

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПОЛОВ

Проектирование промышленных полов является сложной задачей. На сегодняшний день среди проектировщиков отсутствует понимание особенностей работы конструкции промышленных полов, являющейся с точки зрения теории упругости плитой на упругом основании. В настоящей статье рассматриваются основные принципы расчета промышленных полов.

Обоснование принципов расчета

С точки зрения строительной механики конструкции полов представляют собой многослойные системы, состоящие из отдельных слоев различной жесткости, лежащих на грунтовой основе, рассматриваемом как упруго-изотропное полупространство.

Плиты полов рассматриваются в виде бесконечных гибких пластин, опирающихся на упругое основание в виде упругого полупространства, принимаемого для упрощения расчетов в виде сплошной среды с точки зрения теории упругости.

Передача давления, осадка и сжатие отдельных слоев многослойных систем зависят от толщин отдельных слоев и их модулей упругости (заменяемых при расчете грунтовых оснований на значения модулей деформации), а также возможности смещения слоя по слою в процессе деформации. Для неоднородных нелинейно деформируемых материалов, к которым относятся армированные различными материалами плиты полов и грунтовые основания, еще не найдены адекватные теоретические решения, позволяющие с высокой точностью рассчитать контактные давления и напряжения, передающиеся на грунтовое основание. Поэтому с некоторой долей условности при расчетах плит полов исходят из закономерностей распределения напряжений в многослойных средах, разработанных в теории упругости и в механике сплошных сред. Применимость этих условий к расчету плит полов обосновывается тем, что при малых прогибах они деформируются как линейно деформируемые среды.

В связи со сложностью задачи, пока еще разработаны решения лишь для некоторых частных случаев. Трудность задачи возрастает с увеличением числа рассматриваемых слоев. Поэтому большинство опубликованных решений относятся к двух- и трехслойным системам, у которых верхний слой имеет больший модуль упругости, чем подсти-

лающее его упруго-изотропное полупространство.

Конструкции подстилающих слоев оснований и полов весьма разнообразны. Для обеспечения возможности сопоставления различных вариантов по степени деформируемости их оценивают эквивалентным модулем деформации – модулем такого однородного полупространства, который при приложении расчетной нагрузки имеет такую же деформацию, как многослойная конструкция основания.

В основу расчета конструкций полов, как правило, принимается расчетная модель Циммермана–Фусса–Винклера (модель местных упругих деформаций) в виде слоистого линейно деформируемого полупространства, на поверхности которого действуют нагрузки в виде условного прямоугольника или круга.

Распределение напряжений под подошвой плиты принимается по линейной зависимости, путем «спрямления» кривой напряжения, фактически действующего в многослойном основании. Такая линейность обусловлена относительно малыми напряжениями, возникающими в деформируемом слое по сравнению с расчетной предельной прочностью грунтов подстилающего основания.

Расчет железобетонной плиты пола производится по двум предельным состояниям: по прочности и по раскрытию трещин.

Расчет грунтов подстилающего основания производится так же по двум предельным состояниям: по прочности при действии нормального усилия и по сдвигу с учетом возникающих касательных напряжений. Кроме этого, учитывая возможные вертикальные деформации пучения, необходимой является проверка конструкции плиты пола, опирающейся на многослойное основание, на предмет таких деформаций, удовлетворяющих по значению нормативным требованиям.

Предполагается, что усилия, действующие в различных участках плиты,



А. М. Горб,
ЗАО «СК Конкрит Инжиниринг»;
И. А. Войлков,
ГОУ «Санкт-Петербургский
Политехнический университет»

неодинаковы и зависят от месторасположения нагрузок относительно швов.

При выборе типа конструкции плиты пола с однородным (ортотропным по всей площади плиты) армированием задача упрощается, возникает возможность определения напряженно-деформированного состояния железобетонного сечения плиты классическими методами теории упругости.

В данной статье приведены основные положения расчета конструкций плит полов, лежащих на упругом основании.

О конструкциях бетонных полов.

Конструкции промышленных полов обычно изготавливаются из цементобетона различных классов и марок, в виде одно- или двухслойных монолитных плит различной толщины и характера армирования. Существуют три основных варианта конструкций полов, в зависимости от характера их армирования:

- конструкции из неармированного бетона;
- конструкции, армированные стержневой или фибровой арматурой с целью уменьшения трещинообразования при усадке, изменении температуры и влажности бетона и окружающей среды;
- конструкции, армированные стержневой и/или фибровой арматурой, воспринимающей помимо температурно-усадочных напряжений силовые воздействия от эксплуатационных нагрузок.

