также применение арматуры класса А-Шв. При слабо- и среднеагрессивных средах количество стержней в нижнем поясе диафрагмы может быть увеличено до 2 или 4 меньшего диаметра.

2.13. В качестве ненапрягаемой арматуры для сварных каркасов, сеток и отдельных стержней рекомендуется применять стержневую арматуру классов А-1 и А-Ш, а также арматурную проволоку класса Вр-1 (см. рис.6,7).

Полку панели и вутовой участок армируют сварными сетками из стержней класса Вр-1.

Верхние пояса диафрагм, опорные узлы и торцовые ребра армируют сварными сетками из арматуры класса А-Ш, стойки диафрагм – пространственными каркасами из арматуры класса А-Ш.

При номинальной длине сварных сеток верхних поясов и полки равной 6м, для панели КСО 3х24 м устраивают 8 каркасов и 4 сетки, а для панели 3х18 – соответственно 6 и 3.

Для предупреждения раскалывания бетона при передаче напряжений с арматуры на бетон в опорных узлах необходимо предусматривать спирали.

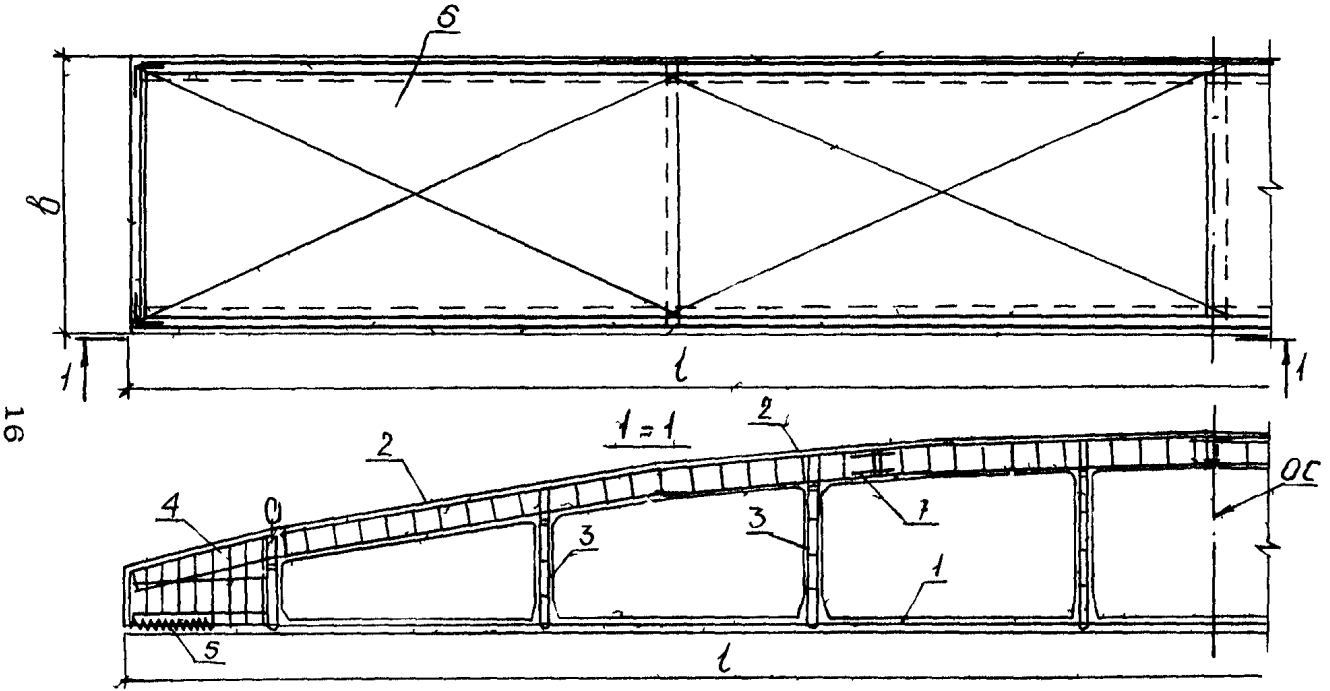


Рис. 6. Схема армирования складчатой панели-оболочки КСО
1-предварительно напряженная арматура; 2-сварная сетка верхнего пояса фермы-диафрагмы; 3-арматурный каркас стойки панели-оболочки; 4-сварная сетка опорного узла; 5-спираль; 6-сварная сетка полки панели-оболочки; 7-сварной стык сеток верхнего пояса фермы-диафрагмы

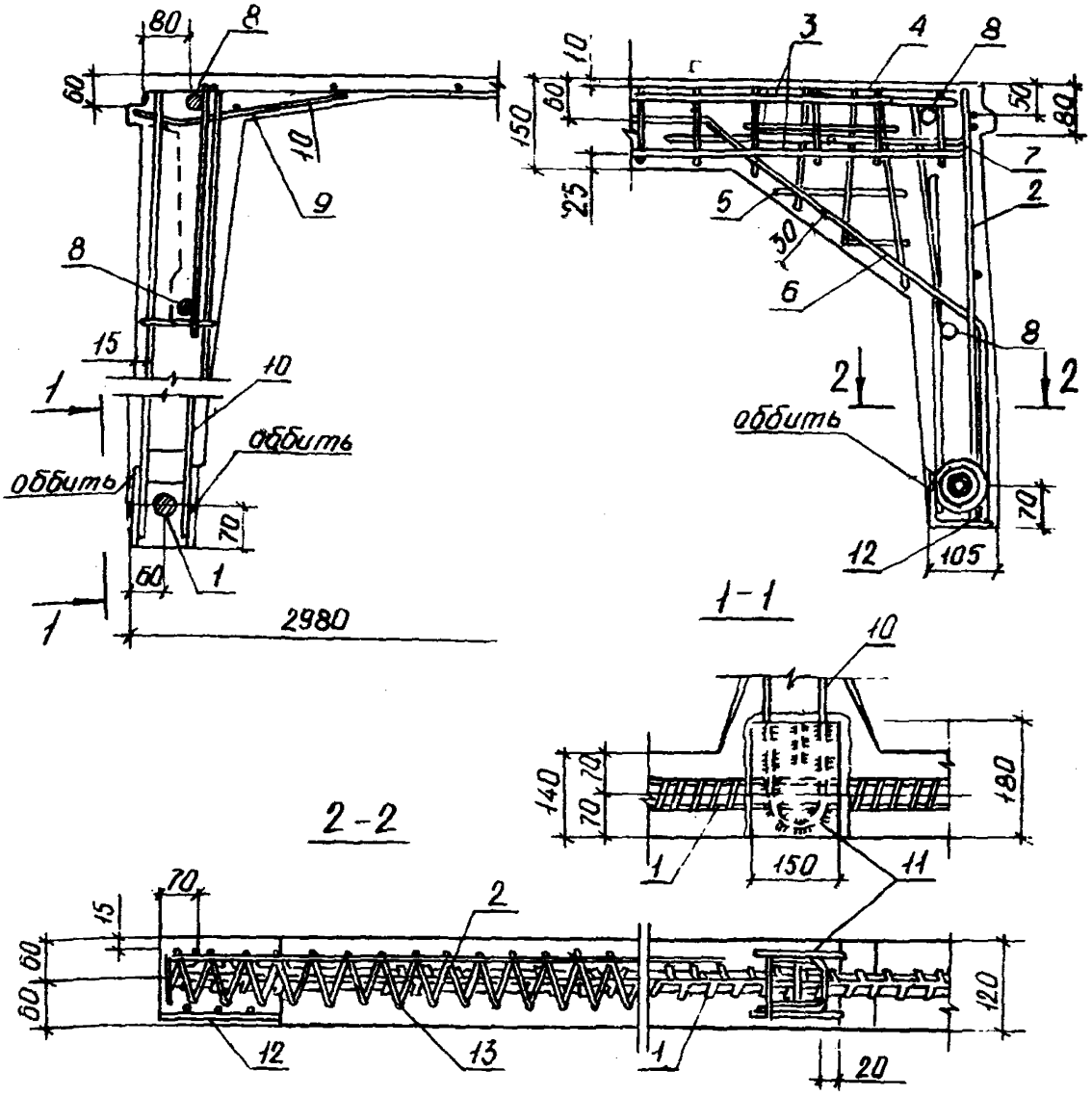


Рис.7. Детали армирования складчатой панели-оболочки КО

1-стержневая предварительно напряженная арматура; 2-сварная сетка опорного узла; 3-арматурная сварная сетка торцового ребра; 4-сварная сетка подки; 5-сварная сетка торцового вута; 6-одиночный стержень; 7-угловой стержень; 8-рабочие стержни сварной сетки верхнего пояса диафрагмы; 9-сварная сетка вутовой части подки панели; 10-арматурный каркас стойки фермы-диафрагмы; 11-закладная деталь для крепления подвесного транспорта; 12-опорная закладная деталь; 13-спираль

Монтажные петли следует проектировать падающими, изготавливаемыми из арматуры класса А-1 и привариваемыми к арматурным каркасам, установленным в опорных узлах на расстоянии 1,67м от торцов панели-оболочки (возможно устройство монтажных петель по концам опорных узлов с креплением анкерных стержней к опорному закладному уголку).

2.14. Предварительно напряженная в двух направлениях гибкая пластина представляет собой тонкостенную железобетонную конструкцию с номинальными размерами 3х6х0,04 м. Действительные размеры гибкой плиты 3,16х6,02х0,04 м (рис.8,9).

Гибкие пластины, устанавливаемые у ендов, имеют у одного из торцов утолщение до 150 мм при ширине 250мм. Гибкие пластины, устанавливаемые в средней части панелей, проектируются без утолщений.

Для крепления гибких пластин к панелям-оболочкам КСО по их длинным и коротким сторонам проектируются закладные элементы по 3 на сторону (кроме ендовой стороны).

Допускается два варианта установки закладных деталей для подъема гибких пластин (см.рис. 8 и 9):

1) установка 6 падающих петель на верхней поверхности пластины симметрично (на некотором расстоянии) от краев. Петлю цепляют за анкерный арматурный стержень, вводимый в бетон и перекрываемый сверху сварной сеткой, для улучшения анкеровки стержня;

2) совмещенная установка 6 падающих петель с соединительными монтажными закладными деталями из уголков, располагаемых по продольным краям пластины. Для обеспечения надежной анкеровки таких элементов в тонкостенной пластине закладная деталь (помимо установки в ней обычных анкерных арматурных стержней) прижимается к бетонной поверхности с помощью предварительно напряженного элемента, имеющего по две высаженных головки на его концах: одну для натяжения, другую для обжатия (см.рис. 9,б).

Возможны и другие схемы установки закладных дета-

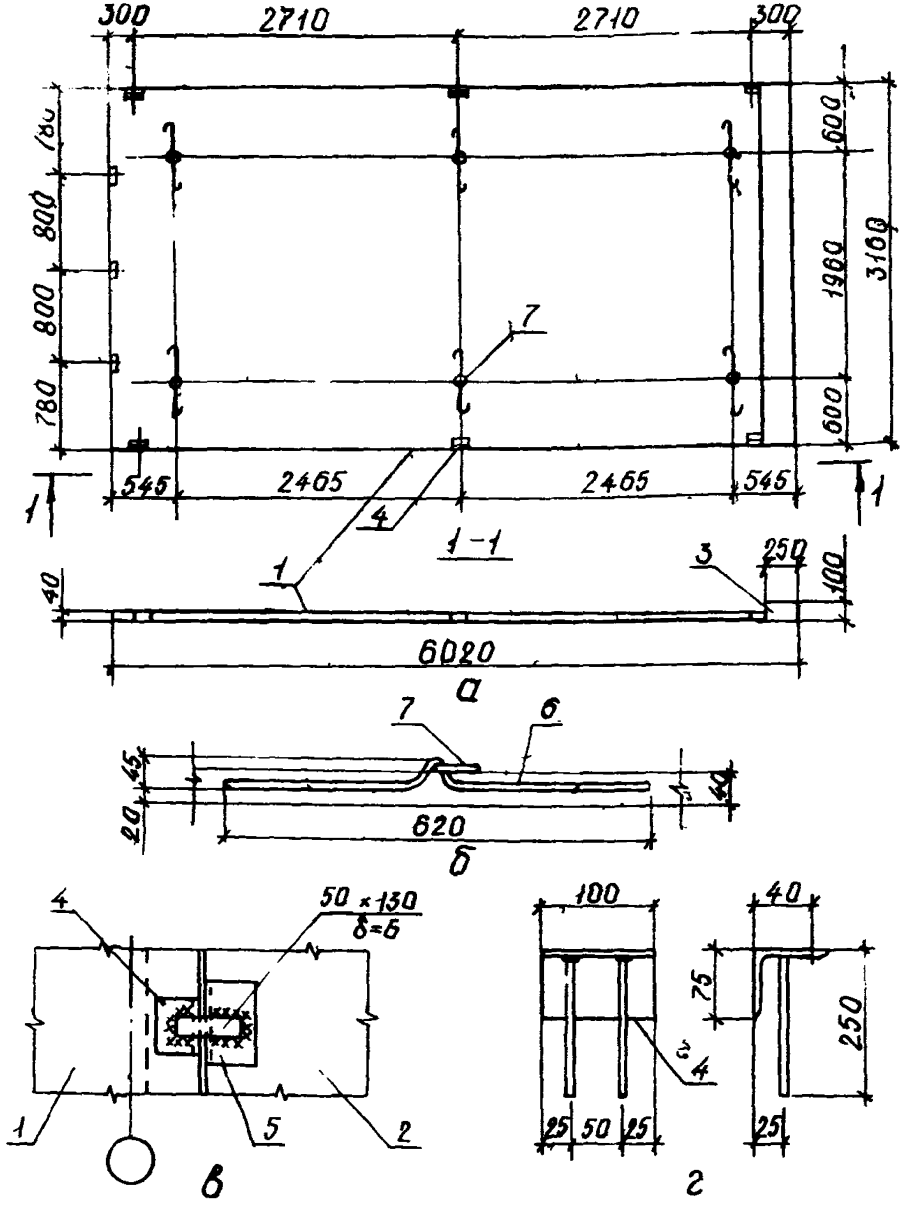


Рис.8. Предварительно напряженная гибкая пластина 3х6х0,04м.

а–опалубочный чертеж пластины, располагаемый у ендовы; б–деталь крепления падающей петли; в–деталь крепления гибкой пластины к панели-оболочке КСО; г– закладной элемент гибкой пластины; 1–гибкая пластина; 2–панель оболочка КСО 3х24м; 3–утолщение гибкой пластины у ендовы; 4–закладная деталь гибкой пластины; 5–закладная деталь панели-оболочки; 6–арматурный стержень; 7–кольцо для подъема гибкой пластины

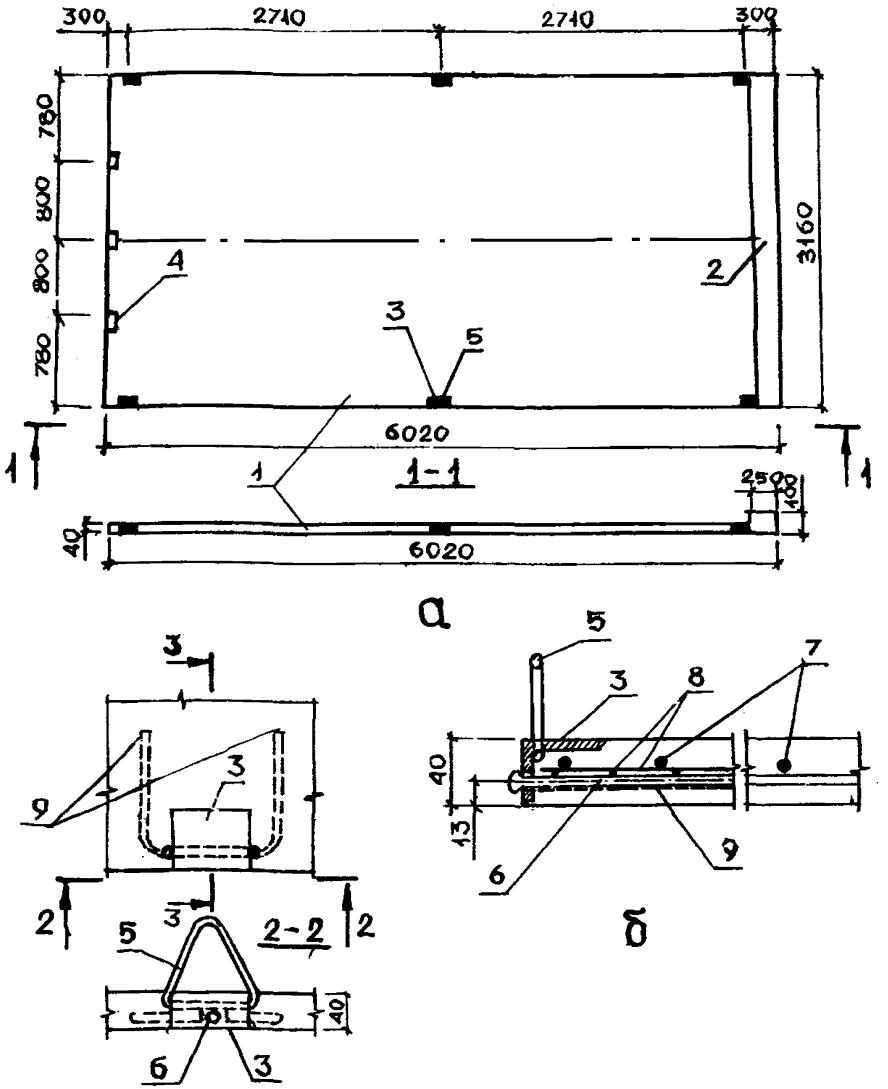


Рис. 9. Конструкция предварительно напряженной гибкой пластины с совмещенными соединительными и монтажными закладными деталями:

а–опалубочный чертеж пластины; б–деталь установки совмещенной закладной детали; 1–гибкая пластина; 2–утолщение у_ендовы; 3,4–закладные детали для соединения пластины с оболочкой КСО; 5–закладная деталь (падающая петля) для подъема пластины; 6–предварительно напрягаемый арматурный элемент с высаженными головками; 7–предварительно напрягаемая арматура продольного направления; 8–сварная сетка для дополнительной анкеровки закладной детали; 9–анкера закладной детали

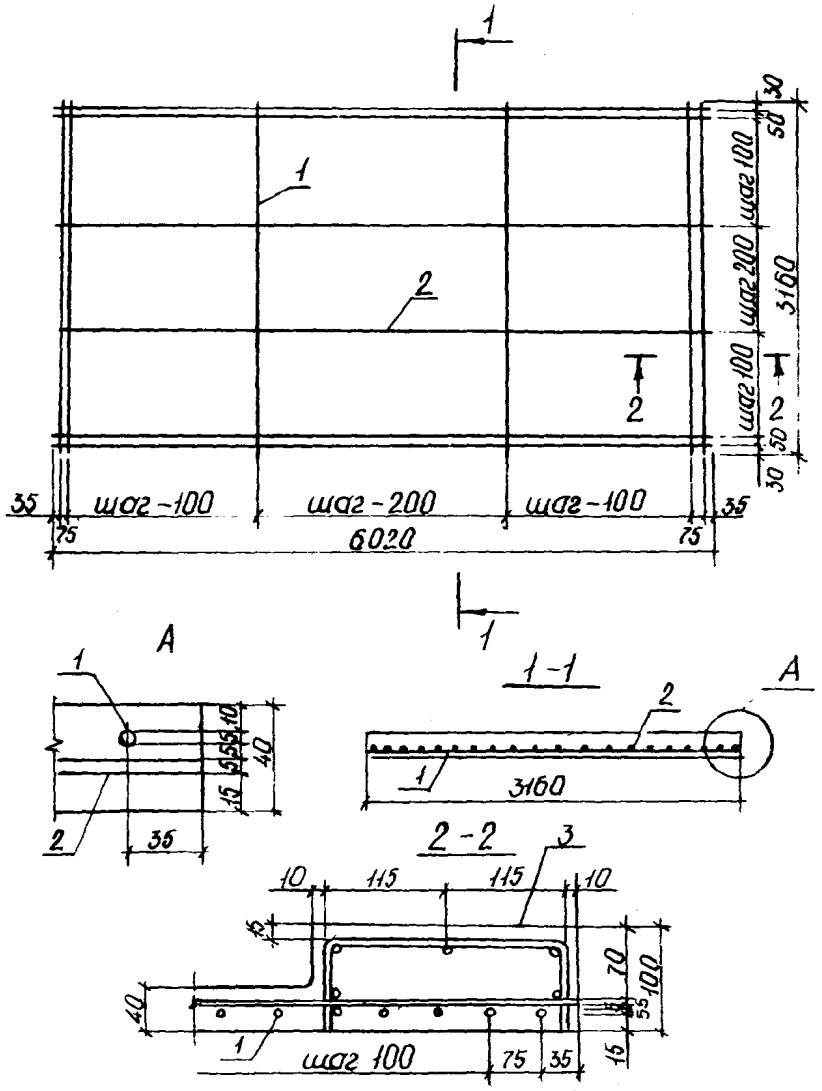


Рис. 10. Армирование предварительно напряженной гибкой пластины

1–предварительно напряженная проволока поперечная; 2–то же, продольная; 3–утолщение гибкой пластины у ендовы

лей в гибких пластинах. При этом любые изменения схемы и количество устанавливаемых закладных деталей должны иметь соответствующее надежное теоретическое и опытное обоснование и взаимоувязку с применяемыми монтажными приспособлениями.

2.15. Армирование гибких пластин осуществляется проволочной арматурой класса Вр-П в двух направлениях. В поперечном направлении арматура расположена по низу с защитным слоем 10 ... 15 мм, в продольном направлении - с защитным слоем 10 мм по верху. У краев гибкой пластины (расстояние в пределах 1 м от краев) арматура расположена чаще, в средней части - реже (рис. 10).

2.16. Гибкие пластины рекомендуется проектировать из бетона класса В 30 - В 45 по прочности на сжатие в зависимости от радиуса продольного изгиба и нагрузок.

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОКРЫТИЙ ИЗ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО И ГИБКИХ ПЛАСТИН

3.1. Рассматриваемые покрытия проектируются из панелей-оболочек КСО и поддерживающих продольных конструкций. При невысоких зданиях сельскохозяйственного или общественного строительства, невысоких складских зданиях панели опираются на продольные несущие стены.

В промышленном строительстве при шаге колонн 6 м панели опираются на продольные железобетонные балки (рис.11,а). Для крайних рядов колонн устанавливают балки прямоугольного сечения с параллельными поясами шириной 250 и высотой 600 мм, для средних рядов колонн - балки трапециевидного сечения с шириной по верху 500 и по низу 250 мм(например, серии 1.462.1-18).

При шаге колонн 12 м применяют предварительно напряженные подстропильные фермы пролетом 12 м с горизонтальным верхним поясом и с раздельным армированием нижнего пояса (см.рис.11,б). Сечения верхнего и нижнего поясов 500х350 мм, стойки - 500х200 мм. Высота фермы в середине пролета 1910 мм (серия КП-206, вып. II Киевского ПСП и НИИСК). Могут применяться также предварительно напряженные подстропильные балки переменного двутаврового сечения с горизонтальным верхним поясом, разработанные ЦНИИпромзданий.

3.2. Совместная работа покрытия из панелей КСО с каркасом здания (жесткость диска покрытия) обеспечивается креплением панелей изнутри к продольным несущим конструкциям путем сварки закладных деталей во всех углах, а также замоноличиванием швов между панелями.

В комбинированных покрытиях (между панелями КСО устанавливаются гибкие пластины) совместная работа с каркасом здания обеспечивается креплением панелей по всем четырем углам к продольным конструкциям и креплением гибких пластин к панелям в трех местах с каждой стороны путем сварки закладных деталей. Между собой гибкие пластины крепятся также в трех местах (см.рис.8 и 9).

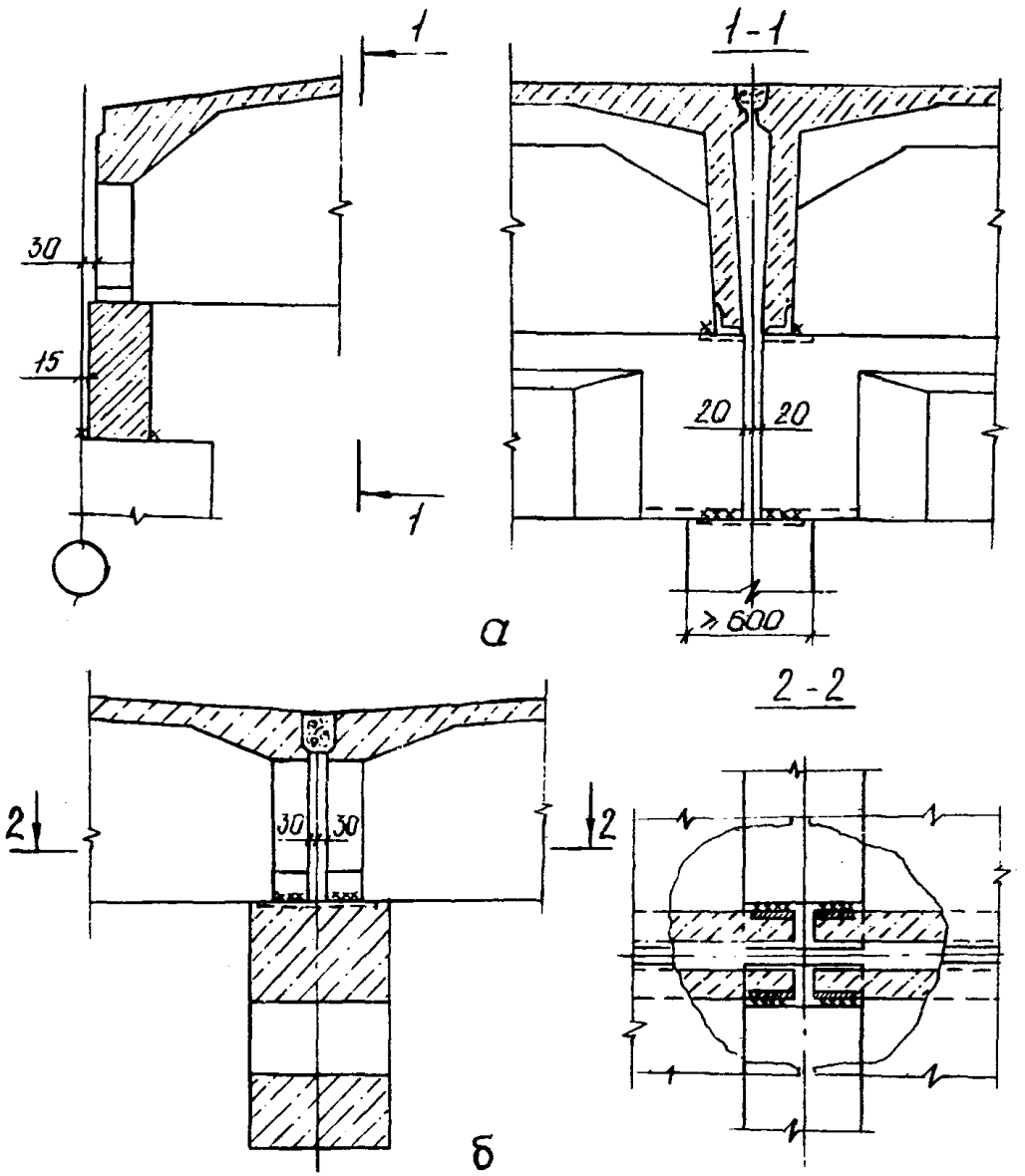


Рис.11. Узлы крепления панелей-оболочек КСО к продольным конструкциям
а–к балкам крайнего ряда колонн; б–к подстропильным фермам или балкам среднего ряда колонн

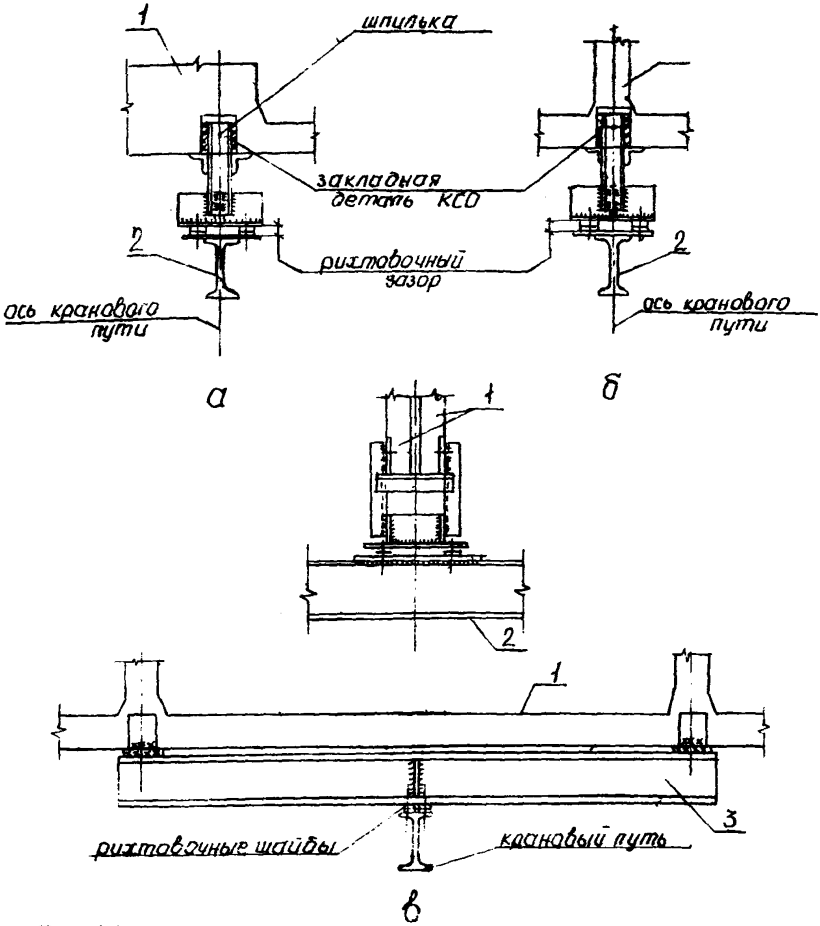


Рис. 12. Узлы крепления путей подвесного транспорта к нижним поясам ферм - диаграм
1-нижний пояс панели КСО; 2-крановый путь; 3- распределительная балка

3.3. Балки крановых путей подвесного транспорта рекомендуется проектировать типовыми, подвешиваемыми к узлам нижнего пояса и опорным узлам диафрагм (рис. 12). Для трехопорных подвесных кранов при расстоянии между средними стойками диафрагм, равном 2,6 м, предусматривают распределительные балки.

3.4. Каркас блочного светоаэрационного фонаря шириной 6 м с опиранием стоек через 3 м с одним ярусом переплетов для покрытий из панелей-оболочек типа КСО рекомендуется выполнять по рабочей документации БВ НИИСК БВ-122-80. Стойки каркаса привариваются к закладным деталям панелей, расположенным у углов фонарных проемов.

3.5. Крепление стакана типового зенитного фонаря серии 1.464-14 к железобетонной панели КСО производится посредством приварки к закладным деталям, расположенным у углов проема полки.

В комбинированных покрытиях проемы для зенитных фонарей устраиваются в панелях КСО, а гибкие пластины проектируются глухими, без проемов. При светоаэрационных фонарях покрытие монтируется из панелей-оболочек с проемом 2х5,6 м в середине пролета, гибкую пластину в коньковой части не устанавливают, образуя проем 3х6 м.

3.6. Стыки между панелями вдоль верхнего пояса диафрагм рекомендуется замоноличивать бетоном класса В15 на мелком гравии или крупном песке. Стыки гибких пластин с панелями-оболочками КСО допускается не замоноличивать.

3.7. На участках комбинированных покрытий со снеговыми нагрузками от перепадов высот зданий и нагрузками от подвесного транспорта рекомендуется устраивать рядовое расположение панелей.

3.8. Железобетонные стаканы для дефлекторов, зонтов и крышных вентиляторов крепятся к панелям-оболочкам КСО посредством сварки закладных деталей.

4. РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО

РАСЧЕТ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

4.1. Расчет панелей-оболочек КСО по несущей способности целесообразно производить по методу предельного равновесия, получившему надежное обоснование при проведении испытаний на натурных образцах конструкций [22].

4.2. При расчете прочности пространственная конструкция панели-оболочки разделяется на такие системы:

безраскосные фермы-диафрагмы со стойками-подвесками, шарнирно прикрепленными к их верхним и нижним поясам;

складчатая полка, защемленная в верхних поясах и торцовых ребрах панели;

торцовые ребра с примыкающими к ним участками полки.

Расчет безраскосной фермы-диафрагмы

4.3. Геометрическую схему фермы-диафрагмы следует образовывать осевыми линиями, проведенными по центрам тяжести бетонных сечений ее конструктивных элементов (верхнего и нижнего поясов, стоек), и жесткими дисками опорных узлов (рис.13,а).

4.4. Расчетную схему фермы-диафрагмы рекомендуется представлять в виде арки с жесткими дисками у опор с шарнирно прикрепленной затяжкой и стойками (с одиночным шарниром по верху и двойным по низу). Система один раз статически неопределима (см.рис.13,б). Такая расчетная схема соответствует работе фермы-диафрагмы в стадии предельного равновесия.

4.5. Если в расчетной схеме фермы-диафрагмы (один раз статически неопределимой системе) за неизвестное X_1 принять усилие в затяжке, то изгибающие моменты,

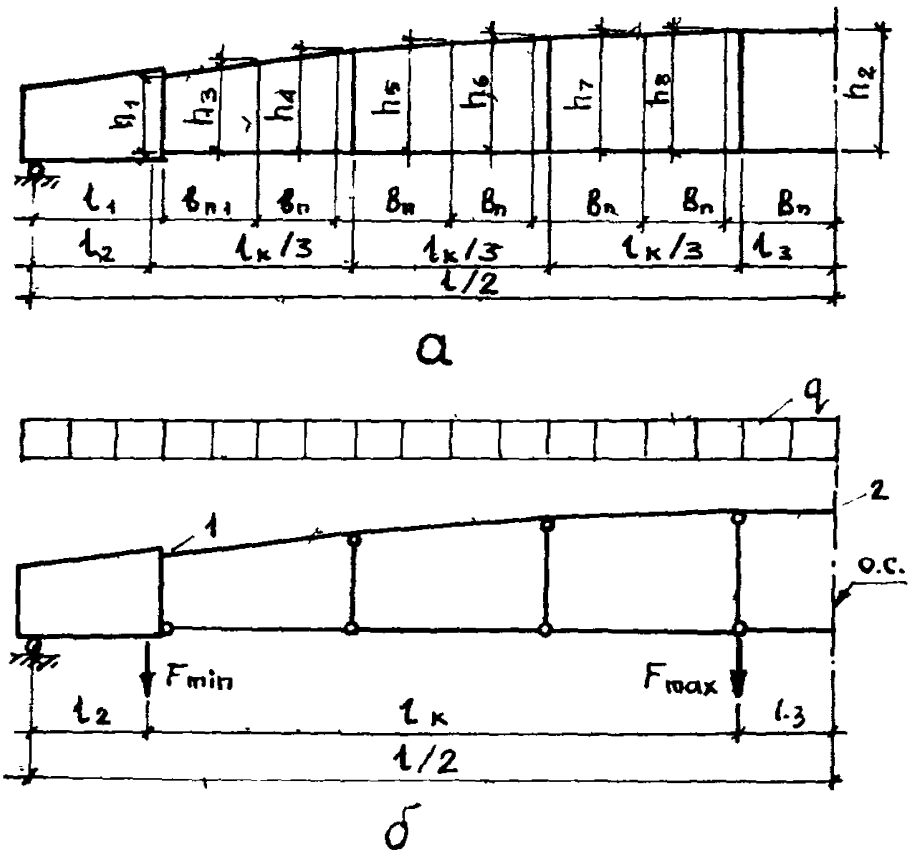


Рис.13. К расчету арочной диафрагмы по несущей способности
а–геометрическая схема; б–расчетная схема

нормальные и поперечные силы в верхнем поясе фермы-диафрагмы определяются из уравнений:

$$\begin{aligned} M_i &= \bar{M}_{iP} + \bar{M}_{i1} X_1 \quad ; \\ N_i &= -Q_{io} \sin\varphi_i - X_1 \cos\varphi_i \; ; \\ Q_i &= Q_{io} \cos\varphi_i - X_1 \sin\varphi_i \; , \end{aligned} \qquad (1)$$

где $\bar{M}_{iP}$ – изгибающий момент в i-ом сечении основной системы от внешней нагрузки; Q_{io} – поперечная сила (балочная) в i-ом сечении основной системы от внешней нагрузки; $\bar{M}_{i1}$ – изгибающий момент в i-ом сечении основной системы от усилия $X_1 = 1$; φ_i – угол наклона i-го поперечного сечения верхнего пояса диафрагмы к вертикали.

4.6. В верхнем поясе арочной диафрагмы при действии равномерно распределенной нагрузки и сосредоточенных сил от подвесного транспорта следует рассматривать два расчетных сечения – в середине пролета, где по эпюре изгибающих моментов имеет место максимальный положительный момент и у опорного узла, где имеется максимальный отрицательный момент. Если эти изгибающие моменты обозначить соответственно через M_2 и M_1, а их соотношение через

$$\xi = \frac{M_2}{M_1} \; , \qquad (2)$$

то усилие X_1 определится по формуле

$$X_1 = -\frac{\bar{M}_{2P} + \xi \bar{M}_{1P}}{\bar{M}_{21} + \xi \bar{M}_{11}} \; , \qquad (3)$$

где $\bar{M}_{21}$, $\bar{M}_{11}$ – пролетный и опорный изгибающие моменты в основной системе от усилия $X_1 = 1$; M_{2P}, M_{1P} – то же, от внешней нагрузки; ξ – коэффициент перераспределения внутренних усилий в расчетных пролетном и опорном сечениях.

Из двух рассматриваемых сечений более опасно опорное, так как оно имеет небольшую сжатую зону бетона по низу, в связи с чем в этом сечении обычно ставится дополнительная сжатая арматура.

В первом приближении принимается $\xi = 1$. Если в результате подбора арматуры в расчетных сечениях окажется, что в одном из них невозможно расположить арматуру по конструктивным соображениям, то, изменяя коэффициент ξ, можно перераспределить изгибающие моменты так, чтобы уменьшить значение момента в одном сечении и увеличить во втором. Так, например, если нужно уменьшить количество арматуры в сечении 1, а увеличить в сечении 2, то коэффициенту ξ придают значение больше единицы (1,1 или 1,2 и т.д.).

4.7. В работе опорного момента кроме растянутой арматуры собственно верхнего пояса надо учитывать арматуру, расположенную в полке.

4.8. Значение ширины сжатой полки, вводимое в расчет при работе положительного пролетного момента, принимается равным половине ширины полки в глухих панелях и расстоянию до проема в панелях с зенитными или светоаэрационным фонарем.

4.9. Задавшись величиной ξ и определив по формуле (3) усилие в затяжке X_1 по формулам (1) находят изгибающие моменты, нормальные и поперечные силы в расчетных сечениях верхнего пояса ферм-диафрагм.

Влияние длительности действия нагрузок на прочность бетона рекомендуется оценивать условием

$$F_I < 0{,}82\, F_{II}, \qquad (4)$$

где F_I – усилия от нагрузок постоянных, длительных и кратковременных, кроме непродолжительного действия (крановых, возникающих при транспортировании, возведении и т.п.); F_{II} – усилия от всех нагрузок, включая нагрузки непродолжительного действия.

Принимаемые в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению $R_в$ и $R_{вt}$ назначаются по [1, табл.15].

4.10. Площадь сечения растянутой арматуры в расчетном пролетном сечении 2 фермы-диафрагмы рекомендуется определять из уравнения

$$A_{s1} = \frac{R_B b'_f X - N_2 - A_{s2}\sigma_{s2} - A_{s3}\sigma_{s3}}{\sigma_{s1}} . \qquad (5)$$

Высота сжатой зоны бетона этого сечения (по полке) находится по формуле

$$X = h_{o1} - \sqrt{h_{o1}^2 - \frac{M_2 + N_2(h_{o1} - \zeta) + A_{s2}\sigma_{s2}(h_{o1} - h_{o2}) + A_{s3}\sigma_{s3}(h_{o1} - h_{o3})}{0{,}5 R_B b'_f}} \qquad (6)$$

где h_{o1}, h_{o2}, h_{o3} – расстояния от центров тяжести арматур; S_1, S_2, S_3 – до верха полки; S_1 – арматура, расположенная по низу сечения верхнего пояса; S_2 – по верху сечения, определяемая из условия транспортирования панели (см.п.4.20); S_3 – арматура полки, определяемая согласно п.4.16 ; M_2, N_2 – усилия в пролетном сечении верхнего пояса фермы-диафрагмы; ζ – расстояние от центра тяжести бетонного сечения верхнего пояса до верха полки; b'_f – ширина сечения по верху.

Напряжения в стержнях арматуры рекомендуется определять по формуле

$$\sigma_{si} = \bar{R}_s\left(\frac{\omega h_{oi}}{X} - 1\right), \qquad (7)$$

где

$$\bar{R}_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1{,}1} . \qquad (7,а)$$

см. [1 , формула (67)] ,

Задавшись высотой сжатой зоны $\bar{x}$, по формуле (7) вычисляют напряжения в арматурах A_{s1} , A_{s2}, A_{s3} . Подставив напряжения σ_{s2} и σ_{s3} в формулу (6), находят высоту сжатой зоны x . Величина сжатой зоны считается вычисленной при $\bar{x} = x$.

4.11. Площади сечений арматуры A_{s2} и A_{s3} в расчетном опорном сечении 1 фермы-диафрагмы (полка – в растянутой зоне сечения) рекомендуется определять из выражений:

$$A_{s2} = \frac{M_1 - (N_1 - R_B A_b)(\zeta - h_{o3}) - R_B S_b - A_{s1}\sigma_{s1}(h_{o1} - h_{o3})}{\sigma_{s2}(h_{o2} - h_{o3})} ; \qquad (8)$$

$$A_{s3} = \frac{R_b A_b - N_1 - A_{s1}\sigma_{s1} - A_{s2}\sigma_{s2}}{\sigma_{s3}}, \qquad (9)$$

где A_{s1} – площадь сечения арматуры, расположенной в полке; A_{s2}, A_{s3} – площади сечений арматуры, расположенные в верхней и нижней зонах сечения верхнего пояса; h_{o1}, h_{o2}, h_{o3} – расстояния от центров тяжести арматур S_1, S_2, S_3 до низа сечения; A_b – площадь сечения сжатой зоны бетона; S_b – статический момент сечения сжатой зоны бетона относительно оси, расположенной на расстоянии ζ от низа сечения верхнего пояса.

Задавшись высотой сжатой зоны $x_R \leq \xi_R h_{o2}$, вычисляют значения A_b и S_b, напряжения в арматуре – по формуле (7).

4.12. При расчете нижнего пояса арочной диафрагмы по прочности на растяжение следует учитывать коэффициент η, определяемый по [1, п. 3.43].

4.13. Усилия в стойках арочных диафрагм, шарнирно прикрепленных к верхнему поясу, при отсутствии подвесных кранов близки к нулю. При наличии подвесного транспорта усилия растяжения в стойках, к которым подвешен крановый путь, определяют с помощью линии влияния опорных реакций в точках подвесок при наиневыгоднейшем расположении кранов.

Расчет стоек арочных диафрагм на действие сосредоточенных сил от подвесного транспорта производится по предельным состояниям как первой, так и второй группы.

Армируются стойки пространственными каркасами, включающими не менее четырех продольных стержней диаметром 12 мм из арматуры класса А-Ш.

4.14. Расчет опорных узлов панелей-оболочек КСО с наклонными сжатыми гранями, а также промежуточных панелей верхнего пояса арочных диафрагм на действие поперечной силы производится согласно [1, пп. 3.31, 3.32 и 3.33].

Расчет складчатой полки

4.15. Экспериментальными исследованиями установлены три характерных области напряженного состояния полки по ее длине при нагружении: две области по 0,25 l у опорных узлов и третья область длиной, равной 0,5 l в средней части панели. Полка у опорных узлов в стадии, предшествующей ее разрушению, испытывает, кроме изгиба, усилия растяжения от отрицательных моментов в арочных диафрагмах, а в средней части панели – сжатие от положительных изгибающих моментов.

4.16. Расчет областей полки у опорных узлов по двум ее взаимно перпендикулярным направлениям при регулярной сетке армирования может производиться по формуле

$$M = 0{,}2\,P, \qquad (10)$$

где P – равномерно распределенная расчетная нагрузка на $м^2$ полки.

Расчет полки, расположенной в средней части панели, допускается не производить. При этом, в поперечном направлении полка армируется так же, как и полка у опорных узлов, а в продольном принимается шаг стержней арматуры, равный 200 мм.

4.17. Утолщенные до 100 мм участки полки у зенитных фонарей рассчитывают по балочной шарнирной схеме с пролетом, равным расстоянию между верхними поясами арочных диафрагм в свету.

Утолщения у прямоугольных проемов для зенитных и светоаэрационных фонарей, а также круглые проемы, подкрышные вентиляторы и воздуховоды окаймляются конструктивной арматурой (1 стержень диаметром 12 мм класса А-III).

Расчет торцового ребра

4.18. Торцовое ребро с пролетом, равным расстоянию между торцовыми вутами, защемлено в конструкциях

опорных узлов. Расчет торцового ребра производится на равномерно распределенную нагрузку, приложенную непосредственно на ребро, а также на нагрузку треугольного очертания, передающуюся с полки панели-оболочки.

Пролетный и опорный изгибающие моменты в торцовом ребре определяются из выражения (см.рис. 18,в)

$$M = \frac{l_p^2}{8}\left(\frac{P_1}{2} + \frac{P_2}{3}\right), \qquad (11)$$

где P_1 – равномерно распределенная погонная нагрузка собственно на торцовое ребро; P_2 – максимальная ордината треугольной нагрузки на торцовое ребро; l_p – пролет торцового ребра.

Расчет панелей-оболочек на нагрузки, возникающие при перевозке автотранспортом

4.19. Расчет панели-оболочки КСО на вертикальные нагрузки, возникающие при транспортировании, можно не производить так как эти нагрузки меньше статических.

4.20. Расчет панелей-оболочек на горизонтальные нагрузки, возникающие при транспортировании, производится как для балки на двух опорах на изгибающий момент в пролете

$$M_h = 0{,}05\,\gamma_n\, g\, l, \qquad (12)$$

где g – масса панели-оболочки КСО; l – длина панели.

По изгибающему моменту определяется расчетное значение площади растянутой арматуры, располагаемой в верхней зоне верхнего пояса ферм-диафрагм.

4.21. Расчет стоек ферм-диафрагм на горизонтальные нагрузки, возникающие при транспортировании, действующие в поперечном направлении панели, производят по изгибающему моменту

$$M_h = \gamma_h\left[0{,}4 g_c h_c^2 + g_n l_n (h_c + 0{,}5 h_n)\right], \qquad (13)$$

где g_c, g_n – масса погонного метра стойки и нижнего пояса арочной диафрагмы; h_c – высота стойки (расстояние от низа нижнего до низа верхнего пояса); h_n – высота нижнего пояса фермы-диафрагмы; t_n – часть длины нижнего пояса, приходящейся на стойку.

4.22. Расчет поперечника торцовой рамы (см.рис.2,в,г) с расчетной высотой h_t (торцовое ребро шириной b_p и две стойки с вутами – участки опорных узлов шириной $b_c = b'_p$) производится на изгибающий момент в стойке

$$M_c = 0{,}2\,\gamma_n g h_1 \qquad (14)$$

и изгибающий момент в торцовом ребре

$$M_p = 0{,}2\gamma_n g\left[(h_1+h_2)(1-t_1/t_p) - h_3 t_1/t_p\right], \qquad (15)$$

где h_1 – расстояние на стойке от низа опорного узла до сечения у торцового вута; h_2 – расчетная высота торцового вута ($h_1 + h_2 = h_t$); h_3 – расстояние от торцового ребра до горизонтального центра тяжести панели (для панели КСО пролетом 24 м при принятых на рис. 5 геометрических размерах $h_3 = 0{,}99$ м, а для панели пролетом 18 м (рис.4) – 0,69 м; t_p – расстояние между осями опорных узлов; t_1 – расстояние от оси опорного узла до конца торцового вута на торцовом ребре.