Выбор оптимальной конструкции должен производиться на основании технико-экономического сравнения вариантов. Выбранный вариант, в том числе, должен обеспечивать:

- комплексность конструктивных и технологических решений;
- прочность, устойчивость и долговечность грунтового и искусственного оснований, а также конструктивных слоев пола;
- наиболее полное использование прочностных и деформативных характеристик грунтов и физико-механических свойств применяемых материалов;
- ровность, износоустойчивость и беспыльность поверхности;
- оптимальное использование местных строительных материалов;
- возможность максимальной механизации и технологичности строительных работ;
- оптимальные эксплуатационные качества устраиваемых полов, соответствующие заданным требованиям;
- минимальные необходимые единовременные и суммарные приведенные затраты на строительство и эксплуатацию.

Ниже рассматриваются основные положения расчета и особенности работы различных видов конструкций промышленных полов, расположенных на грунтовом основании. Кроме этого, в данной статье отдельно рассмотрены особенности работы и конструирования промышленных полов, изготовленных из фибробетона, армированно-го стальными фибрами.

Основные положения и принципы расчета конструкций промышленных полов из монолитного цементобетона.

Конструкции бетонных полов рассчитываются по методу предельных состояний, позволяющему наиболее полно учесть специфику их работы под воздействием эксплуатационных нагрузок. При наступлении предельного состояния конструкция не способна сопротивляться внешним воздействиям или получает недопустимые по условиям эксплуатации деформации.

Задача расчета состоит в том, чтобы обеспечить запас по прочности и трещиностойкости для предотвращения наступления в период эксплуатации того или иного предельного состояния. Вместе с тем для получения экономичных решений эти запасы не должны быть лишними, т.е. необходимо учитывать условия, при которых возникающие усилия оказывались максимально близкими к предельно допустимым значениям.

Расчетные предельные состояния для различных типов конструкций полов отличаются. При появлении трещин в бетонных полах их несущая способность практически исчезает. Поэтому для таких конструкций состояния, соответствующее появлению трещин в результате воздействия нагрузок, является расчетным и характеризуется как

предельное состояние по прочности.

В железобетонных конструкциях полов в стадии эксплуатации трещины допускаются, но ограничивается ширина их раскрытия. Расчетным предельным состоянием для таких плит является предельное состояние по прочности, которое наступает, когда напряжения в растянутой арматуре достигают его расчетного значения, а предельное состояние по раскрытию трещин, характеризуется шириной их раскрытия не более 0,4 мм для кратковременных и 0,3 мм для временных нагрузок.

Расчетное предельное состояние сталефибробетонных конструкций полов зависит от прочности бетона-матрицы и параметров фибрового армирования; при этом определяющим фактором является объемное содержание фибр в бетоне-матрице.

При проценте армирования ниже минимального уровня усилия в сжатой и растянутой зонах до момента образования первой трещины воспринимаются фибробетоном, а момент образования трещины в растянутой зоне, соответствует потере элементом несущей способности и характеризуется как предельное состояние по прочности.

При проценте армирования выше минимального уровня усилия, возникающее в сталефибробетонном изгибаемом элементе в момент возникновения трещин, воспринимается в сжатой зоне сталефибробетоном, а в растянутой – только фибрами, считающимися «размазанными» в пределах площади растянутой зоны. Предельное состояние по прочности характеризуется усилием, возникающим в момент обрыва или выдергивания всех фибр пересекающих расчетное сечение.

Поскольку рассмотренные выше предельные состояния вызываются действием знакопеременных изгибающих моментов, расчет необходимо производить с их учетом.

В связи с этим основное уравнение прочности может быть записано в виде:

$$m_d < m_u \quad (1)$$

m_d – расчетный момент в сечении плиты при наиболее невыгодном расположении и сочетании нагрузок;

m_u – предельно допустимый для рассматриваемого сечения изгибающий момент.

При расчете железобетонных конструкций полов с учетом раскрытия трещин помимо условия (1) необходимо выполнить условие:

$$a_{cr} < [a_m] \quad (2)$$

a_{cr} – расчетная ширина раскрытия трещин (мм) в рассматриваемом сечении плиты при действии эксплуатационных нагрузок;

$[a_m]$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, равная 0,4 мм

для кратковременных и 0,3 мм для временных нагрузок.