Примечание. Пример расчета несущей способности панели-оболочки КСО 3х24 м комбинированного покрытия производственного здания приведен в приложении 1.

Расчет поперечников зданий с покрытиями из панелей КСО

4.23. Приведенные в настоящих Рекомендациях методы расчета элементов дисков покрытий из панелей-оболочек КСО и комбинированных покрытий с панелями КСО и гибкими предварительно напряженными пластинами-пологими цилиндрическими оболочками ориентированы на расчет конструкций покрытия без учета их работы в пространственной системе здания в целом.

4.24. При рассмотрении каркаса одноэтажного промышленного здания как пространственной системы, включающей элементы диска покрытия, продольные конструкции, колонны, а в некоторых случаях и стеновые панели, расчет панелей-оболочек КСО и гибких преднапряженных пластин может выполняться с использованием методов, изложенных в Рекомендациях. Однако при этом должны быть дополнительно учтены усилия, возникающие в конструкциях диска покрытия при действии на пространственный каркас здания горизонтальных и крановых нагрузок. Наряду с указанной особенностью расчета для такого случая в сборных элементах диска покрытия должны быть предусмотрены специальные конструктивные мероприятия по соединению сборных элементов покрытия между собой и другими конструкциями каркаса, обеспечивающие их совместную работу в соответствии с расчетом.

РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

4.25. Расчет панелей-оболочек КСО и покрытий из них по предельным состояниям второй группы согласно действующих норм [1] допускается производить по усилиям, полученным в предположении линейно-упругого деформирования рассматриваемых сложных пластинчато-стержневых систем при раскрытии их статической неопределимости. При этом могут быть использованы различные численные методы и имеющиеся стандартные программы для ЭВМ.

Рекомендации к построению расчетных схем панелей-оболочек КСО методом конечных элементов с использованием стандартных программ приведены в п.п. 4.44-4.48.

4.26. Практический расчет панелей-оболочек КСО по предельным состояниям второй группы с учетом неупругих деформаций и трещин в железобетоне также как и расчет по несущей способности (см. п. 4.2) можно производить с применением метода декомпозиции (см. п. 4.27-4.43). Пространственная пластинчато-стержневая конструкция расчленяется на более простые системы: безраскосные фермы-диафрагмы, складчатую полку, защемленную в верхних поясах и тор-

ковые ребра с примыкающими к ним участкам полки. При этом соответствующими коэффициентами рекомендуется учитывать влияние совместной пространственной работы элементов конструкций КСО, используя данные расчета всей пространственной системы методом конечных элементов. Для определения указанных коэффициентов, применительно к конструкциям КСО с геометрическими параметрами, приведенными на рис. 3 и 4, могут быть использованы рекомендации п.п. 4.29, 4.33, 4.36, 4.37, 4.39, 4.41.

Расчет безраскосной фермы-диафрагмы

4.27. Геометрическую схему фермы-диафрагмы следует образовывать осевыми линиями, соединяющими центры тяжести поперечных сечений ее конструктивных элементов (верхнего и нижнего поясов, стоек), и жесткими дисками опорных узлов (рис.14).

Геометрические схемы разработанных конструктивных решений панелей КСО (рабочие чертежи серии КП-206 Киевского ПСП, НИИСК и рабочие чертежи института "Центрогипроруда", БТИСМ и НИИСК) отличаются расположением стоек и длиной жестких дисков опорных узлов (см.рис.14, а, б).

4.28. Расчетную схему фермы-диафрагмы КСО при расчете по второй группе предельных состояний рекомендуется представлять в виде консольной пластинчато-стержневой системы с жесткими рамными узлами соединения стержней между собой и с жесткими дисками (пластинами) опорных узлов (рис.15,а). Степень статической неопределимости диафрагм зависит от количества стоек, принятого в конструктивном решении (см.рис. 14).

4.29. С целью сокращения объема вычислений при расчете фермы-диафрагмы (что особенно существенно при нелинейном расчете) возможны также следующие упрощения в расчетной схеме.

Переломы контура верхнего пояса, смещенные в принятом конструктивном решении панели-оболочки по отношению к

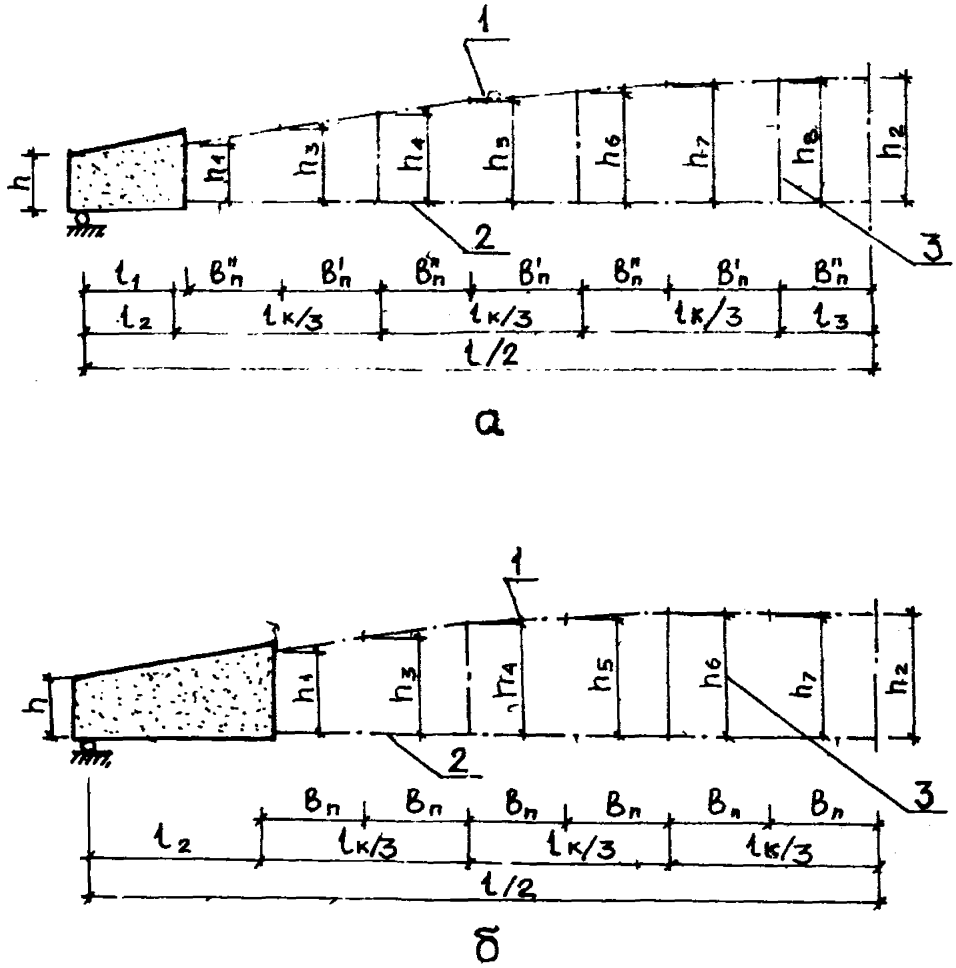


Рис.14. К расчету фермы-диафрагмы по деформациям
а,б-геометрические схемы для различных типов панелей-оболочек КСО 3х24 м;1 -линия, соединяющая центры тяжести сечений верхнего пояса;2 и 3-то же, сечений нижнего пояса и стоек

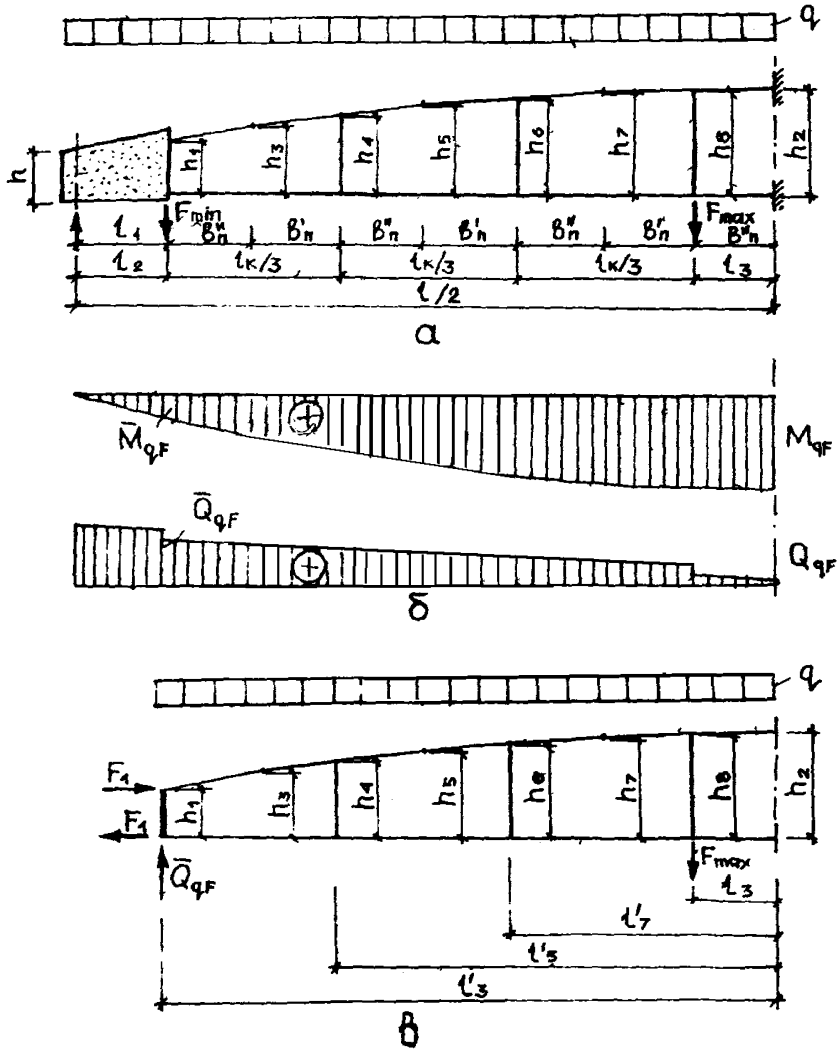


Рис.15. К построению расчетной схемы фермы диафрагмы по предельным состояниям второй группы
а–расчетная схема с использованием пластинчато–стержневой аппроксимации; б–эпюры балочных усилий; в–расчетная схема с применением стержневой аппроксимации

осям стоек (см.рис. 3 и 4), совмещаются с осями стоек.

Опорный сплошной участок диафрагмы моделируется в виде жесткого вертикально расположенного стержня-вставки, ось которого проходит на расстоянии t_2 от опоры (см. рис. 15,а). При этом поперечная сила $\bar{Q}_{gF}$ и изгибающий момент $\bar{M}_{gF}$, действующие в сечении, расположенном на расстоянии t_2 от опоры, рассматриваются как внешние нагрузки. Поперечная сила $\bar{Q}_{gF}$ считается приложенной вдоль оси вертикально расположенного стержня-вставки, а действие изгибающего момента заменяется парой сил F_1, приложенных в центре тяжести верхнего и нижнего поясов рамы (см.рис. 15,б). Значения этих сил вычисляют по формуле

$$F_1(q, F) = M_{gF}/h_1 \qquad (16)$$

4.30. Расчет диафрагмы панели КСО с учетом неупругих деформаций и трещин в железобетоне рекомендуется производить методом последовательных нагружений [9]. Раскрытие статической неопределимости и определение неизвестных усилий для плоской рамно-стержневой системы на каждой итерации может выполняться любым из известных методов строительной механики. Рекомендуется применение специально разработанной программы для расчета панелей КСО (см. п. 4.43). Возможно и использование имеющихся стандартных программ для расчета стержневых систем (например: SSP, SYSTERG и др.).

4.31. Жесткостные характеристики приведенных сечений элементов диафрагмы B_{11}, B_{12}, B_{22} (согласно обозначений действующих норм [1]) определяют в зависимости от уровня нагружения конструкции и наличия трещин. При нелинейном расчете системы методом последовательных нагружений на первых этапах нагружения изгибную жесткость сечений элементов диафрагмы B_{11} и жесткость на растяжение-сжатие B_{22} определяют как для сплошного приведенного бетонного сечения в стадии 1 напряженно-деформированного состояния с учетом коэффициентов φ_{B1} и φ_{B2} [1].

Жесткостные характеристики диафрагмы после появления трещин B_{11}, B_{22}, B_{12} и B_{21} определяют по формулам [1] (п.4.35), используя при этом значения усилий в эле-

ментах системы, полученные на предыдущем этапе нагружения.

Для определения жесткостных характеристик верхних поясов диафрагм значение ширины сжатой полки сечения, вводимое в расчет, принимается таким же как и при расчете диафрагмы КСО по несущей способности (см. п.4.8).

Поскольку в большинстве имеющихся на сегодня стандартных программ для расчета стержневых систем в качестве исходных данных используется изгибная жесткость B_{11} и жесткость на растяжение–сжатие B_{22}, то при применении этих программ для каждого стержневого элемента диафрагмы на каждой итерации следует определять такое положение оси $У$ в расчетном сечении, при котором жесткости B_{12} и B_{21} обращаются в нуль (рис.16). При этом допускается на каждом участке стержня, в пределах которого изгибающий момент не меняет знак, положение оси $У$ вычислять для наиболее и наименее напряженного сечений, принимая ее для остальных сечений по линейной интерполяции.

4.32. Максимальный прогиб диафрагмы $У_{max}$ (рис.17) можно вычислять как сумму двух перемещений: первое перемещение определяется перемножением окончательной эпюры моментов в статически неопределимой системе M_{qF}, определенной согласно рекомендаций п.4.30, на единичную эпюру $\bar{M}_2$, а второе – перемножением грузовых эпюр моментов M_Q и M_q на единичную эпюру $\bar{M}_1$, построенных для опорного сплошного участка диафрагмы как для консольно защемленной балки

$$У_{max}=\sum\int_{\ell_j}\frac{\bar{M}_2 M_{qF}}{B^{э}_{11,j}}dx+\int_{\ell_j}\frac{\bar{M}_1 M_Q}{B^{э}_{11,j}}dx+\int_{\ell_j}\frac{\bar{M}_1 M_q}{B^{э}_{11,j}}dx, \quad (17)$$

где $B^{э}_{11,j}$ – эквивалентная изгибная жесткость j-ого стержня нижнего пояса диафрагмы или опорного сплошного участка, учитывающая неравномерность распределения трещин или переменную геометрию сечений по длине этого стержня.

Примечание. Вычисление первого перемещения (первого слагаемого в уравнении для определения $У_{max}$) обычно не требуется, так как при применении стандартных программ для расчета стержневых систем как правило пре-

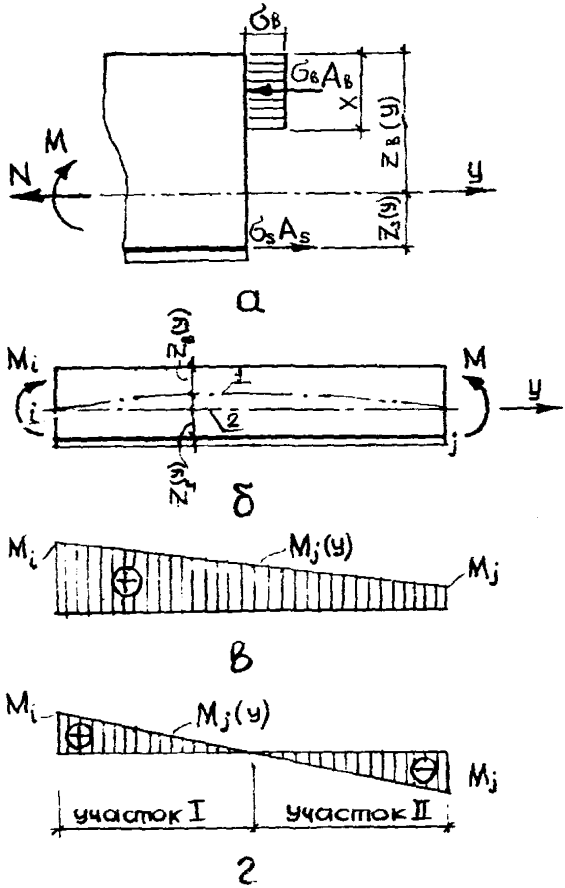


Рис. 16. Расчетные схемы стержневого элемента с трещинами при расчете по деформациям:
а–схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси элемента; б–положение расчетной оси по длине элемента; в, г– эпюры изгибающих моментов; 1–определено по формулам [1] ; 2–принимаемое для расчета диафрагмы

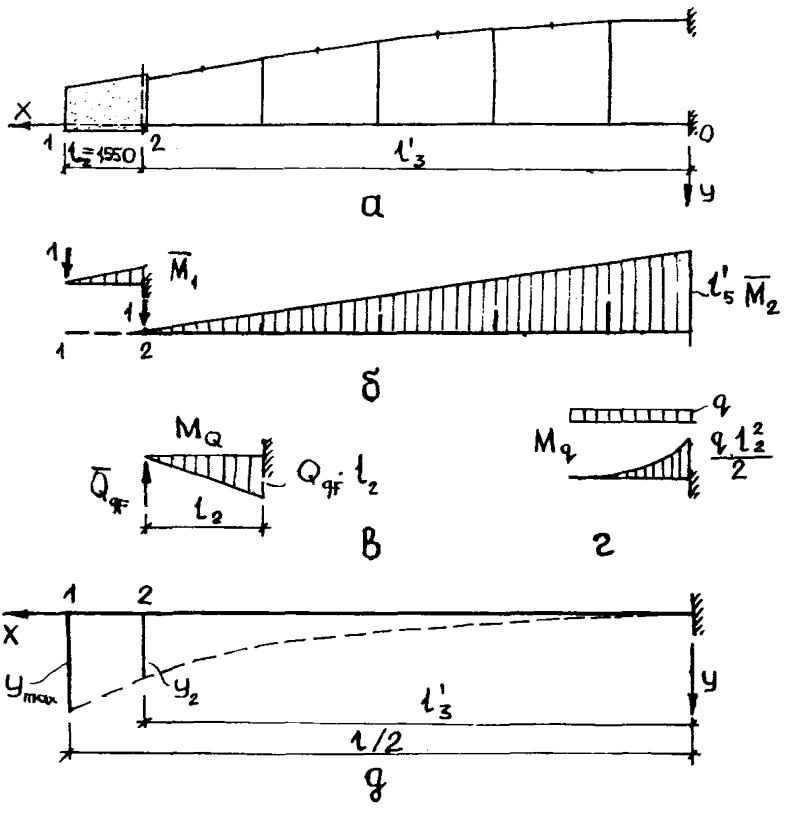


Рис.17. К определению прогибов диафрагмы панели КСО а–геометрическая схема;б,в,г–эпюры моментов соответственно от единичных сил, нагрузки Q_{qr} и поперечной нагрузки, приложенной в пределах опорного сплошного участка диафрагмы;д–схема прогибов;1,2–номера узлов

дусматривается процедура распечатки перемещений для всех узлов диафрагмы, включая и узел 2 (см.рис. 17,).

4.33. Эквивалентную изгибную жесткость $B^{э}_{11,j}$ стержней нижнего пояса и опорного сплошного участка диафрагмы допускается определять в предположении линейного закона изменения изгибающего момента и жесткости B_j в пределах длины j - ого стержня (см.рис.16,б,в). В этом случае численное значение эквивалентной изгибной жесткости может быть определено по формуле

$$B^{э}_{11,j} = \Delta B_j^3\left(\frac{\Delta M_j^2}{3} + M_j^2 - M_j \Delta M_j\right)/\{0{,}5\Delta M_j^2 \Delta B_j^2 - \\ - \Delta B_j(2M_j \Delta M_j \Delta B_j + \Delta M_j^2 B_j) + [M_j^2 \Delta B_j^2 + B_j \times \qquad (18) \\ \times (2M_j \Delta M_j \Delta B_j + \Delta M_j^2 B_j)]\ln\left|\frac{B_j + \Delta B_j}{B_j}\right|\},$$

где $\Delta B_j = |B_i - B_j|$ и $\Delta M_j = |M_i - M_j|$ принимаются по модулю, при этом $j = i + 1$; M_j и M_i - изгибающие моменты в точках j и i соответственно (см. рис.16,в); B_j и B_i - жесткости сечений стержня, вычисленные соответственно в начале и в конце стержня.

Если эпюра поперечных изгибающих моментов в пределах длины j -ого стержня двузначна (см.рис.16,г), то значение эквивалентной жесткости допускается определять как среднее между значениями жесткостей $B^{эI}_{11,j}$ и $B^{эII}_{11,j}$, вычисленных по формуле (18) для участков с однозначной эпюрой моментов.

4.34. Алгоритм итерационного расчета диафрагмы панели-оболочки КСО строится следующим образом.

В качестве начальной (первый шаг) принимают нагрузку, соответствующую упругой работе диафрагмы без трещин (0,4 . . . 0,5 от величины нормативной нагрузки), и производят определение неизвестных усилий (раскрытие статической неопределимости) в соответствии с рекомендациями п. 4.30.

Для первой итерации следующего шага нагрузки по вычисленным на первом шаге усилиям M и N на основании зависимостей [1] (п.4.5) проверяют условия трещинообразования, выявляют элементы с трещинами, и по установленной стадии работы элементов складки, в соответствии с рекомендациями п.4.31, вычисляют новые значения жесткостей B_{11} и B_{22}

для каждого из стержней диафрагмы. При этих значениях жесткостей вновь производится статический расчет статически неопределимой диафрагмы на следующей итерации рассматриваемого шага нагрузки. Процесс продолжается до достижения заданной точности. Затем аналогичная процедура выполняется на следующем шаге нагружения системы.

Расчет складчатой полки и торцового ребра

4.35. Расчет полки панели-оболочки КСО по деформациям и трещиностойкости допускается производить на местный изгиб поперечного направления без учета усилий продольного направления.

4.36. Пролетный M_{q1} и опорный M_{q2} поперечные изгибающие моменты для поперечной полоски единичной ширины (см.рис. 18,а,б), определяют по схеме защемленной в продольных диафрагмах балки по формулам:

$$M_{q1} = q_f (B - B_u)^2 / 24 \; ; \qquad (19)$$

$$M_{q2} = q_f (B - B_u)^2 / 12 \; , \qquad (20)$$

где q_f – равномерно распределенная расчетная нагрузка на м полки при $\gamma_f = 1$; B, B_u – соответственно ширина полки и ширина сечения верхнего пояса диафрагмы (см. рис. 18,а).

4.37. Максимальный прогиб от распределенной нагрузки по середине пролета определяется из выражения

$$f_n = \sum_j \int_{\ell_j} \frac{M_q \bar{M}}{B_{11,j}} dy \; , \qquad (21)$$

где M_q – изгибающий момент на j-том участке полки от действия заданной внешней нагрузки q_f; $\bar{M}$ – то же, от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения в сечении $y = 1/2$ (см.рис.18,б); $B_{11,j}$ – изгибная жесткость j – ого участка поперечной полоски единичной ширины, определяемая для приведенного сечения (см.рис.18,а, сеч.3-3) при расчетной нагрузке $\gamma_f = 1$

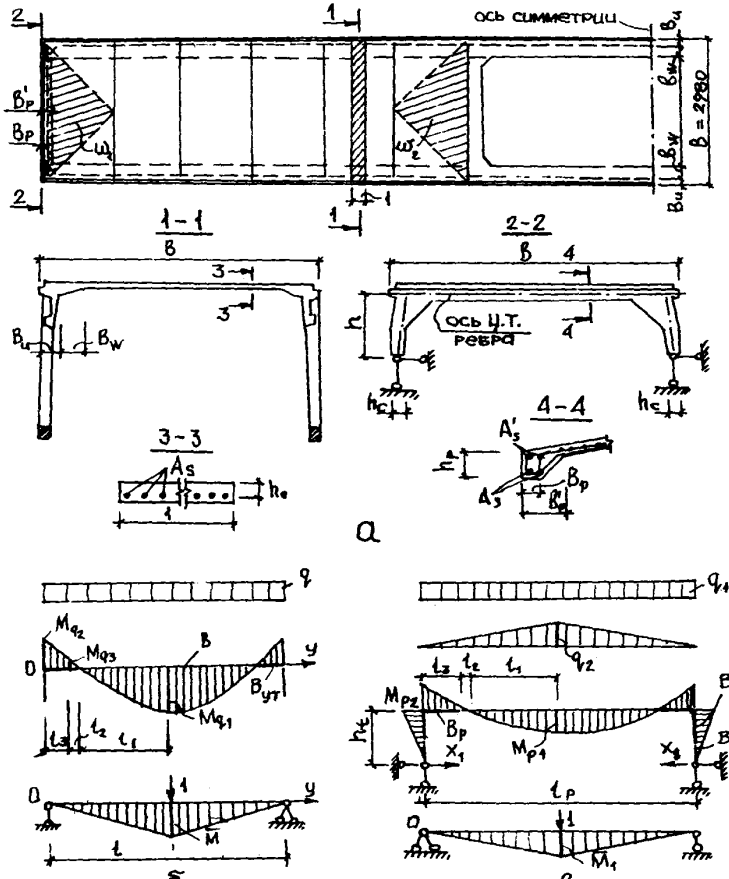


Рис.18. К расчету полки и торцового ребра
а-план и сечения панели КСО; б-расчетная схема полки; в-то же, торцового ребра

[1, формула (178)].

Поскольку в местах примыкания к верхним поясам диафрагм полка имеет переменное сечение (B_{qm}) на длине B_w, то при вычислении прогиба по формуле (21) жесткость этого участка допускается принимать равной значению эквивалентной жесткости, определяемой по формуле (18).

4.38. Количество участков длиной l_j, на которые разбивается полка при интегрировании выражения (21) с учетом симметрии эпюр M_q и $\bar{M}$, равно трем: первый – длиной l_1 (от середины пролета до точки, где M_q изменяет знак), второй – l_2 (от указанной точки до точки изменения жесткости полки), третий – l_3 (равен ширине вута B_w).

4.39. Утолщенные до 100 мм участки полки прямоугольных проемов для зенитных и светоаэрационных фонарей, также как и при определении несущей способности (см.п.4.17), рассчитывают по схеме однопролетной шарнирно опертой балки. При этом учитывают равномерно распределенную нагрузку, приложенную непосредственно на утолщение, нагрузку, передающуюся от рамы фонаря, а также нагрузку треугольного очертания, передающуюся с примыкающей треугольной грузовой площади W_2 (см.рис.18,а).

4.40. Максимальный прогиб утолщенного участка полки, примыкающего к фонарю, вычисляется по формуле (21), но с тем отличием, что при однозначной эпюре M_q количество участков интегрирования уменьшается до двух: пролетного с жесткостью $B_{11,1}$ и приопорного с жесткостью $B^{э}_{11,2}$.

4.41. Расчет торцового ребра по деформациям производят по расчетной схеме однопролетной рамы с шарнирно закрепленными стойками (см.рис.18,в) на расчетные нагрузки $q = q_1 + q_2$, (см.п.4.18 настоящих методических рекомендаций) при коэффициенте надежности $\gamma_f = 1$.

При выборе основной системы по методу сил с введением неизвестного усилия X_1 расчетный момент по середине торцового ребра определяется из выражения

$$M_{p1} = \frac{q l_p^2}{8} - h_t \frac{\sum \int_{l_j} (\bar{M}_j^2 dy)/B_j}{\sum \int_{l_j} (\bar{M}_1 M_p dy)/B_j}, \qquad (22)$$

где $\bar{M}_j$ – изгибающий момент в произвольном сечении j-того стержня основной системы от $X_1 = 1$; M_p – то же от внешней нагрузки q; h_t – расчетная высота стойки;

$l_р$ – расчетный пролет ребра.

Количество участков интегрирования в пределах ребра определяется аналогично, как и для полки (см.п.4.38).

Ширина сечения стоек, вводимая в расчет, принимается согласно указаний п.4.22.

4.42. Значения максимальных прогибов для диафрагм, полки и торцового ребра панели-оболочки КСО, вычисленных соответственно по п.4.32, 4.37 и 4.41 настоящих рекомендаций, не должны превышать максимально допустимых значений, указанных в [1] (табл.4).

4.43. Для численной реализации методики расчета панелей-оболочек КСО по предельным состояниям первой и второй групп рекомендуется использовать специально разработанную программу К50-88 на языке ФОРТРАН- 1У. Программа построена по блочному принципу и включает следующие блоки: "прочность", "статика", "жесткость". С помощью программы можно производить определение несущей способности панели КСО, определять усилия в элементах панели и жесткостные характеристики этих элементов с учетом неупругих деформаций и трещин в железобетоне.

Примечание. Текст программы имеется в вычислительном центре БТИСМ.

Расчет панелей-оболочек КСО методом конечных элементов с использованием стандартных программ

4.44. Расчет панелей-оболочек КСО по предельным состояниям второй группы может быть выполнен с применением метода конечных элементов и стандартных программ для расчета пространственных дискретно-континуальных систем. Это целесообразно при наличии у проектировщика соответствующих стандартных программ и в предположении упругой работы материала конструкции в пределах эксплуатационной нагрузки.

В настоящее время имеются разработки на основе чис-

ленных методов, позволяющие выполнить расчет пространственных конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности. Однако практическая реализация такого подхода в практике проектирования таких достаточно сложных оболочек как панели КСО на сегодня пока трудновыполнима. Связано это не только со значительными затратами машинного времени на многократное решение больших систем алгебраических уравнений и другими сложностями технического плана при использовании численных методов и ЭВМ, но и с имеющимися неясностями в теоретическом аспекте (критерии трещиностойкости, условия пластичности различных материалов и др.).

4.45. Использование для расчета панелей-оболочек (равно как и пространственных систем покрытий из них) метода конечных элементов требует дискретизации расчетной схемы и представления панели в виде совокупности отдельных конструктивных элементов, соединенных конечным числом шарнирных и жестких узлов. Информация о конструкции представляется в численном виде и должна описывать ее характеристики в расчетных сечениях.

4.46. Для расчета панель-оболочку рекомендуется представлять комбинацией двух вертикально расположенных элементов-диафрагм и соединяющей их верхние пояса складчатой полки. Структура диафрагмы достаточно корректно может быть описана конечными элементами в виде стержня, а опорный сплошной участок диафрагмы - треугольными плоскими конечными элементами (КЭ). Складчатая полка также может быть смоделирована плоскими КЭ, соединенными по узлам верхних поясов с диафрагмами.

4.47. При построении расчетной схемы панели КСО методом конечных элементов могут быть использованы следующие рекомендации.

Размеры элементов (густота расчетной сетки) назначаются в зависимости от предполагаемой величины градиента напряжений и усилий и определяются, с одной стороны, стремлением к наиболее полному описанию реальной конструкции, с другой - существующими возможностями вычислительного комплекса и временем решения задачи.

При расчете рядовой панели на нагрузки, симметричные

относительно продольной оси панели, для получения усилий в элементах диафрагм с точностью, достаточной для рабочего проектирования, может быть использована расчетная схема в виде плоской пластинчато-стержневой системы (см.рис.15,а).

При несимметричных относительно продольной оси нагрузках (например, крановые, полосовые, приложенные вдоль диафрагм и пр.) рекомендуется выполнять расчет панели КСО в целом как пространственно работающей конструкции. За основу может быть принята расчетная схема, приведенная на рис. 19. В зависимости от характера действующих нагрузок, конструктивной схемы покрытия и целей расчета в расчетную схему могут быть включены смежные панели-оболочки и пластины-вставки, или же их влияние следует смоделировать соответствующими граничными условиями по граням панелей КСО.

При нагрузках, несимметричных относительно середины пролета панели-оболочки КСО (например, из-за перепадов высот рассматриваемого и примыкающего пролетов), в расчетную схему панелей КСО следует включать элементы не до оси симметрии посередине пролета (см.рис.19), а для всей панели, симметрично достраивая вторую половину конструкции.

Следует стремиться к равномерной густоте расчетной сетки при разбивке конструкции на конечные элементы. Нарушение этого условия может вызвать трудности, связанные с ухудшением обусловленности системы уравнений [10]. Равномерная же разбивка существенно облегчает составление исходных данных и их последующую проверку, несмотря на то, что общий объем исходных данных при этом может увеличиться. Наконец, расчетная схема с равномерной густотой сетки достаточно универсальна и может служить основой для расчета панелей-оболочек с отверстиями, проемами, утолщениями, ребрами и другими элементами конструктивной анизотропии. Принятая при этом сетка узлов должна совпадать или быть достаточно близкой к форме и размерам проемов, ребер и утолщений. Учет перечисленных элементов конструктивной анизотропии в этом случае достаточно прост и сводится к исключению (при наличии проемов из расчетной схемы соответствующих КЭ при сохранении всех узлов или постановке (при наличии утолщений и ребер дополнительных стержней, а

Рис. 19. Расчетная схема панели-оболочки по методу конечных элементов

КСО

в некоторых случаях просто к изменению жесткостных характеристик прилегающих к проему элементов. Изменение топологии системы при сохранении принятой геометрической схемы должно сопровождаться наложением связей на узлы, исключенные из расчетной схемы.

Нагрузки, действующие на конструкцию, рекомендуется приводить к узловым. Это вносит известные упрощения при изменении варианта загружения системы.

Учет предварительного напряжения нижнего пояса панели КСО может выполняться двумя способами. Первый способ – в торцы панели вдоль оси нижнего пояса задается сосредоточенная сила, равная величине предварительного напряжения (с учетом потерь), прикладываемая как внешняя нагрузка. Второй способ — нижние пояса панели КСО задаются дважды стержневыми элементами по одним и тем же узлам, причем характеристики одного соответствуют бетонному сечению, а другого — арматурному стержню. Предварительное напряжение задается отрицательным температурным воздействием на стержни, моделирующие арматуру. Как в первом, так и во втором способе наложенные на торцы панелей КСО связи не должны препятствовать перемещению их вдоль осей нижних поясов.

4.48. На стадии предварительных оценочных расчетов для назначения и вычисления приведенных жесткостей конечных элементов могут быть использованы линии влияния усилий в основных расчетных сечениях диафрагм панелей-оболочек КСО 3х18 и 3х24 м, построенные применительно к разработанным опалубочным формам и размерам сечений конструкции серии КП-206 (рис. 20 и 21).

РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ И РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

4.49. В элементах панели-оболочки КСО при действии распределенных и сосредоточенных нагрузок, приложенных к диафрагмам, и равномерно распределенной нагрузки, приложенной к полке, следует выполнять проверку на образование следующих типов трещин (рис.22):

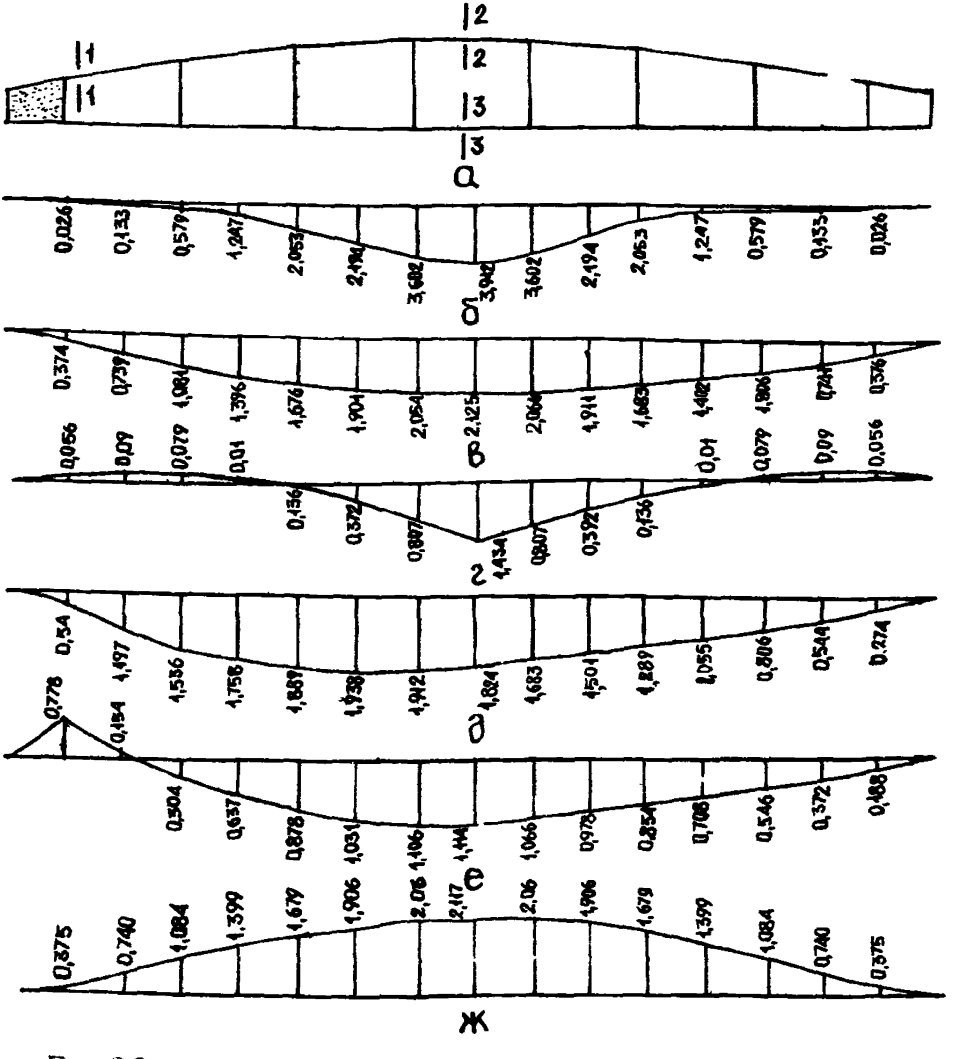


Рис.20. Линии влияния усилий в сечениях диафрагмы панели-оболочки КСО 3х24м
а–геометрическая схема; б–линия влияния прогиба в сечении 3–3, см 10⁻⁴/кН; в–линия влияния продольной силы в сечении 2–2; г–то же в сечении 1–1; д– линия влияния изгибающего момента в сечении 2–2; е–то же в сечении 1–1; ж–линия влияния продольной силы в сечении 3–3

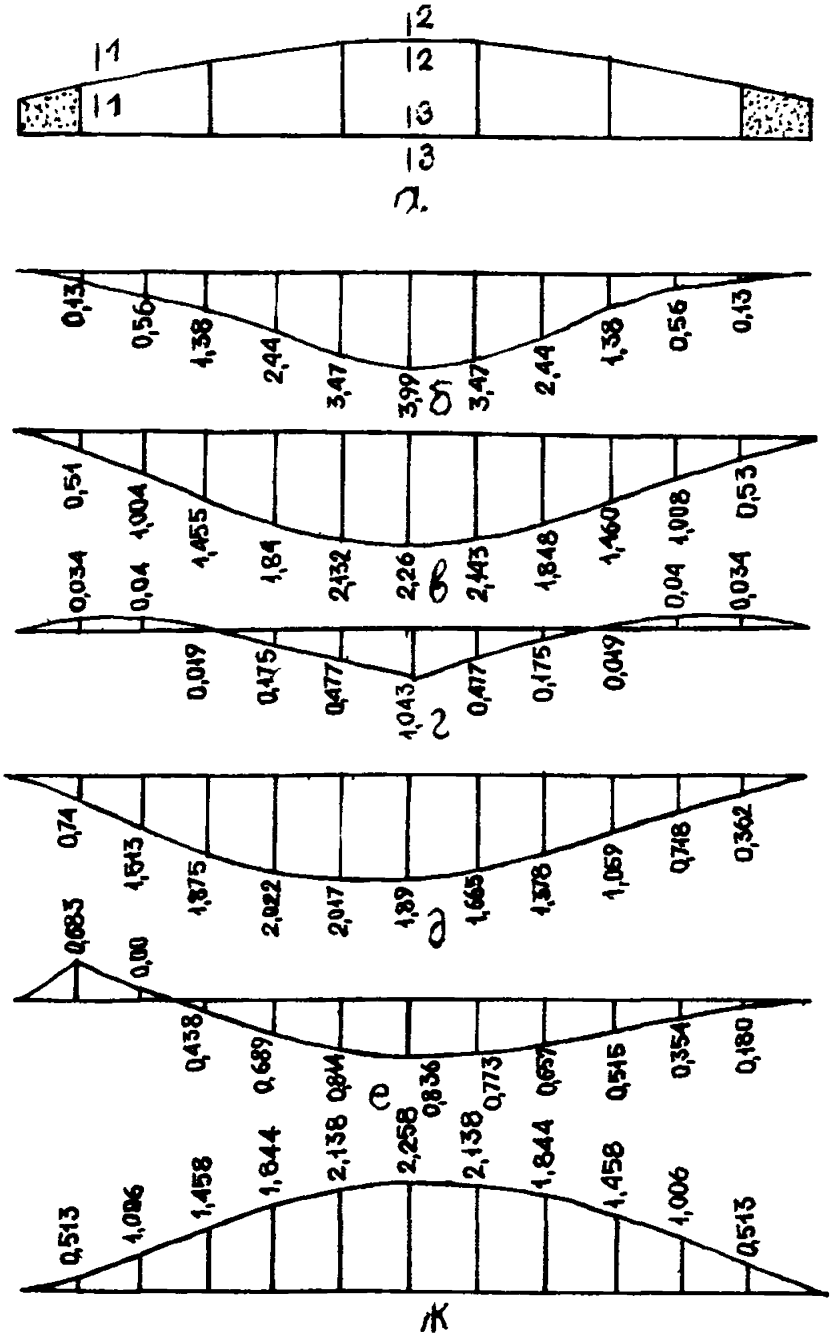


Рис.21. Линии влияния усилий в сечениях диафрагмы панели-оболочки КО 3х18 м

а-геометрическая схема;б-линия влияния прогиба в сечении 3-3,см 10^{-2}/кН;в-линия влияния продольной силы в сечении 2-2;г-то же в сечении 1-1;д-линия влияния изгибающего момента в сечении 2-2;е-то же,в сечении 1-1;ж-линия влияния продольной силы в сечении 3-3

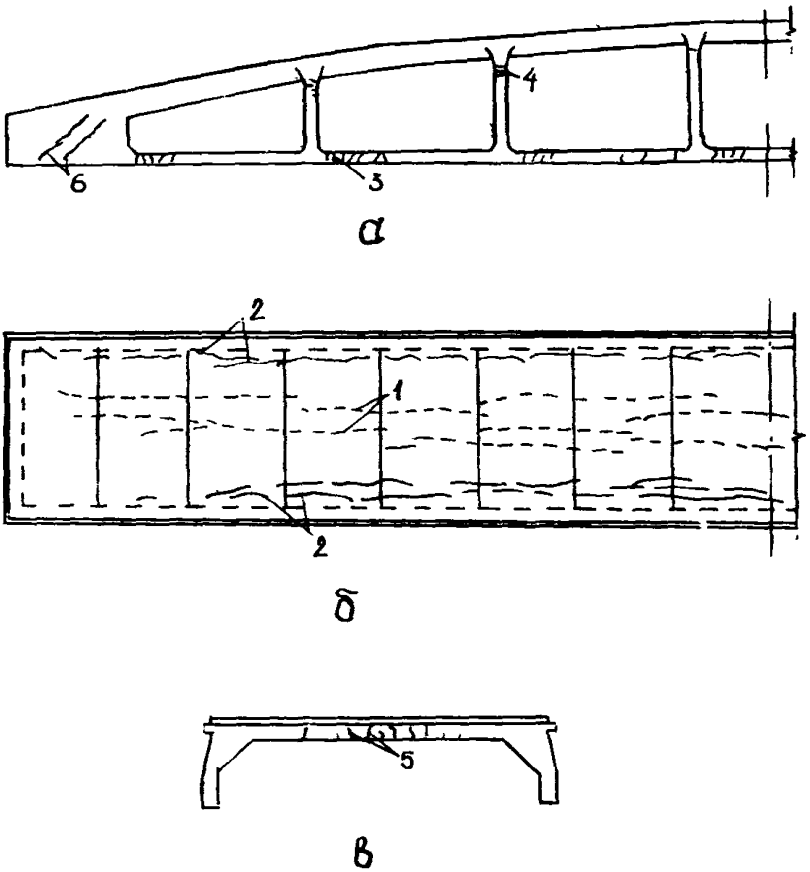


Рис.22. Типы трещин, учитываемых при расчете трещиностойкости панели-оболочки КСО
а-диафрагм; б-полки; в-торцового ребра;
1 и 2-продольные трещины соответственно на нижней и верхней поверхности полки; 3 и 4 - нормальные трещины в нижнем поясе и стойках; 5-нормальные трещины в торцовом ребре; 6-наклонные трещины в приопорном сплошном участке

продольных (1,2) на нижней и верхней поверхности складчатой полки от действия поперечных изгибающих моментов;

нормальных (3,4) во внецентренно растянутых элементах нижнего пояса и стоек;

нормальных (5) в растянутой зоне торцового ребра от действия изгибающего момента;

наклонных к продольной оси (6) в приопорных сплошных участках диафрагм КСО от действия главных растягивающих напряжений.

4.50. Расчет по образованию продольных трещин снизу и сверху в складчатой полке на действие поперечных изгибающих моментов допускается производить без учета влияния усилий продольного направления по методике [1] (п.4.5). При этом может быть использован алгоритм, приведенный в [11] (табл.4.2).

4.51. Расчет по образованию нормальных трещин во внецентренно растянутых элементах нижнего пояса и стойках диафрагмы панели-оболочки КСО производят на действие расчетных $\gamma_f = 1$ усилий (изгибающего момента и продольной силы) при основных сочетаниях нагрузок, действующих на оболочку, согласно указаний [1] (п.4.5.). При этом может быть использован алгоритм, приведенный в [11] (табл.4.2).

4.52. Расчет по образованию нормальных трещин в растянутой зоне торцового ребра производят на действие изгибающего момента M_{p1} (см.п.4.41 настоящих рекомендаций) согласно указаний [1.(п.4.5.)].

4.53. Проверку по образованию наклонных трещин в приопорных участках диафрагм панелей-оболочек необходимо производить при действии сосредоточенных нагрузок (например, от подвесных кранов) в пределах рассматриваемого участка.

4.54. Расчет на ограниченное раскрытие трещин в панели-оболочке КСО следует производить для нижнего и верхнего пояса диафрагмы, складчатой полки и торцового ребра, к которым предъявляют требования третьей категории трещиностойкости. Расчет выполняют на непродолжительное и на продолжительное раскрытие трещин.

4.55. Ширину непродолжительного и продолжительного

раскрытия трещин определяют в соответствии с указаниями [1] (п.п.4.14, 4.15), применительно к конкретным напряженным состояниям элементов панели-оболочки КСО, и сравнивают с предельно допустимыми значениями ширины непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин [1] (табл.2).

4.56. Проверку трещиностойкости и ширины раскрытия трещин элементов панелей КСО необходимо производить не только на действие эксплуатационных нагрузок, но и на возникающие в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа. Расчетные нагрузки в стадиях транспортирования и монтажа можно определять согласно [1] (п.1.13).

Примечание. Пример расчета панели-оболочки КСО 3х24 м комбинированного покрытия производственного здания по предельным состояниям второй группы приведен в приложении 2.

5. РАСЧЕТ ГИБКИХ ПЛАСТИН-ПОЛОГИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК

РАСЧЕТ ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

5.1. Гибкие пластины, уложенные на монтаже на криволинейные по верху панели-оболочки КСО, образуют пологие цилиндрические оболочки средней длины и могут рассматриваться как шарнирно опертые по всему опорному контуру.

При воздействии равномерно распределенной нагрузки пологая цилиндрическая оболочка разрушается по пятидисковой схеме (рис.23).

Пятидисковая схема разрушения пологой цилиндрической оболочки представляет собой перекрестную систему, в коротком направлении которой осуществляется балочная схема излома по линиям 1-2-2-1, а в длинном - растяжение между дисками по линиям излома 1-2 (поворот сечений по линиям излома 2-2 между дисками 3-4 происходит без образования трещин, так как деформации растяжения бетона на этих линиях не компенсируют обжатия от предварительного натяжения и изгиба пластины при монтаже).

Расчет пологой цилиндрической оболочки по несущей способности производится путем последовательных приближений.

В первом приближении пологая оболочка рассчитывается по недеформированной схеме. По найденным параметрам схемы излома и внутренним усилиям определяется прогиб середины оболочки к моменту исчерпания несущей способности.

Во втором и окончательном приближении несущую способность определяют по деформированной схеме, отличающейся от недеформированной радиусом кривизны нижней поверхности оболочки.

При виртуальном перемещении центрального диска на единицу угол поворота φ по линии излома 2-2 составит величину 1/а. При этом диски коротких сторон переместятся наружу пролета на величину δ, а осуществляемое виртуальное растяжение продольной арматуры на участках $a-\ell_в$ и $\ell_в$ будет δ_1 и δ_2 (рис.23 и 24).

5.2. Исходя из принципа виртуальных перемещений несущая способность оболочки по стадии предельного равновесия определяется из условия равенства работ внешних нагрузок и внутренних усилий

$$P=(2M_u\varphi+4N_{1u}\delta_1+4N_{2u}\delta_2)/w\ , \qquad (23)$$

где M_u – предельный изгибающий момент на линиях излома 1-2-2-1; N_{1u} – усилие растяжения в продольной арматуре на линии излома 1-2, собираемой с длины участка $a-\ell_в$; N_{2u} – то же, с длины участка $\ell_в$; δ_1 – виртуальное перемещение центра тяжести арматуры участка $a-\ell_в$; δ_2 – то же, участка $\ell_в$; w – виртуальный объем.

Изгибающий момент M_u, действующий на линии излома 1-2-2-1 относительно оси y_{inf}, определяется по формуле

$$M_u=R_в A_в(h_o-x_c)+\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}z_{si}\ , \qquad (24)$$

а высоту сжатой зоны x и напряжения σ_{si} путем последовательных приближений находят по формулам (66) и (67) СНиП 2.03.01-84.

Для вычисления изгибающего момента сетку арматуры короткого направления на длине половины криволинейного сечения разобьем на n участков так, чтобы n-й участок соответствовал длине ℓ_x, равной длине зоны передачи напряжений ℓ_p, определяемой по формуле (11) СНиП 2.03.01-84. Количество арматуры A_{si} на этих участках (см.рис. 24) с двух сторон определяется по формуле

$$A_{si}=2A_{sp}\ell_i/S_\ell\ , \qquad (25)$$

где A_{sp} – поперечное сечение одного стержня предварительно напряженной арматуры; S_ℓ – шаг стержней; ℓ_i – длина участков с равномерным шагом стержней.

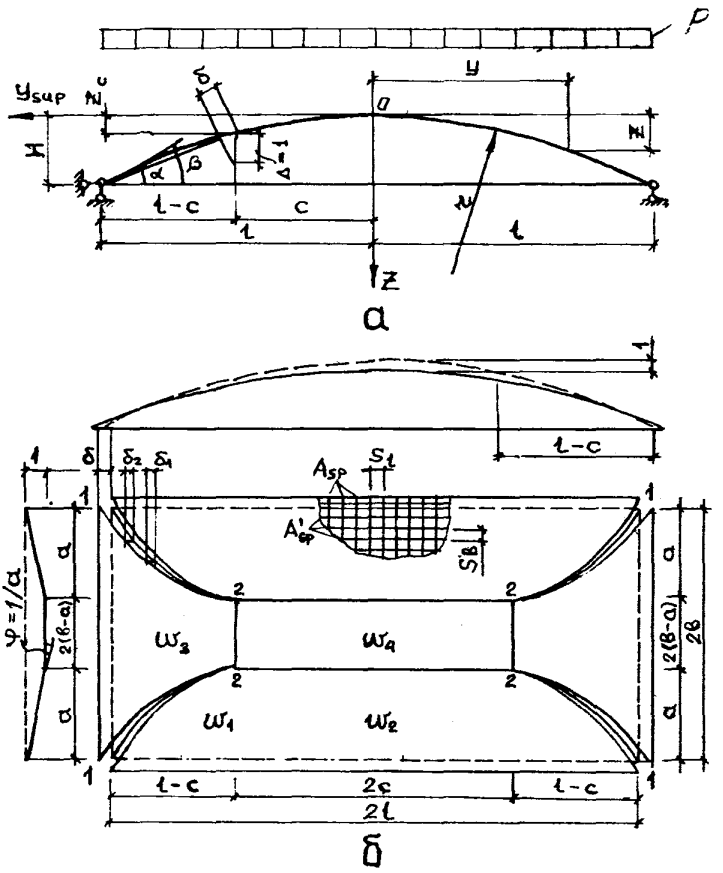


Рис. 23. К расчету гибкой плиты-пологой цилиндрической оболочки
а-геометрические параметры конструкции; б-схема разрушения и виртуальные перемещения жестких дисков оболочки

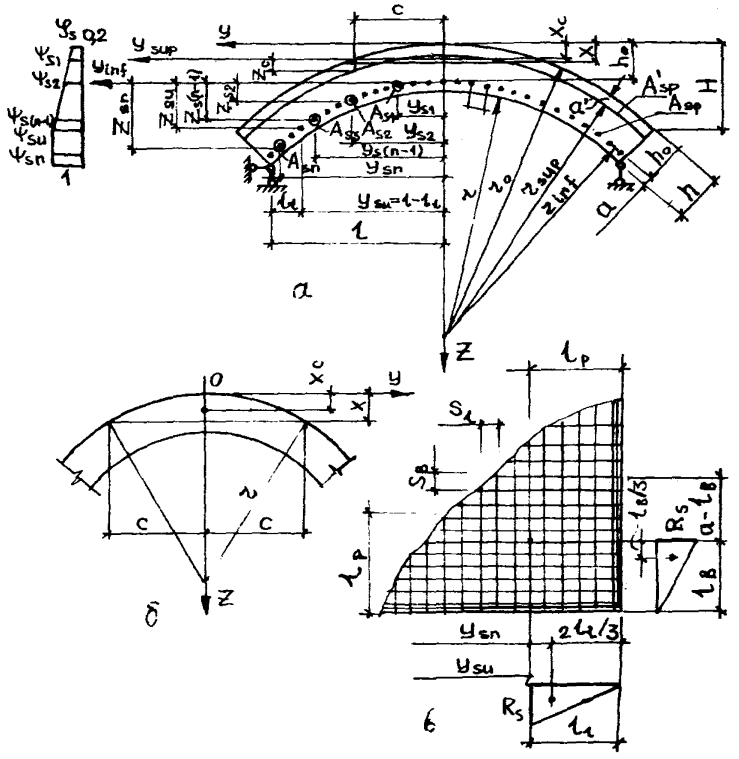


Рис. 24. К расчету гибкой плиты-пологой цилиндрической оболочки
а-сечение оболочки по линии излома 1-2÷2-1; б-параметры сегмента высотой x; в-длина зон передачи напряжений и напряжения в арматуре угловых зон оболочки

Рекомендуется принимать на длине половины криволинейного сечения около 5–6 участков.

Ординаты центров тяжестей z_{si} усилий в арматуре на участках оболочки определяются по формуле

$$z_{si} = z_{inf} - \sqrt{z_{inf}^2 - y_{si}^2}\ , \qquad (26)$$

где y_{si} – расстояние от оси z до центров тажести усилий z_{si}.

Высоту сжатой зоны x определяем из выражения

$$x = \sqrt[3]{9\left(\sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{si}\right)^2 / 32\, z_0 R_B^2} \qquad (27)$$

путем последовательных приближений.

В первом приближении высоту сжатой зоны бетона можно найти, если принять $\sigma_{si} = R_{si}$ или принять ее значение из расчета по недеформированной схеме.

Во втором приближении, определив напряжения σ_{si} по формуле (67) СНиП 2.03.01-84, находим новое значение x. Если сходимость удовлетворительная, значение высоты сжатой зоны считается подобранным.

Расстояние до центра тяжести сжатой зоны x_c определяется по формуле

$$x_c = 5x/8\ , \qquad (28)$$

а площадь сжатой зоны бетона по формуле

$$A_B = \frac{4}{3} cx = \frac{4}{3} x\sqrt{2 z_0 x}\ , \qquad (29)$$

где половина ширины сжатой зоны

$$c = \sqrt{2 z_0 x}\ . \qquad (30)$$

Усилия растяжения, действующие на линиях излома 1–2 при исчерпании несущей способности, представляются двумя компонентами:

$$N_{1u} = q_B (a - \ell_B); \qquad (31)$$

$$N_{2u} = \frac{1}{2} q_B \cdot \ell_B\ ; \qquad (32)$$

где

$$q_в = R_s A_s / S_в . \qquad (33)$$

Виртуальные перемещения δ_1 и δ_2 определяются по формулам:

$$\delta_1 = \delta(a - \ell_в)/2a ; \qquad (34)$$

$$\delta_2 = \delta(a - 2\ell_в/3)/a , \qquad (35)$$

где

$$\delta = (H - z_c)/(\ell - c) , \qquad (36)$$

а ордината линии излома 2-2

$$z_c = z_{sup} - \sqrt{z_{sup}^2 - c^2} . \qquad (37)$$

Неизвестный параметр a схемы излома оболочки определяется по формуле

$$a = \left(-B_3 B_4 + \sqrt{B_3^2 B_4^2 + B_1 B_2 B_4 B_5}\right)/B_1 B_5 , \qquad (38)$$

где

$$\begin{aligned} B_1 &= \delta q_в ; \\ B_2 &= B(\ell + c) ; \\ B_3 &= (0{,}58335\ell + 1{,}41665c)/2 , \\ B_4 &= M_u + B_1 \ell_в^2/3 ; \\ B_5 &= B_2 - B_3 \ell_в . \end{aligned} \qquad (39)$$

Виртуальный угол перелома принимают по выражению

$$\varphi = 1/a .$$

Виртуальный объем определяется по формуле

$$W = 2B(\ell + c) - a(0{,}58335\ell + 1{,}41665c) . \qquad (40)$$

Подставив найденные значения внутренних усилий, виртуальных перемещений и виртуального объема в формулу (23), найдем несущую способность пологой цилиндрической оболочки по недеформированной схеме.

Оценка прогиба пластины - пологой цилиндрической оболочки к моменту исчерпания несущей способности

5.3. Оценка деформированного состояния пологой цилиндрической оболочки производится по прогибу конструкции к моменту достижения на линиях излома 1-2÷2-1 предельного изгибающего момента M_u по формуле

$$f_u = \frac{1}{3}(a^2 + 3b^2 - 3ab)/(1/r)_u \,, \qquad (41)$$

где $(1/r)_u$ - кривизна оболочки по сечению 1-2÷2-1 при предельном изгибающем моменте Mu

$$(1/r)_u = (1/r)_y \frac{Mu}{M_y} \qquad (42)$$

где M_y - изгибающий момент, воспринимаемый сечением 1-2÷2-1 к моменту проявления текучести в поперечной арматуре, расположенной на расстоянии ℓ_ℓ от края оболочки (см.рис.24,в); $(1/r)_y$ - кривизна оболочки по сечению 1-2÷2-1 при изгибающем моменте M_y

$$(1/r)_y = (\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{su})/(z_{su} + h_o) \,. \qquad (43)$$

Изгибающий момент M_y рекомендуется определять по формуле

$$M_y = \frac{1}{2}\sigma_b x^2\sqrt{2r_o x} + \sum_{i=1}^{n-1} A_{si}\sigma_{si}(z_{si}+h_o - x) + \frac{1}{2}A_{sn}R_s(z_{sn}+h_o-x) \,, \qquad (44)$$

а высоту сжатой зоны x при появлении текучести в арматуре с ординатой дуги z_{su} - из уравнений

$$\frac{4}{3}x\sigma_b\sqrt{2r_o x} - \sum_{i=1}^{n-1} A_{si}\sigma_{si} - \frac{1}{2}A_{sn}R_s = 0 \,; \qquad (45)$$

$$\sigma_b = \frac{\varepsilon_{su}E_b\nu}{\psi_b}\cdot\frac{x}{z_{su}+h_o-x} + \sigma_{bp} \,; \qquad (46)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\varepsilon_{su}E_s}{\psi_{si}}\cdot\frac{z_{si}+h_o-x}{z_{su}+h_o-x} + \sigma_{spi} \,, \qquad (47)$$

$$\sigma_{вр} = \frac{\sigma_{sp} A_s}{A_в}\left(1 - \frac{h_o - h/2}{J_в}\right), \qquad (48)$$

где $\sigma_{вр}$ – напряжение в бетоне верхней кромки сечения от предварительного напряжения.

Средние деформации крайнего сжатого волокна бетона

$$\varepsilon_{вm} = \varepsilon_{su} x / (z_{su} + h_o - x). \qquad (49)$$

Деформации растяжения арматуры с абсциссой $y_{su} = l - l_ℓ$ к моменту появления в ней текучести определяются по формуле

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_u - \varepsilon_{sp}, \qquad (50)$$

где ε_u – полные деформации удлинения арматуры к моменту появления в ней текучести; ε_{sp} – деформации арматуры, определяемые по суммарным потерям предварительного напряжения

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_s. \qquad (51)$$

Коэффициент ν, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны, определяется по формуле

$$\nu = 0{,}45 P_1 / (P_1 + 2P_2), \qquad (52)$$

где P_1 – полная нагрузка на 1 $м^2$ оболочки; P_2 – длительная часть нагрузки.

Для арматуры, в которой фиксируется появление текучести (с ординатой z_{su} от оси y_{inf}), коэффициент ψ_{su} принимается равным единице (см.рис.20), для арматуры на участке $l_ℓ$ – также равным единице. На уровне нейтральной оси x $\psi_s = 0{,}2$. На уровне арматуры z_{si} определяется по формуле

$$\psi_{si} = 0{,}8 \frac{z_{si} + h_o - x}{z_{su} + h_o - x} + 0{,}2. \qquad (53)$$

Значение ψ_{si}, определяемое по формуле (53) и равное меньше 0,2, принимается равным единице.

5.4. Определив по формуле (41) настоящих рекомендаций прогиб оболочки к моменту исчерпания несущей способ-

ности, находят стрелу подъема для расчета по деформированной схеме

$$H_g = H - f_u \qquad (54)$$

и радиус кривизны низа оболочки

$$r = (\ell^2 + H_g^2)/2H_g . \qquad (55)$$

Радиусы кривизны арматуры оболочки:
нижней

$$r_{inf} = r + a \ ; \qquad (56)$$

верхней

$$r_{sup} = r + h - a' . \qquad (57)$$

Расчет гибкой пластины по раскрытию трещин при изгибе на монтаже

5.5. При монтаже гибких пластин с помощью траверс-формообразователей на их верхней поверхности образуются трещины, которые при приложении нагрузки закрываются.

Ширину раскрытия трещин a_{crc}, мм, образующихся при изгибе гибкой пластины, нормальных к продольной оси, рекомендуется определять по формуле (144) СНиП 2.03.01-84, а изгибающий момент, воспринимаемый при этом гибкой пластиной, определяется по формуле

$$M_r = m_r b h^2 , \qquad (58)$$

где

$$m_r = \frac{1}{3}\sigma_b \xi^2 + (\sigma_{sp} + \sigma_s)(\delta - \xi)\bar{\mu}_s . \qquad (59)$$

Напряжения в арматуре и бетоне определяются по формулам:

$$\sigma_s = (1/r)h(\delta - \xi)E_s/\psi_s ; \qquad (60)$$

$$\sigma_b = (1/r)h\xi E_b/\psi_b \quad . \qquad (61)$$

Относительная высота сжатой зоны бетона определяется из выражения

$$\xi = \frac{-\frac{\alpha A_{sp}}{\psi_s} + \sqrt{\frac{\alpha^2 A_{sp}^2}{\psi_s^2} + 2A_{sp}\frac{bh}{\psi_b}\left(\frac{\alpha\delta}{\psi_s} + \frac{\sigma_{sp}}{(1/r)hE_b}\right)}}{\frac{bh}{\psi_b}} \qquad (62)$$

Коэффициент ψ_b определяется согласно п. 4.27 в СНиП 2.03.01-84, а коэффициент ψ_s - согласно формуле (167) СНиП 2.03.01-84, в которой коэффициент φ_m рекомендуется определять по формуле

$$\varphi_m = M_{crc}/M_r \quad , \qquad (63)$$

где изгибающие моменты M_{crc} и M_r определяются по выражениям (65) и (58) настоящих рекомендаций, а эксцентриситет $e_{s,tot}$ - по формуле

$$e_{s,tot} = M_r/P \quad , \qquad (64)$$

где P - усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь.

В первом приближении рекомендуется принимать $\psi_s = 0{,}3$.

5.6. При определении изгибающих моментов, воспринимаемых нормальными к продольной оси сечениями гибкой пластины при образовании трещин, рекомендуется исходить из следующих соображений:

сечения после деформации остаются плоскими;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна бетона равно $2R_{bt,ser}/E_b$;

напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом упругих деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распределяются по трапециевидной эпюре и равны по величине $R_{bt,ser}$;

напряжения в напрягаемой арматуре равны алгебраической сумме предварительного напряжения (с учетом всех потерь) и напряжения, отвечающего приращению деформаций окружающего бетона.

5.7. Изгибающий момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси гибкой пластины, при образовании трещин определяется по формуле

$$M_{crc} = m_{crc} B h^2, \qquad (65)$$

где

$$m_{crc} = \frac{1}{12}(R_{Bt,ser} + \sigma_B)(3-2\lambda)\lambda + (\sigma_{sp} + \sigma_s)(\delta - 0{,}5)\bar{\mu}_s; \qquad (66)$$

σ_B – напряжение в сжатой зоне бетона

$$\sigma_B = R_{Bt,ser}(2\lambda - 1)/(1-\lambda); \qquad (67)$$

σ_{sp} – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь: σ_s – напряжение в напрягаемой арматуре, отвечающее приращению деформаций окружающего бетона, определяемое по формуле

$$\sigma_s = \alpha R_{Bt,ser}(1 + \delta - 2\lambda)/(1-\lambda); \qquad (68)$$

δ – относительная рабочая высота напрягаемого стержня арматуры: $\bar{\mu}_s$ – коэффициент армирования сечения

$$\bar{\mu}_s = A_{sp}/Bh; \qquad (69)$$

λ – относительная высота упругого ядра сечения, определяемая по формуле

$$\lambda = -A + \sqrt{A^2 + 2B}, \qquad (70)$$

где

$$A = 1 + \bar{\mu}_s\left(2\alpha + \frac{\sigma_{sp}}{R_{Bt,ser}}\right); \qquad (71)$$

$$B = 1 + \bar{\mu}_s\left(\alpha + \alpha\delta + \frac{\sigma_{sp}}{R_{Bt,ser}}\right); \qquad (72)$$

$\alpha = E_s / E_B$

5.8. Расчет гибкой пластины-пологой цилиндрической оболочки по предельным состояниям второй группы рекомендуется производить по усилиям, деформациям и перемещениям, вычисленным, как правило, с учетом физической и геометрической нелинейности. При эксплуатационных равномерно распределенных нагрузках и принятых вариантах армирования максимальные прогибы в пластинах не превышают половины их толщины, а трещины при нормативных нагрузках не образуются или образуются на сравнительно небольших участках поверхности [12,20]. Поэтому в первом приближении расчет пластины-оболочки допускается выполнять в линейно-упругой постановке по недеформированной схеме.

5.9. Определение усилий и перемещений гибкой пластины при силовых и деформационных воздействиях в стадии изготовления и монтажа может быть выполнено с применением численных методов, например, метода конечных разностей, метода конечных элементов и др., в предположении упругой работы железобетона. При этом целесообразно использование существующих стандартных программ для статического расчета таких конструкций, например, "ППП АПЖБК" [13], "Прокруст" [14] и др.

5.10. Определение усилий и перемещений гибкой пластины-пологой цилиндрической оболочки при эксплуатационных нагрузках может быть выполнено аналитическими или численными методами.

При применении аналитических методов, в частности вариационного метода В.З.Власова [15], могут быть использованы рекомендации к построению расчетных схем пластины-оболочки, приведенные в п.5.12. Особенности построения расчетных схем таких конструкций методом конечных элементов приведены в п.5.14.

5.11. Практический расчет пластин-пологих цилиндрических оболочек по предельным состояниям второй группы

может производиться вариационным методом В.З.Власова [15]. Применение этого метода особенно целесообразно в случае использования персональных ЭВМ, поскольку обеспечивает значительное снижение объема входной и выходной информации и затрат машинного времени по сравнению с численными методами. Кроме того этот метод, в случае необходимости, позволяет выполнить расчеты вручную без использования ЭВМ (см. приложение 2).

5.12. При построении расчетных схем и расчете пластины-оболочки вариационным методом могут быть использованы следующие рекомендации.

Расчет рекомендуется производить с использованием нового варианта смешанного метода в наиболее общей форме [16].

Для расчета цилиндрическая поверхность заменяется вписанной призматической складчатой системой с конечным сравнительно небольшим числом граней (рис.25). Применительно к рассматриваемой конструкции короткой цилиндрической оболочки с размерами в плане 3х6 м для получения результатов, приемлемых в практическом расчете, необходимо принимать 6-8 граней.

Имеющееся в крайних пластинах утолщение у одного из торцов в расчетной схеме может быть аппроксимировано в виде дополнительной бортовой грани (см.рис.25). Допускается также замена указанного утолщения сосредоточенным стрингером с жесткостными характеристиками - определяемыми согласно рекомендаций [6].

При расчете короткой оболочки (отношение пролета к длине волны $l_1/2l \leq 1$) предполагается, что ее напряженно-деформированное состояние определяется в основном нормальными силами , сдвигающими усилиями и поперечными изгибающими моментами M . Это позволяет использовать для расчета таких конструкций уравнения полубезмоментной теории цилиндрических оболочек.

Продольные изгибающие моменты могут быть дополнительно учтены введением в расчетную схему вспомогательных фиктивных граней согласно предложений [12].

В соответствии с принятыми гипотезами о характере

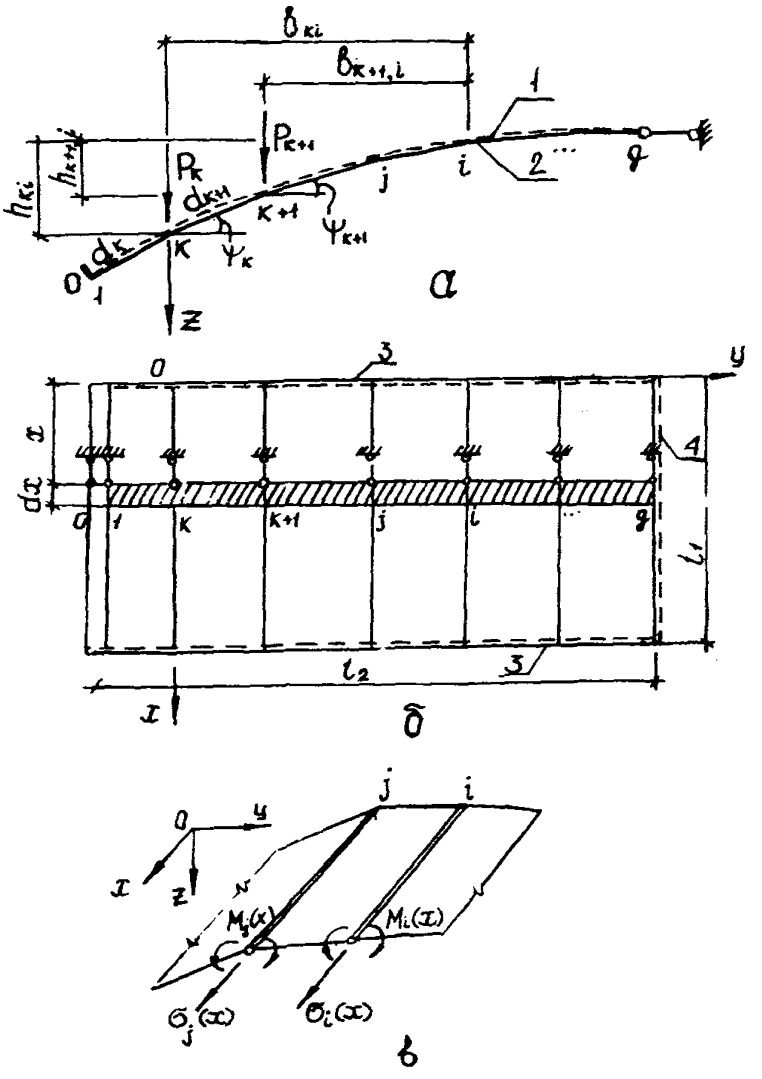


Рис.25. К построению расчетной схемы пластины-оболочки вариационным смешанным методом
а-поперечное сечение и нагрузки; б-план и элементарная поперечная полоска; в-схема неизвестных усилий; 1-заданное сечение; 2 -расчетное 3-шарнирное опирание на панель КСО; 4-шарнирное сопряжение со смежной пластиной

напряженного состояния в используемых разрешающих уравнениях для пластины-оболочки в качестве неизвестных в разрешающих дифференциальных уравнениях [16, формула (2.30)] выступают функции продольных напряжений в ребрах складчатой системы $\sigma_i(x)$ и поперечные изгибающие моменты $M_k(x)$ (см.рис.25,в).

Для определения искомых функций напряжений и моментов необходимо вычислить коэффициенты σ°_{im}, M°_{km} разложений этих функций в ряды по фундаментальным функциям свободных колебаний балки.

Вычисление коэффициентов σ°_{im}, M°_{km} для каждого m -ого числа разложений выполняется решением следующей системы алгебраических уравнений:

$$\left.\begin{aligned} -\sum_{h=k-1}^{h=k+1}\Theta_{hk}M^{\circ}_{km}+\sigma^{\circ}_{km}-A_m\Theta_k=0;\\ M^{\circ}_{km}+\lambda_m^4\sum_{i=0}^{i=g}a_{ji}\sigma^{\circ}_{im}+A_m q_j=0; \end{aligned}\right\} \qquad (73)$$

$$(j,i=0,1,2,\dots,g;\quad k,h=2,3,\dots,g-2),$$

$$\Theta_{k,k-1}=d_k/6I_k;\quad \Theta_{k,k}=(d_k/I_k+d_{k+1}/I_{k+1})/3; \qquad (74)$$
$$\Theta_{k,k+1}=d_{k+1}/6I_{k+1},$$

где I_k - момент инерции продольного сечения единичной длины для k -той грани, $I_k=t_k^3/12$, t_k - толщина k-ой грани складки);

Θ - коэффициенты, которые в общем случае могут быть определены по [16], но поскольку в рекомендуемой расчетной схеме пластины-оболочки распределенная по поверхности нагрузка приводится к распределенной вдоль ребер (см.рис.25), то Θ_k равны нулю:

$$a_{ji}=\sum_k(2\xi^{k}_{j,k-1}\xi^{k}_{k-1,i}+2\xi^{k}_{j,k}\xi^{k}_{k,i}+\xi^{k}_{k-1,j}\xi^{k}_{k,i}+\xi^{k}_{k,j}\xi^{k}_{k-1,i})\,t_k d_k/6; \qquad (75а)$$

$$S_{jk}=S_{hi}=0 \quad \text{при} \quad \left.\begin{matrix} h\neq i & j=i \\ & h=k \end{matrix}\right\} = 2,3,\ldots,g-2; \qquad (75б)$$

$$S_{kk}=S_{hk}=1 \quad \text{при} \quad i=j=h\neq k=2,3,\ldots,g-2;$$

$$q_0=0; \quad q_1=\sum_k P_k\alpha_2; \qquad (76)$$

$$q_j=-\sum_{k=1}^{k=j-1} P_k\beta_{ki}\,(j=2,3,\ldots q-1);$$

$$q_g=0;$$

здесь α_2 – произвольный множитель;

$\lambda_m=\mu_m^0/l_1$; μ_m^0 определяется по табл.2.1 [16];

A_m – коэффициенты разложений, зависящие от вида граничных условий и нагрузки и определяемые по табл. 3.2 [6]);

ξ_{ki} и ξ_{kj} – единичные функции, общим числом $g+1$ раскладываются на две группы (рис.26).

Функции $\xi_i(s)$ первой группы общим числом, равным четырем ($i=0; 1; g-1; g$), принимают согласно изменению продольных перемещений по закону плоских сечений и секториальных площадей для всего поперечного сечения складки как для тонкостенного стержня с недеформируемым контуром:

$$\xi_{j_0}=\alpha_1; \quad \xi_{j_1}=\alpha_2 z; \quad \xi_{j_{g-1}}=\omega; \quad \xi_{j_g}=\alpha_3 y, \qquad (77)$$

где α_1, α_2, α_3 – произвольные множители. Эти множители могут быть приняты равными единице, но могут приниматься и отличными от единицы, и такими, чтобы все коэффициенты a_{ji} в (73) были бы одного порядка.

Примечание. Поскольку расчет пластины оболочки производим на действие только вертикальной нагрузки, то в (77) ξ_{i_g} принимается равным нулю.

Единичные функции $\xi_i(s)$ ($i=2,3,\ldots, g-2$) второй группы общим числом $g-4$ учитывают деформацию и депланацию контура поперечного сечения складки. Их выбирают

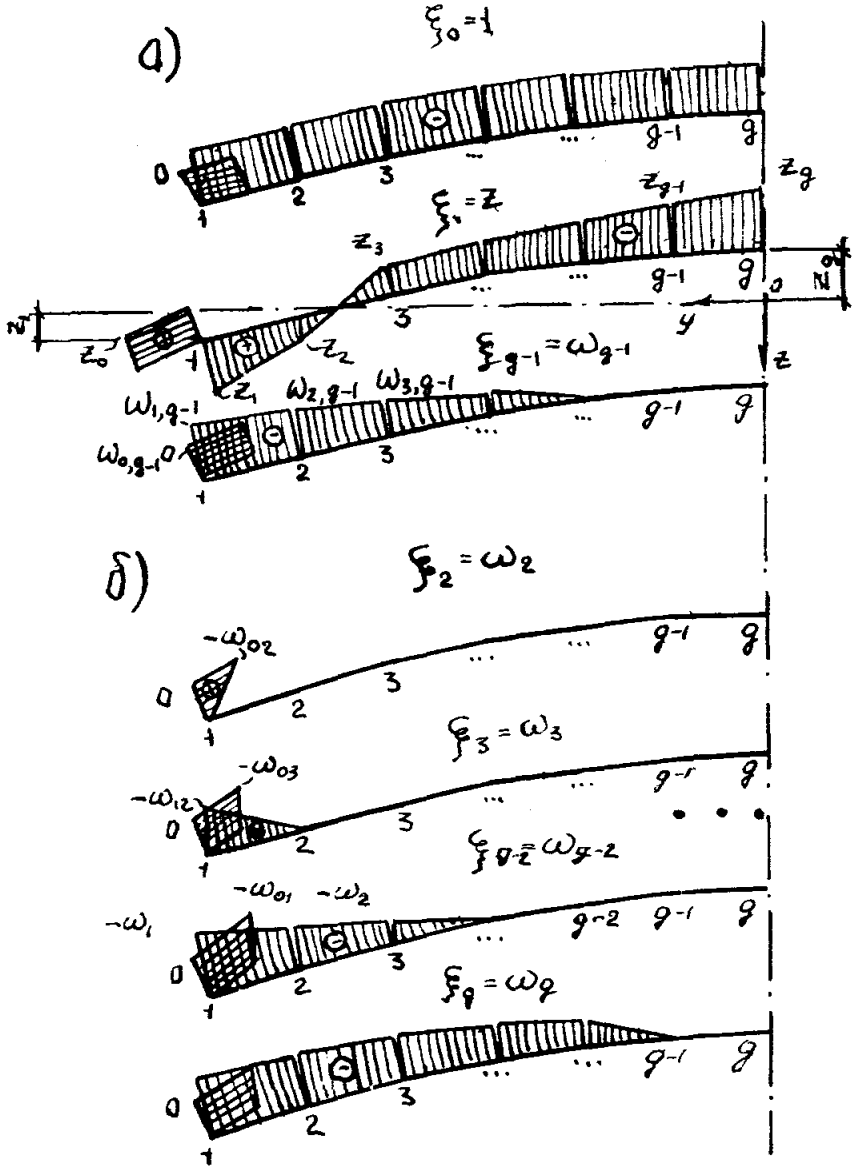


Рис. 26. Эпюры единичных функций при замене пластины-оболочки g-гранной складкой
а-первой группы; б-второй группы

в виде эпюр секториальных площадей $\xi_i(s) = \omega_i(s)$, построенных только для части поперечного сечения, расположенного слева от ребра i ($i = 2, 3, \ldots, g-2$), при этом полюс и начало отсчета эпюры секториальных площадей выбирают в i -ной вершине поперечного сечения складки.

Значения ординат $\omega_i(s)$ в вершинах контура складки

при
$$K > i-2 \qquad (78\ а)$$
$$\omega_{Ki} = 0 ;$$

при
$$K \leqslant i-2 \qquad (78\ б)$$
$$\omega_{Ki} = \omega_{K+1,i} + \Delta\omega_K = \omega_{K+1,i} \pm d_{K+1}(\beta_{K+1,i} \times \sin\psi_{K+1} - h_{K+1,i}\cos\psi_{K+1}).$$

Все обозначения в (78) приведены на рис.25.

Знак плюс перед $\Delta\omega_{Ki}$ принимают в том случае, когда радиус-вектор, проведенный из точки i в точку $K+1$, при переходе к точке K для отсчета секториальной площади поворачивается по часовой стрелке, а знак минус – при повороте против часовой стрелки.

Система разрешающих уравнений (73) может иметь следующий вид (табл.1)

Напряжения усилия и перемещения по ребрам складки $K = 0, 1, \ldots, g$ для каждого m -го члена ряда определяется по следующим формулам.

Для нормальных напряжений

$$\sigma_{Km}(x) = \sum_i \sigma^{\circ}_{im}\xi_{Ki}(s)Z''_m(x) \qquad (79)$$
$$(i, K = 0, 1, \ldots, g);$$

Таблица 1

Матрица уравнений для гибкой пластины-пологой цилиндрической оболочки, аппроксимированной g – гранной складкой при вертикальной распределенной вдоль ребер нагрузке (см. рис. 25)

j,k	M_2°	M_3°	M_4°	...	M_{g-2}°	M_{g-1}°	σ_0	σ_1	σ_2	...	σ_{g-2}	σ_{g-1}	σ_g	Свободные члены
2	θ_{22}	θ_{23}	0	...	0	0	0	0	1	...	0	0	0	0
3	•	θ_{33}	θ_{34}	...	0	0	0	0	0	...	0	0	0	0
4	0	•	θ_{44}	...	0	0	0	0	0	...	0	0	0	0
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
$g-2$	0	0	0	...	$\theta_{g-2\,g-2}$	$\theta_{g-2\,g-1}$	0	0	0	...	1	0	0	0
$g-1$	0	0	0	...	$\theta_{g-1\,g-2}$	$\theta_{g-1\,g-1}$	0	0	0	...	0	1	0	0
0	0	0	0	...	0	0	$\lambda_m^4 a_{00}$	$\lambda_m^4 a_{01}$	$\lambda_m^4 a_{02}$	...	$\lambda_m^4 a_{0\,g-2}$	$\lambda_m^4 a_{0\,g-1}$	$\lambda_m^4 a_{0g}$	$A_m q_0$
1	0	0	0	...	0	0	•	$\lambda_m^4 a_{11}$	$\lambda_m^4 a_{12}$	...	$\lambda_m^4 a_{1\,g-2}$	$\lambda_m^4 a_{1\,g-1}$	$\lambda_m^4 a_{1g}$	$A_m q_1$
2	1	0	0	...	0	0	•	•	$\lambda_m^4 a_{22}$	...	$\lambda_m^4 a_{2\,g-2}$	$\lambda_m^4 a_{2\,g-1}$	$\lambda_m^4 a_{2g}$	$A_m q_2$
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
$g-2$	0	0	0	...	1	0	•	•	•	...	$\lambda_m^4 a_{g-2\,g-2}$	$\lambda_m^4 a_{g-2\,g-1}$	$\lambda_m^4 a_{g-2\,g}$	$A_m q_{g-2}$
$g-1$	0	0	0	...	0	1	•	•	•	...	•	$\lambda_m^4 a_{g-1\,g-1}$	$\lambda_m^4 a_{g-1\,g}$	$A_m q_{g-1}$
g	0	0	0	...	0	0	•	•	•	...	•	•	$\lambda_m^4 a_{gg}$	$A_m q_g$

где $\xi_{jki}(\beta)$ выполняют по (77) и (78); $Z_m(x)$ – фундаментальная функция свободных колебаний балки, численные значения которой могут быть определены по данным руководства [6] (табл.3.8 и 3.9).

Для поперечных моментов

$$M_{km}(x)=M^{\circ}_{km}Z_m(x)\ ,\ (k=2,3,\dots g-1). \qquad (80)$$

Для сдвигающих усилий

$$S_{km}(x)=S_{k-1,m}(x)+t_k d_k[\sigma_{k-1}(x)+\sigma_k(x)]Z'_m(x)/2$$
$$(k=0,1,2,\dots,g), \qquad (81)$$

где $S_{k-1,m}(x)$ – сдвигающая сила по ребру $k-1$ в рассматриваемой складке со свободным краем.

Для суммарных сдвигающих усилий $T_{km}=\int_{\alpha_k} S_{km}\,d\beta$ в пределах k –той складки

$$T_{km}(x)=S_{k-1,m}(x)d_k+t_k d_k^2[2\sigma_{k-1}(x)+\sigma_k(x)]Z'_m(x)/6. \qquad (82)$$
$$(k=0,1,2,\dots,g).$$

Для поперечных сил Q_{km} на участке k –той грани складки

$$Q_{km}(x)=[M_{km}(x)-M_{k-1,m}(x)]/d_k \qquad (83)$$
$$(k=2,3,\dots,g-1).$$

Примечание 1. К вычисленным значениям поперечных сил и поперечных моментов призматических складок до-

бавляют значения поперечных сил и поперечных моментов от местной, нормальной нагрузки как в однопролетной балке со свободно опертыми краями.

Примечание 2. Полные значения усилий и перемещений по ребрам складки определяются суммированием значений для всех рассмотренных, в конкретном расчете членов ряда $m = 0, 1, 2, \ldots, m_1$.

Для нормальных усилий $N_{k,k-1}$ и $N_{k,k+1}$ по продольным сечениям (рис. 27)

$$N_{k,k-1} = -(Q_{k+1} - Q_k \cos\varphi_k + P_k \cos\psi_{k+1})/\sin\varphi_k ;$$
$$N_{k,k+1} = -(Q_k \cos\varphi_k - Q_k + P_k \cos\psi_k)/\sin\varphi_k . \qquad (84)$$

Формулы (84) в отличие от остальных приводятся для суммы всех удерживаемых в разложения членов ряда, поэтому значения Q_k и Q_{k+1} здесь соответствуют их суммарным значениям:

$$Q_k = \sum_{m=0}^{m_1} Q_{km} ; \qquad Q_{k+1} = \sum_{m=0}^{m_1} Q_{k+1,m} . \qquad (85)$$

Для вертикальных прогибов v_{km} точек k-го ребра

$$v_{km} = -\sum_{i=1}^{i=g} \sigma_{im}^{\circ} f_{ki}^{B} Z_m(x)/E , \qquad (86)$$

где f_{ki}^{B} – значение вертикальных перемещений от единичных функций $\xi_i(\beta)$ первой и второй группы; для принятых единичных эпюр $\xi_i(\beta)$ первой группы

$$f_{k0}^{B} = 0 ; \quad f_{k1}^{B} = \alpha_2 ; \quad f_{k,g-1}^{B} = -t_{k,g-1} ; \qquad (87, а)$$

для единичных эпюр $\xi_i(\beta)$ второй группы

$$f_{ki}^{B} = -t_{ki} \qquad (i = 2, 3, \ldots, g-3) . \qquad (87\ б)$$

Знак минус соответствует перемещению точки вверх.

Расчет гибкой пластины-оболочки должен сопровождаться следующими проверками.

1. Проверку вычисления коэффициентов a_{ji} и свободных членов q_j системы уравнений (73) выполняют сложением по отдельности единичных функций $\xi^{p}_{i}(\vartheta)$, $f^{B}_{i}(\vartheta)$. Суммарные функции соответственно обозначают $\xi^{p}_{c}(\vartheta)$ и $f^{B}_{c}(\vartheta)$. Интегрируя эти эпюры сами на себя по правилу Верещагина, получают контрольные выражения:

$$a_{cc} = \int_A \xi^{p2}_{c}(\vartheta)\, dA = \sum a_{ji} \; ; \qquad (88)$$

$$q_c = \int_B P_k \, f^{B}_{ck} \, d\vartheta = \sum q_j \; . \qquad (89)$$

В первых членах стоят суммы коэффициентов и свободных членов.

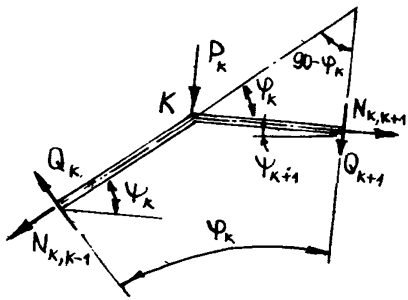


Рис. 27. К определению нормальных усилий поперечного направления

2. Полная эпюра продольных растягивающих усилий по поперечному сечению (например, по среднему $x = l_1/2$) при отсутствии продольной нагрузки должна равняться эпюре сжимающих усилий

$$N_z = N_c \; , \qquad (90)$$

где N_z и N_c определяют суммированием продольных сжимающих сил в каждой грани $N_к$, вычисляемых по значениям нормальных напряжений в гранях.

3. Проекция суммарных сил $T_к$ в двух опорных сечениях оболочки на вертикальную ось должна равняться равнодействующей вертикальной нагрузки.

5.13. Расчет гибкой пластины-пологой цилиндрической оболочки - по предельным состояниям второй группы при эксплуатационных нагрузках с учетом неупругих деформаций и трещин в железобетоне целесообразно выполнять вариационным методом В.З. Власова в сочетании с методом последовательных нагружений.

При этом могут быть использованы рекомендации к построению расчетных схем и алгоритмов расчета, приведенные в [12,16], а также разрешающие уравнения полубезмоментной теории для ортотропной складки с трещинами, учитывающие деформации сдвига [17].

5.14. При построении расчетных схем пластины-оболочки методом конечных элементов могут быть использованы следующие рекомендации.

Один из возможных путей расчета гибкой пластины при силовых и деформационных воздействиях в период распалубки и монтажа конструкции состоит в том, что решение строится методом последовательных приближений.

Первоначально (первый шаг нагружения) плоская пластина расчитывается без учета собственного веса как пространственно работающий элемент на действия заданных перемещений по направлениям строп траверсы или других точек передачи усилий плите в момент ее подъема и изгиба при монтаже. Полученные в результате такого расчета перемещения узлов расчетной схемы используют для назначения новых координат узлов при расчете на действие нагрузки от собственного веса (второй шаг нагружения). При этом связи накладывают на узлы, соответствующие расположению монтажных петель. Найденные на первом и втором этапах расчета значения усилий в расчетных сечениях суммируют.

При расчете в стадии эксплуатации граничные условия для средних и крайних пластин принимают одинаковыми, за исклю-

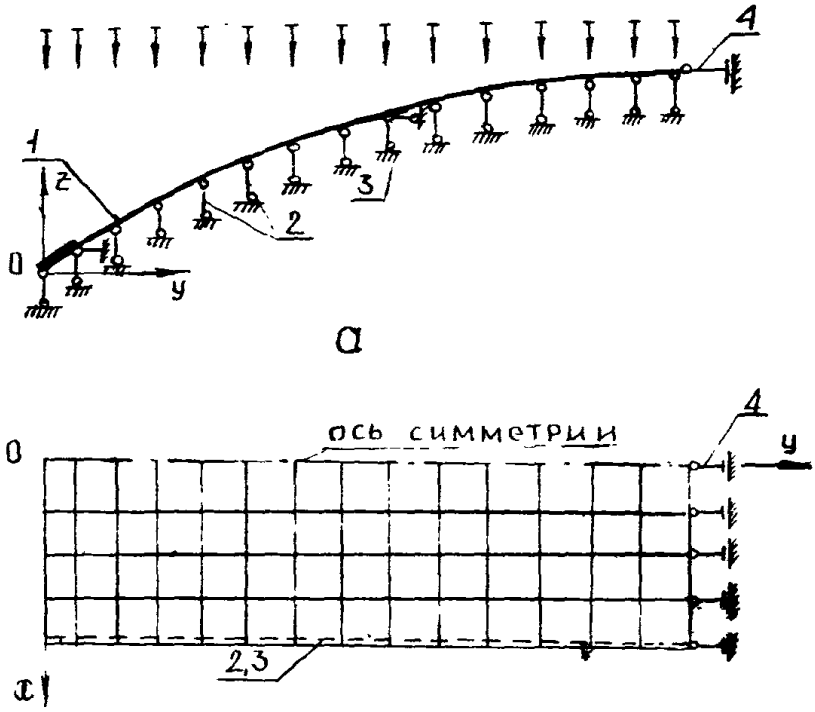


Рис.28. Расчетная схема гибкой пластины-цилиндрической оболочки по методу конечных элементов в стадии эксплуатации
а-продольный разрез; б-план; 1-пластина; 2 и 3-вертикальные и горизонтальные связи; 4-стержневые соединительные элементы

чением граничных условий по короткой стороне крайней пластины. В обоих случаях пластины принимают шарнирно опертыми по продольным криволинейным краям (рис.28). Сдвигающие усилия, передающиеся с пластины на КСО, воспринимаются горизонтальными связями, расположенными в местах установки закладных деталей. Взаимодействие со смежными пластинами-вставками может учитываться, например, постановкой по касательной к пластине стержневых элементов соответствующей жесткости.

В торцовой части крайней пластины однопролетного покрытия вертикальные связи не вводят.

Во всех случаях симметричного относительно продольной оси нагружения целесообразно использовать для расчета половину пластины. При этом влияние отброшенной части учитывают введением связей по оси симметрии, препятствующих несимметричным перемещениям.

Утолщение пластины у свободного края может моделироваться конечными элементами оболочки нулевой кривизны или постановкой стержневых элементов.

При разбивке на конечные элементы, назначении густоты расчетной сетки, описании нагрузок и учете предварительного напряжения можно руководствоваться указаниями п.4.47 настоящих рекомендаций.

РАСЧЕТ ГИБКОЙ ПЛАСТИНЫ- ПОЛОГОЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ ПО ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ

5.15. При равномерно распределенной эксплуатационной нагрузке и граничных условиях, соответствующих сопряжению пластин-оболочек с панелями-оболочками КСО в составном покрытии (шарнирном опирании по всему опорному контуру или шарнирном опирании по криволинейным краям и упруго-податливом опирании по коротким прямолинейным краям в пологой оболочке), могут образоваться два типа трещин [12] (рис.29):

косые сквозные 1 от совместного действия нормальных и сдвигающих усилий в угловых зонах;

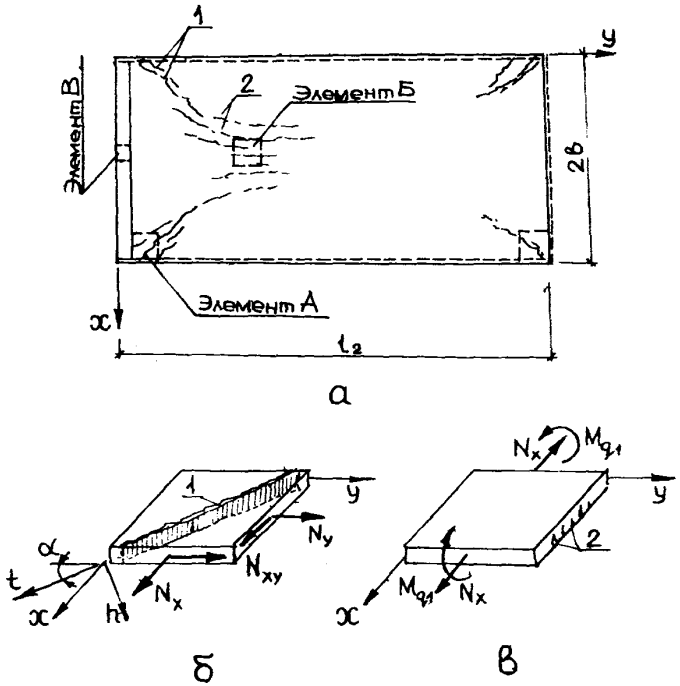


Рис.29. К расчету трещиностойкости пластины-пологой цилиндрической оболочки
а-схема трещин (вид сверху); б-схема усилий и трещин в элементе А, в-то же, в элементе Б(В); 1-косые трещины; 2-нормальные трещины

нормальные 2, располагающиеся на нижней поверхности пластины-оболочки, и вызванные действием изгибающих моментов M_q и растягивающих усилий N_y .