Смысл формулы (1) состоит в том, чтобы максимально возможное усилие в конструкции (с учетом динамических нагрузок и коэффициента перегрузки) было не больше ее минимальной несущей способности (с учетом возможного изменения прочности материала). Расчет конструкций полов заключается в определении моментов m_d и m_u , расхождение между которыми должно быть не более 5%.

Изменение напряженно-деформируемого состояния конструкций полов, являющихся плитами, лежащими на упругом основании, происходит в зависимости от величин прикладываемых нагрузок, реакции основания и характера армирования. Для различных типов конструкций необходимо учитывать различные стадии их работы. В конструкциях бетонных полов на упругом основании в отличие от свободно опертых балок (статически определимых систем) и плит следует различать следующие четыре стадии их работы:

Стадия I характеризуется тем, что в результате действия нагрузки возникает напряжение σ_p , меньшее абсолютного предела выносливости R^t . За абсолютный предел выносливости обычно принимают значение, равное $0,4 \cdot R_{btb}$, которое, согласно гипотезе прочности бетона по О. Я. Бергу, гарантирует от появления микротрещин на границе сред (заполнителей и цементного камня).

Считается, что при значении фактического напряжения больше R^t могут возникать микротрещины, которые по мере увеличения напряжения «пронизывают» все большую толщину плиты и охватывают все больший объем материала.

Стадия II, при которой развитие и накопление микрповреждений завершается, нагрузка возрастает до значения $R^t_{пред}$, вызывающего напряжения в плите, равные пределу прочности бетона на растяжение при изгибе.

Подобное напряжение в бетонной балке вызывает мгновенное разрушение. В плите на упругом основании это приводит к появлению поверхностных трещин и перераспределению внутренних усилий.

В результате работа конструкции переходит в **III стадию** – стадию развития трещин.

Можно считать, что появление сквозных трещин, разделяющих плиту на несвязанные элементы, разрушает конструкцию, меняя ее форму. Однако, если при этом основание испытывает напряжения в пределах, ограниченных его упругой работой, существенных прогибов не наблюдается и ровность поверхности не изменяется (не ухудшается). Требуется дополнительное увеличение нагрузки или чис-

ла циклов ее повторения, чтобы одни элементы плиты сместились по отношению к другим. Этот процесс отнесен к **IV стадии** – стадии физического разрушения конструкции.

Конструкции железобетонных плит полов, армированные ненапрягаемой арматурой, предусматривают три стадии их работы:

Стадия I. При малых нагрузках напряжения в бетоне и арматуре невелики и деформации носят преимущественно упругий характер; зависимость между напряжениями и деформациями линейная и эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения треугольные.

С увеличением нагрузки напряжения в бетоне растянутой зоны сечения быстро приближаются к пределу прочности бетона при растяжении. При этом в растянутой зоне сечения развиваются пластические деформации и эпюра напряжений искривляется, а в сжатой зоне бетон испытывает еще преимущественно упругие деформации. Этот конечный этап стадии I переходит в стадию Ia. Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны близка по очертанию к треугольной, а в бетоне растянутой зоны – к прямоугольной.

При дальнейшем увеличении нагрузки бетон растянутой зоны разрывается в местах, где образовались трещины, и выключается из работы, растягивающие напряжения воспринимаются только продольной арматурой. Наступает новое качественное состояние – стадия II. При этом происходит изменение жесткости сечения (в сторону его уменьшения) и, соответственно, уменьшение значений действующих изгибающих моментов при учете увеличения реактивных давлений основания. По высоте сечения деформации при изгибе изменяются нелинейно. По длине элемента деформации сжатой и растянутой зон сечения и высота сжатой зоны также переменные, а нейтральная ось волнообразная.

Стадия II. В растянутой зоне в местах, где образовались трещины, внутреннее растягивающее усилие воспринимается стальной арматурой. На участках между трещинами сцепление арматуры с бетоном не нарушается, и бетон продолжает работать на растяжение. Как и при центральном растяжении, по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. В сжатой зоне с повышением напряжений и развитием ползучести бетона эпюра нормальных напряжений постепенно искривляется. При этом одновременно происходит увеличение значения реактивного давления упругого основания, что приводит к более плавному нарастанию внутренних усилий в плите по сравнению со статически определимыми системами.

При увеличении нагрузки происходит дальнейшее раскрытие трещин в растянутой зоне, напряжения в материалах увеличиваются, и наступает разрушение сечения, т.е. стадия III.