5.16. Для проверки пластины-оболочки в стадии эксплуатации из полученной распечатки результатов численного расчета принимают мембранные усилия в приопорных угловых зонах пластины N_x , N_y , N_{xy} (см. рис. 29, элемент А), максимальный погонный изгибающий момент M_{q1} и растягивающую силу N_y в среднем продольном сечении (элемент Б), а также изгибающий момент в приопорном утолщении M_p (элемент В).

5.17. Проверка по образованию косых трещин в угловых зонах (см.рис. 29 элемент А) производится из условия

$$N_{m1} \leqslant N_{crc} , \qquad (91)$$

где N_{m1} - главные растягивающие усилия

$$N_{\substack{m1\\m2}} = \frac{N'_x + N'_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N'_x - N'_y}{2}\right)^2 + N^2_{xy}} ; \qquad (92)$$

N_{crc} - усилие, воспринимаемое сечением двухкомпонентной среды при образовании трещин, которое определяется согласно [1] (п. 4.4). При этом для учета влияния плоского напряженного состояния в правую часть выражения [1, формула (123)] вводится коэффициент K_q , определяемый по формуле (1.8) [18] . При напряженном состоянии "растяжение-растяжение" можно принимать K_q=1.

Примечание. Усилия N'_x и N'_y в расчетных элементах пластины-оболочки принимают с учетом усилий предварительного напряжения и их изменений в пределах длины зоны передачи напряжений у краев конструкции.

5.18. Проверка по образованию нормальных трещин в пластине-оболочке и приопорном утолщении производится соответственно на действие максимальных усилий M_{q1}, N_x и M_p согласно требованиям [1] (п. 4.5, 4.6). Другие усилия, действующие на элементы Б и В при рассматриваемых граничных условиях и действии равномерно распределенной нагрузки,

незначительно влияют на трещиностойкость пластины-оболочки при эксплуатационных нагрузках и для упрощения расчета ими можно пренебречь.

Примечание. При определении усилий в гибкой пластине-оболочке вариационным методом изгибающий момент в приопорном утолщении можно не определять, а проверку трещиностойкости элемента В делать по максимальным растягивающим усилиям, полученным в бортовой грани 0-1 (см.рис.25).

Проверку трещиностойкости элемента Б в этом случае производят также по максимальным растягивающим усилиям в среднем продольном сечении пластины-оболочки.

5.19. Проверку трещиностойкости пластины-оболочки при монтажных нагрузках допускается производить по методике, приведенной в п.5.5-5.7 на действие только продольного изгибающего момента, возникающего от изгиба пластины.

При определении усилий от монтажных нагрузок по методу конечных элементов проверку по образованию трещин рекомендуется производить как для внецентренно растянутых элементов с учетом взаимного влияния усилий продольного и поперечного направлений с использованием методики [18].

5.20. Расчет по раскрытию косых трещин в угловых зонах пластины-оболочки (см. рис.29, элемент А) при эксплуатационных нагрузках рекомендуется производить по методике [19] в соответствии с указаниями, изложенными в п. 5.21-5.30.

5.21. Деформации железобетонного элемента А с трещинами (см.рис.29) в осях X, Y при плоском напряженном состоянии определяют по формулам:

$$\varepsilon_x=\varepsilon_n\sin^2\alpha+\varepsilon_t\cos^2\alpha-\frac{1}{2}(\gamma_{nt}+\gamma_{tn})\sin\alpha\cos\alpha\ ;$$

$$\varepsilon_y=\varepsilon_n\cos^2\alpha+\varepsilon_t\sin^2\alpha+\frac{1}{2}(\gamma_{nt}+\gamma_{tn})\sin\alpha\cos\alpha\ ; \qquad (93)$$

$$\frac{1}{2}\gamma_{xy}=(\varepsilon_n-\varepsilon_t)\sin\alpha\cos\alpha+\frac{1}{2}\gamma_{nt}\sin^2\alpha-\frac{1}{2}\gamma_{tn}\cos^2\alpha,$$

где ε_n, ε_t, $\gamma_{nt(tn)}$ - деформации элемента в осях n, t, выбранных соответственно перпендикулярно и параллельно тре-

щине (рис.30)

$$\varepsilon_n = \frac{a_{crc}}{l_{crc}} + \varepsilon_{Bn}; \quad \varepsilon_t = \varepsilon_{Bt}; \tag{94}$$

$$\gamma_{nt} = \frac{d_{crc}}{l_{crc}} + \frac{1}{2}\gamma_{Btn} + \frac{1}{2}\gamma_{Bnt};$$

a_{crc} – ширина раскрытия трещины; d_{crc} – сдвиг берегов трещины; l_{crc} – расстояние между трещинами; ε_{Bn}, ε_{Bt}, $\frac{1}{2}\gamma_{Bnt}$, $\frac{1}{2}\gamma_{Btn}$ – средние относительные деформации полос бетона между трещинами.

5.22. Ширину раскрытия трещин и величину сдвига их берегов вычисляют по формулам (рис.31):

$$a_{crc} = 2\left[U_y \cos\alpha + U_x \sin\alpha\right]; \tag{95}$$

$$d_{crc} = 2\left[U_y \sin\alpha - U_x \cos\alpha\right], \tag{96}$$

где U_x, U_y – смещения арматурных стержней относительно берега трещины.

5.23. Величины осевых смещений арматурных стержней относительно берега трещины U_x и U_y определяют по формулам:

$$U_x = \frac{1}{B_x}\left(1 - \frac{\varepsilon_{gx}(l_{sx})}{\varepsilon_{scrcx}}\right)\left[\varepsilon_{scrcx} - \varepsilon_{gx}(l_{sx})\right] - \varepsilon_{gx}(l_{sx})\frac{1}{B_x}\ln\left(\frac{\varepsilon_{gx}(l_{sx})}{\varepsilon_{scrcx}}\right); \tag{97}$$

$$U_y = \frac{1}{B_y}\left(1 - \frac{\varepsilon_{gy}(l_{sy})}{\varepsilon_{scrcy}}\right)\left[\varepsilon_{scrcy} - \varepsilon_{gy}(l_{sy})\right] - \varepsilon_{gy}(l_{sy})\frac{1}{B_y}\ln\left(\frac{\varepsilon_{gy}(l_{sy})}{\varepsilon_{scrcy}}\right), \tag{98}$$

где ε_{scrcx}, ε_{scrcy} – относительные деформации арматуры в

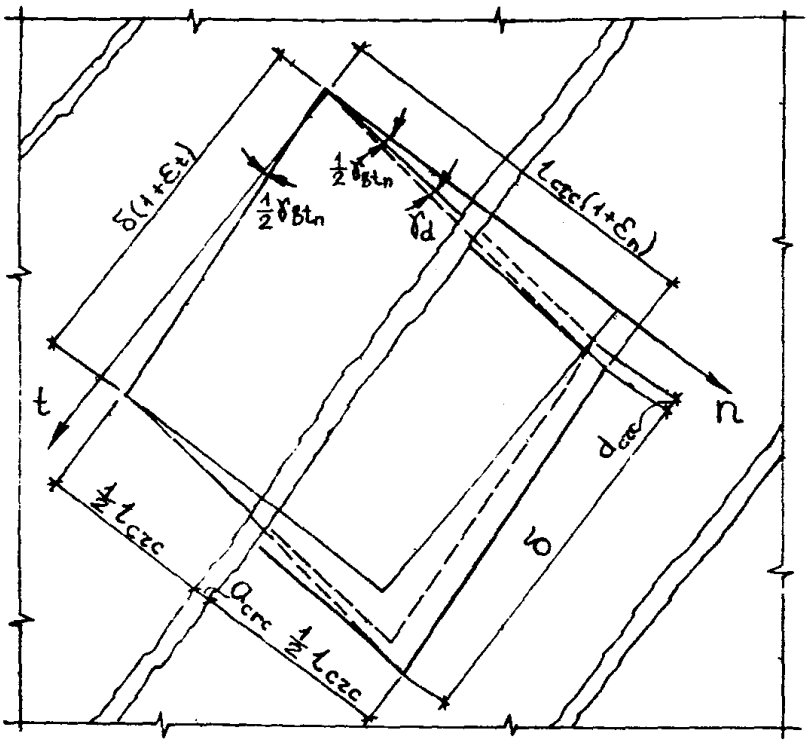


Рис.30. К определению относительных деформаций железобетонного элемента пластины с трещинами

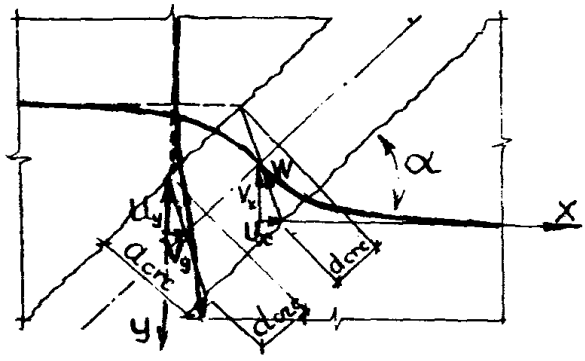


Рис. 31. Схема перемещений арматурного стержня в трещине между берегами бетонной матрицы

трещине соответственно в направлении оси X и Y; $\varepsilon_{gx}(l_{sx})$, $\varepsilon_{gy}(l_{sy})$ – разность деформаций арматуры и бетона в среднем сечении между трещинами соответственно в направлении оси X и Y;

$$B_x = \frac{P_{sx}\, G_x}{m_{sx} E_{sx} K_x}\ ; \qquad B_y = \frac{P_{sy}\, G_y}{m_{sy} E_{sy} K_y}\ ; \tag{99}$$

$$\frac{1}{K_x} = 1 + 2\mu_x \frac{E_{sx}}{E_{bx}}\ ; \qquad \frac{1}{K_y} = 1 + 2\mu_y \frac{E_{sy}}{E_{by}}\ ; \tag{100}$$

m_{sx}, m_{sy} – параметры армирования, равные отношению площади поперечного сечения стержней арматуры соответствующего направления; P_{sx}, P_{sy} – параметры армирования, равные отношению площади поверхности сцепления арматуры соответствующего направления с бетоном на единице длины; G_x, G_y – модули деформаций сцепления арматуры соответствующего направления с бетоном; E_{sx}, E_{sy} – модули упругости стержней арматуры; μ_x, μ_y – коэффициент армирования.

5.24. Величину разности деформаций арматуры и бетона в среднем сечении между трещинами соответственно в направлении осей X и Y вычисляют по формулам:

$$\varepsilon_{gx}(l_{sx}) = \beta_t \operatorname{cosec}\alpha\,[\varepsilon_{scrcx} - \varepsilon_{gx}(\theta)]\ ; \tag{101}$$

$$\varepsilon_{gy}(l_{sy}) = \beta_t \operatorname{cosec}\alpha\,[\varepsilon_{scrcy} - \varepsilon_{gy}(\theta)]\ , \tag{102}$$

где α – угол наклона трещины (см.рис.31), β_t – угловой коэффициент при нормальном пересечении трещиной арматуры; $\varepsilon_{gx}(\theta)$, $\varepsilon_{gy}(\theta)$ – относительные деформации соответствующего направления, равные по величине предельной растяжимости бетона.

5.25. Величина расстояния между трещинами (рис.32) принимается равной максимальному из значений, получаемых по формулам:

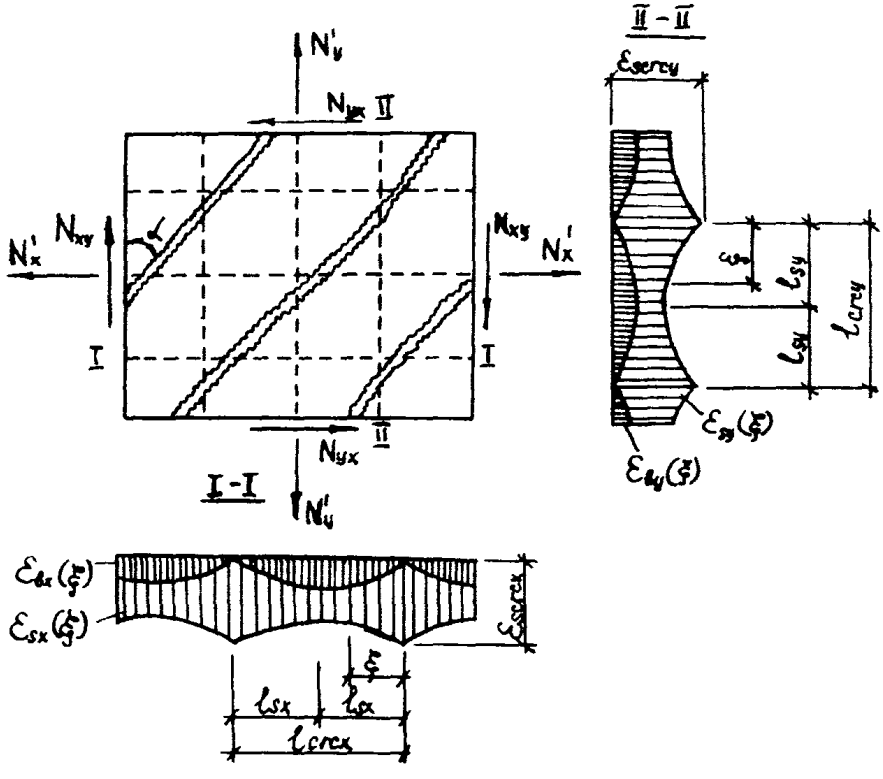


Рис. 32. К определению расстояний между трещинами и ширины раскрытия трещин

$$l_{czcx} = -\frac{2}{B_x} \ln\left(\frac{\varepsilon_{gx}(l_{sx})}{\varepsilon_{sczcx}}\right) \cos\alpha \; ; \qquad (103)$$

$$l_{czcy} = -\frac{2}{B_y} \ln\left(\frac{\varepsilon_{gy}(l_{sy})}{\varepsilon_{sczcy}}\right) \sin\alpha \; . \qquad (104)$$

5.26. Средние относительные деформации полос бетона между трещинами определяются по формулам:

$$\varepsilon_{Bn} = \left[N'_x \sin^2\alpha + N'_y \cos^2\alpha + 2N_{xy} \sin\alpha\cos\alpha - \right.$$
$$\left. - \frac{2u_x \bar{E}_{sx} \sin\alpha}{l_{czc}} m_{sx} \psi_{sx} \sin^2\alpha - \frac{2u_y \bar{E}_{sy} \cos\alpha}{l_{czc}} m_{sy} \psi_{sy} \cos^2\alpha\right] /$$
$$/ (E_B \nu_2 h) \; ;$$
$$\varepsilon_{Bt} = \left[N'_x \cos^2\alpha + N'_y \sin^2\alpha - (N_{xy} + N_{yx}) \sin\alpha\cos\alpha - \right.$$
$$\left. - \frac{2u_x \bar{E}_{sx} \sin\alpha}{l_{czc}} \times m_{sx} \psi_{sx} \cos^2\alpha - \frac{2u_y \bar{E}_{sy} \cos\alpha}{l_{czc}} m_{sy} \psi_{sy} \times \right. \qquad (105)$$
$$\left. \times \sin^2\alpha\right] / (E_B h \nu_2) \; ;$$
$$\frac{1}{2}\gamma_{Btn} = \left[-(N'_x - N'_y) \sin\alpha\cos\alpha + N_{xy} \sin^2\alpha - N_{yx} \cos^2\alpha + \right.$$
$$\left. + \frac{2u_x \bar{E}_{sx} \sin\alpha}{l_{czc}} m_{sx} \psi_{sx} \sin\alpha\cos\alpha + \frac{2u_y \bar{E}_{sy} \cos\alpha}{l_{czc}} \times \right.$$
$$\left. \times m_{sy} \psi_{sy} \sin\alpha\cos\alpha\right] / (E_B h \nu_2) \; ,$$

где $\bar{E}_{sx}$, $\bar{E}_{sy}$ – средние модули деформации арматуры; ψ_{sx} – коэффициент В.И.Мурашова; ν_2 – коэффициент неупругих деформаций полос бетона вдоль трещин.

5.27. Средние модули деформации арматуры определяют по формулам:

$$\bar{E}_{sx} = \frac{E_{sx}}{\psi_{sx} P_{sx}} \; ; \qquad \bar{E}_{sy} = \frac{E_{sy}}{\psi_{sy} P_{sy}} \; ; \qquad (106)$$

$$P_{sx} = 1 + \frac{\psi_{\xi x}}{\gamma_{sx}\psi_{sx}} - \frac{\psi_{\xi x}}{\psi_{sx}} \; ; \quad P_{sy} = 1 + \frac{\psi_{\xi y}}{\gamma_{sy}\psi_{sy}} - \frac{\psi_{\xi y}}{\psi_{sy}} \; , \qquad (107)$$

где $\psi_{\xi x}$, $\psi_{\xi y}$ – коэффициенты оценки средних пластических де-

формаций арматуры на участках между трещинами; ν_{sx}, ν_{sy} - коэффициенты неравномерности распределения пластических деформаций арматуры.

5.28. Ширину раскрытия косых трещин в угловых зонах пластины-оболочки можно определять также через относительные деформации элемента

$$a_{crc} = (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_t - \varepsilon_{Bn})\, l_{crc}. \qquad (108)$$

Значение a_{crc} должно совпадать со значением a_{crc}, определенным через осевые смещения арматурных стержней по формуле (95) настоящих рекомендаций. Это условие может быть дополнительной проверкой расчета ширины раскрытия трещин.

5.29. Ширину раскрытия продольных трещин в пластине-оболочке (элемент Б, см.рис.29) от действия растягивающих усилий N_y и изгибающих моментов M_{q1} и ширину раскрытия трещин в растянутой зоне приопорного ребра-утолщения (элемент В) от действия изгибающего момента M_p допускается определять по [1] (п.4.14 и 4.15).

5.30. Ширина непродолжительного раскрытия трещин, определяемая в соответствии с указаниями п.5.27 и 5.28 настоящих рекомендаций, должна быть вычислена от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а ширина продолжительного раскрытия трещин определяется по указаниям этих же пунктов, но от действия постоянных и длительных нагрузок. Вычисленные непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин не должны превышать ограничений, указанных в [1] (табл.2).

5.31. Для вычисленной реализации методики расчета гибкой пластины-пологой цилиндрической оболочки по предельным состояниям первой и второй групп, изложенной в пятом разделе рекомендаций, может быть использована специально разработанная программа KSO-88 на языке Фортран-IV.

Программа позволяет определять несущую способность пластины-оболочки, усилия в ней при эксплуатационных нагрузках (на основе вариационного метода [15] и методики [16],

[17]) в линейной постановке, а также с учетом неупругих деформаций и трещин в железобетоне, и производить проверку трещиностойкости конструкции.

Примечание. Текст программы имеется в вычислительном центре БТИСМ.

6. ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИИ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО И ГИБКИХ ПЛАСТИН

6.1. Изготовление панелей-оболочек КСО в условиях ЗЖБИ организуется по стендовой технологии на полигоне или в цехе. В последнем случае цех должен иметь соответствующую высоту и краны грузоподъемностью 20-30 т. Технологическая линия по производству КСО может включать 2-4 формы-опалубки (рис.33).

6.2. Панели-оболочки следует изготовлять в металлических формах-опалубках.

Металлическая силовая форма включает поддон, продольные и торцовые борта, захватные и анкерные устройства для открывания и закрывания продольных бортов, паровую рубашку.

6.3. Процесс изготовления панелей-оболочек заключается в следующем:

подготавливается предварительно напрягаемая арматура, изготавливаются арматурные сетки каркасов и закладных деталей;

подготавливаются формы, укладывается и натягивается арматура;

приготавливается бетонная смесь;

формируется изделие;

тепловлажностная обработка;

осуществляется распалубка изделия и доставка на склад готовой продукции.

6.4. Изготовление арматурных каркасов и закладных деталей производится согласно рабочих чертежей.

6.5. Стержни класса А-Шв подлежат вытяжке на заданное усилие и длину, на концах стержней устраиваются высаженные головки. До высадки на стержнях закрепляются анкерные плиты, закладные детали и спираль (см. рис. 7).

Выдержка стержня под нагрузкой при упрочнении должна быть не менее трех минут.

6.6. На рабочей поверхности форм не должно быть неров-

ностей, она должна быть тщательно очищена от остатков бетона и равномерно покрыта смазкой (например "прямая эмульсия" на основе эмульсола "ЭКС"). Для участков формы со сложной конфигурацией (сопряжения верхнего пояса со стойками, полки с торцовым ребром и др.) рекомендуется использовать смазку следующего состава: машинное масло; соляровое масло (1: 0,5); петролатум; керосин (1: 0,5), а также смазки мыльно-парафиновую или парафиново-петролатумную в горячем виде. Можно рекомендовать эмалевые и другие смазки многоразового использования.

6. 7. Армирование панели-оболочки КСО рекомендуется выполнять в такой последовательности:

установка опорных закладных деталей, выполненных заодно с монтажными петлями и откидными кольцами для строповки изделий;

установка сварных сеток опорного узла и закладных деталей нижнего пояса для крепления подвесного транспорта;

установка напрягаемых арматурных элементов в нижнем поясе с подтяжкой стержней до 30% проектного значения;

установка арматурных каркасов сеток, верхнего пояса и полки.

Для обеспечения проектного положения сварных сеток вутовой части диафрагмы, сетки торцового вута, каркасов стоек и сеток верхнего пояса выполняются сварные работы и устанавливаются фиксаторы для обеспечения защитного слоя.

Стержни и сетки арочной диафрагмы свариваются двусторонним швом длиной не менее 150 мм.

Примечания: 1. Торцовые и продольные борта опалубки устанавливаются после предварительной подтяжки напрягаемой арматуры.

Большая часть операций выполняется с помощью крана и траверсы.

После закрытия бортов арматура нижнего пояса натягивается до проектной величины.

2. При применении арматуры класса А-IIIв стержень натягивают до напряжения 500 МПа с выдержкой в течение 3-5 мин.

Для арматуры класса А-У величина преднапряжения 720 МПа.

6.8. Приготовление бетонной смеси для производства панелей-оболочек и гибких преднапряженных пластин производится по общепринятой технологии. Крупность зерен щебня не должна превышать 1/3 толщины полки КСО. Допускается применять щебень с крупностью до 1/2 толщины полки в количестве, не превышающем 25% общего объема щебня. Бетонная смесь должна быть средней жесткости с осадкой конуса 3-5 см. Повышение ее пластичности (ОК=10-15 см) для бетонирования нижнего пояса, стоек, приопорного сплошного участка и диафрагмы достигается введением пластифицирующих добавок типа С-3, ЛСТМ-2 и др.

Класс тяжелого бетона для изготовления панелей-оболочек рекомендуется принимать не ниже В30 .

6.9. Укладка и уплотнение бетонной смеси (формование) производится в следующем порядке: нижний пояс, стойки, опорные узлы, верхний пояс, полка.

Укладка бетона в нижний пояс производится с помощью вибробадьи и откидного виброжелоба бетонной смесью повышенной пластичности.

Бетонирование стоек фермы-диафрагмы рекомендуется производить бетоном повышенной пластичности с использованием глубинных вибраторов.

Укладку и уплотнение бетона верхнего пояса диафрагм, торцовых ребер и полки панели-оболочки при использовании металлоформ с открывающимися бортами рекомендуется производить с применением специального вибропрофилера, разработанного ЭКБ НИИСК, позволяющего механизировать укладку и уплотнение бетонной смеси в полке панели-оболочки. Уплотнение бетонной смеси в верхних поясах диафрагм и торцовых ребрах производится глубинными или навесными вибраторами, установленными на форме непосредственно в этих зонах.

Скорость формирования устанавливают в зависимости от жесткости бетонной смеси (0,35-1,0 м/мин).

Окончательное заглаживание производится с помощью виброшаблона или вращающегося валика, расположенного на бетоноукладчике.

6.10. Тепловлажностная обработка бетона производится

контактным способом. Режим тепловой обработки при производстве в условиях полигона зависит от наружной температуры воздуха.

В летний период можно применять следующий режим тепловой обработки, ч.: предварительная выдержка при температуре 20 °С–2; повышение температуры от 20 до 50 °С–2; выдержка при температуре 50 °С–3; подъем температуры до 80 °С–2; изотермический прогрев при температуре 80 °С–10...12; снижение температуры от 80 до 20 °С–2... 3.

В зимний период до начала укладки бетона производится предварительный подогрев формы до температуры 25–30 °С. Время изотермического прогрева бетона рекомендуется увеличивать до 18–24 ч.

Сокращение продолжительности термообработки без перерасхода цемента возможно путем применения специальных комплексных добавок (например, сульфата натрия с пластификатором "ускоритель твердости – пластификатор").

6.11. Тепловая обработка панели-оболочки должна производиться под укрытием складывающейся теплоизоляционной шторой (в зимний период), прорезиненной тканью или полиэтиленовой пленкой. Температуру и влажность среды под пленкой необходимо контролировать каждые 0,5 ч. Процесс теплообработки желательно автоматизировать (например, путем применения програмного электронного регулятора температуры "Пуск 3" и др.).

Цикл изготовления панели КСО 36-48 ч. , 36 ч – в летнее время: 48 ч. – в зимнее время года.

6.12. Тепловая обработка панели-оболочки осуществляется до достижения бетоном прочности не менее 70% в летнее и 90% в зимнее время. Образцы бетона, используемые для контроля прочности, при пропаривании укладывают на полку панели-оболочки (под паронепроницаемой пленкой).

6.13. Распалубку панелей-оболочек с формы рекомендуется производить в таком порядке: снятие преднапряжения путем постепенной обрезки напрягаемых стержней арматуры; открывание бортов с помощью гидродомкратов или винтовых устройств; отрыв изделия от формы поочередно для обоих торцов панели-оболочки; съем изделия с формы.

6.14. Съем изделий панелей-оболочек с формы, их склади-

рование и последующий монтаж рекомендуется производить специальной траверсой. Траверса (рис.34) представляет собой балку или ферму с поперечно расположенными по концам двухсторонними консолями, оборудованными блоками и траверсами. Длина траверсы назначается с таким расчетом, чтобы угол наклона строп к горизонту при монтаже изделия составлял не менее 60°.

6.15. Гибкие преднапряженные пластины рекомендуется изготовлять размерами 3х6х0,04 м из бетона классов В25-В30 с применением высокопрочной проволоки класса ВрП диаметром 3-5 мм.

Пластины применяют в сочетании с панелями КСО с укладкой их в промежутках между панелями с шагом 3 м.

Пластины готовят цельными. Необходимые проемы устраивают в панелях КСО.

6.16. Изготовление пластин целесообразно организовать по поточно-агрегатной технологии в цехе или на полигоне завода, оборудованном виброплощадкой и камерами пропаривания. Пластины готовят с использованием силовых металлических форм.

Величина предварительного напряжения определяется способом натяжения и способом образования анкерных головок на концах стержней и составляет 0,6-0,8 от нормативного сопротивления растяжению арматуры.

6.17. Изготовление гибких предварительно напряженных пластин размерами 3х6х0,04 м может быть организовано по поточно-агрегатной технологии в цехе или на полигоне завода с применением металлических силовых форм в количестве 4-6 шт

6.18. Металлическая силовая форма представляет собой плоскую сварную конструкцию в виде балочной клетки, обшитой стальным листом, упоров для натяжения арматуры и ограничителей изделия.

В зависимости от способа напряжения упоры для восприятия усилий преднапряжения могут устанавливаться либо непосредственно на силовой раме - при электротермическом или электротермомеханическом способе натяжения (рис.35), либо

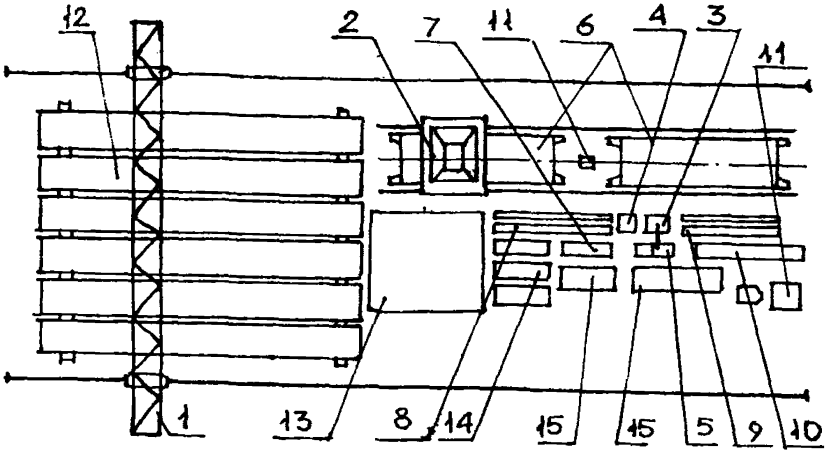


Рис.33. Технологическая линия по производству панелей-оболочек КСО

1-кран козловой; 2-бетоноукладчик; 3-машина стыковая; 4-станок для резки арматурной стали; 5-насосный агрегат; 6-форма для КСО; 7-форма для подсводных ферм; 8-рольганг ℓ =27,5 м; 9-рольганг ℓ =9 м; 10-траверса г/п 16 т; 11-бадья для бетона; 12-склад готовой продукции КСО; 13-склад арматурных сеток КСО; 14- склад готовой продукции подвесных ферм; 15-складирование арматуры ферм

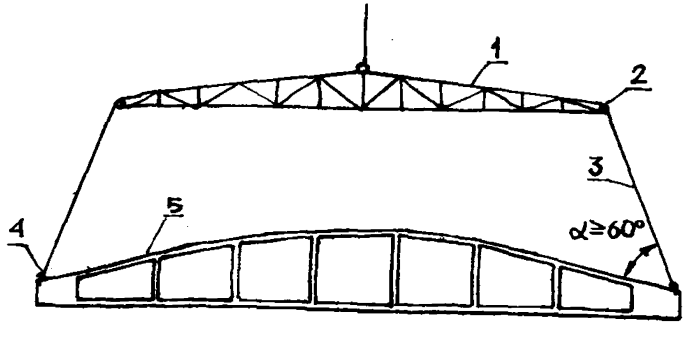


Рис.34. Схема строповки панели-оболочки при съеме изделия с формы и складировании

1-несущая конструкция траверсы; 2-консоли с блоками; 3-трось; 4-монтажная петля с откидным кольцом; 5-панель КСО

с одной стороны на раме, а с другой стороны на неподвижной силовой траверсе - при механическом способе натяжения (см.рис.35,б).

Конструкция силовой формы должна надежно обеспечивать проектное положение арматуры, преднапряжение всех арматурных проволок с одинаковым усилием и иметь соответствующие ограждения, обеспечивающие безопасность работающих.

6.19. Изготовление анкерных головок напрягаемых арматурных элементов рекомендуется производить методом холодного или горячего прессования на специально разработанных автоматах. Изготовление высаженных головок с подогревом концов стержня до 600-700° менее трудоемко и обеспечивает более стабильную величину контролируемого напряжения при натяжении, но при назначении контролируемой величины преднапряжения следует учитывать некоторое снижение прочности проволоки на разрыв в зоне головок, определяемое экспериментальным путем.

620. Предварительное напряжение пластин с точки зрения уменьшения трудозатрат целесообразно производить механическим способом с одновременным напряжением всех стержней одного направления. При этом упоры для восприятия усилия натяжения должны быть выполнены из высокопрочной стали, обеспечивающей надежную анкеровку и исключение местных пластических деформаций.

6.21. Укладка бетонной смеси при изготовлении гибкой пластины производится с помощью универсальной бадьи, а уплотнение - с помощью виброрейки или виброшаблона с вращающимся валом на всю ширину изделия. При этом, как показал опыт изготовления таких конструкций, оптимальными являются следующие параметры виброрейки: частота - 50-60 Гц; амплитуда колебаний - 0,2-0,3 мин: скорость передвижения 0,3-0,5 м/мин.

Уплотнение выполняется в два прохода (прямой и обратный). При обратном проходе скорость движения виброрейки рекомендуется увеличивать до 1 м/мин.

6.22. Тепловлажностную обработку пластин рекомендуется осуществлять в пропарочных камерах периодического действия при следующем режиме тепловой обработки, ч.: предвари-

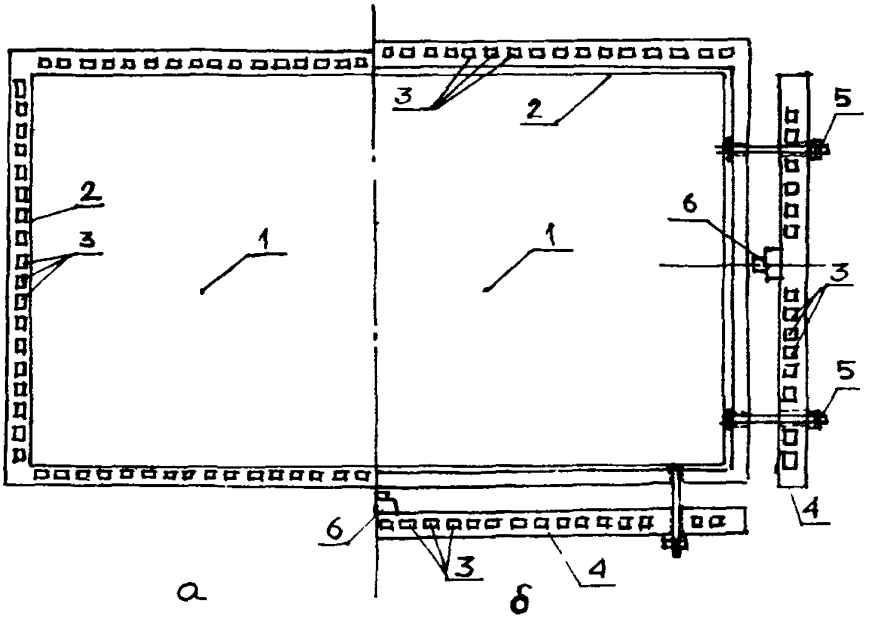


Рис.35. Схема силовой металлоформы для изготовления гибких предварительно напряженных пластин:
а– при электротермическом способе натяжения; б–при механическом способе натяжения; 1–силовой подпон; 2–ограничители размеров изделия; 3–неподвижные упоры для натяжения; 4–подвижная силовая балка; 5–направляющие с элементами крепления; 6–гидродомкрат

тельная выдержка изделия при температуре 20°С–1,5....2; повышение температуры от 20 до 50°С–2; выдержка при температуре 50°С–1,5. ... 2; подъем температуры до 80°С–1,5.. ..2; изотермический прогрев при температуре 80°С–6.. ..8; снижение температуры до 20°С–2.

6.23. Съем пластин с формы и изгиб пластин по заданному радиусу рекомендуется производить с помощью самобалансирующей траверсы, разработанной БТИСМ им. Гришманова или НИИСК, представляющей собой горизонтальную сварную раму с блоками, тросами и рычажно–винтовыми прижимами для изгиба пластины.

Подъем изделия производится за шесть строп, идущих от блоков траверсы. При этом из–за различной длины строп (30–50 мм) уже при подъеме под действием собственной массы обеспечивается частичный изгиб пластины по цилиндрической поверхности в продольном направлении и повышение ее изгибной жесткости в поперечном направлении.

Цикл изготовления гибкой пластины составляет 24 ч

Полный изгиб пластин (прижатие к упорам–выступам панелей–оболочек КСО) по заданной кривизне осуществляется при их монтаже с помощью рычажно–винтовых прижимов, установленных на траверсе .

6.24. Окончательная фиксация пластин производится после приварки закладных частей и замоноличивания швов в покрытии.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

ПРИМЕР РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПАНЕЛИ-ОБОЛОЧКИ КСО И ГИБКОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛАСТИНЫ-ПОЛОГОЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ КОМБИНИРОВАННОГО ПОКРЫТИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Отапливаемое производственное здание возводят во П районе снеговых нагрузок. Влажностный режим здания нормальный, среда неагрессивная. По ответственности здание относится к классу II. Здание оборудовано четырьмя подвесными кранами грузоподъемностью 3,2 т.

Габаритные размеры панелей-оболочек КСО 3х24 м приняты согласно рис.2 и 3 настоящих рекомендаций. Армирование полки панели осуществляется сварной рулонной сеткой из арматурной проволоки класса Вр-1. Плоские сетки верхних поясов ферм-диафрагм, торцовые ребра, опорные узлы, пространственные каркасы стоек ферм-диафрагм – из горячекатаной арматурной стали класса А-Ш. Напрягаемая арматура – из горячекатаной арматурной стали класса А-У.

Для изготовления панели предусмотрен бетон класса В45.

Расчетные характеристики материала панели-оболочки: бетон класса В45, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении – $R_в$ = 25 МПа; $R_{вt}$ = 1,45 МПа; $R_{в,ser}$ = 32 МПа; $R_{вt,ser}$ = 2,2 МПа; $E_в$ = 34 · 10^3 МПа; арматура класса А-У – R_s = 680 МПа; $R_{s,ser}$ = 785 МПа; E_s = 190 · 10^3 МПа; А-Ш – R_s = R_{sc} = 365 МПа; E_s = 200 · 10^3 МПа; Вр-1 ⌀ 5 мм – R_s = 360 МПа; E_s = 170 · 10 МПа.

Для изготовления гибкой пластины принят бетон класса В30. Армирование осуществляется напрягаемой в двух направлениях проволочной арматурой класса Вр-П.

Расчетные характеристики материала: бетон класса В30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении – $R_в$ = 17 МПа; $R_{вt}$ = 1,2 МПа; $R_{в,ser}$ = 22 МПа; $R_{вt,ser}$ = 1,8 МПа; $E_в$ = 29 · 10^3 МПа; арматура класса Вр-П

Ø 5 мм – R_s = 1045 МПа; $E_s = 200 \cdot 10^3$ МПа.

Нагрузки на 1 м^2 поверхности покрытия приведены в табл. 1. Все расчетные нагрузки определены с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0{,}95$.

Таблица 1

Вид равномерно распределенной нагрузки	Нагрузка, кПа		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, кПа
	нормативная	расчетная при $\gamma_f = 1$		
1	2	3	4	5
на панель-оболочку:				
п о с т о я н н а я	3,007	2,857	–	3,353
в т.ч. водоизоляционный ковер	0,1	0,095	1,3	0,124
цементная стяжка (γ = 20 кН/м^3, t = 15 мм)	0,3	0,285	1,3	0,371
утеплитель пенобетон (γ = 5 кН/м^3, t = 140 мм)	0,7	0,665	1,3	0,865
вес панели-оболочки	1,907	1,812	1,1	1,993
в р е м е н н а я	0,7	0,665	1,4	0,931
снеговая нагрузка	0,7	0,665	1,4	0,931
в т.ч. длительная	0	0	–	0
кратковременная	0,7	0,665	1,4	0,931
полная	3,707	3,522	–	4,284
на гибкую пластину:				
п о с т о я н н а я	2,1	1,995	–	2,404
в т.ч. водотеплоизоляционный ковер	1,1	1,045	1,3	1,359
вес пластины	1	0,95	1,1	1,045
в р е м е н н а я	0,7	0,665	1,4	0,931
снеговая нагрузка	0,7	0,665	1,4	0,931
в т.ч. длительная	0	0	–	0
кратковременная	0,7	0,665	1,4	0,931
полная	2,8	2,66	–	3,335

Подвесные электрические краны грузоподъемностью 3,2т создают сосредоточенные нагрузки на диафрагмы панели-оболочки. Максимальное нормативное давление P_{max} на тележку составляет 21,36, а минимальное P_{min} – 5,46 кН.

Длительные сосредоточенные нагрузки определяют по линии влияния (рис.1) от действия одного подвесного крана с учетом коэффициента 0,5

$F_{1max} = 21,36 \cdot 0,5 \cdot (1 + 0,4) + 4,71 = 19,662$ кН,

где 4,71 кН – нагрузка от крановой балки,

$F_{1min} = 5,46 \cdot 0,5 \cdot (1 + 0,4) + 4,71 = 8,532$ кН.

Кратковременные сосредоточенные нагрузки определяют от действия остальных трех подвесных кранов:

$F_{1max} = 21,36 \cdot (1 + 0,4) + 4,71 = 34,614$ кН;

$F_{1min} = 5,46 \cdot (1 + 0,4)\ 4,71 = 12,354$ кН,

$F_{2max} = 21,36 \cdot (1 + 0,4 + 0,878 + 0,278) + 4.71 = 59,306$;

$F_{2min} = 5,46 \cdot 2,556 + 4.71 = 18,666$ кН.

Расчет панели – оболочки по несущей способности

Расчет полки. Расчетная нагрузка на полку от веса водотеплоизоляционного слоя – 1,36 кПа; от веса полки – 0,03 2,5 1,1 0,95 9,81 = 0,769 кПа; от снега – 0,931 кПа; полная – P = 1,36+0,769+0,931 = 3,06 кПа.

Рабочая высота сечения – 1,5 см, бетон тяжелый класса В45 с учетом коэффициента $\gamma_{B2} = 0,9 \times R_B = 2,5 \cdot 0,9 = 2,25$ кН/см^2, арматура класса Вр-1 ∅ 5 мм $R_S = 36$кН/см^2.

Расчет полки у опорных узлов. По формуле (10) настоящих рекомендаций

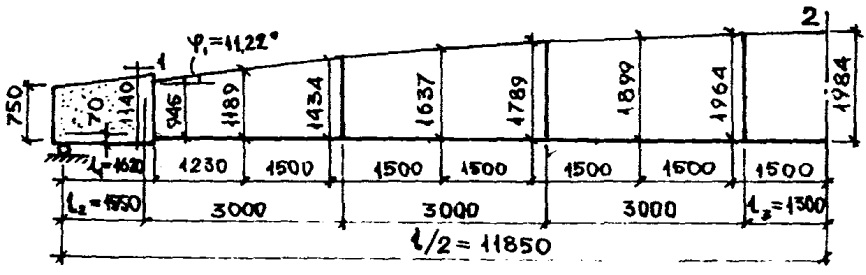
$M = 0,2\ P = 0,2 \cdot 3,06 = 0,612$ кН м/м = 61,2 кН·см/м.

По формулам [6] вычисляем :

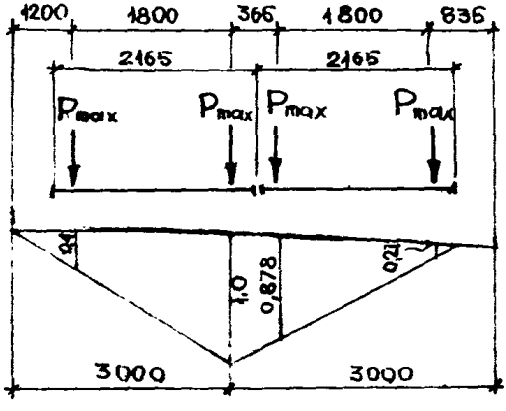
$$\omega = \alpha - \beta R_B = 0,85 - 0,008 \cdot 22,5 = 0,67\ ;$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,67}{1 + \frac{360}{500}\left(1 - \frac{0,67}{1,1}\right)} = 0,523\ ;$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_B\, B\, h_0^2} = \frac{61,2}{2,25 \cdot 100 \cdot 1,5} = 0,12\ ;$$



а



б

Рис.1.К примеру расчета фермы-диафрагмы
а-геометрическая основа; б-линия влияния давления на диафрагму и установка нагрузки в невыгодное положение

$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}12} = 0{,}0619 < \xi_R$.

По таблицам пособия [7] значение функции $\zeta = 0{,}968$. Требуемая площадь сечения арматуры на 1 пог.м полки у опорных узлов в продольном и поперечном направлениях

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{61{,}2}{36{,}0 \cdot 0{,}968 \cdot 1{,}5} = 1{,}17 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Принимаем шаг стержней 15 см, тогда $A_s = 1{,}31$ см^2/м. В средней части панели устанавливаем в поперечном направлении полки $\varnothing$ 5, шаг 15 см, а в продольном – $\varnothing$ 5, шаг 20 см.

Расчет фермы-диафрагмы

Основные сочетания нагрузок на ферму-диафрагму состоят из двух групп. К первой группе относится постоянная нагрузка и одна кратковременная от снега. Ко второй относится постоянная нагрузка и две временных – от снега и от подвесных кранов.

Чтобы определить по какой группе нагрузок вести расчет, найдем усилия в нижнем поясе диафрагмы от этих групп нагрузок, воспользовавшись соотношением (4) настоящих рекомендаций.

Усилие в нижнем поясе диафрагмы от первой группы нагрузок. Полная равномерно распределенная расчетная нагрузка на 1 пог.м диафрагмы $p = (4{,}284 + 3{,}335) \cdot 1{,}5 = 11{,}429$ кН/м.

Изгибающие моменты в основной системе от этой нагрузки:

$$M_{1P} = \frac{pl_1}{2}(l - l_1) = \frac{11{,}429 \cdot 1{,}62}{2}(23{,}7 - 1{,}62) = 204{,}405 \text{ кНм};$$

$$M_{2P} = \frac{pl^2}{8} = \frac{11{,}429 \cdot 23{,}7^2}{8} = 802{,}444 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающие моменты в основной системе от нагрузки $X_1 = 1$: $M_{11} = -0{,}945$ м; $M_{21} = -1{,}984$ м.

Задавшись в первом приближении $\xi = 1$, по формуле (3) настоящих рекомендаций получим усилия в нижнем поясе диафрагмы

$$X_1 = -\frac{802{,}444 + 204{,}405}{-1{,}984 - 0{,}945} = 343{,}752 \text{ кН}.$$

Усилие в нижнем поясе диафрагмы от второй группы нагрузок. Нагрузка на 1 пог.м диафрагмы $P=(3,353+0,931\cdot 0,9+2,404+0,931\cdot 0,9)\ 1,5=11,149$ кПа.

Сосредоточенные нагрузки учитываются с коэффициентами: надежности по назначению $\gamma_n=0,95$; надежности по нагрузке $\gamma_f=1,1$; сочетаний $\Psi=0,7$, $\Psi_1=0,95$ для длительной части нагрузки и $\Psi_2=0,9$ для кратковременной.

Определим величины нагрузок:

$F_{1max}=19,662\cdot 0,95\cdot 1,1\cdot 0,7\ 0,95+34,614\cdot 0,95\cdot 1,1\cdot 0,7\cdot 0,9=37,718$ кН;

$F_{1min}=8,532\cdot 0,95\cdot 1,1\cdot 0,7\cdot 0,95+12,354\cdot 0,95\cdot 1,1\cdot 0,7\cdot 0,9=14,514$ кН;

$F_{2max}=59,306\cdot 0,95\cdot 1,1\cdot 0,7\cdot 0,9=41,213$ кН,

$F_{2min}=18,666\cdot 0,95\cdot 1,1\cdot 0,7\cdot 0,9=12,971$ кН.

Сведем действующие нагрузки к симметричным:

$F_{max}=(37,718+41,213)\cdot 0,5=39,466$ кН,

$F_{min}=(14,514+12,971)\cdot 0,5=13,743$ кН.

Изгибающие моменты в основной системе от второй группы нагрузок составят (рис.2)

$$M_{1p}=\frac{Pl_1}{2}(l-l_1)+(F_{max}+F_{min})l_1-F_{min}(l_1-l_2)=$$

$$=\frac{11,149\cdot 1,62}{2}(23,7-1,62)+(39,466+13,743)\cdot 1,62-$$

$$-13,743\cdot(1,62-1,55)=284,684\ \text{кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2p}=\frac{Pl^2}{8}+(F_{max}+F_{min})l/2-F_{min}(l/2-l_1-l_3)=$$

$$=\frac{11,149\cdot 23,7^2}{8}+(39,466+13,743)\cdot 11,85-13,743\cdot(11,85-$$

$$-1,62-1,3)=1290,586\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Вычисляем усилия в нижнем поясе диафрагмы

$$X_1=-\frac{1290,586+284,684}{-1,984-0,945}=537,807\ \text{кН}.$$

Так как усилие $X_1=343,752$ кН $< 0,82\cdot 537,802=440,998$ кН, то расчет прочности ведем по второй группе нагрузок.

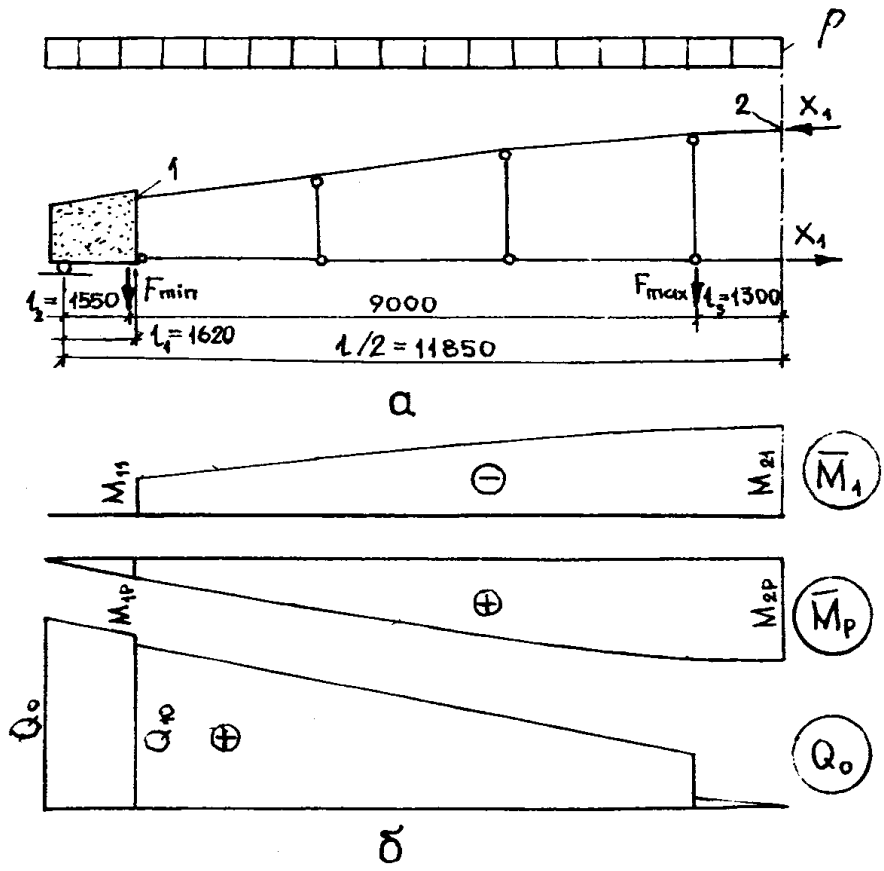


Рис. 2. К примеру расчета фермы-диафрагмы
а-расчетная схема и нагрузки; б-единичная; грузовые эпюры моментов и поперечных сил в верхнем поясе

Изгибающие моменты, нормальные и поперечные силы в сечениях 1 и 2 верхнего пояса диафрагмы определяются по формулам (1) настоящих рекомендаций, учитывая, что $\varphi_1 = 11,22^\circ$:

$$M_1 = \bar{M}_{1P} + \bar{M}_{11}X_1 = 284,684 - 0,945 \cdot 537,802 = -223,589 \text{ кН·м};$$

$$M_2 = \bar{M}_{2P} + \bar{M}_{21}X_1 = 1290,586 - 1,984 \cdot 537,802 = 223,587 \text{ кН·м};$$

$$Q_0 = pl/2 + F_{min} + F_{max} = 11,149 \cdot 11,85 + 13,743 + 39,466 =$$

$$= 185,325 \text{ кН};$$

$$Q_{10} = Q_0 - pl_1 - F_{min} = 185,325 - 11,149 \cdot 1,62 - 13,743 =$$

$$= 160,433 \text{ кН};$$

$$N_1 = -Q_{10}\sin\varphi_1 - X_1\cos\varphi_1 = -160,433 \cdot 0,19458 - 537,802 \times$$

$$\times 0,98089 = -558,742 \text{ кН};$$

$$N_2 = -X_1 = -537,802 \text{ кН};$$

$$Q_1 = Q_{10}\cos\varphi_1 - X_1\sin\varphi_1 = 160,433 \cdot 0,98089 - 537,802 \times$$

$$\times 0,19458 = 52,722 \text{ кН}.$$

Подбор сечений арматуры в элементах фермы-диафрагмы

Нижний пояс диафрагмы. Площадь сечения предварительно напряженной арматуры класса А-V определяем по формуле (3,196) [7]

$$A_{sp} = \frac{537,802}{1,15 \cdot 68} = 6,68 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1 Ø 32 А-V ($A_{sp} = 8,043$ см^2).

Верхний пояс диафрагмы имеет два расчетных сечения (см. рис.2,б): у опорного узла - сечение 1; посередине пролета - сечение 2.

Подбор арматуры в сечении 1 (рис. 3). Геометрические параметры сечения: высота $h = 49,5$ см; ширина переменная. Изгибающий момент и нормальная сила, действующая в сечении:

M_1 =223,589 кН·м; N_1 =558,742 кН. Для бетона класса В45 с учетом коэффициента γ_{B2}=1,1 $R_B\gamma_{B2}$=25·1,1= =27,5 МПа =2,75 кН/см^2 , для арматуры класса А-Ш R_S= =365 МПа =36,5 кН/см^2 , h_{o1}=49,5-1,5=48 см, h_{o2}= =46,5 см, h_{o3}=6 см, A_{S1}=1,31·1,4=1,834 см^2 .

По формуле (25) СНиП 2.03.01-84 находим граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, при котором предельное состояние сечения наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжений, равных расчетному сопротивлению R_S

$$\xi_R = \frac{0,68}{1 + \frac{365}{400}\left(1 - \frac{0,68}{1,1}\right)} = 0,4533 ,$$

где ω =0,85-0,008 27,5=0,68 .

Высота сжатой зоны сечения определяется по формуле

$$X = \xi_R \cdot h_o = 0,4533\ (49,5-3) = 21,08 \text{ см}.$$

Чтобы определить площадь сечения растянутой и сжатой арматуры по формулам (7) и (9) настоящих рекомендаций, найдем значения площади сжатой зоны бетона A_B и ее статического момента S_B относительно центра тяжести сечения. Для этого площадь сжатой зоны бетона разобьем на участки (см.рис. 3). Определяем площадь сжатой зоны бетона

$$A_B = \sum_{i=1}^{4} A_{Bi} = 0,5 \cdot 7,5\ 2 + 8,75 \cdot 7,5 + (21,08-2-8,75) \cdot (7,5-$$

$$-1,5) + 0,5\ 0,0952 \cdot 21,08^2 = 7,5 + 65,63 + 61,98 + 21,15 =$$

$$= 156,26 \text{ см}^2 .$$

Статический момент сжатой зоны бетона

$$S_B = \sum_{i=1}^{4} A_{Bi} \cdot Z_{Bi} = 7,5 \cdot (37,8 - \frac{2}{3}\ 2) + 65,63 \cdot (37,8-2-0,5 \times$$

$$\times 8,75) + 61,98 \cdot (37,8-21,08+\frac{21,08-2-8,75}{2}) + 21,15 \times$$

$$\times (37,8-21,08+\frac{21,08}{3}) = 4194,6 \text{ см}^3 .$$

По формуле (7,а) вычисляем

$$R_s = \frac{400}{1 - \frac{0,68}{1.1}} = 936,17 \text{ МПа}.$$

По формуле (7) определяем напряжения в арматуре

$$\sigma_{s1}=93{,}617\cdot\left(\frac{0{,}63\cdot 48}{21{,}08}-1\right)=40{,}678\ \text{кН/см}^2.$$

Принимаем $\sigma_{s1}=36$ кН/см^2;

$$\sigma_{s2}=93{,}617\cdot\left(\frac{0{,}63\cdot 46{,}5}{21{,}08}-1\right)=32{,}186\ \text{кН/см}^2,$$

принимаем $\sigma_{s2}=32{,}186$ кН/см^2;

$$\sigma_{s3}=93{,}617\cdot\left(\frac{0{,}63\cdot 6}{21{,}08}-1\right)=-76{,}83\ \text{кН/см}^2,$$

принимаем $\sigma_{s3}=-36{,}5$ кН/см^2.

Количество растянутой и сжатой арматуры определяем по формулам (8) и (9)

$$A_{s2}=\frac{22358{,}9-(558{,}742-2{,}75\cdot 156{,}26)(37{,}8-6)-2{,}75\cdot 4194{,}6-}{32{,}186\ (46{,}5-}$$

$$\frac{-1{,}834\cdot 36\cdot(48-6)}{-6)}=3{,}03\ \text{см}^2;$$

принимаем 1 ⌀ 20 А-Ш ($A_{s2}=3{,}14$ см^2);

$$A_{s3}=\frac{429{,}715-1{,}834\cdot 36-3{,}03\cdot 36{,}5-558{,}742}{-36{,}5}=8{,}01\ \text{см}^2;$$

принимаем 2 ⌀ 22 А-Ш ($A_{s3}=7{,}6$ см^2).

Подбор арматуры в сечении 2 (рис. 4). Геометрические параметры сечения: высота $h=40$ см; ширина сжатой зоны сечения $b'_f=140$ см; рабочая высота $h_0=h-a=40-6{,}3=33{,}7$ см. Изгибающий момент и нормальная сила, действующие в сечении, соответственно: $M_2=223{,}587$ кН·м, $N_2=537{,}802$ кН. Для бетона класса В45 с учетом коэффициента $\gamma_{b2}=1{,}1$ $R_b\gamma_{b2}=25\ 1{,}1=27{,}5$ МПа$=2{,}75$ кН/см^2; для арматуры класса А-Ш $R_s=365$ МПа$=36{,}5$ кН/см^2, арматура полки $A_{s2}=(0{,}196/20)140=1{,}372$ см, $R_s=36$ кН/см^2.

По формуле (6) настоящих рекомендаций, задавшись высотой сжатой зоны бетона $\bar{x}$ и определив по формуле (7) напряжения в арматурах A_{s1}, A_{s2}, A_{s3}, определяем высоту сжатой зоны бетона $\bar{x}$. Задавшись несколькими значениями высоты сжатой зоны находим, что при $\bar{x}=2{,}58$ см $\sigma_{s1}=36{,}5$ кН/см^2, $\sigma_{s2}=-25{,}04$кН/см^2, $\sigma_{s3}=-36{,}0$ кН/см^2.

Высота сжатой зоны сечения

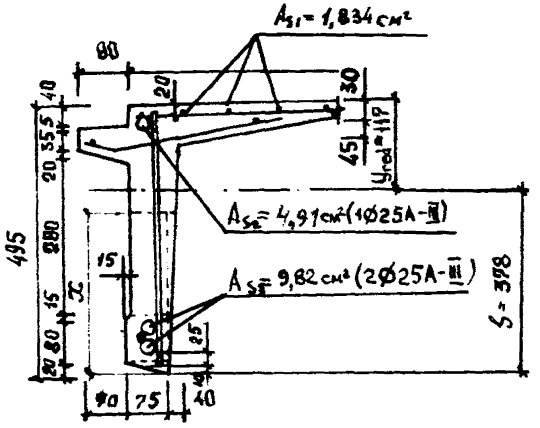


Рис.3. Расчетное опорное сечение 1 верхнего пояса арочной диафрагмы

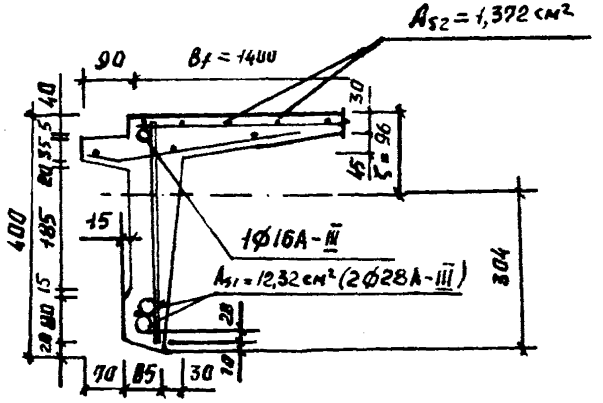


Рис. 4. Расчетное пролетное сечение 2 верхнего пояса арочной диафрагмы

$$x = 33,7 - \sqrt{33,7^2 - \frac{22358,7 + 537,802(33,7-9,6)}{0,5\ 2,75\ 140}} -$$

$$- \frac{25,04\ 2,011(33,7-3) - 36\ 1,372(33,7-1,5)}{} = 2,58 \text{ см}.$$

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определим по формуле (5) настоящих рекомендаций

$$A_{s1} = \frac{2,75 \cdot 140 \cdot 2,58 - 537,802 + 2,01 \cdot 25,04 + 1,372 \cdot 36}{36,5} = 15,2 \text{ см}^2,$$

которой удовлетворяют 2 ⌀ 32 мм. Однако диаметр 32 мм не удовлетворяет условию по защитному слою, так как 32 · 3 = =96 мм, а ширина сечения верхнего пояса по низу равна 85 мм.

Перераспределим часть пролетного момента в сечении 2 на сечение 1. Задаемся коэффициентом перераспределения внутренних усилий $\xi = 0,7$. Тогда

$$X_1 = -\frac{1290,586 + 0,7 \cdot 284,634}{-1,984 - 0,7 \cdot 0,945} = 563,156 \text{ кН};$$

усилия в верхнем поясе диафрагмы

$M_1 = 284,634 - 0,945\ 563,156 = -247,548$ кН·м;
$M_2 = 1290,586 - 1,984\ 563,156 = 173,284$ кН м,
$Q_0 = 185,325$ кН;
$Q_{10} = 160,433$ кН;
$N_1 = -160,433 \cdot 0,19458 - 563,156 \cdot 0,98089 = -583,611$ кН;
$N_2 = -X_1 = -563,156$ кН;
$Q_1 = 160,433 \cdot 0,98089 - 563,156 \cdot 0,19458 = 47,788$ кН.

Подбор арматуры в сечении 1:

$$A_{s2} = \frac{24754,8 - (583,611 - 2,75 \cdot 156,26)(37,8-6) - 2,75 \cdot}{32,186\ (46,5-} \cdot$$

$$\cdot \frac{4194,6 - 1,834 \cdot 36\ (48-6)}{-6)} = 4,26 \text{ см}^2;$$

принимаем 1 ⌀ 25 А-III ($A_s = 4,91$ см^2)

$$A_{s3} = \frac{2,75 \cdot 156,26 - 1,836 \cdot 36 - 3,756 \cdot 36,5 - 583,611}{-36,5} =$$

$= 10,29$ см^2.

Принимаем 2 ⌀ 25 А-III ($A_s = 9,82$ см^2).

Подбор арматуры в сечении 2. Высота сжатой зоны сечения при $\bar{x} = 2,263$ и $\sigma'_{s1} = 36,5$ кН/см^2, $\sigma_a = -15,43$ кН/см^2,

$\sigma'_{s3} = -36{,}0$ кН/см^2;

$$X = 33{,}7 - \sqrt{33{,}7^2 - \frac{17328{,}4 + 563{,}156(33{,}7-9{,}6) - 0{,}5\ 2{,}75\ 140}{-2{,}011\ 15{,}43(33{,}7-3) - 1{,}732\ 36(33{,}7-1{,}5)}} = 2{,}26 \text{ см}.$$

$$A_{s1} = \frac{2{,}75 \cdot 140 \cdot 2{,}26 + 2{,}01 \cdot 15{,}43 + 1{,}732 \cdot 36 - 563{,}156}{36.5} = 10{,}96 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 $\varnothing$ 28 А-III ($A_s = 12632$ см^2).

С т о й к и д и а ф р а г м ы. Геометрические параметры сечения стоек: $b = 0{,}14$ м; $h = 0{,}12$ м; длина средней стойки $h_c = 2{,}15 - 0{,}4 - 0{,}14 = 1{,}61$ м; рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 0{,}12 - 0{,}026 = 0{,}094$ м. Бетон класса В45 с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$ $\gamma_{b2} R_b = 0.9 \cdot 2{,}5 = 2{,}25$ кН/см^2, $R_{bt,ser} = 0{,}22 \cdot 0{,}9 = 0{,}198$ кН/см^2. Арматура класса А-III $R_s = 36{,}5$ кН/см^2. Максимальная нормативная нагрузка $N_{t,ser} = F_{2max} = 59{,}306$ кН. Длина нижнего пояса, учитываемого в расчете средней стойки диафрагмы, $l_n = 1{,}5 + 1{,}3 = 2{,}8$ м. Масса 1пог. м стойки: $g_c = 0{,}155 \cdot 0{,}12 \cdot 2{,}5 \times 9{,}81 \cdot 1{,}1 = 0{,}502$ кН/м; масса 1пог.м нижнего пояса $g_n = 0{,}14 \cdot 0{,}12 \cdot 2{,}5 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}1 = 0{,}453$ кН/м.

Расчет на нагрузки от подвесного транспорта. Нагрузка на среднюю стойку $F_{max} = F_{2max} \gamma_f + g_c h_c + g_n l_n = 59{,}306 \times 1{,}1 + 0{,}502 \cdot 1{,}61 + 0{,}453 \cdot 2{,}8 = 67{,}31$ кН.

Требуемая площадь сечения арматуры стойки $A_s = \frac{F_{max}}{R_s} = \frac{67{,}31}{36{,}5} = 1{,}84$ см^2.

Расчет на горизонтальные нагрузки, возникающие при транспортировании. Изгибающий момент, возникающий в месте примыкания стойки к верхнему поясу, с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0{,}95$, вычисляется по формуле (13) настоящих рекомендаций

$$M_h = \gamma_n [0{,}4 g_c h_c^2 + g_n l_n (h_c + 0{,}5 h_n)] =$$

$$= 0{,}95 [0{,}4 \cdot 0{,}502 \cdot 1{,}61^2 + 0{,}453 \cdot 2{,}8 (1{,}6 + 0{,}5 \cdot 0{,}14)] =$$

$= 2{,}507$ кН м $= 250{,}7$ кН·см.

Вычисляем значения: $B_R = \xi_R (1 - 0{,}5 \xi_{,R}) = 0{,}4533 (1 - 0{,}5$

×0,4533) = 0,3506 ;

$$\alpha_m = \frac{M_h}{R_в b h_o^2} = \frac{250,7}{2,25 \cdot 14 \cdot 9,4^2} = 0,09 < 0,3506.$$

Сжатая арматура не учитывается. Значение функции $\zeta = 0,957$. Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{M_h}{R_s h_o} = \frac{250,7}{36,5 \cdot 0,957 \cdot 9,4} = 0,76 \text{ см}^2.$$

Конструктивно принимаем 2 ⌀ 12 А-III ($A_s = 2,26$ см^2). Стойка армируется пространственным каркасом 4 ⌀ 12 А-III ($A_s = 4,52$ см^2).

Расчет по раскрытию трещин. Напряжение в стержнях арматуры стойки $\sigma_s = \frac{N_{t,ser}}{A_s} = \frac{59,306}{4,52} = 13,12$ кН/см^2.

Согласно СНиП 2.03.01-84 принимаем коэффициенты: $\delta = 1,2$; $\varphi_l = 1$; $\eta = 1$. Коэффициент армирования сечения

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh} = \frac{4,52}{15,5 \cdot 12} = 0,0243.$$

Ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu_s)\sqrt[3]{d} =$$

$$= 1,2 \frac{13,12}{18000} \cdot 2,0(3,5 - 100 \cdot 0,0243)\sqrt[3]{12} = 0,04 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Таким образом, конструктивные соображения стали определяющими при подборе арматуры стоек.

Опорный узел. Расчет по прочности наклонных сечений. Геометрические параметры опорного узла с плавно меняющейся высотой: длина $l_1 = 162$ см; переменная высота $h_1 = 75$ см, $h_2 = 114$ см; средняя ширина $b = 13$ см (см.рис.5). Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1,1$ $R_в \gamma_{b2} = 25 \cdot 1,1 = 27,5$ МПа$=2,75$ кН/см^2 , $R_{bt} \gamma_{b2} = 1,45 \times$ $\times 1,1 = 1,595$ МПа $= 0,1595$ кН/см^2 . Расчетное сопротивление растяжению для предельного состояния второй группы предварительно напряженной арматуры класса А-V $R_{s,ser} = 785$ МПа, расчетное сопротивление арматуры хомутов класса А-III с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{s1} = 0,8$ $R_{sw} \gamma_{s1} = 365 \cdot$ $\cdot 0,8 = 292$ МПа$=29,2$ кН/см^2 .

Требуется определить диаметр хомутов и их шаг. В

опорном узле устанавливается одна плоская сетка арматуры.

Расчет ведем путем последовательных приближений, задавая 2–3 значения угла наклонной трещине, определяя в каждом случае поперечную силу, воспринимаемую бетоном и арматурой в наклонном сечении и сравнивая с действующей поперечной силой. Диаметр хомутов и их шаг задаем из условий :

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_w}{S_w} \geqslant \frac{R_{bt} \cdot b}{2} \quad ;$$

$$\frac{R_{bt} \cdot b}{2} = \frac{0{,}1595 \cdot 13}{2} = 1{,}037 \text{ кН/см.}$$

Принимаем хомуты ϕ 10 с шагом S_w=20 см. Тогда

$$q_{sw} = \frac{29{,}2 \cdot 0{,}785}{20} = 1{,}146 \text{ кН/см} > 1{,}037 \text{ кН/см.}$$

Расчет по первому приближению. Наклонное сечение располагаем под углом $\varphi = 45^{\circ}$. Вычисляем

$$tg\varphi_1 = \frac{107{,}0 - 68{,}0}{12{,}0 + 62{,}0} = 0{,}224 \ .$$

Рабочая высота сечения

$$h_o = h_{o1} + \left(l_{sup} + \frac{h_{o1}}{tg\varphi}\right) tg\varphi_1 = 68{,}0 + (22{,}0 + \frac{68{,}0}{1}) \times$$

$\times 0{,}224 = 88{,}2$ см.

Длина проекции наклонного сечения

$$C = \frac{h_o}{tg\varphi} = 88{,}2 \text{ см.}$$

По формулам СНиП 2.03.01-84 ведем дальнейшие вычисления. Определяем коэффициент

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_B = 1 - 0{,}01 \cdot 27{,}5 = 0{,}725.$$

Вычисляем:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_B} = \frac{190\ 10^3}{34\ 10^3} = 5{,}59,$$

$$\mu_w = \frac{A_w}{b S_w} = \frac{0{,}785}{13\ 20} = 0{,}00302.$$

Коэффициент

$$\varphi_{w1}=1+5\alpha\mu_w=1+5\cdot5{,}59\cdot0{,}00302=1{,}084.$$

Находим поперечную силу, действующую на расстоянии $c=88{,}2$ см от опоры

$$Q = Q_o - ph_o = 185{,}325-11{,}149\cdot0{,}882=175{,}49 \text{ кН}.$$

Проверяем неравенство

$0{,}3\cdot1{,}084\cdot0{,}725\ 2{,}75\cdot13\cdot88{,}2=743{,}42\text{кН}>175{,}49\text{кН}$.

Неравенство выполняется.

Для вычисления коэффициента φ_n найдем силу предварительного обжатия арочной диафрагмы P.

При электротермическом способе натяжения

$$P=30+\frac{360}{l}=30+\frac{360}{23{,}94}=45 \text{ МПа},$$

максимально допустимое напряжение

$$\sigma_{sp}=R_{s,ser}-P=785-45=740 \text{ МПа}.$$

Определяем первые потери напряжений по табл.5 СНиП 2.03.01-84. Потери от релаксации напряжений

$$\sigma_1=0{,}03\sigma_{sp}=0{,}03\cdot740=22{,}2 \text{ МПа}.$$

Потери от деформации анкеров при $\Delta l=1{,}25+0{,}15d=1{,}25+0{,}15\cdot32=6{,}05$ мм и $l=23940$ мм

$$\sigma_3=\frac{\Delta l}{l}E_s=\frac{6{,}05}{23940}\cdot190\cdot10^3=48 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия панели-оболочки с учетом первых потерь

$$P_{o1}=(\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_3)A_s=(74-2{,}22-4{,}8)8{,}043=538{,}7 \text{ кН}.$$

Для определения потерь от быстронатекающей ползучести вычисляем напряжения в бетоне σ_{bp} в нижнем поясе диафрагмы. Приведенная площадь сечения нижнего пояса

$$A_{red}=bh+\alpha A_{sp}=11{,}5\cdot14+5{,}59\cdot8{,}043=205{,}96 \text{ см}^2,$$

тогда

$$\sigma_{bp}=\frac{P_{o1}}{A_{red}}-\frac{N_1 d}{A_{red}},$$

где N_{1d} – усилие в нижнем поясе от веса панели

$$N_{1d} = \frac{q_d l^2}{8H} ;$$

H – расстояние между центрами тяжести верхнего и нижнего поясов в середине панели. Так как $q_d = 1,907 \cdot 1,5 \times 0,9 = 2,57$ кН/м, то

$$N_{1d} = \frac{2,57 \cdot 23,94^2}{8(2,15-0,07-0,096)} = 92,96 \text{ кН};$$

$$\sigma_{вр} = \frac{538,7}{205,96} - \frac{92,96}{205,96} = 2,17 \text{ кН/см}^2 = 21,7 \text{ МПа}.$$

При передаточной прочности бетона $R_{вр} = 0,7 \cdot 45 = 31,5$ МПа, коэффициент $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{вр} = 0,25 + 0,025 \cdot 31,5 = 1,038$, а

$$\frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = \frac{21,7}{31,5} = 0,69 < 1,038.$$

Потери от быстронатекающей ползучести

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,69 = 23,46 \text{ МПа}.$$

Вторые потери напряжений.

Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 50$ МПа. Потери от ползучести бетона при усилии обжатия с учетом потерь от быстронатекающей ползучести при:

$P_o = 538,7 - 2,346 \cdot 8,043 = 519,83$ кН;

напряжении в бетоне нижнего пояса

$$\sigma_{вр} = \frac{P_o}{A_{red}} - \frac{N_{1d}}{A_{red}} = \frac{519,83}{205,96} - \frac{92,96}{205,96} = 2,07 \text{ кН/см}^2 = 20,7 \text{ МПа};$$

отношении

$$\frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = \frac{20,7}{31,5} = 0,66 < 0,75$$

составят

$$\sigma_9 = 150 \alpha \frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,66 = 84,15 \text{ МПа}.$$

Напряжение в арматуре с учетом всех потерь

σ_{sp} =740-22,2-48-23,46-50-84,15=512,19 МПа= =51,22 кН/см .

Усилие предварительного обжатия

$$P = \sigma_{SP} A_{SP} = 51,22 \cdot 8,043 = 411,96 \text{ кН}.$$

Коэффициент

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{Bt} B h_o} = 0,1 \frac{411,96}{0,1595 \cdot 13 \cdot 88,2} = 0,225.$$

Коэффициент

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(B'_f - B) h'_f}{B h_o} = 0,75 \frac{3 (h'_f)^2}{B h_o} =$$

$$= 0,75 \frac{3,3^2}{13 \cdot 88,2} = 0,0177.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_B = \frac{\varphi_{B2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{Bt} B h_o^2}{C} =$$

$$= \frac{2(1+0,0177+0,225) \cdot 0,1595 \cdot 13 \cdot 88,2^2}{88,2} = 454,54 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая хомутами

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot C = 1,146 \cdot 88,2 = 101,08 \text{ кН}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами

$$Q = Q_B + Q_{sw} = 454,54 + 101,08 = 555,62 \text{ кН},$$

что выше действующей на наклонное сечение поперечной силы Q =175,49 кН.

Расчет по второму приближению. Наклонное сечение располагаем под углом φ =33°30′ (чтобы оно не вышло за пределы опорного узла) :

$$h_o = 68,0 + (22,0 + \frac{68,0}{0,6619}) \, 0,224 - 95,940 \text{ см};$$

$$C = \frac{95,94}{0,6619} = 144,9 \text{ см};$$

$$Q = 185,325 - 11,149 \cdot 1,449 = 169,2 \text{ кН};$$

$$\varphi_n = 0{,}1\frac{411{,}96}{0{,}2595\cdot 13\cdot 95{,}94} = 0{,}207\ ;$$

$$\varphi_f = 0{,}75\frac{3\ 3^2}{13\cdot 95{,}94} = 0{,}0162;$$

$$Q_в = \frac{2(1+0{,}0162+0{,}207)0{,}1595\cdot 13\cdot 95{,}94^2}{144{,}9} = 322{,}23\text{KH};$$

$$Q_w = 1{,}146\cdot 144{,}9 = 166{,}1\ \text{кН};$$

$$Q = 322{,}23+166{,}1 = 488{,}33\ \text{кН},$$

что больше действующей на наклонное сечение поперечной силы $Q = 169{,}2$ кН.

Таким образом расчет наклонных сечений опорного узла диафрагмы на оперечную силу показал достаточность принятого армирования (хомуты Ø10, шаг 200 мм).

Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента. Наклонное сечение под углом $\varphi = 45°$.

Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{act} = Q_{sup}\cdot C - P\frac{C^2}{2} = 185{,}325\cdot 88{,}2 - 0{,}11149\times$$

$$\times\frac{88{,}2^2}{2} = 15912\ \text{кН}\cdot\text{см},$$

а воспринимаемый наклонным сечением

$$M_{u,\varphi} = \sigma_s A_{sp}(h_o - 0{,}5x) + \sum_{i=1}^{5} R_{wi}A_{wi}Z_{wi}\ ,$$

где σ_s – напряжение в предварительно напряженной арматуре нижнего пояса диафрагмы без анкеров в сечении, расположенном в пределах длины анкеровки, на расстоянии l_{sup} от ее торца; X – высота сжатой зоны наклонного сечения, расположенная на расстоянии C от грани опоры; Z_{wi} – расстояние i-ого хомута, расположенного в пределах длины проекции наклонного сечения, до сечения на расстоянии C от грани опоры.

Определим длину зоны передачи напряжений

$$l_o = \left(\omega_p\frac{\sigma_{sp}}{R_{вр}} + \lambda_p\right)d = \left(0{,}25\cdot\frac{669{,}8}{31{,}5} + 10\right)3{,}2 = 49\ \text{см}.$$

Напряжение в предварительно напряженной арматуре на расстоянии l_{sup}=22 см от торца диафрагмы

$$\sigma_s = l_{sup}\frac{\sigma_{sp}}{l_p} = 22\cdot\frac{66{,}98}{49} = 30{,}07 \text{ кН/см}^2,$$

значение высоты сжатой зоны бетона

$$X = \frac{\sigma_s A_{sp}}{R_B B} = \frac{30{,}07\cdot 8{,}043}{2\cdot 75\cdot 140} = 0{,}628 \text{ см}.$$

Вычисляем изгибающий момент, воспринимаемый наклонным сечением,

$$M_{u,\varphi} = 30{,}07\cdot 8{,}043(88{,}2 - 0{,}5\cdot 0{,}628) + 29{,}2\cdot 0{,}785(68{,}2 + 48{,}2 + 28{,}2) = 24570 \text{ кН}\cdot\text{см} > M_{act} = 15912 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Наклонное сечение под углом $\varphi = 33^\circ 30'$. Определяем изгибающий момент, действующий в сечении,

$$M_{act} = 185{,}325\cdot 144{,}9 - 0{,}11149\cdot\frac{144{,}9^2}{2} = 25683 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

и изгибающий момент, воспринимаемый наклонным сечением

$$M_{u,\varphi} = 30{,}07\cdot 8{,}043(95{,}94 - 0{,}5\cdot 0{,}628) + 29{,}2\cdot 0{,}785(124{,}9 + 104{,}9 + 84{,}9 + 64{,}9 + 44{,}9 + 24{,}9) = 33532 \text{ кН см} > M_{act} = 25683 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Прочность опорного узла по изгибающему моменту также обеспечена.

Панель верхнего пояса диафрагмы (первая от опорного узла)

Расчет наклонного сечения на поперечную силу Q_1 = =47,788 кН. Продольная сжимающая сила N_1=583,611 кН. Геометрические параметры: высота сечения 49,5 см, ширина по низу (в сжатой зоне сечения) 7,5 см. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента γ_{B2}=1,1 $R_B\gamma_{B2}$= =25·1,1=27,5 МПа=2,75 кН/см^2, $R_{Bt}\gamma_{B2}$=1,45·1,1= =1,595 МПа=0,1595 кН/см^2. Расчетное сопротивление арма-

туры хомутов класса А-III с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{s1}=0,8$ $R_{sw}\gamma_{s1}=365\cdot0,8=292$ МПа$=29,2$кН/см^2.

Требуется определить диаметр хомутов и их шаг.

При диаметре стержней арматуры 25 мм, установленных в рассматриваемом участке верхнего пояса, наименьший допустимый диаметр хомутов – 8 мм. Шаг хомутов принимаем из условия

$$q_{sw}=\frac{R_{sw}A_w}{s_w}\geqslant\frac{R_{bt}b}{2}.$$

В нашем случае

$$\frac{R_{bt}b}{2}=\frac{0,1595\cdot7,5}{2}=0,598\ \text{кН/см},$$

а неравенство выполняется при шаге хомутов 20 см

$$q_{sw}=\frac{29,2\ 0,503}{20}=0,734\ \text{кН/см}>0,598\ \text{кН/см}.$$

Дальнейшие вычисления ведем по формулам СНиП 2.03.01-84:

$$\varphi_{b1}=1-\beta R_b=1-0,01\cdot275=0,725;$$

$$\alpha=\frac{E_s}{E_b}=\frac{200\ 10^3}{34\ 10^3}=5,88;$$

$$\mu_w=\frac{A_w}{b\cdot s_w}=\frac{0,503}{7,5\ 20}=0,00335;$$

$$\varphi_{w1}=1+5\alpha\mu_w=1+5\cdot5,88\cdot0,00335=1,0985.$$

Проверяем неравенство $Q_1\leq0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0$

$0,3\cdot1,0985\cdot0,725\cdot2,75\cdot7,5(49,5-6)=213,676$ кН$>47,788$кН.

Условие выполняется.

Коэффициент

$$\varphi_n=0,1\frac{N_1}{R_{bt}b\,h_0}=0,1\,\frac{583,61}{0,1595\cdot7,5\cdot43,5}=1,12>0,5.$$

Принимаем $\varphi_n=0,5$.

Вычисляем значение

$$c_0=h_0\sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n)R_{bt}b}{q_{sw}}}=$$

$$=43,5\sqrt{\frac{2(1+0,5)\cdot 0,1595\cdot 7,5}{0,734}}=96,19 \text{ см.}$$

Проверяем условие

$$C_o \geqslant \frac{\varphi_{в3} R_{Bt} h_o (1+\varphi_n)}{q_{sw}}$$

$$\frac{0,6\cdot 0,1595\cdot 43,5\cdot(1+0,5)}{0,734}=8,5 \text{ см} \quad < C_o=96,19 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

Наименьшее значение поперечного усилия, воспринимаемого бетоном,

$$Q_в=\varphi_{в3}(1+\varphi_n)R_{Bt}\beta h_o=0,6(1+0,5)\cdot 0,1595\cdot 7,5\cdot 43,5=$$
$$=46,85 \text{ кН,}$$

поперечное усилие, воспринимаемое хомутами,

$$Q_w=q_{sw}C=2q_{sw}h_o=2\cdot 0,734\cdot 43,5=63,86 \text{ кН.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами.

$$Q = Q_в + Q_w = 46,85+63,86=110,71 \text{ кН} > 47,788 \text{ кН.}$$

Принятые хомуты ⌀ 10 с шагом 200 мм удовлетворяют расчету. На остальных участках верхнего пояса устанавливаются такие же хомуты.

Расчет панели-облочки на горизонтальную нагрузку, возникающую при транспортировании

Масса панели g =14 т. Бетон класса В45 с учетом коэффициента $\gamma_{в2}=0,9$ $R_в\gamma_{в2}=0,9\cdot 2,5=2,25$ кН/см^2.

Арматура класса А-Ш $R_s=365$ МПа=36,5 кН/см^2.

Геометрические параметры сечения: h =294 см, β = =8 см; h_o=285 см.

Изгибающий момент, действующий в середине пролета в горизонтальном направлении, принимается согласно формуле (12) настоящих рекомендаций

$$M_h=0,05\gamma_n g l =0,05\cdot 0,95\cdot 14\cdot 1,1\cdot 9,81\cdot 23,94=$$
$$=17180 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Вычисляем значение

$$\alpha_m = \frac{M h}{R_B B h_o^2} = \frac{17180}{2{,}25 \cdot 8 \cdot 285^2} = 0{,}01175.$$

Значение функции $\zeta = 0{,}94$. Площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M h}{R_s \zeta h_o} = \frac{17180}{36{,}5 \cdot 0{,}94 \cdot 285} = 1{,}76 \text{ см}^2.$$

Принимаем 1 ⌀ 16 ($A_s = 2{,}011$ см^2).

Расчет торцового ребра

Геометрические параметры: высота $h = 150$ мм; ширина по верху $B' = 27{,}5$ см, по низу $B = 10$ см. Пролет $l = 211$ см. Ребро заш ено в опорных конструкциях панели и загружено равномерно распределенной нагрузкой, которая приложена непосредственно на ребре, и треугольной нагрузкой, передающейся от полки панели-оболочки (табл. 2).

Состав нагрузки, передающейся от полки панели на торцовое ребро в виде треугольника, за исключением веса панели-оболочки и снеговой нагрузки, приведен в табл.1. Расчетная нагрузка при коэффициенте $\gamma_f > 1$ составляет $0{,}124+0{,}371+0{,}865+0{,}075 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1+0{,}931 \cdot 1{,}2=3{,}247$ кН/м^2, нагрузка в вершине треугольника – $3{,}247 \cdot 2{,}11 \cdot 0{,}5=3{,}425$кН/м.

Максимальный балочный изгибающий момент от суммы нагрузок

$$M_B = \frac{q_1 l^2}{8} + \frac{q_2 l^2}{12} = \frac{1{,}3097 \cdot 2{,}11^2}{8} + \frac{3{,}425 \cdot 2{,}11^2}{12} =$$

$= 2{,}0$ кН·м $= 200$ кН·см.

Распределим этот момент поровну между опорами и пролетом, тогда $M_{sup} = 100$ кН·см

$$\alpha_m = \frac{M_{sup}}{R_B B h_o^2} = \frac{100}{2{,}25 \cdot 10 \cdot 12{,}4^2} = 0{,}029.$$

Таблица 2

Вид нагрузки	Нагрузка, кН/м		Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, кН/м
	Нормативная	Расчетная при $\gamma_f = 1$		
Постоянная равномерно распределенная,	0,8899	0,8219	-	1,0025
в т.ч. водоизоляционный ковер	0,0275	0,0261	1,3	0,0339
цементная стяжка (γ =20кН/м^3, t =15 мм)	0,0825	0,0784	1,3	0,1019
уголок цементной стяжки (85х85мм)	0,0354	0,0336	1,3	0,0437
утеплитель (пенобетон) (γ =5кН/м^3, t= 140 мм)	0,1925	0,1829	1,3	0,2378
слой гравия, утопленный в мастику	0,044	0,0418	1,3	0,0543
вес торцового ребра	0,508	0,4826	1,3	0,5309
Временная равномерно распределенная снеговая нагрузка (коэффициент С =1,2)	0,231	0,2195	1,4	0,3072
Полная	1,1209	1,0414	-	1,3097

Значение функции ζ =0,985. Площадь сечения растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M_{sup}}{R_s \zeta h_o} = \frac{100}{36,5 \cdot 0,985 \cdot 12,4} = 0,224 \text{ см}^2$$

Принимаем 1 ⌀12 (A_s=1,131 см^2).

Из расчета по пролетному изгибающему моменту M_{sup}=100 кН·см получим такое же количество арматуры (1 ⌀ 12).

Расчет опорного поперечника торцовой рамы панели-оболочки на нагрузку, возникающую при транспортировании

Геометрические параметры: высота сечения стоек h_c= =12 см, h_o=9 см; принятая ширина b_c=30 см; ширина сечения ригеля по верху b'_p=27,5 см, по низу b_p=15 см; высота сечения ригеля h_p=15 см: h_o=12,4 см; растояния до расчетных сечений h_1=37,5 см, h_2=30,0 см, h_3=99 см; l_1=37,5 см, l_p=286 см. Масса панели g=14 т. Бетон класса В45 R_B=2,5·0,9=2,25 кН/см^2. Арматура класса А-III R_s=36,5 кН/см^2 (рис.6).

Вычисляем максимальную горизонтальную нагрузку, действующую на опорный контур при транспортировании

$$R = 0{,}2\,\gamma_n\, g = 0{,}2 \cdot 0{,}95 \cdot 14 \cdot 1{,}1 \cdot 9{,}81 = 28{,}704 \text{ кН}.$$

Определяем количество арматуры в стойках опорного поперечника торцовой рамы. Изгибающий момент $M_c = Rh_1$= =28,704·37,5=1076,4 кН·см

$$\alpha_m = \frac{M_c}{R_B b h_o^2} = \frac{1076{,}4}{2{,}25 \cdot 27{,}5 \cdot 9^2} = 0{,}215.$$

Значение функции ζ=0,878. Количество растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M_c}{R_s \zeta h_o} = \frac{1076{,}4}{36{,}5 \cdot 0{,}878 \cdot 9} = 3{,}73 \text{ см}^2.$$

Принимаем 3 ⌀ 12 (A_s=3,39 см^2). В опорном узле в арматурной сетке, запроектированной по расчету опорного узла арочной диафрагмы на поперечную силу, первые три стержня ⌀ 12 (от торца опорного узла) устанавливают с шагом 100мм.

Определение количества арматуры в ригеле опорного контура.

Изгибающий момент

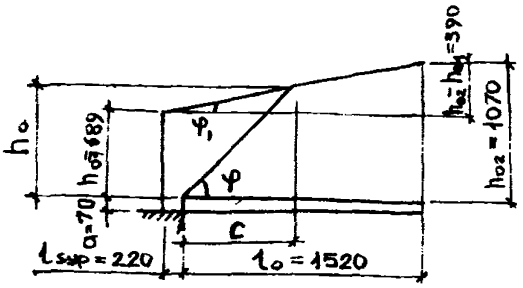


Рис.5. К расчету опорного узла арочной диафрагмы

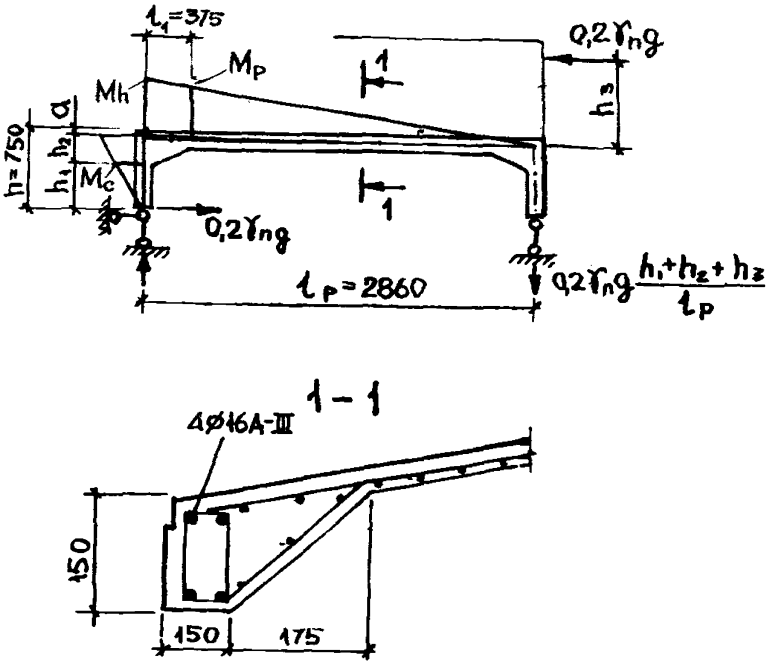


Рис.6. К расчету опорного поперечника торцовой рамы панели-оболочки на нагрузки, возникающие при транспортировании

а-вид на опорный поперечник торцовой рамы; б-поперечное сечение торцового ребра

$$M_p = 0{,}2\gamma_n g\left[(h_1+h_2)\left(1-\frac{l_1}{l_p}\right)-h_3\frac{l_1}{l_p}\right] =$$

$$=0{,}2\cdot 0{,}95\cdot 14\cdot 1{,}1\cdot 9{,}81\cdot(37{,}5+30)\left(1-\frac{37{,}5}{286}\right)99\cdot\frac{37{,}5}{286}$$

$=1311$ кН·см.

Вычисляем значение

$$\alpha_m = \frac{M_p}{R_B B h_o^2} = \frac{1311}{2{,}25\cdot 15\cdot 12{,}4^2} = 0{,}253.$$

Значение функции $\zeta = 0{,}85$. Определяем количество растянутой арматуры

$$\frac{M_p}{R_s \zeta h_o} = \frac{1311}{36{,}5\cdot 0{,}85\cdot 12{,}4} = 3{,}40\ \text{см}^2.$$

Принимаем 2 Ø 16 ($A_s = 4{,}02\ \text{см}^2$). По низу ригеля также устанавливаем 2 Ø 16 в связи со знакопеременным изгибающим моментом.

Расчет гибкой предварительно напряженной пластины-пологой цилиндрической оболочки по несущей способности

Геометрические параметры пластины: половина длины пластины – 3,01 м, половина ширины пластины – 1,58 м, толщина пластины – 0,04 м, пролет короткого направления пластины – 3,02 м, длинного – 6,02 м. Материал пластины: бетон тяжелый класса В30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, с учетом коэффициента $\gamma_{b2}=0{,}9$ $R_B = 17\times 0{,}9 = 15{,}3$ МПа $= 1{,}53$ кН/см^2, $R_{Bt,ser} = 1{,}8\cdot 0{,}9 = 1{,}62$ МПа $= 0{,}162$ кН/см^2, $E_B = 29\cdot 10^3$ МПа. Арматура класса Вр-II диаметром 5 мм, $R_s = 1045$ МПа $= 104{,}5$ кН/см^2, $R_{s,ser} = 1255$ МПа $= 125{,}5$ кН/см^2, $E_s = 200\ 10^3$ МПа. Способ натяжения – электротермический.

Гибкая пластина, уложенная длинными сторонами на панели-оболочки КСО, образует пологую цилиндрическую оболочку

средней длины. Расчитываем гибкую пластину, уложенную в средней части панели КСО.

Радиус кривизны верхнего пояса панели-оболочки КСО 3х24 м и нижней поверхности пластины определим по формуле

$$r = \frac{l^2 + H^2}{2H} = \frac{11,97^2+1,4^2}{2\cdot 1,4} = 51,872 \text{ м},$$

где l – длина половины панели-оболочки, H – стрела подъема криволинейной части панели-оболочки.

Вычисляем радиус кривизны кривой расположения нижней арматуры пластины

r_{inf}=51,872+0,017=51,889 м, верхней арматуры r_{sup}=51,899 м и верхней плоскости пластины r_o = =51,912 м.

Стрела подъема гибкой пластины – пологой оболочки составляет

$$H_n = r - \sqrt{r^2 - l^2} = 51,872 - \sqrt{51,872^2 - 3,01^2} = 0,088 \text{ м}.$$

Равномерно распределенная расчетная нагрузка на гибкую пластину составляет 3,335 КПа= 3,335 кН/м^2.