Стадия III. В этой стадии работы деформации ползучести бетона распространяются на значительную часть высоты сжатой зоны сечения, и криволинейность эпюры нормальных сжимающих напряжений становится ярко выраженной. Разрушение сечения наступает, когда напряжение в растянутой арматуре достигает предела текучести R_a , а затем под влиянием значительного прогиба плиты разрушается сжатая зона или напряжение в бетоне сжатой зоны достигает предела его прочности. Напряжение в сжатой арматуре в том или другом случаях достигает предела текучести.

По мере удаления от расчетного центра приложения нагрузок имеют сечения, испытывающие различные стадии напряженно-деформируемого состояния. Положение нейтральной оси в последовательных стадиях напряженно-деформируемого состояния постепенно перемещается.

При изгибе железобетонных конструкций в отличие от упругих материалов вследствие ползучести бетона и раскрытия трещин в растянутой зоне зависимость между усилиями и деформациями в сечениях непостоянна: она изменяется с течением времени в зависимости от величины напряжений, повторяемости нагрузок, накопления остаточных прогибов и изменения реакции основания.

Работа сталефибробетонных конструкций полов отличается от работы бетонных и железобетонных конструкций и характеризуется следующими пятью стадиями:

Стадия I. Стадия упругой работы композита, при которой фибра и бетонная матрица работают совместно, а напряжения в крайних волокнах растянутой зоны не достигают предела прочности матричного бетона на осевое растяжение. До появления первой микротрещины в растянутой зоне напряженно-деформируемое состояние бетонного пола и пола, армированного стальной фиброй, будет одинаковым, т.е. оба сечения работают в упругой стадии. Эпюра напряжений имеет треугольную форму. При дальнейшем возрастании нагрузок происходит переход в упругопластичную стадию (стадия II).

Стадия II характеризуется упругопластичной работой конструкции, при которой напряжение в крайних волокнах растянутой зоны достигают предела прочности матричного бетона на осевое растяжение и в нем развиваются пластические деформации, при этом, нейтральная ось начинает перемещаться вверх, эпюра сжатой

зоны сечения треугольная, а растянутой зоны приобретает трапециевидное очертание. Вторая стадия соответствует моменту, предшествующему началу образования трещин в растянутой зоне. При увеличении нагрузки происходит образование первой микротрещины и переход в III стадию работы – стадию образования и развития трещин в матричном бетоне.

Стадия III определяется появлением первой трещины в растянутой зоне, при этом растягивающие усилия воспринимаются фибровой арматурой в вершине трещины, и фибробетонным композитом в зоне над трещиной.

При дальнейшем росте нагрузок в зоне максимальных напряжений в нижней части плиты, вызванных действием положительных изгибающих моментов, первичные микротрещины объединяются в макротрещины, которые начинают распространяться вверх по толщине плиты в радиальных направлениях. В образовавшихся трещинах вся нагрузка воспринимается фибрами, при этом напряжения в них значительно увеличиваются, а напряжения в матричном бетоне в окрестности трещины снижаются по мере удаления от вершины трещины. Эпюра напряжений растянутой зоны становится прямоугольной.

Характер распространения трещин определяется прочностью бетонной матрицы, материала фибры, ее объемным содержанием, коэффициентом ее ориентации, степенью ее анкеровки, а также количеством фибр, пересекающих трещину в расчетном сечении. При дальнейшем возрастании нагрузок завершается процесс образования радиальных трещин в матричном бетоне с одновременным возникновением поверхностных тангенциальных трещин кольцевого очертания и переходом в IV стадию – стадию вязкого течения и начала процесса разрушения плиты.

Стадия IV характеризуется достижением предельного состояния прочности сталефибробетонного сечения на растяжение при изгибе. В фазе наступления предела прочности сталефибробетонного сечения происходит взаимодействие (перераспределение) между положительными и отрицательными изгибающими моментами, определяемое как функция жесткости плиты пола и реакции основания, которые формируют напряженно-деформируемое состояние конструкции плиты.

Дальнейшее развитие трещин происходит за счет выдергивания и разрыва волокон дисперсной арматуры последовательно по высоте сечения. Волокна разрываются, если прочность сцепления их с бетонной матрицей превосходит их прочность на растяжение, и выдергиваются, если прочность сцепления меньше прочности волокон.