Требуется определить количество и расположение арматуры двух направлений пластины.

Определим значение предварительного напряжения в проволочной арматуре класса Вр-П короткого и длинного направлений пластины, учитывая предельную температуру нагрева стержней, равную 400°С

$$\sigma_{sp} = \alpha \Delta t E_s = 0,000011 \cdot (400-20) 200 \cdot 10^3 = 836 \text{ МПа}.$$

Определим значение напряжений в проволочной арматуре пластины после всех потерь.

Короткое направление, шаг стержней 200 мм

$$\sigma_1 = 0,05\,\sigma_{sp} = 0,05 \cdot 836 = 41,8 \text{ МПа},$$

при $\Delta l = 1,25+0,1\,d = 1,25+0,1\cdot 5 = 1,75$ мм и $l = 3740$ мм

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{1,75}{3740} 200000 = 93,58 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия после первых потерь

$$P_{01} = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3) A_{sp} = (83,6 - 4,18 - 9,358)\ 0,196 = 13,73 \text{кН}.$$

Определяем напряжения в бетоне на уровне нижней арматуры

$$\sigma_{вр} = \frac{P_{01}}{A_в} + \frac{P_{01} e_0 y}{J_в} = \frac{13,73}{20\ 4} + \frac{12 \cdot 13,73 (2,3 - 2,0) \cdot 0,3}{20\ 4^3} =$$

$= 0,183\ \text{кН/см}^2 = 1,83$ МПа.

Вычисляем соотношение

$$\frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = \frac{1,83}{0,7\ 30} = 0,0872 < \alpha ,$$

здесь $\alpha = 0,25 + 0,025$: $R_{вр} = 0,25 + 0,025\ 21 = 0,775$;

$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} 0,85 = 40\ 0,0872\ 0,85 = 2,97$ МПа; $\sigma_в =$ $= 35$ МПа; $\sigma_9 = 150 \alpha \sigma_{вр} / R_{вр} = 150\ 0,85\ 0,872 = 11,12$ МПа.

Определяем напряжение в проволоке с учетом всех потерь

$$\sigma_{sp} = 836 - 41,8 - 93,58 - 2,97 - 35 - 11,12 = 651,53 \text{ МПа}.$$

При аналогичном расчете напряжение в проволоке короткого направления с шагом стержней 100 мм составляет 637,5 МПа, в проволоке длинного направления с шагом стержней 200 мм – 687,81 МПа, и с шагом 100 мм– 668,68 МПа.

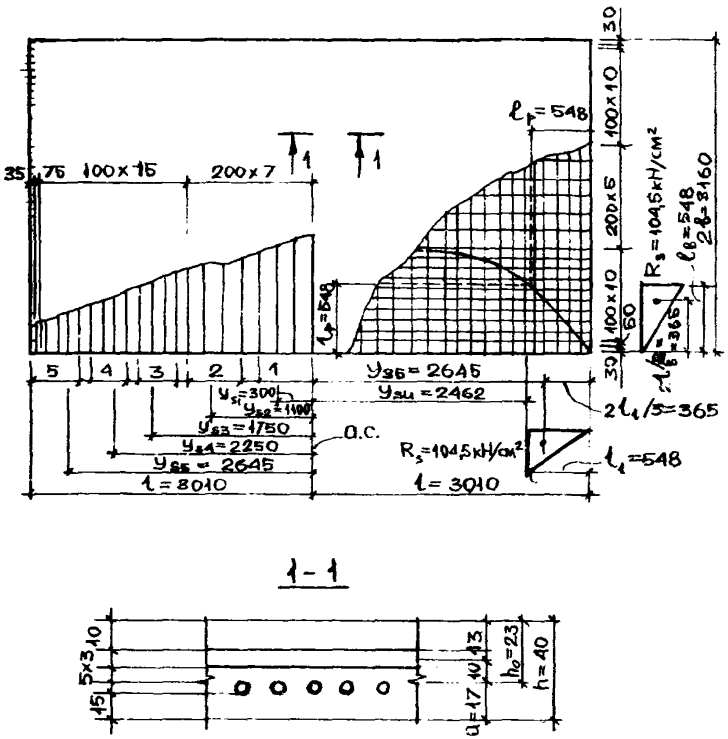
Расчет гибкой пластины состоит из последовательных приближений.

В первом приближении задается армирование короткого и длинного направлений пластины и оценивается несущая способность по недеформированной схеме. Затем во втором приближении расчет ведем по деформированной схеме. Если заданное армирование удовлетворяет несущей способности, переходим к расчету по образованию и ширине раскрытия трещин при изгибе на монтаже.

Первое приближение – расчет по недеформированной схеме. Задаемся схемой и количеством арматуры в гибкой плите согласно рис. 7.

Определим длину зоны передачи напряжений при передаточной прочности бетона $R_{вр} = 0,7 \cdot 30 = 21$ МПа и $R_s = 1045 \text{МПа} > 836$ МПа

$$l_p = (\omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{вр}} + \lambda_p) d = (1,4 \cdot \frac{1045}{21} + 40) \cdot 5 = 548 \text{мм} = 0,548 \text{м}.$$



1-1

Рис.7. К расчету гибкой пластины-пологой цилиндрической оболочки

Предполагая, что диагональная трещина войдет в угол пологой оболочки под углом 45°, принимаем значения $l_1 = l_в = l_р = 0{,}548$ м.

Разделим каждую половину количества арматуры коротко-го направления на 5 групп (см.рис. 7). Первые и вторые группы состоят из 4 стержней $\varnothing$ 5, $A_{s1} = A_{s2} = 0{,}196 \cdot 4 \cdot 2 = 1{,}568$ см^2. Третьи и четвертые группы состоят из 5 стержней $\varnothing$ 5, $A_{s3} = A_{s4} = 0{,}196 \cdot 5 \cdot 2 = 1{,}96$ см^2. Пятые группы являются зонами передачи напряжений, $A_{s5} = 2 \cdot 0{,}196 \cdot 54{,}8/10 = 2{,}148$ см^2. Напряжения в арматуре пятой группы равны нулю на контуре оболочки, а на расстоянии $l_1 = l_р$ равны расчетному сопротивлению арматуры $R_s = 104{,}5$ кН/см^2. Центр тяжести предельного усилия на этом участке находится на расстоянии $2l_1/3 = 0{,}365$ м от контура оболочки.

Расстояния до центров тяжести всех групп арматуры от середины оболочки y_{si} указаны на рис.7. Ординаты центров тяжести групп арматуры определены по формуле (26) настоящих рекомендаций, рабочая высота – по формуле $h_{oi} = z_{si} + h_o$, тогда:

$$z_{s1} = 5188{,}9 - \sqrt{5188{,}9^2 - 30^2} = 0{,}087 \text{ см};$$

$h_{o1} = 0{,}087 + 2{,}3 = 2{,}39$ см;

$z_{s2} = 1{,}17$ см; $\quad h_{o2} = 3{,}47$ см;

$z_{s3} = 2{,}95$ см; $\quad h_{o3} = 5{,}25$ см;

$z_{s4} = 4{,}88$ см; $\quad h_{o4} = 7{,}18$ см;

$z_{su} = 5{,}84$ см;

$z_{s5} = 6{,}89$ см; $\quad h_{o5} = 9{,}19$ см.

Найдем приближенную высоту сжатой зоны бетона по формуле (27) настоящих рекомендаций

$$x = \sqrt[3]{\frac{9 \cdot 104{,}5^2 (1{,}568 \cdot 2 + 1{,}96 \cdot 2 + 2{,}148 \cdot 0{,}5)^2}{32 \cdot 5191{,}2 \cdot 1{,}53}} = 2{,}56 \text{ см}.$$

Характеристика сжатой зоны бетона

$\omega = \alpha - 0{,}008 R_в = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 15{,}3 = 0{,}7276$

Напряжения в первой группе стержней

$$\sigma_{s1}=\frac{500}{1-\frac{0,7276}{1,1}}\left(\frac{0,7276}{2,56}\cdot 2,39-1\right)+651,53=177,86\text{МПа}<$$

<1045 МПа,

во второй

$$\sigma_{s2}=1476,91\left(\frac{0,7276}{2,56}\cdot 3,47-1\right)+651,53=631,21\ \text{МПа}<$$

<1045 МПа,

в третьей

$$\sigma_{s3}=1476,91\left(\frac{0,7276}{2,56}\cdot 5,25-1\right)+687,5=1364,36\ \text{МПа}>$$

>1045 МПа.

Напряжения в третьей, четвертой и пятой группах стержней принимаем равными расчетному сопротивлению

$R_s=1045$ МПа.

Уточняем высоту зоны

$$X=\sqrt[3]{\frac{9(1,568\cdot 38,039+1,568\cdot 92,526+1,96\cdot 104,5\cdot 2+2,148\cdot 32\cdot 5191,2\cdot 104,5\cdot 0,5)^2}{1,53^2}}=2,3\ \text{см}>2,13\ \text{см}\ (8\%).$$

Вычисляем напряжения в группах стержней:

$$\sigma_{s1}=1476,91\left(\frac{0,7276}{2,3}2,39-1\right)+651,53=291,27\ \text{МПа};$$

$$\sigma_{s2}=1476,91\left(\frac{0,7276}{2,3}3,47-1\right)+651,53=795,86\ \text{МПа};$$

$$\sigma_{s3}=1476.91\left(\frac{0,7276}{2,3}5,25-1\right)+687,5=1613,48\ \text{МПа}>$$

>1045 МПа; тогда

$$X=\sqrt[3]{\frac{9(1,568\cdot 29,127+1,568\cdot 79,586+1,96\cdot 104,5\cdot 2+2,148\cdot 32\cdot 5191,2\cdot 104,5\cdot 0,5)^2}{1,53^2}}=2,23\ \text{см}<2,3\ \text{см}\ (3\%)$$

(принимаем $X=2,23$ см).

Окончательно напряжения в группах стержней:

$\sigma_{s1}=326,32$ МПа; $\sigma_{s2}=846,75$ МПа.

Напряжения в третьей, четвертой и пятой группах стержней принимаем равными R_s =1045 МПа.

Определяем расстояние до центра тяжести сжатой зоны

$$x_c = \frac{5}{8} x = \frac{5}{8} 2{,}23 = 1{,}39 \text{ см}.$$

Площадь сжатой зоны бетона

$$A_в = \frac{4}{3} x \sqrt{2 r_o x} = \frac{4}{3} 2{,}23 \cdot \sqrt{2 \cdot 5191{,}2 \cdot 2{,}23} =$$

$= 452{,}42 \text{ см}^2$.

Изгибающий момент относительно оси y_{inf} определяем по формуле (24) настоящих рекомендаций

$$M_u = R_в A_в (h_o - x_c) + \sum_{i=1}^{5} \sigma_{si} A_{si} z_{si} =$$

$= 1{,}53 \cdot 452{,}42 (2{,}3 - 1{,}39) + 32{,}682 \cdot 1{,}568 \cdot 0{,}087 + 84{,}675 \cdot 1{,}568 \cdot 1{,}17 + 104{,}5 \cdot 1{,}96 \cdot 2{,}95 + 104{,}5 \cdot 1{,}96 \cdot 4{,}88 + 104{,}5 \cdot 2{,}148 \cdot 6{,}89 \cdot 0{,}5 = 3166{,}7$ кН·см.

По формуле (33) настоящих рекомендаций найдем погонное усилие

$$q_в = \frac{R_s A'_s}{S_в} = \frac{104{,}5 \cdot 0{,}196}{10} = 2{,}048 \text{ кН/см}.$$

Определив по формуле (30) настоящих рекомендаций значение половины ширины сжатой зоны бетона $C = \sqrt{2 r_o x}' = \sqrt{2 \cdot 5191{,}2 \cdot 2{,}23}' = 152{,}16$ см и по формуле (37) ординату линии излома 2–2

$$z_c = r_{sup} - \sqrt{r_{sup}^2 - C^2} = \sqrt{5189{,}9^2 - 152{,}16^2} = 2{,}23 \text{ см},$$

найдем по формуле (36) виртуальное перемещение

$$\delta = \frac{H - z_c}{l - c} = \frac{8{,}8 - 2{,}23}{301 - 152{,}16} = 0{,}04414 .$$

Определяем параметр a схемы излома:

$$B_1 = \delta q_в = 0{,}04414 \cdot 2{,}048 = 0{,}0904 \text{ кН/см};$$

$$B_2 = в(l + c) = 151 \cdot (301 + 152{,}16) = 68427{,}16 \text{ см}^2;$$

$$B_3 = (0{,}58335\, l + 1{,}41665\, C)/2 = (0{,}58335 \cdot 301 + 1{,}41665 \cdot 152{,}16)/2 = 195{,}57 \text{ см}^2;$$

$B_4 = M_u + B_1 l_в^3/3 = 3166,7 + 0,0904 \cdot 54,8^3/3 = 3257,19$ кН·см;
$B_5 = B_2 - B_3 l_в = 68427,16 - 195,57 \cdot 54,8 = 57709,9$ см^2;

$$a = \left(-B_3 B_4 + \sqrt{B_3^2 B_4^2 + B_1 B_2 B_4 B_5}\right)/B_1 B_5 =$$

$$= \frac{-195,57 \cdot 3257,19 + \sqrt{195,57^2 \cdot 3257,19^2 + 0,0904 \cdot 68427,16 \cdot 3257,19 \cdot 57709,9}}{0,0904 \cdot 57709,9} = 118 \text{ см.}$$

Усилия растяжения:

$N_1 = q_в (a - l_в) = 2,048(118 - 54,8) = 129,43$ кН;
$N_2 = (1/2) q_в l_в = 0,5 \cdot 2,048 \cdot 54,8 = 56,12$ кН.

Виртуальные перемещения:

$$\delta_1 = \delta \frac{a - l_в}{2a} = 0,04414 \cdot \frac{118 - 54,8}{2 \cdot 118} = 0,0118;$$

$$\delta_2 = \delta \frac{a - 2l_в/3}{a} = 0,04414 \cdot \frac{118 - 2 \cdot 54,8/3}{118} = 0,0305.$$

Виртуальный угол перелома

$$\varphi = \frac{1}{a} = \frac{1}{118} = 0,00847.$$

Виртуальный объем

$$W = 2b(l + c) - a(0,58335l + 1,41665c) =$$

$= 2 \cdot 151(301 + 152,16) - 118(0,58335 \cdot 301 + 1,41665 \times$
$\times 152,16) = 90699$ см^3/см.

Несущая способность по недеформированной схеме

$$q = \frac{2M_u\varphi + 4N_1\delta_1 + 4N_2\delta_2}{W} = \frac{2 \cdot 3166,7 \cdot 0,00847 + 4 \cdot}{90699}$$

$$\frac{\cdot 129,43 \cdot 0,0118 + 4 \cdot 56,12 \cdot 0,0305}{} = 0,000734 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 7,34 \text{ кН/м}^2.$$

Определим прогиб середины гибкой пластины-пологой оболочки к моменту исчерпания несущей способности. Для этого путем последовательных приближений из уравнения (45) настоящих рекомендаций определим значение X. Задаемся в первом приближении каким-либо значением высоты сжатой зо-

ны бетона. Например, возьмем его из расчета гибкой пластины по несущей способности. Определив по формулам (46), (47), и (53) напряжения в бетоне и арматуре и подставив все известные значения в уравнение (45), получим в левой части уравнения две компоненты - положительную и отрицательную. Если по абсолютной величине они разнятся между собой более, чем на 3%, задаются новым значением высоты сжатой зоны бетона и расчет повторяется. В нашем случае после нескольких приближений $X = 3{,}2$ см. По формуле (53) настоящих рекомендаций вычисляем:

$$\Psi_{s1} = 0{,}8\,\frac{0{,}087+2{,}3-3{,}2}{5{,}84+2{,}3-3{,}2} + 0{,}2 = 0{,}8\,\frac{-0{,}813}{4{,}94} + 0{,}2 = 0{,}0683$$

(принимаем $\Psi_{s1} = 1$);

$$\Psi_{s2} = 0{,}8\,\frac{1{,}27+2{,}3-3{,}2}{4{,}94} + 0{,}2 = 0{,}8\,\frac{0{,}27}{4{,}94} + 0{,}2 = 0{,}244;$$

$$\Psi_{s3} = 0{,}8\,\frac{2{,}95+2{,}3-3{,}2}{4{,}94} + 0{,}2 = 0{,}8\,\frac{2{,}05}{4{,}94} + 0{,}2 = 0{,}532;$$

$$\Psi_{s4} = 0{,}8\,\frac{4{,}88+2{,}3-3{,}2}{4{,}94} + 0{,}2 = 0{,}8\,\frac{3{,}98}{4{,}94} + 0{,}2 = 0{,}845.$$

$$\varepsilon_u = \frac{R_s}{E_s} = \frac{1045}{200\cdot 10^3} = 5{,}225\cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\sigma_{sp}}{E_s} = \frac{637{,}5}{200\cdot 10^3} = 3{,}118\cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_u - \varepsilon_{sp} = (5{,}225 - 2{,}037)\ 10^{-3} = 2{,}037\cdot 10^{-3}.$$

Коэффициент $\nu = \dfrac{0{,}45\cdot 3{,}335}{3{,}335+2\cdot 2{,}404} = 0{,}184$.

Вычисляем:

$$\sigma_в = \frac{2{,}037\cdot 10^{-3}\cdot 2{,}9\cdot 10^3\cdot 0{,}184}{0{,}9} \times \frac{3{,}2}{4{,}94} + 0{,}124 = 0{,}906 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{s1} = \frac{2{,}037\cdot 10^{-3}\cdot 20\cdot 10^3}{1} \times \frac{-0{,}813}{4{,}94} + 65{,}153 = 58{,}448 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{s2} = \frac{40{,}74}{0{,}224} \times \frac{0{,}27}{4{,}94} + 65{,}153 = 75{,}094 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{s3} = \frac{40,74}{0,532} \times \frac{2,05}{4,94} + 63,75 = 95,529 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{s4} = \frac{40,74}{0,845} \frac{3,98}{4,94} + 63,75 = 102,594 \text{ кН/см}^2.$$

Найденные значения напряжений подставляем в уравнение (45) настоящих рекомендаций

$$\frac{4}{3} 3,2 \cdot 0,906 \sqrt{2 \cdot 5191,2 \cdot 3,2} - 1,568(58,448+75,094) - 1,96 (95,529+102,594) - 0,5 \cdot 2,148 \cdot 104,5 = 704,597 - 709,945 (\sim 0,6\%).$$

Определим изгибающий момент

$$M_y = \frac{1}{2} 0,906 \cdot 3,2^2 \sqrt{2 \cdot 5191,2 \cdot 3,2} + 1,568 \cdot 58,444(-0,813) + +1,568 \cdot 75,094 \cdot 0,27 + 1,96 \cdot 95,529 \cdot 2,05 + 1,96 \cdot 102,594 \cdot 3,98 + 112,233(6,89+2,3-3,2) = 2659,21 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Вычисляем значение

$$\varepsilon_{bm} = \varepsilon_{su} \frac{x}{z_{su} + h_o - x} = \varepsilon_{su} \frac{3,2}{4,94} = 0,6478 \varepsilon_{su}.$$

Кривизна к моменту появления текучести в арматуре вычисляется по формуле (43) настоящих рекомендаций

$$(1/r)_y = \frac{\varepsilon_{bm} + \varepsilon_{su}}{z_{su} + h_o} = \frac{1,6478 \cdot 2,037 \cdot 10^{-3}}{5,84+2,3} = 0,4123 \cdot 10^{-3} \text{ 1/см}.$$

Кривизна к моменту исчерпания несущей способности вычисляется по формуле (42)

$$(1/r)_u = (1/r)_y \frac{M_u}{M_y} = 0,4123 \cdot 10^{-3} \frac{3166,7}{2659,21} = 0,491 \cdot 10^{-3} \text{ 1/см}.$$

Прогиб к моменту исчерпания несущей способности – по формуле (41)

$$f_u = \frac{1}{3}(a^2 + 3b^2 - 3ab)(1/r)_u =$$

$$= \frac{1}{3}(118^2 + 3 \cdot 151^2 - 3 \cdot 118 \cdot 151) \cdot 0,491 \cdot 10^{-3} = 4,73 \text{ см}.$$

Второе приближение. Расчет по деформированной схеме. Определяем стрелу подъема оболочки в деформированном состоянии:

$$H_g = H - f_u = 8{,}8 - 4{,}73 = 4{,}07 \text{ см};$$

$$r = \frac{l^2 + H_g^2}{2H_g} = \frac{301^2 + 4{,}07^2}{2\ 4{,}07} = 11132 \text{ см};$$

$$r_{inf} = r + a = 11132 + 1{,}7 = 11134 \text{ см};$$

$$r_{sup} = r + h - a' = 11132 + 4 - 1{,}3 = 11135 \text{ см}.$$

Ординаты центров тяжести групп арматуры и рабочие высоты арматуры участков:

$z_{s1} = 0{,}04$ см; $h_{o1} = 2{,}34$ см;
$z_{s2} = 0{,}54$ см; $h_{o2} = 2{,}84$ см;
$z_{s3} = 1{,}38$ см; $h_{o3} = 3{,}68$ см;
$z_{s4} = 2{,}27$ см; $h_{o4} = 4{,}57$ см;
$z_{su} = 2{,}72$ см;
$z_{s5} = 3{,}21$ см; $h_{o5} = 5{,}51$ см.

Определение высоты сжатой зоны бетона ведем путем последовательных приближений. В первом приближении высоту сжатой зоны можно принять из расчета прочности по недеформированной схеме $x = 2{,}23$ см. По формуле (67) СНиП 2.03.01-84 определяем напряжения в группах стержней:

$$\sigma_{s1} = 1476{,}91 \cdot \left(\frac{0{,}7276}{2{,}23} 2{,}34 - 1\right) + 651{,}53 = 302{,}23 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = 1476{,}91 \left(\frac{0{,}7276}{2{,}23} 2{,}84 - 1\right) + 651{,}53 = 543{,}17 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s3} = 1476{,}91 \left(\frac{0{,}7276}{2{,}23} 3{,}68 - 1\right) + 637{,}5 = 933{,}92 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s4} = 1476{,}91 \left(\frac{0{,}7276}{2{,}23} 4{,}57 - 1\right) + 637{,}5 = 1362{,}8 \text{ МПа} >$$

$$> 1045 \text{ МПа},$$

а высоту сжатой зоны бетона по формуле (27)

$$x = \sqrt[3]{\frac{9 \cdot 1{,}568 (30{,}223 + 54{,}317) + 1{,}96 \cdot 93{,}392 + 1{,}96 \cdot 104{,}5 +}{32 \cdot 11136 \times}}$$

$$\frac{+2,148\ 104,5]^2}{1,53^2} = 1,81 \text{ см.}$$

После ряда приближений значение высоты сжатой зоны будет равно 1,93 см, а напряжения в стержнях: σ_{s1} =477,5МПа, σ_{s2} =755,9 МПа, σ_{s3}= σ_{s4}= σ_{s5}=1045 МПа.

Расстояние до центра тяжести сжатой зоны

$$X_c = \frac{5}{8} X = \frac{5}{8} 1,93 = 1,21 \text{ см.}$$

Площадь сжатой зоны бетона

$$A_в = \frac{4}{3} X \sqrt{2 r_o X} = \frac{4}{3} 1,93\ 2\ 11136\ 1,93 = 534 \text{ см}^2.$$

Изгибающий момент относительно оси y_{inf}

$$M_u = R_в A_в (h_o - X_c) + \sum_{i=1}^{5} \sigma_{si} A_{si} Z_{si} =$$

$$=1,53 \cdot 534(2,3-1,21)+47,75 \cdot 1,568 \cdot 0,04+75,59 \cdot 1,568\ 0,54+104,5 \cdot 1,96 \cdot 1,38+104,5 \cdot 1,96 \cdot 2,27+104,5 \cdot 2,148\ 3,21=2426 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Половина ширины сжатой зоны бетона

$$C = \sqrt{2 r_o X} = \sqrt{2 \cdot 11136 \cdot 1,93} = 207,33 \text{ см,}$$

ордината линии излома 2 – 2

$$Z_c = r_{sup} - \sqrt{r_{sup}^2 - C^2} = 11135 - \sqrt{11135^2 - 207,33^2} = 1,93 \text{ см,}$$

виртуальное перемещение

$$\delta = \frac{H_g - Z_c}{l - C} = \frac{4,07-1,93}{301-207,33} = 0,02285 .$$

Вычисляем значения:

$$B_1 = \delta \cdot q_в = 0,02285 \cdot 2,048 = 0,04679 \text{ кН/ см;}$$

$$B_2 = B(l + C) = 151(301+207,33) = 76758 \text{ см}^2;$$

$$B_3 = (0,58335\, l + 1,41665\, C)/2 = (0,58335 \cdot 301 + 1,41665 \cdot 207,33)/2 = 234,65 \text{ см},$$

$$B_4 = M_u + \frac{B_1 l_в^2}{3} = 2426 + 0,04679 \cdot 54,8^2/3 = 2472,8 \text{ кН} \cdot \text{см;}$$

$B_5 = B_2 - B_3 t_в = 76758 - 234{,}65 \cdot 54{,}8 = 63899{,}2$ см^2.

Параметр

$$a = (-B_3 B_4 + \sqrt{B_3^2 B_4^2 + B_1 B_2 B_4 B_5}) / B_1 B_5 =$$

$$= \frac{-234{,}65 \cdot 2472{,}8 + \sqrt{234{,}65^2 \cdot 2472{,}8^2 + 0{,}04679 \cdot 76758 \cdot 2472{,}8 \cdot 63899{,}2}}{0{,}04679 \cdot 63899{,}2} = 124 \text{ см}.$$

Находим усилия растяжения:

$$N_1 = q_в (a - t_в) = 2{,}048(124 - 54{,}8) = 141{,}72 \text{ кН};$$

$$N_2 = \frac{1}{2} q_в t_в = 0{,}5 \cdot 2{,}048 \cdot 54{,}8 = 56{,}12 \text{ кН}.$$

Виртуальные перемещения:

$$\delta_2 = \delta \frac{a - 2t_в/3}{a} = 0{,}02285 \frac{124 - 2 \cdot 54{,}8/3}{124} = 0{,}01612;$$

$$\delta_1 = \delta \frac{a - t_в}{2a} = 0{,}02285 \frac{124 - 54{,}8}{2 \cdot 124} = 0{,}006376.$$

Виртуальный угол перелома

$$\varphi = \frac{1}{a} = \frac{1}{124} = 0{,}008065.$$

Виртуальный объем

$$\omega = 2\,в\,(t + c) - a(0{,}58335\,t + 1{,}41665\,c) = 2 \cdot 151 \times (301 + 207{,}33) - 124(0{,}58335 \cdot 301 + 1{,}41665 \cdot 207{,}33) = 95322 \text{ см}^3/\text{см}.$$

Несущая способность, вычисленная по деформированной схеме,

$$q = \frac{2M_u\varphi + 4N_1\delta_1 + 4N_2\delta_2}{\omega} = \frac{2 \cdot 2426 \cdot 0{,}008065 + 4 \cdot 141{,}72 \cdot 0{,}006376 + 4 \cdot 56{,}12 \cdot 0{,}01612}{95322} = 0{,}000486 \text{ кН/см}^2 = 4{,}86 \text{ кН/м}^2.$$

Расчет гибкой пластины по раскрытию трещин при изгибе на монтаже

Определим изгибающий момент, образующий трещины в гибкой пластине при изгибе ее на монтаже на панелях-оболочках КСО 3х24 м. Ширина гибкой пластины $b=3{,}16$ м, высота – 0,04 м. Продольная арматура класса Вр-II состоит из 28 проволок диаметром 5 мм площадью $A_{sp}=28\ 0{,}196=5{,}488$ см^2 с рабочей высотой $h=2{,}7$ см (см. рис. 7).

Вычисляем: $\delta=h_o/h=2{,}7/4=0{,}675$ см; $\alpha=E_s/E_B=200\ 10^3/29\ 10^3=6{,}897$; $\bar{\mu}_s=A_{sp}/bh=5{,}488/316\cdot4=0{,}00434$. Среднее значение предварительного напряжения в проволоках в поперечном сечении гибкой пластины

$$\sigma_{sp}=\frac{687{,}81\cdot6+668{,}68\cdot22}{28}=672{,}78\ \text{МПа}.$$

По формулам (39) и (40) настоящих рекомендаций вычисляем:

$$A=1+\bar{\mu}_s\left(2\alpha+\frac{\sigma_{sp}}{R_{Bt,ser}}\right)=1+0{,}00434\left(2\cdot6{,}897+\frac{672{,}78}{1{,}62}\right)=2{,}862;$$

$$B=1+\bar{\mu}_s\left(\alpha+\delta\alpha+\frac{\sigma_{sp}}{R_{Bt,ser}}\right)=1+0{,}00434\left(6{,}897+0{,}675\cdot6{,}897+\frac{672{,}70}{1{,}62}\right)=2{,}853.$$

Относительную высоту упругого ядра сечения определяем по формуле (70) настоящих рекомендаций

$$\lambda=-A+\sqrt{A^2+2B}=-2{,}862+\sqrt{2{,}862^2+2\cdot2{,}853}=0{,}866,$$

наибольшее напряжение в сжатой зоне бетона – по формуле (67)

$$\sigma_B=R_{Bt,ser}\frac{2\lambda-1}{1-\lambda}=0{,}162\frac{2\cdot0{,}866-1}{1-0{,}866}=0{,}885\ \text{кН/см}^2<$$

$$<0{,}7R_{Bt,ser}=0{,}7\ 2{,}2=1{,}54\ \text{кН/см}^2,$$

напряжение в растянутой арматуре – по формуле (68)

$$\sigma_s=R_{Bt,ser}\frac{\alpha(1+\delta-2\lambda)}{1-\lambda}=0{,}162\ \frac{6{,}897(0{,}675-2\cdot0{,}866+1)}{1-0{,}866}=$$

$=-0,475$ кН/см^2,

значение m_{crc} – по формуле (34)

$$m_{crc}=\frac{1}{12}(0,162+0,885)(3-2\cdot 0,866)\cdot 0,866+(-0,475+$$

$$+67,278)\cdot(0,7-0,5)\cdot 0,00434=0,1538.$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин

$$M_{crc}=m_{crc}bh^2=0,1538\cdot 316\cdot 4^2=777,58 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Для оценки ширины раскрытия трещин в гибкой пластине при монтаже ее на панели-оболочки КСО 3х24 м с кривизной поверху

$$(1/r)=\frac{1}{5187,2}=0,19278\cdot 10^{-3} \text{ 1/см}$$

необходимо определить напряжения в верхней продольной арматуре плиты. Определение напряжений ведется путем последовательных приближений, задавшись в первом приближении коэффициентом ψ_s, равным, например, 0,3. Тогда по формуле (62) настоящих рекомендаций

$$\xi=\frac{-\frac{6,897\cdot 5,488}{0,3}+\sqrt{\frac{6,897^2\cdot 5,488^2}{0,3^2}+2\cdot 5,488\frac{316\cdot 4}{0,9}\cdot\frac{316\cdot 4}{0,3}}}{\cdot\left(\frac{6,897\cdot 0,675}{0,3}+\frac{67,278}{0,19278\cdot 4\cdot 2,9}\right)}=0,171.$$

Напряжения в бетоне и арматуре по формулам (44) и (45) настоящих рекомендаций:

$$\sigma_b=\frac{0,19278\cdot 4\cdot 0,171\cdot 2,9}{0,9}=0,424 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_s=\frac{0,19278\cdot 4\cdot(0,675-0,171)\cdot 20}{0,3}=25,91 \text{ кН/см}^2.$$

Значение m_r вычисляем по формуле (43)

$$m_r=\frac{1}{3}0,424\cdot 0,171^2+(25,91+67,278)(0,675-0,171)\cdot$$

$$\cdot 0,00434=0,208.$$

Изгибающий момент

$$M_2 = m_2 B h^2 = 0{,}208 \cdot 316 \cdot 4^2 = 1052{,}44 \text{ кН·см}.$$

Коэффициент

$$\varphi_m = \frac{M_{c2c}}{M_2} = \frac{777{,}58}{1052{,}44} = 0{,}7388 .$$

Усилие предварительного обжатия гибкой пластины в продольном направлении

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} = 67{,}278 \; 5{,}488 = 369{,}2 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет

$$e_{s,tot} = \frac{1052{,}44}{369{,}2} = 2{,}85 \text{ см}.$$

Коэффициент Ψ_s вычисляется по формуле (167) СНиП 2.03.01-84

$$\Psi_s = 1{,}25 - 1 \cdot 0{,}7388 - \frac{(1 - 0{,}7388^2) \cdot 2{,}7}{(3{,}5 - 1{,}8 \cdot 0{,}7388) \cdot 2{,}85} 0{,}313 >$$

$$> 0{,}3 \quad (4{,}2\ \%) .$$

Уточняем

$$\xi = \frac{-\frac{6{,}897 \; 5{,}488}{0{,}313} + \sqrt{\frac{6{,}897^2 \cdot 5{,}488^2}{0{,}313^2} + 2 \cdot 5{,}488 \frac{316 \cdot 4}{0{,}9}}}{\frac{316 \; 4}{0{,}313}}$$

$$\frac{}{\left(\frac{6897 \cdot 0{,}675}{0{,}313} + \frac{67{,}278}{0{,}19278 \cdot 4 \cdot 2{,}9}\right)} = 0{,}178.$$

Напряжения в арматуре и бетоне:

$$\sigma_s = \frac{0{,}19278 \cdot 4 \cdot (0{,}675 - 0{,}178) \cdot 20}{0{,}313} = 24{,}49 \text{ кН/см}^2 <$$

$$< 25{,}91 \text{ кН/см}^2 \quad (5{,}6\ \%);$$

$$\sigma_B = \frac{0{,}19278 \cdot 4 \cdot 0{,}178 \cdot 2{,}9}{0{,}9} = 0{,}442 \text{ кН/см}^2.$$

Значение величины

$$m_2 = \frac{1}{3} 0{,}442 \cdot 0{,}178^2 + (24{,}49 + 67{,}278)(0{,}675 - 0{,}178)$$

$$0{,}00434 = 0{,}203 .$$

Изгибающий момент

$$M_2 = 0{,}203 \cdot 316 \cdot 4^2 = 1024{,}4 \text{ кН·см}.$$

Коэффициент

$$\varphi_m = \frac{777,58}{1024,4} = 0,759.$$

Эксцентриситет

$$e_{s,tot} = \frac{1024,4}{369,2} = 2,775 \text{ см}.$$

Коэффициент

$$\varphi_s = 1,25 - 1 \cdot 0,759 - \frac{(1-0,759^2) \cdot 2,7}{(3,5-1,8 \cdot 0,759)\, 2,775} =$$

$= 0,297 < 0,313$ (3,2 %)

Уточняем:

$$\xi = \frac{-\frac{6,897 \cdot 5,488}{0,297} + \sqrt{\frac{6,897^2 \cdot 5,488^2}{0,297^2} + 2 \cdot 5,488 \frac{316 \cdot 4}{0,9}}}{\frac{316 \cdot 4}{0,297}}$$

$$\left(\frac{6,897 \cdot 0,675}{0,297} + \frac{67,278}{0,19278 \cdot 4 \cdot 2,9} \right) = 0,170.$$

Напряжения в бетоне и арматуре:

$$\sigma_b = \frac{0,19278 \cdot 4 \cdot 0,170 \cdot 2,9}{0,9} = 0,422 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_s = \frac{0,19278 \cdot 4 (0,675 - 0,170) 20}{0,297} = 26,22 \text{ кН/см}^2 \ (1,2 \ \%).$$

Учитывая, что напряжение в арматуре на этом приближении мало (на 1,2%) отличается от предыдущего, прекращаем шаги приближений и принимаем для расчета напряжения в арматуре $\sigma_s = 26,22$ кН/см^2.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (144) СНиП 2.03.01-84 при значении коэффициентов $\delta = 1$, $\varphi_l = 1$, $\eta = 1,2$

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100 \mu_s) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1,2 \frac{26,22}{20 \cdot 10^3} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,00434) \sqrt[3]{5} = 0,165 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}.$$

При заданной сетке предварительно напряженной арматуры расчетная несущая способность ее с учетом собственного веса

и влияния прогиба равна 4,86 кН/м^2, что выше действующей расчетной нагрузки, равной 3,335 кН/м^2. Ширина раскрытия трещин в гибких плитах после установки их в комбинированное покрытие с панелями-оболочками КСО 3х24 м составляет 0,165 мм, что меньше допустимой величины 0,3 мм.

Результаты расчета свидетельствуют о том, что в гибкой плите можно снизить количество арматуры. Это рекомендуется производить путем уменьшения армирования по краям плиты с шагом стержней 100 мм. В приведенной схеме расположения арматуры (см. рис. 7) участки 3-4 поперечной арматуры можно задать с шагом 200 мм. Выполненное уменьшение интенсивности армирования должно быть проверено повторным расчетом.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ПРИМЕР РАСЧЕТА ПАНЕЛИ - ОБОЛОЧКИ КСО И ГИБКОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛАСТИНЫ - ПОЛОГОЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет панели-оболочки по деформациям и трещиностойкости

Данные для расчета панели-оболочки КСО 3х24 м и гибкой пластины размером 3х6х0,04 м приняты такими же, как и при расчете по несущей способности (см. приложение 1).

Статический расчет фермы-диафрагмы. Значения расчетных нагрузок и усилий определим используя данные табл. 1.

Полная расчетная равномерно распределенная нагрузка первого сочетания при $\gamma_f = 1$ (рис. 8)

$$q_I = (3{,}522 + 2{,}660)\ 1{,}5 = 9{,}270 \text{ кН/м}.$$

Изгибающий момент и поперечная сила на расстоянии l_2 от опоры от этой нагрузки (см. рис. 8,б):

$$\bar{M}_{qI} = \frac{q l_2}{2}(l - l_2) = \frac{9{,}270\ 1{,}55}{2}(23{,}7 - 1{,}55) = 159{,}13 \text{ кНм};$$

$$\bar{Q}_{qI} = \frac{q l}{2} - q l_2 = 9{,}270\ 11{,}85 - 9{,}27\ 1{,}55 = 68{,}6 \text{ кН}.$$

Аналогично вычисляем значения расчетной нагрузки, изгибающего момента и поперечной силы для второго основного сочетания:

распределенная нагрузка

$$q_{II} = (2{,}857 + 0{,}665\ 0{,}9 + 1{,}995 + 0{,}665\ 0{,}9)\ 1{,}5 = 9{,}078 \text{ кН/м};$$

сосредоточенные нагрузки от кранов при $\gamma_f = 1$

$$F_{max} = \frac{39{,}619}{1{,}1} = 36{,}017 \text{ кН}; \qquad F_{min} = \frac{8{,}915}{1{,}1} = 8{,}105 \text{ кН};$$

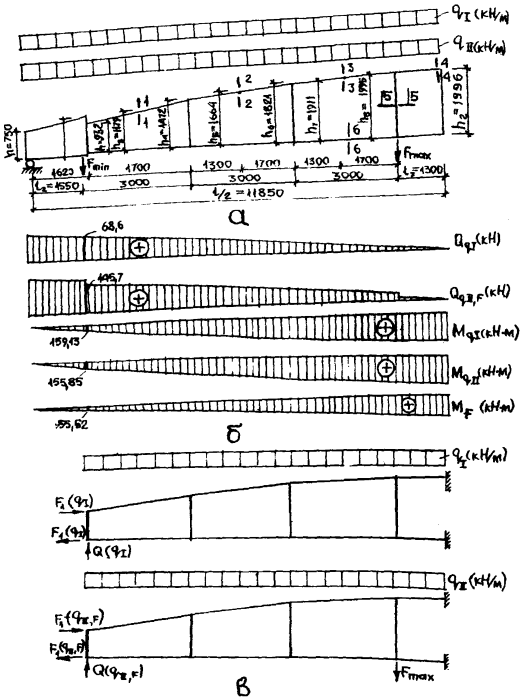


Рис. 8. К расчету диафрагмы панели-оболочки КСО 3х24м по деформациям
а-расчетная схема с использованием пластинчато-стержневой аппроксимации; б-эпюры балочных усилий; в-упрощенный вариант расчетной схемы (стержневая аппроксимация)

$$\bar{M}_{qF}=\bar{M}_{q\,II}+\bar{M}_F=\frac{q_{II}l_2}{2}(l-l_2)+0{,}9(F_{max}+F_{min})l_2=$$

$$=\frac{9{,}078\ 1{,}55}{2}(23{,}7-1{,}55)+0{,}9(36{,}017+8{,}105)1{,}55=$$

$=211{,}385$ кН·м;

$\bar{Q}_{qIIF}=q_{II}l/2-q_{II}l_2-F_{min}=9{,}078\ 11{,}85-9{,}078\ 1{,}55-$

$-8{,}105=145{,}7$ кН.

По формуле (16) настоящих рекомендаций вычисляем значения F_1 от расчетных нагрузок первого и второго основных сочетаний:

$$F_1(q_I)=M_{qI}/h_3=159{,}13/0{,}932=170{,}740\ \text{кН};$$

$$F_1(q_{II})=M_{qII}/h_3=211{,}385/0{,}932=233{,}246\ \text{кН}.$$

Вычисление геометрических характеристик приведенных сечений элементов диафрагмы производим в соответствии с указаниями [1]. Поскольку сечение верхнего пояса диафрагмы имеет переменную высоту, то геометрические характеристики верхнего пояса определим для четырех сечений 1-1 ... 4-4, сделанных по середине участков между стойками (см.рис.8).

Площадь приведенного сечения 1-1 верхнего пояса диафрагмы, разбитого на шесть участков (рис. 9 и 10),

$$A_{red}=\sum(A_{bi}+\alpha_i A_{si})=(3\cdot 129+\frac{1}{2}37{,}25\cdot 4{,}0+\frac{1}{2}4{,}5\cdot 25$$

$$7{,}0\cdot 37{,}25+4{,}75\cdot 9+9{,}75\cdot 7{,}7+9{,}82\cdot\frac{2\ 10}{3{,}4\ 10}+4{,}91\cdot\frac{2\ 10}{3{,}4\ 10}+$$

$$+1{,}83\frac{1{,}7\ 10}{3{,}4\ 10})\cdot 10^{-4}=986\ 10^{-4}\ м^2.$$

Статический момент рассматриваемого сечения относительно его верхней грани

$$S_{red}=\sum(S_{bi}+\alpha_i A_{si}\,y_i)=(3\cdot 129\cdot 1{,}5+\frac{1}{2}4{,}5\cdot 25(3{,}0+$$

$$+\frac{1}{3}4{,}5)+\frac{1}{2}37{,}35\cdot 4{,}0\frac{1}{3}\cdot 37{,}25+7\cdot 37{,}25\frac{1}{2}\cdot 37{,}25+4{,}75\times$$

$$\times 9\cdot(4{,}25+\frac{1}{2}\cdot 4{,}75)+9{,}75\cdot 7{,}7\cdot(47{,}0-5{,}0)+57{,}74\cdot 42+22{,}34\times$$

$$\times 3{,}3+9{,}15\cdot 2{,}5)\cdot 10^{-4}=1\,2566\ 10^{-6}\ м^3.$$

Расстояние от центра тяжести до верхней грани этого же сечения

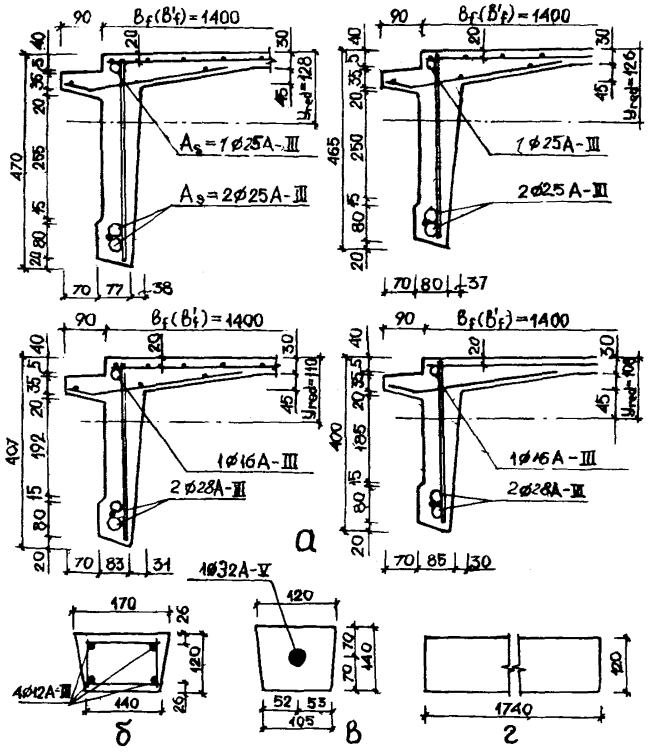


Рис. 9. Сечения верхнего пояса (а), стоек (б), нижнего пояса (в) и поперечной сплошной панели (г) диафрагмы КСО

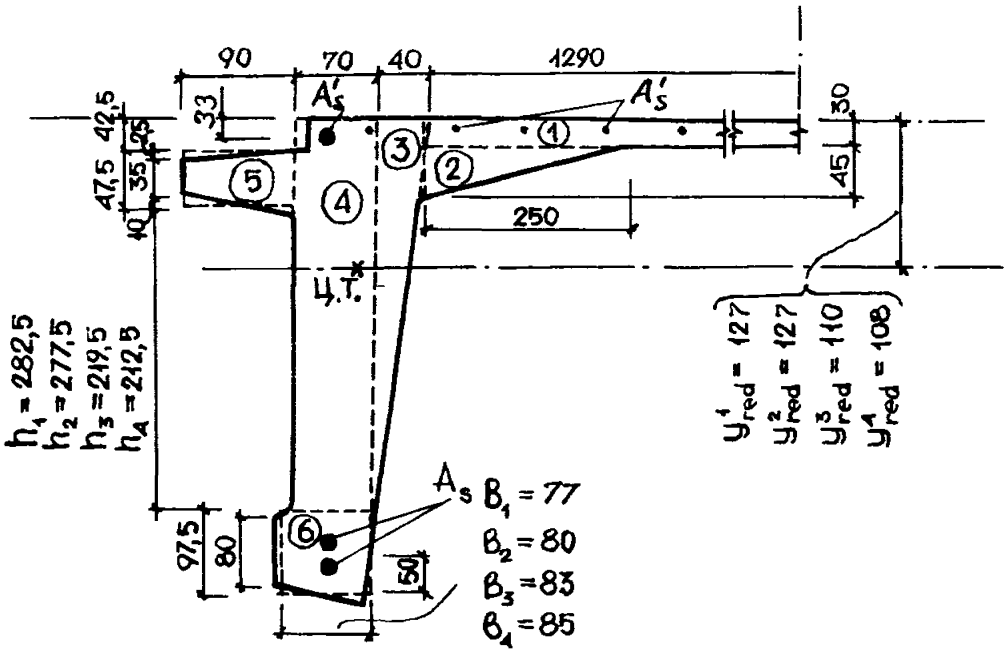


Рис.10. Схема разбивки сечения верхнего пояса на участки

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{12566 \cdot 37 \cdot 10^{-6}}{986 \cdot 10^{-4}} = 12{,}7\ 10^{-2}\text{м}.$$

Отметим, что h_1, h_2, ... , h_8 на расчетной схеме диафрагмы (см.рис.8) в соответствии с п. 4.27 настоящих рекомендаций вычислены с учетом того, что осевая линия верхнего пояса проходит через центры тяжести сечений верхнего пояса.

Момент инерции сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = \sum (I_{bi} + a_i^2 A_{bi} + \alpha b_i^2 A_{si}) = \Big[\frac{129\ 3^3}{12} + 129 \cdot 3 \times$$
$$\times (12{,}7-1{,}5)^2 + \frac{25\ 4{,}5^3}{36} + \frac{1}{2} 25 \cdot 4{,}5 (12{,}7-4{,}5)^2 + \frac{4 \cdot 37{,}25^3}{36} +$$
$$+ \frac{1}{2} 4 \cdot 37{,}25 \cdot (12{,}7 - \frac{1}{3} \cdot 37{,}25)^2 + \frac{7 \cdot 37{,}25^3}{12} + (12{,}7 - \frac{1}{2} \cdot 37{,}25)^2 \times$$
$$\times 7 \cdot 37{,}25 + \frac{9 \cdot 4{,}75^3}{12} + 9 \cdot \frac{4{,}75^3}{12} + 9 \cdot 4{,}75 (12{,}7 - 6{,}62)^2 + 7{,}7 \times$$
$$\times \frac{9{,}75^3}{12} + 9{,}75 \cdot 7{,}7 (47 - 4{,}87 - 12{,}7)^2 + 57{,}74 (47 - 5 - 12{,}7)^2 +$$
$$+ 22{,}34 \cdot (12{,}7 - 3{,}3)^2 + 9{,}15 (12{,}7 - 1{,}5)^2 \Big] 10^{-8} = 21{,}73 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^4.$$

Аналогично определены геометрические характеристики для других расчетных сечений верхнего пояса стоек, нижнего пояса и стержня-вставки диафрагмы. Результаты вычислений сведены в табл.3 (графы 3-6).

Жесткости приведенных сечений элементов диафрагмы B_{11} и B_{22} (для первой итерации) вычислены как для сплошного приведенного сечения в предположении линейно-упругой работы элементов диафрагмы и приведены в табл. 3 (графы 7 и 8).

Примечание. Вычисление геометрических и жесткостных характеристик, приведенных в табл. 3, как и значений изгибающих моментов M_{qI}, M_{qF} и поперечных сил Q_{qI}, $Q_{qII,F}$ в опорном сплошном участке необходимо в случае использования для раскрытия статической неопределимости имеющихся стандартных программ расчета стержневых систем (например, SSP, SYSTERG и др.). При применении программы "KSO-88" вычисление указанных ве-

Таблица 3

Наименование элемента	Сечение	$A_{zed} \times 10^{-4}$, м	$S_{zed} \times 10^{-4}$, м	$y_{zed} \times 10^{-2}$, м	$I_{zed} \times 10^{-4}$, м	B_{11}, мПа·м²	B_{22}, мПа·м²
1	2	3	4	5	6	7	8
Верхний пояс	1-1	986	125,6	12,7	21,73	73,88	3352
	2-2	984	124,9	12,7	21,39	72,73	3346
	3-3	937	103	11	14,44	49,1	3185
	4-4	933	100,5	10,8	12,78	43,4	3172
Стойки	5-5	192	14,78	7,7	0,32	1,09	652
Нижний пояс	6-6	216	15,12	7	0,38	1,29	734
Стержень-вставка	7-7	2040	1816,6	87	1165	6682	6936

личин не требуется, в качестве исходных данных вводятся только значения нагрузок q_I, q_{II}, F, физических и геометрических характеристик диафрагмы и ее сечений.

Статический расчет стержневой системы диафрагмы выполнен на ЕС ЭВМ ДВК-3 с использованием программы "KSO-88". Результаты расчета в виде усилий и перемещений представлены на рис. 11 (кривая 1 – расчет в линейно-упругой постановке, кривая 2 – расчет с учетом неупругих деформаций и трещин).

Максимальный прогиб диафрагмы с учетом перемещений опорного сплошного участка можно вычислить по формуле (17). Для этого предварительно по формуле (18) определим

$$B_{11}^{э} = 390,31\left(\frac{10,90^3}{3}+10,90^2-10,90\cdot10,90\cdot10^{-6}\right)/\{0,5\times$$
$$\times10,90^2\cdot390,31-390,31(2\cdot10,90\cdot10,90\cdot390,31+$$
$$+10,90^2\cdot155,39)+[10,90^2\cdot390,31^2+155,39\cdot(2\cdot10,90\times$$
$$\times10,90\cdot390,31+10,90^2\cdot155,39)]\ln\left|\frac{155,39+390,31}{155,39}\right|\}\times$$
$$\times10^{-6}=245\ \text{МН}\cdot\text{м},$$

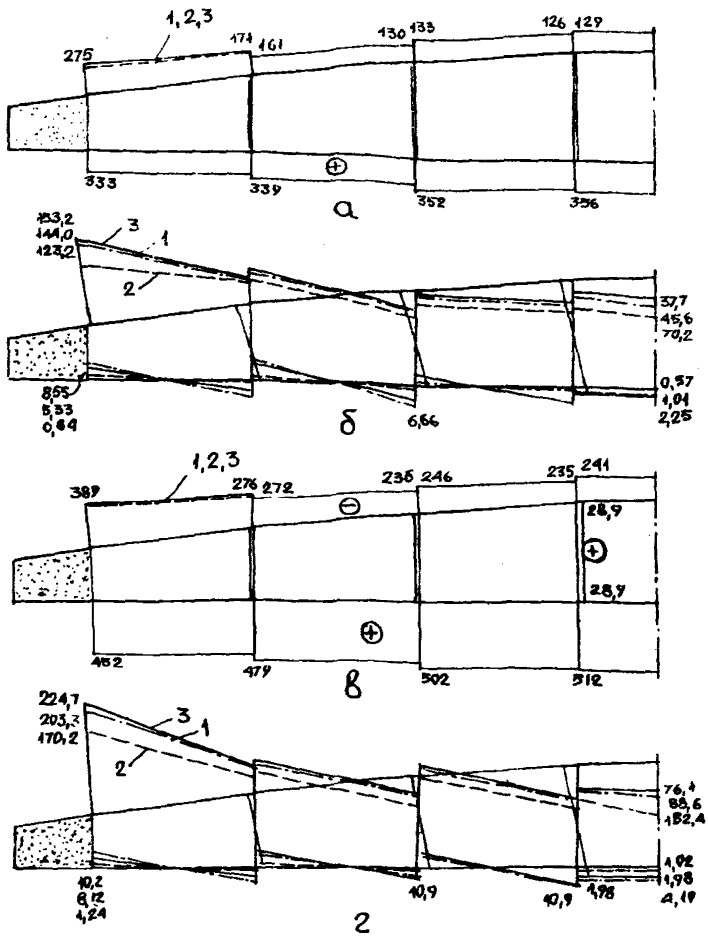


Рис.11. Результаты расчета панели-оболочки КСО 3Х7-4м

а и б-продольные силы в диафрагме от первого и второго загружения; в и г-изгибающие моменты в диафрагме КСО от первого и второго загружения: 1-расчет по практической приближенной методике настоящих рекомендаций; 2-расчет с учетом неупругих деформаций и трещин; 3-расчет методом конечных элементов

где

$$B_{11,1}=3,4\cdot10^{4}\frac{0,13\cdot0,075^{3}}{12}=155,39\ \text{МН}\cdot\text{м};$$

$$B_{11,2}=3,4\cdot10^{4}\frac{0,13\cdot1,14^{3}}{12}=545,70\ \text{МН}\cdot\text{м};$$

$$\Delta B_{11,2}=545,70-155,39=390,31\ \text{МН}\cdot\text{м}.$$

Изгибающие моменты от распределенной нагрузки первого загружения в начале и в конце рассматриваемого участка (см. расчетную схему на рис.17,г настоящих рекомендаций), и приращение момента соответственно:

$$M_{q1}=0;\quad M_{q2}=q_{II}l_2^2/2=9,27^{2}\cdot\frac{1,55}{2}=10,9\ \text{кНм}.$$

Тогда $\Delta M_{q2}=10,9-0=10,9$ кН·м.

С учетом значения перемещения узла 2, равного 34,7 мм (см.рис. 17, г), полученного из статического расчета диафрагмы по практической методике, значение максимального прогиба диафрагмы составит

$$y_{max}=\frac{1}{2}1,55\cdot9,27\cdot11,85\cdot1,55\frac{2}{3}1,55\frac{1}{245}+\frac{1}{3}\times$$

$$\times1,55\cdot10,9\frac{3}{4}1,55\frac{1}{245}+0,0347=0,0357\ \text{м}$$

$$y_{max}=\frac{1}{670}l>[y_{max}]=\frac{1}{250}l$$

Итерационным расчетом на ЭВМ с учетом изменения жесткостных характеристик при неупругих деформациях и трещинах в железобетоне и нагрузках первого основного сочетания получен максимальный прогиб диафрагмы, равный 51 мм или 1/470 пролета, а при нагрузках второго основного сочетания – соответственно 83 мм и (1/280) пролета. Кривые прогибов диафрагмы приведены на рис.12,б и в).

Определение усилий и перемещений в панели-оболочке методом конечных элементов с использованием пространственной дискретно-континуальной расчетной схемы

С целью оценки корректности практического метода расчета методом декомпозиции проведен статический расчет панели-оболочки КСО 3х24 методом конечных элементов с использованием пространственной дискретно-континуальной расчетной схемы (рис.12,а) по программе "Прокруст - 81" [14].

Расчет выполнен на указанные выше два основные сочетания внешних нагрузок в предположении упругой работы материала. Использованы конечные элементы (КЭ) следующих типов: элемент с библиотечным номером 1-"стержень общего вида" для моделирования верхних поясов диафрагм, а также стоек, локальных утолщений глухой приопорной части и торцового ребра панели; элемент с библиотечным номером 8-"прямоугольный элемент оболочки нулевой кривизны" для моделирования полки панели; элемент с библиотечным номером 10-"треугольный элемент оболочки нулевой кривизны" для глухой приопорной части диафрагм .

Расчетная схема принята симметричной относительно среднего поперечного сечения панели. В узлы 1 и 2 введены линейные связи по направлениям X и Z общей системы координат, а в узлы 129 .... 136 - линейные связи по направлению оси Y и угловые относительно осей X и Z .

В расчетной схеме внешние нагрузки прикладывали следующим образом: полосовые нагрузки, передающиеся на панель-оболочку от гибких пластин-вставок к узлам 3-131 и 8-136 верхних поясов диафрагм, крановые, найденные по линии влияния (см.рис. 1 приложения 1), - к узлам 17, 18, 113 и 114 нижних поясов диафрагм, все остальные - к узлам конечных элементов по полке панели-оболочки.

Время счета задачи на ЭВМ ЕС-1022 составило 22 мин.

Усилия и перемещения в элементах панели-оболочки, полученные из расчета методом конечных элементов показаны кривыми 3 на рис.11 и 12 б-к.

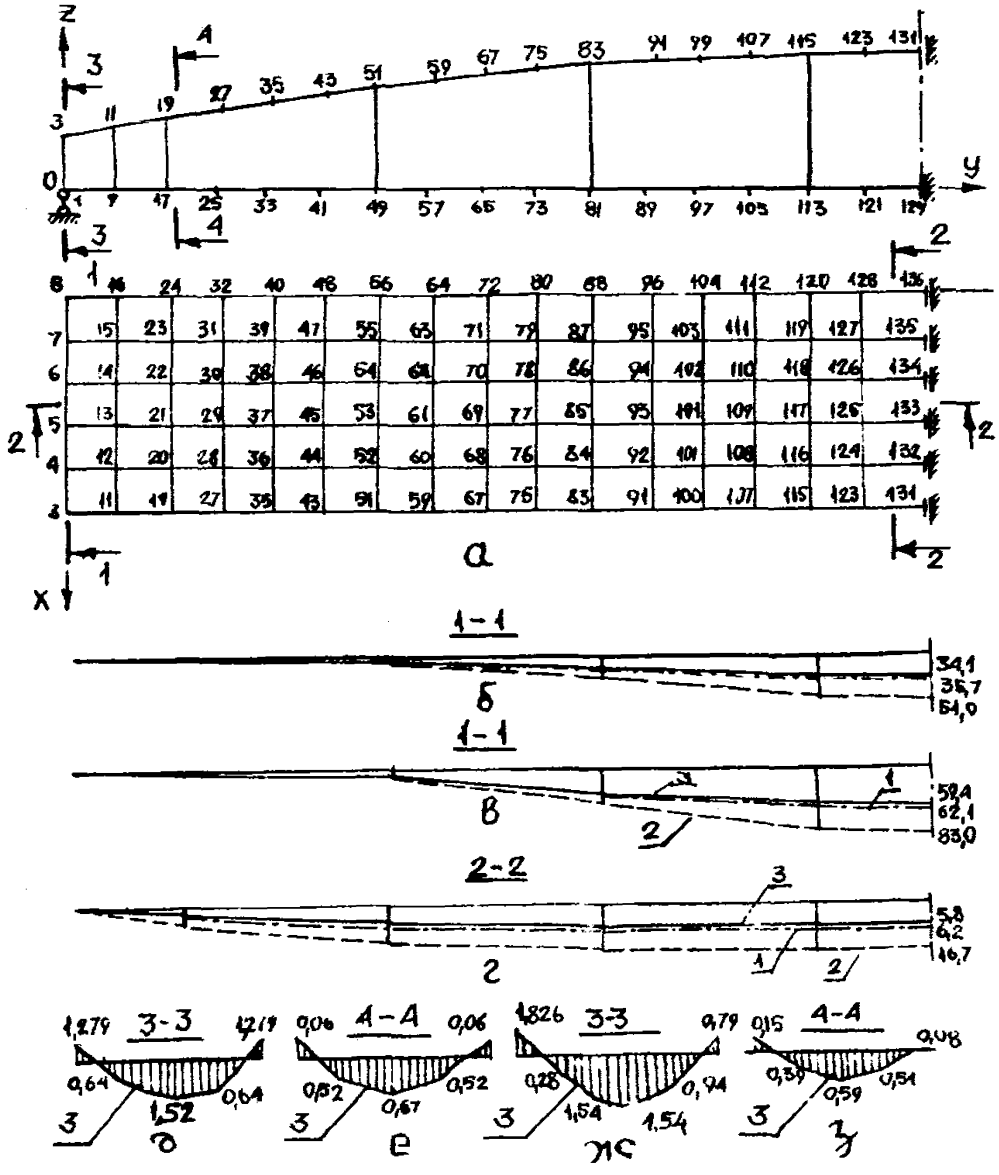


Рис.12. К расчету панели-оболочки КСО 3х24 м
а-расчетная схема по методу конечных элементов ;
б и в-прогибы диафрагмы от первого и второго загру-
жения (мм); г-прогибы полки от первого загружения,
мм ; д и ж-изгибающие элементы в торцовом ребре от
первого и второго загружения; е и з - то же в полке

Расчет диафрагмы панели-оболочки по образованию и раскрытию трещин. Упругопластический момент сопротивления сечения нижнего пояса диафрагмы

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1{,}75 \cdot 3{,}7567 \cdot 10^{-4} = 6{,}57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3,$$

где

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} \approx \frac{11{,}5 \cdot 14^3 \cdot 10^{-6}}{12\ 7} = 3{,}7567 \cdot 10^{-4};$$

γ – коэффициент, определяемый по табл. 4.1 [6].

Эксцентриситет приложения продольной силы (см. эпюры M и N рис.11 в, г)

$$e_o = M/N = 10{,}9/502 = 0{,}0217 \text{ м}.$$

Поскольку имеем $N = 502 > P_2$ ($P_2 = 411{,}96$кН, см. пример расчета по несущей способности в приложении 1 настоящих рекомендаций), то расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки вычисляем по формуле (133) [1]

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2\alpha(A_s + A'_s)} = \frac{6{,}57 \cdot 10^{-4}}{(11{,}5 \cdot 14 + 2 \cdot 5{,}29 \cdot 8{,}043) \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 0{,}0324 \text{ м}.$$

Момент внешних сил в сечении определяем по формуле (128) [1]

$$M = N(e_o + r) = 502(0{,}0324 + 0{,}0217) = 26{,}65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поскольку усилие обжатия приложено симметрично по сечению нижнего пояса, то $e_{op} = 0$, а момент от усилия обжатия определяются по формуле (129) [1]

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 411{,}96 \cdot 0{,}0324 = 13{,}35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, определяется по формуле (125) [1]

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 2{,}2 \ \ 6{,}57 \ \ 10^{-1} + 13{,}35 = 14{,}80 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_r = 26{,}65$ кН·м $> M_r = 14{,}89$ кН·м, то, следовательно, трещины в стадии эксплуатации образуются.

Ширину непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин в нижнем поясе диафрагмы определяем в соответствии с указаниями п.4.14, 4.15, 1,16 [1].

Эксцентриситет равнодействующей продольных сил

$$e_{o,tot} = \frac{Ne_o - P_2 e_{sp}}{N - P_2} = \frac{502 \cdot 0{,}0217}{502 - 411{,}96} = 0{,}1206 \text{ м},$$

но так как

$$e_{o,tot} = 0{,}1206 > 0{,}8\, h_o = 0{,}8(0{,}14 - 0{,}028 - \frac{1}{2} 0{,}028) =$$
$$= 0{,}0784 \text{ м},$$

то приращение напряжения в арматуре вычисляем по формуле (148) [1].

Предварительно вычисляем следующие расчетные характеристики:

$$e_s = e_o = 0{,}0217 \text{ м};$$

$$e_{sp} = 0;$$

$$M_s = N e_s = 502 \cdot 0{,}0217 = 10{,}9 \text{ кН м};$$

$$\delta = M_s / \beta h_o^2 R_{b,ser2} = 10.9 / 0{,}115 \cdot 0{,}07^2 \cdot 32 \cdot 10^4 = 0{,}060;$$

$$N_{tot} = N - P_2 = 502{,}0 - 411{,}96 = 90{,}04 \text{ кН};$$

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M_s}{N_{tot}} \right| = \frac{10{,}9}{90{,}04} = 0{,}1211 \text{ м};$$

$$\mu = A_{sp} / \beta h_o = 8{,}043 \cdot 10^{-4} / 11{,}5 \cdot 10^{-2} \cdot 14{,}0 \cdot 10^{-2} =$$
$$= 0{,}050;$$

$$\varphi_f = 0; \quad \lambda = 0;$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1 + 5(\delta + \lambda)]/10\mu\alpha} - \frac{1{,}5 + \varphi_f}{11{,}5 e_{s,tot}/h_o + 5} =$$

$$\frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5\ 0{,}060}{10\ 0{,}050\ 5{,}29}} - \frac{1{,}5+0}{11{,}5\ \frac{0{,}1211}{0{,}07}+5} = 0{,}37;$$

$$z = h_o (1 - 0{,}5 \xi) = 0{,}07(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}37) = 0{,}057 \text{ м};$$

$$\sigma_s = \frac{N(e_s+z) - P_2(z-e_{sp})}{A_{sp}z} = \frac{502\cdot10^3(0{,}0217\cdot10^3+}{8{,}043\cdot10^{-2}x}\times$$

$$\times\frac{+0{,}057\cdot10^3)-411{,}96\cdot10^3(0{,}057\cdot10^3-0)}{x0{,}057\cdot10^3} = 33{,}74\text{МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc1} от непродолжительного действия всей нагрузки

$$a_{crc1} = \delta\varphi_l\eta\frac{\sigma_s}{E_s}20(3{,}5-100\mu)\sqrt[3]{d} = 1{,}2\cdot1\cdot1\cdot\frac{33{,}74}{18\ 10}4\cdot20x$$

$$x(3{,}5-100\cdot0{,}02)\sqrt[3]{32} = 0{,}015\ \text{мм}.$$

Определим ширину раскрытия трещин a_{crc2} от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузки. Для этого вычисляем усилия от этих нагрузок, исходя из следующих соотношений (см.табл.1, Приложение 1):

$$N_l = \frac{3{,}007+2{,}1}{3{,}707+2{,}8}502 = 394{,}6\ \text{кН};$$

$$M_l = \frac{3{,}007+2{,}1}{3{,}707+2{,}8}10{,}9 = 8{,}57\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Для определения приращений напряжений в арматуре предварительно вычисляем:

$$\delta = 8{,}57/0{,}115\ 0{,}07^2 32\ 10^4 = 0{,}048;$$

$$N_{tot} = 394{,}60-411{,}96 = -17{,}36\ \text{кН};$$

$$e_{s,tot} = \left|\frac{8{,}57}{-17{,}36}\right| = 0{,}49\ \text{м};$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8+\frac{1+5\cdot0{,}048}{10\cdot0{,}050\cdot5{,}29}} + \frac{1{,}5}{11{,}5\frac{0{,}49}{0{,}07}-5} = 0{,}46;$$

$$z = 0{,}07(1-0{,}5\ 0{,}46) = 0{,}054\ \text{м}.$$

Приращение напряжений в арматуре при

$$\sigma_s = \frac{394{,}60\cdot10^3(0{,}0217\cdot10^3-0{,}054\cdot10^3)-411{,}96x}{8{,}043\cdot10^{-2}x}$$

$$\frac{x10^3(0{,}054\ 10^3-0)}{x0{,}054\ 10^3} < 0,$$

следовательно трещины в нижнем поясе диафрагмы при постоянных и длительных нагрузках не образуются.

Полная ширина раскрытия трещин в нижнем поясе диафрагмы

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0{,}015 ,$$

что меньше предельно допустимого значения $[a_{crc1}] = 0{,}4$ мм.

Расчет перемещений складчатой полки с учетом неупругих деформаций и трещин. Расчет выполняем по практической методике, изложенной в п. 4.35 ... 4.43 настоящих рекомендаций. Расчетная нагрузка на полку (см. табл. 1 приложения 1) при $\gamma_f = 1$ составляет $q = 1{,}045 + 0{,}71 + 0{,}665 = 2{,}42$ кПа, в т.ч. длительно действующая $q_l = 1{,}045 + 0{,}71 = 1{,}76$ кПа.

Пролетный и опорный расчетные моменты соответственно при кратковременном и длительном действии нагрузки (согласно формул (19) и (20) настоящих рекомендаций):

$$M_{q1} = 2{,}42(2{,}98 - 2 \cdot 0{,}185)^2/24 = 0{,}69 \quad \text{кН·м} ;$$

$$M_{ql1} = 1{,}76(2{,}98 - 2 \cdot 0{,}185)^2/24 = 0{,}50 \quad \text{кН·м} ;$$

$$M_{q2} = 2{,}42(2{,}98 - 2 \cdot 0{,}185)^2/12 = 1{,}37 \quad \text{кН·м} ;$$

$$M_{ql2} = 1{,}76(2{,}98 - 2 \cdot 0{,}185)^2/12 = 1{,}01 \quad \text{кН·м} .$$

Полка в направлении ее пролета имеет три участка различной жесткости: средний – толщиной 30 мм и жесткостью B_1 и два приопорных – с переменной толщиной от 30 до 75 мм и с жесткостями B_2 и B_3. Значения этих жесткостей в первом приближении (при отсутствии трещин в полке) вычисляем по формулам:

$$B_1 = E_b I_{red} \approx 3{,}4 \cdot 10^4 \cdot \frac{1 \cdot 0{,}03^2}{12} = 0{,}0765 \ \text{кН·м}^2 ;$$

$$B_2 = B_1 ; \quad B_3 \approx 3{,}4 \cdot 10^4 \cdot \frac{1 \cdot 0{,}075^3}{12} = 1{,}195 \ \text{кН·м}^2 .$$

Эквивалентную жесткость приопорного участка $B^э$ определяем по формуле (18) настощих рекомендаций, для чего

предварительно вычисляют момент в точке сопряжения участков полки различной жесткости M_{q3} (см.рис. 18, б)

$$M_{q3}=\left[(M_{q1}+M_{q2})-\frac{M_{q1}+M_{q2}}{(0{,}5\,l)^2}\left(\frac{B-B_u-B_w}{2}\right)^2\right]=$$

$$=1{,}37+0{,}69-\frac{1{,}37+0{,}69}{(0{,}5\ 2{,}61)^2}\left(\frac{2{,}98-0{,}185-0{,}25}{2}\right)^2=$$

$$=0{,}713 \text{ кН м};$$

$$B^{9}=1{,}119^{3}(0{,}713^{2}/3+0{,}316^{2}-0{,}316\cdot 0{,}713)10^{-6}\{0{,}5\text{x}$$

$$\text{x}0{,}713^{2}\cdot 1{,}119^{2}-1.119(2\cdot 0{,}316\cdot 0{,}713\cdot 1{,}119+$$

$$+0{,}713^{2}\cdot 0{,}0765)+\left[0{,}316^{2}\cdot 1{,}119^{2}+0{,}0765(2\text{x}\right.$$

$$\left.\text{x}0{,}316\ 0{,}713\ 1{,}119+0{,}713^{2}0{,}0765)\right]\ \text{x}$$

$$\text{x}\ \ln\left|\frac{0{,}0765+1{,}119}{0{,}0765}\right|\}\cdot 10^{-6}=0{,}136 \text{ МН}\cdot\text{м}^{2}.$$

Максимальный прогиб полки от полной нагрузки при ее непродолжительном действии с учетом коэффициентов $\varphi_{b1}=85$ и $\varphi_{b2}=1$ п.4,24 [1] определяем по формуле (21) настоящих рекомендаций перемножением эпюр M_q и $\bar{M}$ (см. рис.18, б)

$$f_n=2\cdot\frac{1}{0{,}85}\left\{-\frac{1}{3}0{,}25\cdot 0{,}657\ \frac{3}{4}0{,}125-0{,}713\cdot 0{,}25\text{x}\right.$$

$$\text{x}\frac{1}{2}0{,}125\cdot 10^{-3}/0{,}136+\left[\left(-\frac{1}{3}0{,}30\cdot 0{,}713(0{,}125+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{3}{4}0{,}15)+\frac{2}{3}\ 0{,}755\ 0{,}69\ (0{,}275+\frac{3}{8}0{,}378)\right]\text{x}\right.$$

$$\left.\text{x}10^{-3}\ /0{,}0765=0{,}0036 \text{ м}=3{,}6 \text{ мм}.\right.$$

Аналогично вычисляем прогиб от постоянных и длительных нагрузок при продолжительном их действии. В результате прогиб от полной нагрузки в полке при условии отсутствия в ней трещин составил $f_n=6{,}2$ мм.

Поскольку при нормативной нагрузке $v=2{,}42$ кПа в

полке панели-оболочки появляются трещины в зоне действия максимального пролетного момента (см. расчет полки по трещиностойкости в настоящем приложении), то уточним значение максимального прогиба с учетом наличия трещин на среднем участке полки. Из-за изменения соотношения жесткостей пролетного и опорного участков полки итерационным расчетом определены новые значения пролетного и опорного моментов от полной нагрузки и от длительно действующих нагрузок. Их величины соответственно составили:

M_{q1} =0,472 кН·м; M_{q1_1}=0,342 кН·м; M_{q2}=1,589 кН·м, M_{q12}=1,153 кН·м.

Жесткость среднего участка полки с трещинами в наиболее напряженном сечении вычисляем согласно п. 4.27 [1]

$$B_1 = h_o z / \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_o E_b \nu}\right] = 0{,}018 \cdot 0{,}0163 \div$$

$$\div \left[\frac{0{,}25}{170 \times 10^3 \cdot 0{,}13 \cdot 10^{-3}} + \frac{0{,}9}{0{,}192 \cdot 1 \quad 0{,}018 \cdot 34 \cdot 10^3 \cdot 0{,}45}\right] =$$

$$= 0{,}0104 \text{ МН·м}^2,$$

где $\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls}\varphi_m = 1{,}25 - 1{,}0 \cdot 1 = 0{,}25$; $\varphi_{ls} = 1$, 0,

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} = \frac{2{,}2 \cdot 262{,}5 \cdot 10^{-3}}{0{,}472} = 1{,}22 > 1;$$

$\varphi_m = 1$; $\delta = 0{,}0455$; $\xi = 0{,}192$; $z = 16{,}3$ мм.

Прогиб балки от непродолжительного действия всей нагрузки

$$f_1 = 2\left\{\left(-\frac{1}{3} 0{,}25 \cdot 0{,}714 \frac{3}{4} 0{,}125 - 0{,}875 \cdot 0{,}25 \frac{1}{2} 0{,}125\right) \times\right.$$

$$\times 10^{-3} / 0{,}136 \cdot 10^3 + \left(-\frac{1}{3} \cdot 0{,}430 \cdot 0{,}875 (0{,}125 + \frac{3}{4} 0{,}15) +\right.$$

$$\left. + \frac{2}{3} 0{,}625 \cdot 0{,}472 (0{,}275 + \frac{3}{8} 0{,}378) / 0{,}0104 \cdot 10^3\right. =$$

$$= 9{,}76 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Аналогично определяем прогибы от непродолжительного f_2 и продолжительного f_3 действия постоянных и длительных

нагрузок, для чего предварительно вычисляем значения:

$$\sigma = 0{,}0330; \quad \xi_2 = 0{,}199; \quad z = 16{,}2 \text{ мм};$$
$$B_1 = 0{,}0105 \text{ МН}\cdot\text{м}^2;$$

$$f_2 = 2\left\{\left(-\frac{1}{3}\,0{,}25\cdot 0{,}519\,\frac{3}{4}\,0{,}125 - 0{,}634\cdot 0{,}25\cdot 0{,}5 \times\right.\right.$$
$$\times 0{,}125)/0{,}136\cdot 10^{3} + \left[\left(-\frac{1}{3}\,0{,}43\cdot 0{,}634(0{,}125 + \frac{3}{4} \times\right.\right.$$
$$\left.\left.\times 0{,}15) + \frac{2}{3}\,0{,}625\cdot 0{,}342\cdot(0{,}275 + \frac{3}{8}\,0{,}378)/0{,}0105 \times\right.\right.$$
$$\left.\left.\times 10^{3}\right]\right\} = 7{,}0\cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Прогиб f_3 при $\gamma = 0{,}15$ и $B = 0{,}0049$ МН·м^2

$$f_3 = 2\left\{\left(-\frac{1}{3}\cdot 0{,}25\cdot 0{,}519\cdot 0{,}75\cdot 0{,}125 - 0{,}614\cdot 0{,}25\cdot 0{,}5 \times\right.\right.$$
$$\times 0{,}125)/0{,}136\cdot 10^{3} + \left[\left(-\frac{1}{3}\cdot 0{,}43\cdot 0{,}634(0{,}125 + \frac{3}{4} \times\right.\right.$$
$$\left.\left.\times 0{,}15) + \frac{2}{3}\,0{,}625\cdot 0{,}342\cdot(0{,}275 + \frac{3}{8}\,0{,}378)\right]/0{,}0049 \times\right.$$
$$\left.\times 10^{3}\right\} = 15{,}34\cdot 10^{-3} \text{ м}$$

Полный прогиб полки с трещинами

$$f_n = f_1 - f_2 + f_3 = (9{,}76 - 7{,}0 + 15{,}34)\cdot 10^{-3} =$$
$$= 18{,}1\cdot 10^{-3} \text{ м},$$

или

$$f = \frac{18{,}1\cdot 10^{-3}}{2{,}98 - 2\cdot 0{,}185} = \frac{1}{144} < \left[\frac{1}{200}\right],$$

следовательно из условия обеспечения жесткости полки требованиям п.1.20 [1] необходимо уменьшить расчетную нагрузку на полку или же увеличить интенсивность ее армирования и выполнить повторный расчет прогибов.

Расчет торцового ребра, стойки фермы-диафрагмы и складчатой полки по образованию и раскрытию трещин. Расчетный изгибающий момент в середине пролета торцового ребра, определенный из расчета панели-оболочки по пространственной расчетной схеме методом конечных элементов, при нагрузке первого основного сочетания составил 1,52 кН·м.

Этот же момент может быть определен и по практической методике поэлементного расчета в соответствии с указаниями п.4.41 настоящих рекомендаций. В этом случае, как показали проведенные вычисления, значение момента M_{pl}, вычисленного по формуле (22), получается несколько большим, чем при расчете по МКЭ, что идет в запас жесткости и трещиностойкости ребра.

Геометрические параметры и армирование ребра приняты такими же, как и в расчете по несущей способности (см. расчет торцового ребра, приложение 1). Геометрические характеристики приведенного сечения ребра при принятых размерах и армировании:

$$I_{red} \approx \frac{Bh^3}{12} + \alpha A_s a = \frac{100 \cdot 150^3}{12} + 5{,}88 \cdot 113 \times$$

$$\times \left(\frac{150}{2} - 26\right)^2 = 2{,}972 \cdot 10^7 \text{ мм}^4, \text{ где } \alpha = \frac{2\ 10^5}{3{,}4\ 10^4} = 5{,}88;$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{2{,}972 \cdot 10^7}{75} = 3{,}97 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

$$y_{red} = \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ мм};$$

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1{,}75 \cdot 3{,}96 \cdot 10^5 = 6{,}95 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, определяют по формуле (125) [1]

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 2{,}2 \cdot 6{,}95 \cdot 10^5 = 1{,}53 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} =$$
$$= 1{,}53 \text{ кН м}.$$

Так как $M_{crc} = 1{,}53$ кН·м $> 1{,}52$ кН·м, то трещины в торцовом ребре не образуются.

Стойка диафрагмы внецентренно растянута и при нагрузках второго сочетания расчетные усилия, определенные из расчета методом конечных элементов, составили: M =5,1 кН м; N =28,9 кН.

Геометрические характеристики приведенного сечения при принятых размерах и армировании:

$$I_{red} \approx \frac{bh^3}{12} + \alpha A_s a^2 = \frac{120^2 \cdot 155}{12} + 5,88 \cdot 4,52 \cdot 3,4^2 =$$

$$= 2,539 \cdot 10^7 \text{ мм}^4;$$

$$W_{red} = I_{red} / y_{red} = 2,539 \cdot 10^7 / 60 = 4,23 \cdot 10^5 \text{ мм}^4;$$

$$e_o = M/N = 5,1/28,9 = 0,176 \text{ м};$$

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4,23 \cdot 10^5 = 7,41 \cdot 10^5 \text{ мм}^4;$$

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2\alpha(A_s + A'_s)} = \frac{7,41 \cdot 10^5}{155 \cdot 120 + 2(226+226)} = 31,8 \text{ мм}.$$

Момент, воспринимаемый сечением перед образованием трещин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp} = 2,2 \cdot 7,41 \cdot 10^5 = 1,63 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 1,63 \text{кН·м}$$

Момент внешних сил

$$M_r = N(e_o + r) = 28,9(0,176+0,0318) = 6,01 \text{ кН·м}.$$

Так как $M_r > M_{crc}$, то трещины в стойке образуются.

Ширину раскрытия трещин определяем по указаниям п. 1.16 и п. 4.13 [1]. В результате вычислений, аналогичных расчету нижнего пояса:

$a_{crc_1} = 0,161$ мм; $a_{crc_2} = 0,128$ мм; $a_{crc_3} = 0,166$ мм.

Полная ширина раскрытия трещин в стойке

$$a_{crc} = 0,161 - 0,128 + 0,166 = 0,199 \text{ мм} < [0,4 \text{ мм}].$$

Заметим также, что ширина раскрытия трещин, определенная расчетом по усилию растяжения, возникающему в стойке от нагрузки подвесного транспорта, приложенного непосредственно к стойке, собственной массы стойки и примыкающего участка нижнего пояса диафрагм (см. приложение 1), состави-

ла 0,0274 мм. Таким образом в обоих случаях конструктивные соображения выступают в качестве определяющих при подборе арматуры стоек.

Расчет полки при армировании, назначенном исходя из обеспечения несущей способности (см. приложение 1), показал, что ширина раскрытия трещин превышает допустимую по требованиям норм [1], поэтому принимаем ∅ 4 Вр-1 с шагом 100 мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения полки-полоски единичной ширины:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + \alpha A_s a^2 \approx \frac{1000 \cdot 30^3}{12} + 5 \cdot 130 \cdot 3^2 = 226 \cdot 10^4 \text{ мм}^4,$$

$$y_o = 0{,}5\, h = 1{,}5 \text{ мм};$$

$$W_{red} = I_{red} / y_o = \frac{226 \cdot 10^4}{15} = 150 \cdot 10^4 \text{ мм}^3;$$

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1{,}75 \cdot 150 \cdot 10^4 = 262{,}5 \cdot 10^4 \text{ мм}^3,$$

где $a = 3$ мм – расстояние от центра тяжести арматуры до центра тяжести площади приведенного сечения;

γ – коэффициент, определяемый по табл. 4.1 [1].

Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, определяем согласно п. 4.5 [1]

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp} = 2{,}2 \cdot 262{,}5 \cdot 10^3 = 5{,}8 \cdot 10^5 \text{ Н·мм} = 0{,}58 \text{ кН·м}.$$

Следовательно, в стадии эксплуатации в полке КСО появятся трещины, так как $M_r = 0{,}67 > 0{,}58$ кН·м, где $M_r = M_{q1} = 0{,}67$ (см. рис. 12, е).

Аналогично выполняется проверка трещиностойкости приопорной зоны полки на действие изгибающего момента M_{q2} (см. рис. 18, б настоящих рекомендаций). В результате расчета установлено, что трещины в указанной зоне полки при действии заданной нагрузки $q = 2{,}42$ кПа не образуются.

Ширину раскрытия трещин в середине пролета полки определим по формулам п. 4.14 и 4.15 [1], для чего вычисляем следующие величины:

$$\delta = \frac{M}{bh_o^2 \cdot R_{b,ser}} = \frac{0{,}67 \cdot 10^6}{1000 \cdot 18^2 \cdot 32} = 0{,}066;$$

$\varphi_f = 0$; $\lambda = 0$;

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1+5(\delta+\lambda)]/10} \pm \frac{1{,}5 + \varphi_f}{11{,}5 e_{s,tot}/h_o \pm 5} = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1+5\cdot 0{,}066}{10\cdot 5\cdot 0{,}72\cdot 10^{-2}}} =$$

$= 0{,}182$,

где $\beta = 1{,}8$; $\mu = A_s/A = 130/1000\cdot 18 = 0{,}0072$;

$$z = h_o\left[1 - \frac{\varphi_f h'_f/h_o + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}\right] = 18\left[1 - \frac{0{,}182^2}{2\ 0{,}182}\right] = 16{,}4 \text{ мм} ;$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z} = \frac{0{,}67\cdot 10^6}{130\cdot 16{,}4} = 314{,}6 \text{ МПа} .$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин от неполной нагрузки

$$a_{crc1} = 1\cdot 1\cdot 1{,}2\ \frac{314{,}6}{170\ 10^6}\cdot 20(3{,}5 - 100\cdot 0{,}0072)\sqrt[3]{4} =$$

$= 0{,}235$ мм.

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузки

$$a_{crc2} = 1\cdot 1\cdot 1{,}2\ \frac{231{,}4}{170\ 10^6}\cdot 20(3{,}5 - 100\cdot 0{,}0072)\sqrt[3]{4} =$$

$= 0{,}144$ мм,

где $M_1 = \frac{1{,}045 + 0{,}71}{1{,}045 + 0{,}71 + 0{,}66}\cdot 0{,}67 = 0{,}49$ кН·м (см.табл. 1);

$\delta = 0{,}472$; $\xi = 0{,}188$; $z = 16{,}3$ мм; $\sigma_s = 231{,}4$ МПа.

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок при $\varphi_1 = 1{,}60 - 15\cdot\mu =$ $= 1{,}60 - 15\cdot 0{,}0072 = 1{,}49$

$$a_{crc3} = 1\cdot 1{,}49\cdot 1{,}2\ \frac{231{,}4}{170\cdot 10^6}\cdot 20(3{,}5 - 100\cdot 0{,}0072)\sqrt[3]{4} =$$

$= 0{,}214$ мм.

Полная ширина раскрытия трещин в полке панели-оболочки

$a_{crc} = 0{,}235 - 0{,}144 + 0{,}214 = 0{,}305$ мм $< [0{,}4$ мм$]$.

Расчет гибкой пластины-пологой цилиндрической оболочки по деформациям и трещиностойкости

Определение усилий и перемещений на основе полубезмоментной теории и вариационного смешанного метода В.З.Власова (см. п.5.12 настоящих рекомендаций). Расчитываем крайнюю пластину-оболочку с утолщением у свободного края 100х250 мм (рис.13, а). Данные для проектирования пластины-пологой цилиндрической оболочки приняты такими же, как и для средней пластины-оболочки при расчете по несущей способности (см. приложение 1).

Расчетный пролет пластины-оболочки в направлении оси принят равным расстоянию в свету между панелями КСО l_1 = =3,0 м. Расчетная нагрузка на пластину-оболочку (см. табл.1 приложения 1) при γ_f =1 составляет q =1,045+0,95+ +0,665=2,660 кПа, в т.ч. длительно действующая q_1=1,045+ +0,95=1,995 кПа.

В соответствии с рекомендациями п.5.12 настоящих методических рекомендаций цилиндрическую поверхность следует заменить 6-8- гранной вписанной призматической складкой. С целью сокращения объема настоящего примера проиллюстрируем содержание вычислений при замене оболочки четырехгранной (g =4) складкой, включая бортовую грань, аппрокамирующую утолщение пластины-оболочки у одного из торцов (рис.13, б).

Координаты z ребер вписанной складки h_i (i =1, 2, . . . g) могут быть определены по известным уравнениям окружности:

$$f = z - \sqrt{z^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}\ ;\quad S_o = \sqrt{f^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2}\ ;\quad \sin\frac{\varphi}{2} = \frac{S_o}{2z}\ ;\quad S = \frac{2\pi z \varphi}{360}\ ,$$

где f, z , l - соответственно стрела подъема, радиус кривизны и пролет панели-оболочки, см. п.2.3 и рис.2 настоящих методических рекомендаций; S , S_o и φ - соответственно длина дуги образующей оболочки и длина хорды,

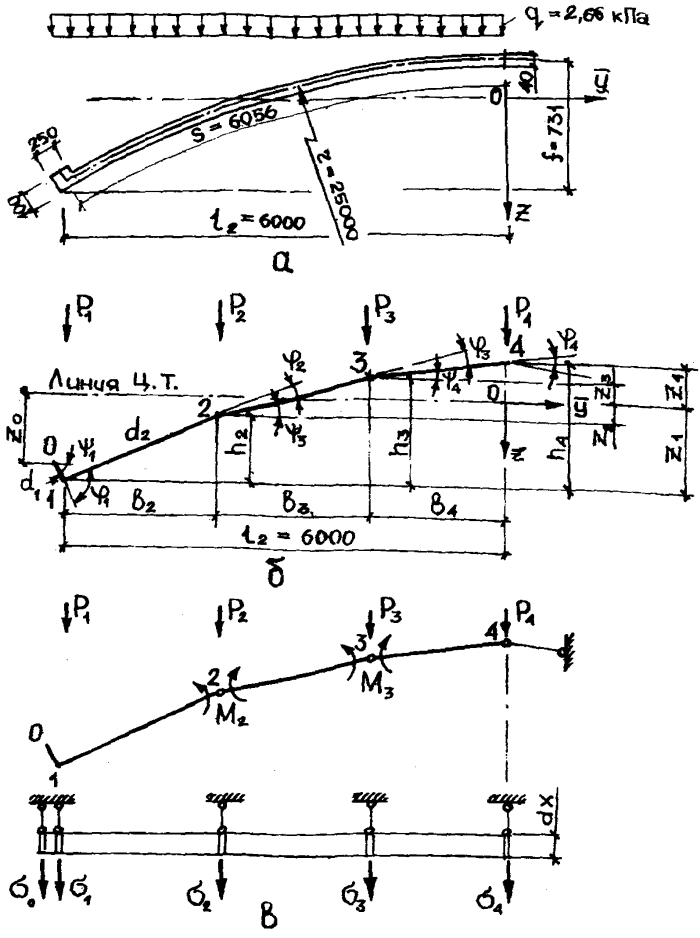


Рис. 13. К расчету гибкой пластины-оболочки по деформациям
а-геометрическая схема поперечного сечения оболочки и схема поверхностной нагрузки; б-схема вписанной складки с полосовыми нагрузками вдоль ребер; в- основная система смешанного метода

соединяющей начало и конец этой дуги и угол между двумя радиусами, проведенными через начало и конец хорды , или же из уравнения квадратной параболы $Z = -0{,}0097\,y^2 + 0{,}233\,y$, которое также с достаточной для практического расчета точностью согласуется с геометрией верхнего пояса диафрагмы панели КСО. В результате вычислений по указанным зависимостям при разбивке цилиндрической поверхности на три грани одинаковые по ширине ($d_2 = d_3 = d_4 = 2{,}0183$ м), получены следующие геометрические характеристики складчатой поверхности (см. рис. 13, б):

$h_1 = 0$; $h_2 = 0{,}3488$ м; $h_3 = 0{,}7006$ м;
$h_4 = 0{,}9747$ м; $\beta_1 = 0{,}01608$ м; $\beta_2 = 1{,}97218$ м;
$\beta_3 = 1{,}98737$ м; $\beta_4 = 1{,}99960$ м; $\psi_1 = 1{,}5708$ рад;
$\psi_2 = 0{,}2141$ рад; $\psi_3 = 0{,}1752$ рад; $\psi_4 = 0{,}1362$ рад;
$\varphi_2 = \varphi_3 = \varphi_4 = 0{,}03893$ рад, толщины всех граней складки (кроме бортовой) приняты одинаковыми $t_2 = t_3 = t_4 = 0{,}04$ м; размеры бортовой грани складки приняты по заданным размерам утолщения пластины; $d_1 = 0{,}08$ м; $t_1 = 0{,}25$ м.

Основная система при расчете рассматриваемой четырехгранной складки смешанным методом приведена на рис. 13. в. Число неизвестных напряжений в ребрах складчатой системы $\sigma_i(x)$ равно числу ребер $i = 0, 1, 2, 3, 4$, а число неизвестных моментов $M_K(x)$ равно двум (поскольку сопряжение рассматриваемой конструкции крайней пластины-оболочки с примыкающей к ней по ребру 4 средней пластиной-оболочкой принято шарнирным, то M_4 в качестве лишнего неизвестного не вводится в расчетной схеме). Влияние соседней пластины-оболочки на напряженно-деформированное состояние расчитываемой конструкции учитывается введением в расчетную схему шарнирно-сопряженной грани-связи (см. рис. 13, в).

В соответствии с рекомендациями п. 5. 12 эпюры единичных функций $\xi^{p}_{ji}(\beta)$ для рассматриваемой четырехгранной складки имеют вид, показанный на рис. 14. Значение ординат этих эпюр вычисляем по формулам (77) и (78) настоящих рекомендаций:

$$\xi^{p}_{oo} = \xi^{p}_{10} = \xi^{p}_{20} = \xi^{p}_{30} = \xi^{p}_{40} = -1\ ;$$

$\xi_{01} = Z_0 = 0{,}45780$; $\xi_{11} = Z_1 = 0{,}53780$;
$\xi_{21} = Z_2 = 0{,}10898$; $\xi_{31} = Z_3 = -0{,}24276$;
$\xi_{41} = Z_4 = -0{,}51689$;
$\omega_{12} = \omega_{22} = \omega_{32} = \omega_{42} = 0$;
$\omega_{02} = 0 + 0{,}08(1{,}97218 \sin 1{,}5708 - 0{,}3488 \cos 1{,}5708) =$
$= 0{,}15777$.

Аналогично вычислены остальные ординаты эпюр единичных функций и получены следующие их значения.

$\omega_{23} = \omega_{32} = \omega_{42} = 0$;
$\omega_{03} = 0{,}15824$; $\omega_{13} = -0{,}15853$;
$\omega_{34} = \omega_{44} = 0$;
$\omega_{04} = -0{,}15713$; $\omega_{14} = -0{,}63386$; $\omega_{24} = -0{,}15853$.

Коэффициенты a_{ji} определяем интегрированием эпюр по формуле (75, а) настоящих рекомендаций:

$$a_{00} = (2 \cdot 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1 \cdot 1 + 1 \cdot 1 + 1 \cdot 1) \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}08/6 + (2 \cdot 1 + 2 \cdot 1 + 1 \cdot 1 + 1 \cdot 1) \cdot 0{,}04 \cdot 2{,}0183 \cdot 3/6 = 0{,}31530;$$

$$a_{01} = a_{10} = (-2 \cdot 1 \cdot 0{,}45780 - 2 \cdot 1 \cdot 0{,}53780 - 0{,}45780 \cdot 1 - 0{,}53780 \cdot 1) \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}08/6 + (-2 \cdot 0{,}53780 \cdot 1 - 2 \cdot 1 \times 0{,}10898 - 0{,}10898 \cdot 1 - 0{,}53780 \cdot 1) \cdot 0{,}04 \cdot 2{,}0183/6 + (-2 \cdot 0{,}10898 - 2 \cdot 0{,}24276 - 0{,}10898 \cdot 1 - 0{,}24276 \cdot 1) \times 0{,}04 \cdot 2{,}0183/6 + (-2 \cdot 0{,}10898 - 2 \cdot 0{,}51689 - 0{,}10898 \times 1 - 0{,}51689 \cdot 1) \cdot 0{,}04 \cdot 2{,}0183/6 = 0.00000.$$

Аналогично вычислены остальные коэффициенты a_{ji} и получены следующие их значения:

$a_{02} = a_{20} = -0{,}0018974$; $a_{03} = a_{30} = 0{,}0076987$;
$a_{04} = a_{40} = 0{,}0556726$;
$a_{11} = 0{,}0306634$; $a_{21} = a_{12} = 0{,}0009192$;
$a_{13} = a_{31} = -0{,}0030911$; $a_{14} = a_{41} = -0{,}0188363$;
$a_{22} = 0{,}0001996$; $a_{23} = a_{32} = 0{,}0000999$;
$a_{24} = a_{42} = -0{,}0005997$;
$a_{33} = 0{,}0010144$; $a_{34} = a_{43} = 0{,}0039625$;
$a_{44} = 0{,}0220985$.

Выполняем проверку правильности вычисления коэффициентов a_{ji} пользуясь выражением (88 а) настоящих методических рекомендаций. Для этого сложением всех единичных эпюр ξ_i (3) строим суммарную эпюру ξ_c (см. рис. 14, б) и интег-

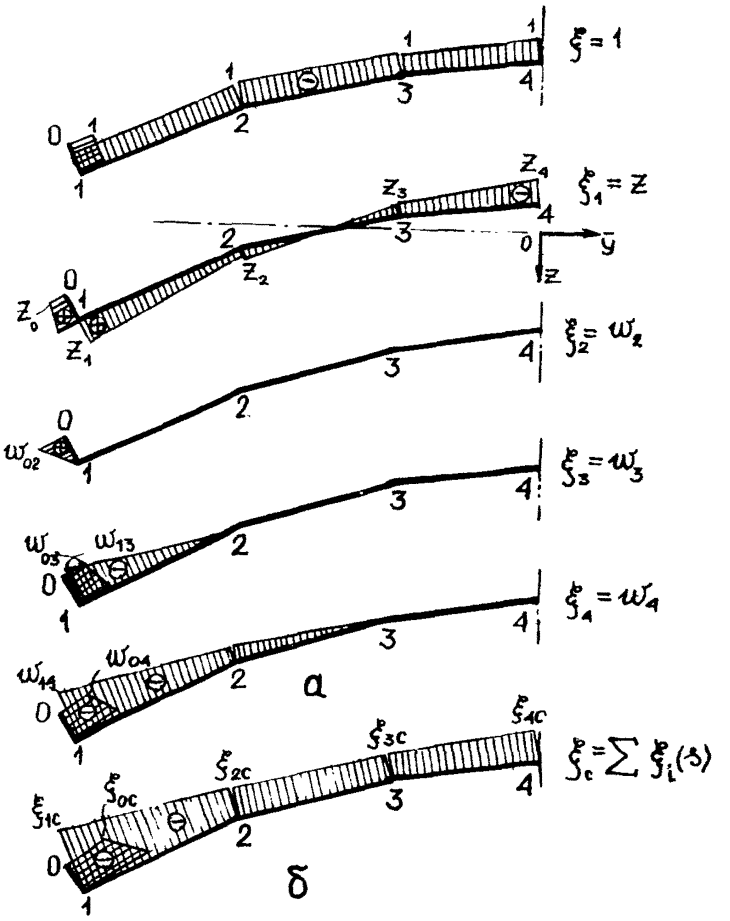


Рис.14. Эпюры единичных функций
а–при замене оболочки четырехгранной складкой; б–суммарная

рируем ее саму на себя по правилу Верещагина

$$a_{cc}=\int_A \xi_{3c}^2(s)dA=\frac{t_1 d_1}{3}\left(\xi_{3oc}^2+\xi_{3ic}^2+\xi_{3oc}\xi_{3ic}\right)+\frac{td}{3}\left(\xi_{3ic}^2+\right.$$

$$\left.+2\xi_{32c}^2+2\xi_{33c}^2+2\xi_{34c}^2+\xi_{3ic}\xi_{32c}+\xi_{32c}\xi_{33c}+\xi_{33c}\xi_{34c}\right)=$$

$$=\frac{0,25\cdot 0,08}{3}\left[(-0,38332)^2+(-1,25459)^2+0,38232\times\right.$$

$$\left.\times 1,25459\right]+\frac{0,04\ 2,0183}{3}\left[(-1,25459)^2+2\times\right.$$

$$\times(-1,04955)^2+2(-1,24286)^2+2(-1,51689)^2+$$

$$+1,25459\cdot 1,04955+1,04955\cdot 1,24276+1,24276+$$

$$\left.+1,24276\cdot 1,51689\right]=0,44678.$$

$\sum a_{ji}=0,46012\approx a_{cc}$, т.е. проверка выполняется.

Погрешность вычисления коэффициентов a_{ji} составляет

$$\Delta=\frac{0,46012-0,44678}{0,44678}\ 100\%=2,98\%.$$

Коэффициенты θ_{KK} вычисляем по формуле (74):

$$\theta_{22}=\frac{1}{3}\ \frac{2,0183\ 10^6}{5,3333}\ 2=252282\ ;$$

$$\theta_{23}=\frac{1}{6}\ \frac{2,0183\ 10^6}{5,3333}=63070\ ;$$

$$\theta_{33}=\frac{1}{3}\ \frac{2,0183\ 10^6}{5,3333}\ 2=252282\ ;$$

$$\theta_{32}=\theta_{23}=63070,$$

где $5,3333\ 10^6$ – численное значение момента инерции продольного сечения единичной длины для K-той грани, найденное из выражений

$$I_2=\frac{t_2^3\cdot 1}{12}=\frac{0,04^3\cdot 1}{12}=5,3333\cdot 10^{-6}\ м^4\ ;$$

$$I_3=I_2=5,3333\cdot 10^{-6}.$$

Грузовые коэффициенты q_j ($j=1,\ldots,4$) разрешающих

уравнений определяем по формуле (76), принимая интенсивность распределенной нагрузки q =2,66 кПа.

Значения узловой нагрузки будут равны:

$$P_K=(B_{K,K-1}+B_{K,K+1})q/2; \qquad (K=1,\ldots,4);$$

P_1=(0,01608+1,97218)·2,66/2=2,6230;
P_2=5,2662 ; P_3=5,3026 ; P_4=2,6594,

а значения грузовых коэффициентов соответственно составят:

$$q_j=-\sum_{K=0}^{K=j}(P_K B_{Kj}); \qquad (j=2,3,\ldots,4);$$

q_0=0; $q_1=\sum_K P_K$=20,1818; q_2=-65863;
q_3=-26,5485; q_4=-60,1327 .

По табл. 3.2 [6] при шарнирном опирании складки и равномерно распределенной вдоль ребер нагрузке для первого члена ряда находим A_1=1,2732, а по табл.3.8 [6] - μ_1^0 = =3,1416.

Вычисляем значения λ_1 и λ_1^4:

$$\lambda_1=\frac{3,1416}{3}=1,0472; \qquad \lambda_1^4=1,2026.$$

Систему разрешающих алгебраических уравнений для рассматриваемой складки при g=4 записываем в форме табл.3.

Решением системы уравнений по методу Гаусса получаем следующие значения параметров M_K^0 и σ_i^0 (K=2,3: i = =0, 1,...,4):

M_2^0=0,0117; M_3^0=-0,0111; σ_0^0=-5050,52;
σ_1^0=15357,57; σ_2^0=2259,85; σ_3^0=-2063,09;
σ_4^0=2896661.

Напряжения усилия и перемещения по ребрам складки при удержании одного члена ряда (m=1) определяем по формулам (79)-(86).

Нормальные напряжения в ребрах складки при $X=0,5l_1$ и заданной интенсивности нагрузки q= 2,66 кПа
и $z''(0,5l_1)=-\mu_1^2/l_1^2$ =-3,1416/3^2=-1,0966 соответственно составят (рис. 15):

Таблица 3

j, к	M_2°	M_3°	σ_0°	σ_1°	σ_2°	σ_3°	σ_4°	Свободные члены
2	-2523	-6307	0	1	0	0	0	0
3	•	-2523	0	0	1	0	0	0
0	0	0	0,3453	0,000	-0,001897	0,007699	0,05567	0
1	0	0	•	0,03366	0,0009192	-0,003094	-0,01884	20,1818
2	1	0	•	•	0,0001996	0,0000999	-0,0005997	-6,5863
3	0	1	•	•	•	0,001014	0,003963	-26,5485
4	0	0	•	•	•	•	0,02210	-60,1327

$$\sigma_0 = 5050{,}52 \cdot 1 + 15357{,}57 \cdot 0{,}45780 + 2259{,}85 \cdot 0{,}15777 - 2063{,}09 \cdot 0{,}15824 - 28966{,}61 \cdot 0{,}15713 = -8289{,}87 \text{ кН/м}^2$$

Аналогично вычислены:

$\sigma_1 = 5180{,}35$ кН/м^2; $\sigma_2 = -2338{,}22$ кН/м^2;

$\sigma_3 = -1450{,}07$ кН/м^2; $\sigma_4 = 316{,}58$ кН/м^2.

Сдвигающие усилия в опорном сечении $X = 0$ (рис.15б):

$$Z'''(0) = -\mu_1^3 / l_1^3; \quad Z''(0{,}5 l_1) = -\mu_1^2 / l_1^2;$$

$$Z'''(0)/Z''(0{,}5 l_1) = \mu_1 / l_1 = 3{,}1416/3 = 1{,}0472;$$

$$S_0 = 0;$$

$$S_1 = -0{,}25 \cdot 0{,}08^2 (-8289{,}87 + 5180{,}35) 1{,}0472/2 = 32{,}56 \text{ кН/м}.$$

Аналогично вычислены:

$S_2=-87{,}58$ кН/м; $S_3=72{,}56$ кН/м;
$S_4=0{,}00004\approx 0$.

Суммарные сдвигающие усилия в пределах К-й грани (рис.15,г)

$$T_1=-0{,}25\cdot 0{,}08^2[2\cdot(-8289{,}87)+5180{,}35]\times$$
$$\times 1{,}0472/6=3{,}18 \text{ кН}.$$

Аналогично вычислены:

$T_2=-162{,}42$ кН; $T_3=-2{,}53$ кН; $T_4=138{,}86$ кН.

Для вычисления прогибов ребер складки находим значения ординат эпюр вертикальных перемещений (рис. 16,а) исходя из следующих соотношений:

$f_{Ki}=1$ при $i=1$, $K=0,1,2,3,4$

и

$f^{в}_{Ki}=-\beta_{Ki}$ при $i=2,3,4$, $K=0,1,2$.

Прогибы ребер складчатой системы в середине пролета при $X=0{,}5\,l_1$ (рис.16,б) соответственно составят

$v_1=3{,}31\ 10^{-3}$м; $v_2=1{,}77\ 10^{-3}$м; $v_3=0{,}53\ 10^{-3}$м.

Аналогично: $v_1^{в}=3{,}31\ 10^{-3}$м; $v_3^{в}=1{,}47\ 10^{-3}$м;
$w_4^{в}=-0{,}53\ 10^{-3}$м.

На рис.15 и 16,б приведены также эпюры усилий и перемещений пластины-обслочки при аппроксимации ее шести и семигранной складкой (кривые 2 и 3). Анализ этих кривых показывает, что даже достаточно грубая аппроксимация оболочки четырехгранной складкой позволяет (исходя из максимальных значений усилий и перемещений) произвести оценку жесткости и трещиностойкости такой конструкции.

Для оценки жесткости рассматриваемой конструкции пластины-оболочки в соответствии с требованиями [1] определим значение полного расчетного прогиба от всех соответствующих нагрузок. Поскольку согласно эпюры распределения прогибов по сечению складки (см.рис.16,б) максимальный прогиб возникает в ребре 1 (при аппроксимации четырехгранной складкой), то расчет полного прогиба выполним для этого ребра. Проверка условий трещинообразования показала (см. расчет по трещиностойкости в настоящем Приложении), что при действии нормальной нагрузки $q=2{,}6$ 6 МПа нормальные трещины в пластине-оболочке не образуются и определение прогибов производим

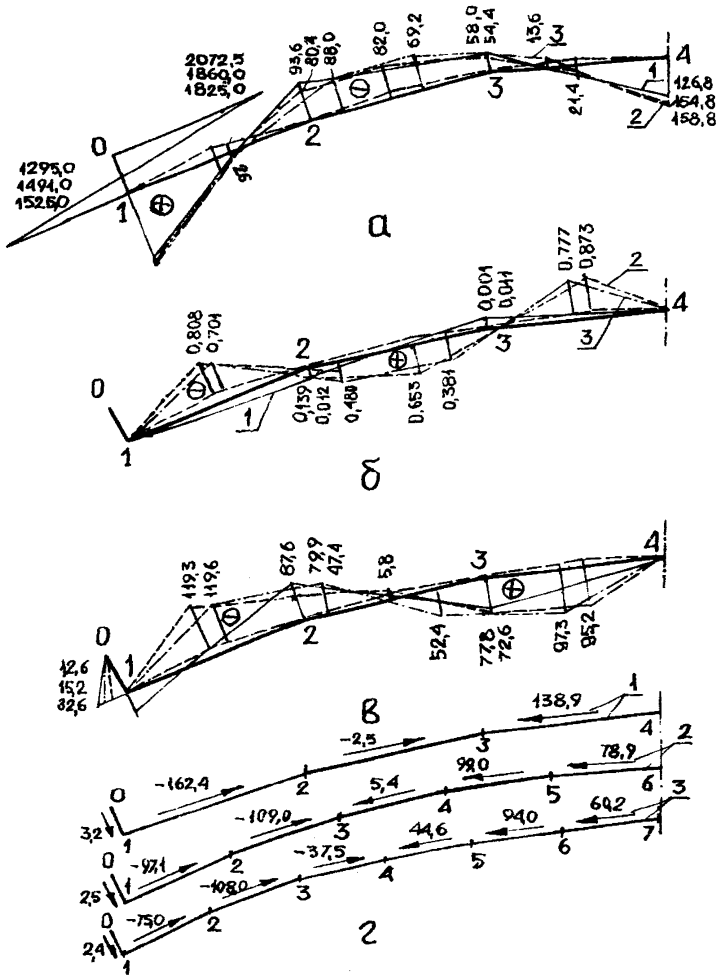
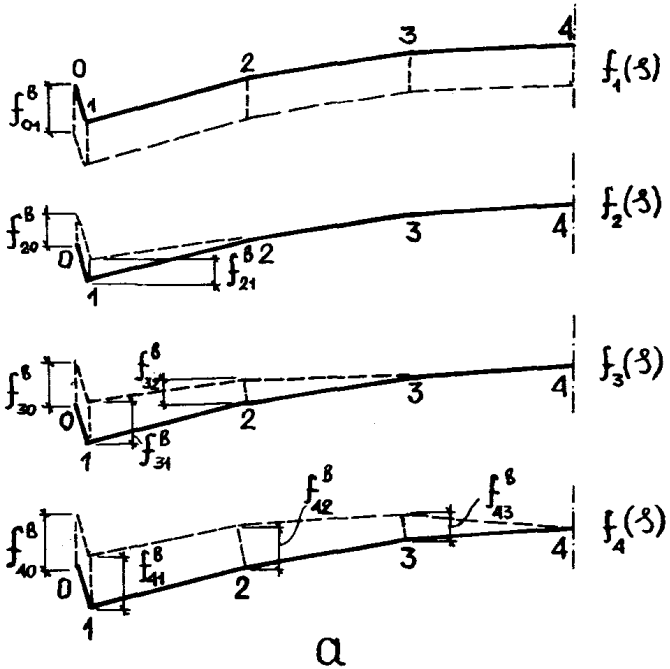
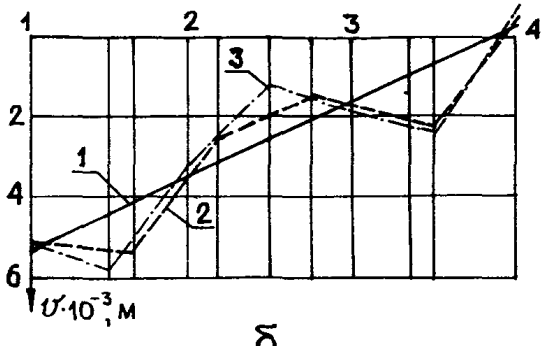


Рис.15. К расчету пластины-оболочки вариационным методом

а,б– нормальные усилия N_x (кН/м) и поперечные изгибающие моменты M_y, кН·м, в сечении $x=0,5l_1$; в,г–соответственно сдвигающие усилия S_x (кН/м) и суммарные сдвигающие усилия $N_{x,1}$, кН, в опорном сечении $x=0;1,2$ и 3–при аппроксимации оболочки соответственно четырех-, шести- и семигранной складкой



а



б

Рис. 16. Эпюры поперечных перемещений точек контура поперечной полоски основной системы (а) и эпюры прогибов складки в сечении $x=0{,}5\,l_1$ (б): 1, 2 и 3 – соответственно при аппроксимации оболочки 1-, 6- и 7-гранной складкой

как для конструкции без трещин в растянутых зонах.

Вычисляем составляющие полного прогиба пластины-оболочки v_{11}, v_{12} соответственно от действия кратковременной постоянной и длительной нагрузок:

$$v_{11} = v_1^b \frac{q - q_1}{q} \cdot \frac{1}{\varphi_{b1}} = 5{,}29 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{2{,}660 - 1{,}995}{2{,}660} \times$$

$$\times \frac{1}{0{,}85} = 1{,}79 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$v_{12} = v_1^b \cdot \frac{q_1}{q} \cdot \varphi_{b2} = 5{,}29 \cdot 10^{-3} \frac{1{,}995}{2{,}660} \times$$

$$\times 2 = 7{,}94 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Для определения выгибов пластины от предварительного обжатия в поперечном направлении в соответствии с указаниями [1] предварительно вычисляем следующие величины:

усилие обжатия поперечного направления при схеме армирования и напряжениях в арматуре, принятых при расчете по несущей способности (см. приложение 1)

$$P_2 = 2 \cdot 651{,}53 \cdot 16 \cdot 0{,}196 \cdot 10^{-1} + 637{,}5 \cdot 15 \cdot 0{,}196 \cdot 10^{-1} =$$

$$= 596{,}05 \text{ кН};$$

геометрические характеристики приведенного сечения пластины

$$A_{red} = A + A_{sp} \frac{E_s}{E_b} = 6{,}056 \cdot 0{,}04 + 47 \cdot 0{,}196 \cdot 10^{-4} \times$$

$$\times \frac{2\ 10^5}{2{,}9\ 10^4} = 0{,}24845 \text{ м}^2;$$

$$S_{red} = 0{,}2408 \cdot 0{,}02 + 0{,}006353 \cdot 0{,}017 = 0{,}4924 \cdot 10^{-2} \text{ м}^3;$$

$$y_o = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0{,}4924 \cdot 10^{-2}}{0{,}24845} = 1{,}98 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$e_{op2} = [2{,}3 - (4 - 1{,}98)] \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$I_{red} = \frac{6{,}054 \cdot 0{,}04^3}{12} + 0{,}2408 [(2 - 1{,}78) 10^{-2}]^2 +$$

$$+ 0{,}006353 \cdot (0{,}8 \cdot 10^{-3})^2 = 3{,}248 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Выгибы v_{13} и v_{14} соответственно от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия и от усадки и

ползучести бетона, вызванных влиянием усилия предварительного обжатия

$$v_{13} = S\left[1/\left(\frac{P_2 e_{op2}}{\varphi_{B1} E_B J_{red}}\right)\right] l^2 = \frac{5}{48}\left[1/\left(\frac{596{,}05x}{0{,}85\cdot 2{,}9\cdot 10^4}\right.\right. x$$

$$\left.\left.\frac{x2{,}8}{x3{,}248\cdot 10} - 5\right)\right] 3^2 = 1{,}82\cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$v_{14} = S\left\{\left[1/\left(\frac{P_2 e_{op}\varphi_{B2}}{\varphi_{B1} E_B I_{red}}\right)\right] - \left[1/\left(\frac{P_2 e_{op2}}{\varphi_{B1} E_B J_{red}}\right)\right]\right\} l^2 =$$

$$= \frac{5}{48}\left\{\left[1/\left(\frac{596{,}05\cdot 2{,}8\cdot 2}{0{,}85\cdot 2{,}9\cdot 10^4\cdot 3{,}248\cdot 10} - 5\right)\right] -\right.$$

$$\left. - \left[1/\left(\frac{596{,}05\cdot 2{,}8}{0{,}85\cdot 2{,}9\cdot 10^4\cdot 3{,}248\cdot 10} - 5\right)\right]\right\} 3^2 = 1{,}82\cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Полный прогиб ребра 1 пластины-оболочки находим согласно п. 4.24 и 4.31 [1]

$$v_1 = v_{11} + v_{12} - v_{13} - v_{14} = 1{,}79\ 10^{-3} + 7{,}94x$$

$$x10^{-3} - 1{,}82\cdot 10^{-3} - 1{,}82\cdot 10^{-3} = 6{,}11 \text{ мм}.$$

или

$$v_1 = \frac{6{,}11}{3000} = \frac{1}{490} l,$$

что меньше предельно допустимого значения $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{200}$.

Р а с ч е т п о о б р а з о в а н и ю т р е щ и н. Для проверки по образованию косых трещин в угловых зонах пластины (см. рис. 29, элемент А) предварительно определим следующие расчетные параметры:

длину зоны передачи напряжений при передаточной прочности $R_{Bp} = 0{,}7\cdot 30 = 21$ МПа соответственно для поперечной и продольной арматуры (рис. 17)

$$l_{px} = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp,x}}{R_{Bp}} + \lambda_p\right) d = \left(1{,}4\ \frac{637{,}5}{21} + 40\right)\cdot 5 = 410 \text{ мм};$$

$$l_{py} = \left(1{,}4\cdot \frac{668{,}5}{21} + 40\right)\cdot 5 = 444 \text{ мм};$$

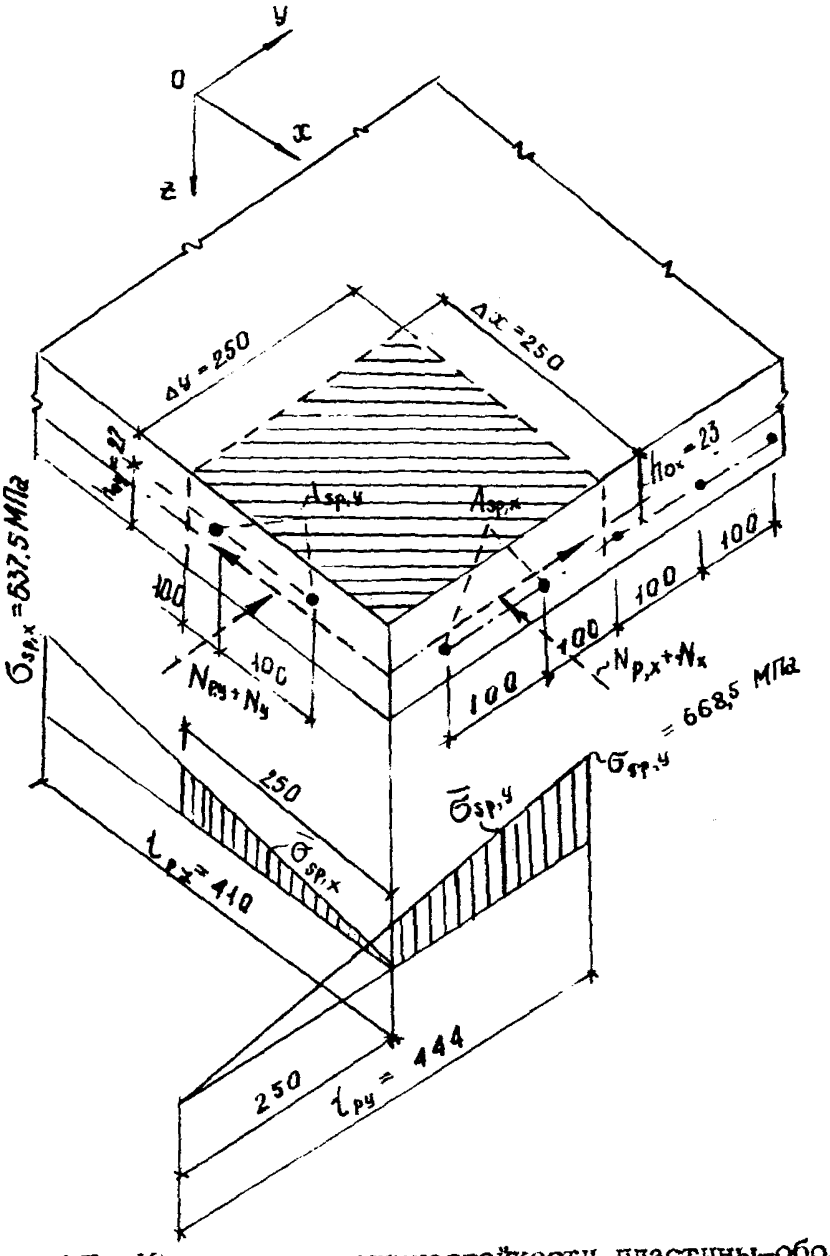


Рис.17. К расчету трещиностойкости пластины-оболочки в угловых зонах (элемент А)

площади поперечного сечения предварительно напряженной арматуры в расчетном элементе

$$A_{sp,x} = \frac{250}{100} \cdot 0{,}196 \cdot 10^{-4} = 0{,}49 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad A_{sp,y} = A_{sp,x};$$

усилия предварительного обжатия, приходящиеся на единицу длины расчетного элемента (с учетом их изменений в пределах длины зоны передачи напряжений) соответственно по оси X и Y

$$N_{p,x} = \left(\frac{125}{410} \cdot 637{,}5 \cdot 0{,}49\right)/0{,}25 = 38{,}0 \text{ кН/м};$$

$$N_{p,y} = \left(\frac{375}{444} \cdot 668{,}5 \cdot 0{,}49\right)/0{,}25 = 110{,}8 \text{ кН/м};$$

нормальные погонные усилия в центре расчетного элемента от действия внешней нагрузки в соответствии с полученными результатами расчета (см. эпюру рис. 15,а) и их изменения в направлении оси X по закону квадратной параболы (рис.19,а)

$$N'_x = N_x + N_{p,x} = \left(199{,}4 - \frac{1375^2}{1500^2} \cdot 199{,}4\right) - 38{,}0 = -5{,}8 \text{ кН/м}$$

$$N'_y = N_{p,y} = -110{,}8 \text{ кН/м};$$

погонные сдвигающие усилия, действующие на расчетные элементы, определим в предположении, что при принятой схеме постановки закладных деталей (см.рис.18) суммарная сдвигающая сила T_2 приходится на крайнюю грань складки (поровну распределяется между соседними закладными деталями и линейно изменяется в направлении оси X):

$$N_{xy} = \left[\left(\frac{75}{2}\right)/0{,}25\right] \cdot \frac{1375}{1500} \cdot 150 = 137{,}5 \text{ кН/м}.$$

Главные усилия, действующие в расчетном элементе вычисляем по формуле (92) настоящих рекомендаций:

$$N_{m1} = \frac{-110{,}8 - 5{,}8}{2} + \sqrt{\left(\frac{-110{,}8 + 5{,}8}{2}\right)^2 + 137{,}5^2} =$$

$$= 88{,}9 \text{ кН/м};$$

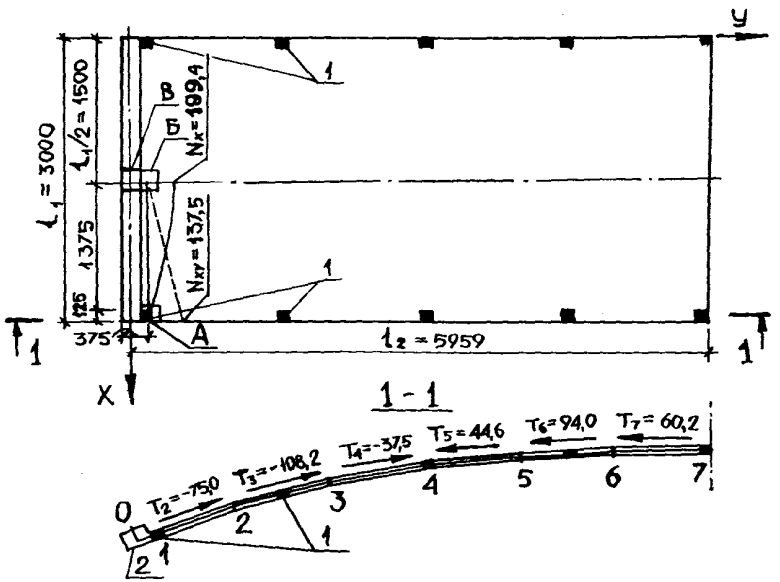


Рис.18. К определению нормальных и сдвигающих усилий в расчетных элементах А,Б и В
1-закладная деталь; 2-приопорное утолщение

$$N_{m2} = \frac{-110,8-5,8}{2} - \sqrt{\left(\frac{-110,8+5,8}{2}\right)^2 + 137,5^2} =$$

$$= -205,5 \text{ кН/м}.$$

Значение коэффициента K_q определяем по формуле

$$K_q = 1 - \left[\frac{(1-2c)m_p}{1-2c\,m_p}\right]^2 = 1 - \left[\frac{(1+2\cdot 0,05)\cdot 0,302}{(1+2\cdot 0,05)\cdot 0,302}\right]^2 =$$

$$= 0,937,$$

где

$$m_p = |N_{m2}|/(h R_{bsc2}) = 205,5/(0,04\cdot 22) = 0,234.$$

Погонное усилие воспринимаемое сечением расчетного элемента при образовании трещин, определяем согласно указаний действующих норм [1] с учетом влияния плоского напряженного состояния

$$N_{crc} = K_q R_{bt,sc2} \cdot t = 0,937\cdot 1,8\cdot 10^3\cdot 0,04 = 67,4 \text{ кН/м}.$$

Проверку по образованию косых трещин в угловых зонах производим по условию (91) настоящих рекомендаций

$$N_{m1} = 88,9 \text{ кН/м} \geq N_{crc} = 67,4 \text{ кН/м},$$

следовательно при нормативной нагрузке в угловых зонах пластины образуются трещины.

Расчет по раскрытию трещин. Определяем угол наклона трещин к оси X по известной формуле теории упругости

$$tg\alpha = \frac{N_{m1} - N_y}{N_{xy}} = \frac{88,9+110,8}{137,5} = 452,$$

$$\alpha = 55,45^\circ$$

Параметр армирования элемента при заданной арматуре $\varnothing 5$ Вр-П

$$m_{sx} = \frac{0,196\cdot 10^{-4}}{0,10} = 1,96\cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{м}.$$

Поскольку интенсивность армирования в направлении оси Y такая же, как и в направлении оси X, то

$$m_{sy} = m_{sx} = 1,96\cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{м}.$$

Вычисляем напряжения в арматуре элемента, соответственно в продольных и поперечных стержнях:

$$\sigma_{sx} = \frac{(-58+137,5\cdot 0,6887)\cdot 10^{-3}}{1,96\cdot 10^{-4}} = 453,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sy} = \sigma_{sx} = 453,6 \text{ МПа}.$$

Поскольку $\sigma_{sx}=453,6 < 0,9\sigma_{o2} = 0,9\cdot 1250 = 1125$ МПа и $\sigma_{sy}=453,6 < 0,9\sigma_{o2}$, то коэффициенты $\gamma_{sx}=1$ и $\gamma_{sy}=1$ и $P_{sx}=1$, $P_{sy}=1$.

Коэффициенты, учитывающие работу растянутого бетона определяем по формуле (1,92) [18] :

$$\psi_{sx} = 1 - \frac{0,7\cdot 0,0674}{1,96\cdot 10^{-4}\cdot 453,6} = 0,469;$$

$$\psi_{sy} = \psi_{sx} = 0,469.$$

Средний модуль деформаций арматуры на участках между трещинами вычисляем по формулам (106) настоящих рекомендаций:

$$\bar{E}_{sx} = \frac{2\cdot 10^5}{0,469} = 4,26\cdot 10^5 \text{ МПа}; \quad \bar{E}_{sy} = \bar{E}_{sx} = 4,26\cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Деформации арматуры в трещине соответственно составят:

$$\varepsilon_{sr2cx} = \frac{453,6}{4,26\cdot 10^5} = 1,064\cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_{sr2cy} = \varepsilon_{sr2cx} = 1,064\cdot 10^{-3}.$$

По формулам (101) и (102) настоящих рекомендаций определяем величины разности деформаций арматуры и бетона в среднем сечении между трещинами:

$$\varepsilon_{gx}(l_{sx}) = 0,29\cdot 1,2141\cdot (1,064-0,15)\cdot 10^{-3} = 0,322\cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_{gy}(l_{sy}) = \varepsilon_{gx}(l_{sx}) = 0,322\cdot 10^{-3}.$$

По формулам (99) и (100) настоящих рекомендаций определяем значения расчетных коэффициентов:

$$\frac{1}{K_x} = 1+2\cdot\frac{250\cdot 0,196\cdot 10^{-4}}{100\cdot 0,04\cdot 0,25}\cdot\frac{2\cdot 10^5}{2,9\cdot 10^4} = 1,068;$$

$$\frac{1}{K_y} = \frac{1}{K_x} = 1{,}068;$$

$$B_x = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}5 \cdot 10^{-2}}{10 \cdot 10^{-2}} \cdot \frac{0{,}54 \cdot 10^{4} \cdot 1{,}068}{2 \cdot 10^{5} 1{,}96 \cdot 10^{-4}} = 23{,}1 \quad 1/м;$$

$$B_y = B_x = 23{,}1 \quad 1/м.$$

Расстояние между трещинами согласно формул (103) и (104) настоящих рекомендаций:

$$l_{czcx} = \frac{2}{23{,}1} \ln \left(\frac{0{,}322 \cdot 10^{-3}}{1{,}064 \cdot 10^{-3}} \right) 0{,}8236 = 8{,}52 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$l_{czcy} = l_{czcx} = 8{,}52 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

Величину l_{czc} принимаем равной $8{,}52 \cdot 10^{-2}$ м.

Смещения арматурных стержней относительно берега трещины вычисляем по формулам (97) настоящих рекомендаций:

$$U_x = \frac{1}{23{,}1} \left(1 - \frac{0{,}322 \cdot 10^{-3}}{1{,}064 \cdot 10^{-3}}\right) (1{,}064 - 0{,}322) \cdot 10^{-3} -$$

$$- \frac{0{,}322 \cdot 10^{-3} \ln (0{,}322 \cdot 10^{-3} / 1{,}064 \cdot 10^{-3})}{23{,}1} =$$

$$= 3{,}91 \cdot 10^{-5} \text{ м};$$

$$U_y = U_x = 3{,}91 \cdot 10^{-5} \text{м}.$$

Ширину раскрытия трещин и сдвиг ее берегов определяем соответственно по формулам (95) и (96) настоящих рекомендаций:

$$a_{czc} = 2 \cdot (3{,}91 \cdot 0{,}5671 + 3{,}91 \cdot 0{,}8236) \cdot 10^{-5} =$$

$$= 10{,}9 \ 10^{-5} \text{ м} \ ;$$

$$d_{czc} = 2 \cdot (3{,}91 \cdot 0{,}8236 - 3{,}91 \cdot 0{,}5671) \cdot 10^{-5} = 2 \cdot 10^{-5} \text{м}.$$

Полагая, что для ортогональности армирования можно применить формулу (1.52) [18], и учитывая равенство коэффициентов Ψ_{sx} и Ψ_{sy}, определим коэффициент неупругих деформаций полос бетона вдоль трещин

$$\nu_z = (1 - \Psi_{sx}) = (1 - \Psi_{sy}) = (1 - 0{,}508) = 0{,}492.$$

Средние относительные деформации полос бетона между трещинами определяем по формулам (105) настоящих рекомендаций:

$$\varepsilon_{Bn}=\Big[-58\cdot10^{-3}\cdot0{,}8236^2-110{,}8\cdot10^{-3}\cdot0{,}5671^2+2\cdot37{,}5\times$$
$$\times10^{-3}\cdot0{,}8236\cdot0{,}5671-\frac{2\cdot3{,}91\cdot10^{-5}\cdot4{,}26\cdot10^{5}\times}{8{,}52\times}$$
$$\frac{\times0{,}8236}{\times10^{2}}1{,}96\cdot10^{-4}\cdot0{,}469\cdot0{,}8236^2-\frac{2\cdot3{,}91\cdot10^{-5}\times}{8{,}52\times}$$
$$\frac{4{,}26\cdot10^{5}0{,}5671}{\times10^{-2}}1{,}96\cdot10^{-4}0{,}469\cdot0{,}5671^2\Big]/(0{,}04\times$$
$$\times2{,}9\cdot10^{4}\cdot0{,}531)=10{,}1\cdot10^{-5};$$

$$\varepsilon_{Bt}=\Big[-5{,}8\cdot10^{-3}0{,}5671^2-110{,}8\cdot10^{-3}0{,}8236^2-2\cdot137{,}5\times$$
$$\times10^{-3}0{,}8236\cdot0{,}5671-\frac{2\cdot3{,}91\cdot10^{-5}\cdot4{,}26\cdot10^{5}0{,}8236\times}{8{,}52\cdot10^{-2}}$$
$$\times1{,}96\cdot10^{-4}0{,}469\cdot0{,}5671^2-\frac{2\cdot3{,}91\cdot10^{-5}\cdot4{,}26\cdot10^{5}\times}{8{,}52\times}$$
$$\frac{\times0{,}5671}{\times10^{-2}}1{,}96\cdot10^{-4}0{,}469\cdot0{,}8236^2\Big]/(0{,}04\cdot2{,}9\cdot10^{4}\times$$
$$\times0{,}531)=-37{,}15\cdot10^{-5};$$

$$\frac{1}{2}\gamma_{\beta tn}=\Big[-(-5{,}8+110{,}8)\cdot10^{-3}\cdot0{,}8236\cdot0{,}5671+137{,}5\cdot10^{-3}\times$$
$$\times0{,}8236-137{,}5\cdot10^{-3}0{,}5671^2+$$
$$+\frac{2\cdot3{,}91\cdot10^{-5}4{,}26\cdot10^{5}0{,}8236}{8{,}52\cdot10^{-2}}1{,}96\cdot10^{-4}0{,}46\times$$
$$\times0{,}5671\cdot0{,}8236+\frac{2\cdot3{,}91\cdot10^{-5}\cdot4{,}26\cdot10^{5}0{,}5671}{8{,}52\cdot10^{-2}}\times$$
$$\times1{,}96\cdot10^{-4}0{,}469\cdot0{,}8236\cdot0{,}5671\Big]/(0{,}04\cdot2{,}9\cdot10^{4}\times$$
$$\times0{,}531)=1{,}9\cdot10^{-5}.$$

Деформации элемента в осях n, t согласно формул (94) настоящих рекомендаций:

$$\varepsilon_n = \frac{10{,}9\cdot10^{-5}}{8{,}52\cdot10^{-2}} + 10{,}1\cdot10^{-5} = 138\cdot10^{-5};$$

$$\varepsilon_t = -37{,}15\cdot10^{-5};$$

$$\gamma_{nt} = \frac{2\cdot10^{-5}}{8{,}52\cdot10^{-2}} + 21{,}9\cdot10^{-5} = 27{,}3\cdot10^{-5},$$

а деформации железобетонного элемента в осях X, Y определяем по формулам (93) настоящих рекомендаций:

$$\varepsilon_x = (138\cdot0{,}8236^2 - 37{,}15\cdot0{,}5671^2 + 27{,}3\cdot0{,}8236\times$$
$$\times0{,}5671)\cdot10^{-5} = 68{,}9\cdot10^{-5};$$

$$\varepsilon_y = (138\cdot0{,}5671^2 - 37{,}15\cdot0{,}8236^2 + 27{,}3\cdot0{,}8236\times$$
$$\times0{,}5671)\cdot10^{-5} = 31{,}9\cdot10^{-5}.$$

Вычисляем ширину раскрытия трещин через деформации элемента по формуле (108) настоящих рекомендаций:

$$a_{crc} = (68{,}9+31{,}9+37{,}15-10{,}1)\cdot10^{-5}\cdot 8{,}52\cdot10^{-2} =$$
$$= 10{,}9\cdot10^{-5}\text{ м}.$$

Аналогично ведется расчет ширины раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок.

Расчет по образованию нормальных трещин в пластине-оболочке (см.рис.19, элемент Б) производим на действие максимальных растягивающих усилий N_x (изгиб пластины-оболочки в направлении оси X при расчете вариационным методом не учитывается). Согласно результатов статического расчета (см.рис.15,а) элемент Б с максимальными растягивающими усилиями расположен в сечении $x=0{,}5\,l_1$, у приопорного утолщения пластины-оболочки.

Погонные усилия в рассматриваемом расчетном элементе с учетом усилий обжатия от предварительного напряжения

$$N_x' = N_x - N_{p,x} = 199{,}4 - 637{,}5\cdot10^{3}\cdot0{,}5\cdot10^{-4}/0{,}25 = 71{,}4\text{ кН/м}.$$

Погонное воспринимаемое сечением расчетного элемента перед образованием трещин

$$N_{crc} = R_{bt,ser} \cdot t = 1,8 \cdot 10^{3} \cdot 0,04 = 72 \text{ кН/м}.$$

Поскольку $N_{crc} = 72$ кН/м $> N'_x = 71,4$ кН/м, то

нормальные трещины в пластине-оболочке при нормальной нагрузке не образуются.

Расчет по трещиностойкости приопорного ребра-утолщения (см. рис. 19, элемент Б) производится на действие изгибающего момента в сечении $x = 0,5\,l_1$ с учетом усилия обжатия от предварительного напряжения по методике действующих норм [1]. Поскольку примеры такого расчета широко освещены в имеющейся справочной литературе (см. например [11]), то в настоящем приложении пример такого расчета не рассматривается.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. -М. :ЦИТП Госстроя СССР, 1985. -79 с.

2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. -М.: Стройиздат, 1986.

3. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.1/ ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.-М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.-188 с.

4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.П/ ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.-М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.-144с.

5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)./ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.-М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1989.- 192 с.

6. Руководство по проектированию железобетонных пространственных покрытий и перекрытий. -М.: Стройиздат, 1979.-421 с.

7. Колчунов В.И. Деформирование и трещиностойкость железобетонных панелей-оболочек на пролет коммуникационного типа. -В кн.: Нелинейные методы расчета пространственных конструкций.-М.: МИСИ, БТИСМ, 1988.-С. 146-157.

8. Юрьев А.Г. Вариационные постановки задач структурного синтеза в статике сооружений.-М.: МИСИ, БТИСМ, 1987.-94 с.

9. Ржаницин А.Р. Строительная механика. -М. : Высшая школа, 1982.

10. Фрид И. Обусловленность конечноэлементных матриц, полученных на неравномерной сетке//Ракетная техника и космонавтика. 1972, №2, с. 152-154.

11. Голышев А.Б., Бачинский В.Я., Полищук В.П. и др. Проектирование железобетонных конструкций, справочное пособие.-Киев: Будівельник, 1985.

12. Милейковский И.Е., Колчунов В.И., Половнев В.И. Алгоритм расчета, исследование и анализ жесткости и трещиностойкости железобетонных пластин - пологих цилиндрических оболочек // Исследования по расчету пластин и оболочек.-Ростов-на-Дону, 1987, с. 77-86.

13. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве. -Киев: НИИАСС, 1984.-152 с.

14. Программный комплекс для расчета упругих систем "Прокруст-81"/ Донецкий ПромстройНИИпроект. -Донецк, 1983. -104 с.

15. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы.-М.: Стройиздат, 1958.-502 с.

16. Милейковский И.Е., Колчунов В.И., Соколов А.А. Рекомендации по выбору расчетных схем и методов расчета оболочек покрытий.-М.: МИСИ, БТИСМ, 1987.-177 с.

17. Колчунов В.И., Половнев В.И., Осовских Е.В. Расчет железобетонных складок с учетом физической нелинейности и трещинообразования.-В кн.: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона.-Ростов-на-Дону: РИСИ, 1986, с. 167-173.

18. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами.-М. : Стройиздат, 1976.-208 с.

19. Милейковский И.Е., Колчунов В.И., Оспищев П.И. К построению физических зависимостей деформирования железобетонных пластин и оболочек при обобщенном напряженном состоянии.-В кн.: Нелинейные методы расчета пространственных конструкций.-М.: МИСИ, БТИСМ, 1988, с. 59-68.

20. Колчунов В.И., Ефимов В.И., Матюшенко С.И., Степанов А.М. Предварительно напряженные пластины-оболочки для производственных зданий// Бетон и железобетон, 1989, №5, с. 21-23.

21. Либерман А.Д., Катруца Ю.А., Стаковиченко Е.И., Завгородний С.И.,

Червинская Г.Л., Вышинский В.М. Конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий с применением панелей-оболочек на пролет коммуникационного типа и гибких предварительно напряженных плит. -В кн.: Исследование пространственных систем и конструкций зданий и сооружений.-М.: ЦНИИСК, НИИСК, 1986.

22. Стаковиченко Е.И. Крупноразмерные панели-оболочки на пролет коммуникационного типа для промышленного строительства. -В кн.: Строительные конструкции, вып. 37 -Киев: Будівельник, 1984.

23. Колчунов В.И., Матюшенко С.И., Стаковиченко Е.И. Панели-оболочки на пролет//Промышленное строительство, 1987, №8.-с. 34.

ОГЛАВЛЕНИЕ

стр.

ВВЕДЕНИЕ 3

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ 5

2. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО И ГИБКИХ ПЛАСТИН 9

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОКРЫТИЙ ИЗ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО И ГИБКИХ ПЛАСТИН 23

4. РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО 27
Расчет по несущей способности 27
Расчет по деформациям 36
Расчет по образованию и раскрытию трещин 52

5. РАСЧЕТ ГИБКИХ ПЛАСТИН-ПОЛОГИХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ОБОЛОЧЕК 58
Расчет по несущей способности 58
Расчет по деформациям 69
Расчет по образованию и раскрытию трещин 81

6. ОСОБЕННОСТИ ТЕХНОЛОГИИ ЗАВОДСКОГО ИЗГОТОВЛЕНИЯ ПАНЕЛЕЙ-ОБОЛОЧЕК КСО И ГИБКИХ ПЛАСТИН 93

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Пример расчета несущей способности панели-оболочки КСО и гибкой предварительно напряженной пластины-пологой цилиндрической оболочки комбинированного покрытия производственного здания 102

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Пример расчета панели-оболочки КСО и гибкой предварительно напряженной пластины - пологой цилиндрической оболочки по предельным состояниям второй группы 146

ЛИТЕРАТУРА 7.7. 190

Научно-исследовательский институт строительных
конструкций Госстроя СССР
(НИИСК)

Белгородский технологический институт
строительных материалов им. И.А.Гришманова
Государственного комитета СССР
по народному образованию
(БТИСМ)

Евгений Иосифович С т а к о в и ч е н к о,

Виталий Иванович К о л ч у н о в,

Евгений Васильевич О с о в с к и х и др.

Рекомендации по проектированию покрытий производственных зданий с железобетонными панелями-оболочками КСО

Редактор А.И. К а п и т о н е н к о

Передано в произв. 31.07.89. Подп. к печ. 25.07.89.
Формат бум. 60х84 1/16. Бум. для множ. аппаратов.
Офсетная печать. 11,2 усл. п. л., 15,0 уч. -изд. л., 12,125 п. л. Тираж 500 экз. Зак. № 2261. Цена 3р.75к.

Научно-исследовательский институт строительных конструкций
Госстроя СССР
252180 Киев, И.Клименко, 5/2

Ф. -п.л. НИИСП Госстроя УССР 252180 Киев, И.Клименко,5/2

gost.e-ecolog.ru