В реальных условиях при разруше-

нии всегда наблюдаются оба механизма, так как в дисперсно-армированных бетонах фибра располагается хаотично и площадь сцепления волокон с матрицей регулируется глубиной их заделки в матрицу по отношению к фронту трещины. В элементах, армированных фибрами, длина которых меньше удвоенного значения необходимой длины их анкеровки, после возникновения трещины возникает предельное напряжение сцепления фибр с последующим выдергиванием фибр из бетона. При длине анкеровки фибр больше их удвоенной длины, часть пересекающих трещину фибр воспринимает действующую нагрузку, а напряжения в армирующем материале повышается до момента исчерпания несущей способности фибр. При этом в отличие от бетонного сечения, в котором при образовании трещины в растянутой зоне несущая способность элемента исчезает, на диаграмме «напряжение-деформация» фибробетона наблюдается ниспадающий участок, учитывающий работу фибр после образования трещины, при условии контроля деформаций. Угол наклона ниспадающей кривой зависит от прочности бетон-матрицы и параметров фибрового армирования. При дальнейшем увеличении внешней нагрузки происходит переход в V стадию – стадию образования сквозных трещин и окончательного разрушения плиты.

В стадии V происходит сквозное пересечение радиальными и тангенциальными трещинами сечения плиты по всей ее высоте с обрывом и выдергиванием практически всех фибр, при этом разрушение сталефибробетонной плиты завершается полностью с образованием отдельных фрагментов, ограниченных линиями образовавшихся радиальных и тангенциальных трещин.

В стадии разрушения происходит изменение расчетной схемы плиты: вместо схемы бесконечной гибкой плиты с нагрузкой, действующей на достаточном удалении от края, происходит переход к полубесконечной и четверть-бесконечной схеме с образованием «консольных» участков и возникновением отрицательных изгибающих моментов вблизи трещин. При этом происходит увеличение реактивных давлений, обуславливающих нелинейный характер изменения значений изгибающих моментов.

Многообразие условий, в которых эксплуатируются полы, позволяет считать допустимым для отдельных типов конструкций различные стадии их работы.

Рассмотрим более подробно характер работы и принципы проектирования сталефибробетонных промышленных полов по грунту, а также оценим работоспособность традиционных железобетонных и дисперсно-

армированных конструкций.

В железобетонных конструкциях, армированных обычной стержневой или жесткой арматурой (включая внешнее армирование) бетон и арматура работают совместно, но каждый по своей диаграмме «напряжение – деформация». Наличие традиционной арматуры практически не меняет диаграмму бетона. В то же время фибровое армирование придает дисперсно армированному бетону новые качества, его диаграмма меняется. При этом используя ту или иную фибровую арматуру, меняя степень насыщения бетона этой арматурой, можно управлять диаграммой фибробетона, создавать материал с заданными свойствами.

Обычный бетон представляет собой твердый и хрупкий материал с весьма низким отношением прочности при растяжении к прочности при сжатии. В таком бетоне присутствует большое количество микротрещин, возникающих в процессе его твердения в результате усадочных деформаций. При нагружении микротрещины развиваются, переходят в макротрещины. Поэтому бетон без предварительного напряжения работает практически всегда с трещинами в растянутой зоне.

Наличие силовых трещин характерно как для растянутого бетона (трещины, нормальные к направлению внешнего усилия), так и при более высоких нагрузках для сжатого бетона (продольные трещины, параллельные внешнему усилию). Традиционная стержневая арматура не меняет эти свойства бетона. Не изменяются они и от увеличения прочности (класса) бетона. В обычно армированном элементе трещина в растянутой зоне после образования весьма быстро пронизывает всю эту зону, поэтому после появления трещин растянутый бетон в расчетах, как правило, не учитывается. За разрушение сжатой зоны обычно принимают образование лещадок, т.е. отслоение части бетона в результате появления продольных трещин.

Если бетонная матрица пронизана волокнами (фибрами), то трещины не могут свободно развиваться. Они на своем пути встречают препятствия в виде перемычек из фибр, их рост становится более медленным. Кроме того, волокна сдерживают также увеличение ширины раскрытия трещин. В это же время появляются новые трещины, поскольку при росте нагрузки материал продолжает удлиняться (в продольном направлении при растяжении, в поперечном – при сжатии). Новые трещины также сталкиваются с препятствиями в виде фибр. По сравнению с традиционным армированием меняется характер трещинообразования. Вместо одной-двух магистральных трещин (в сильно армированных элементах их число может быть больше) в дисперсно-

армированных элементах образуется большое количество мелких трещин. Эти трещины имеют небольшое раскрытие и поэтому менее опасны. Отделение одного участка элемента от другого (в чем и выражается разрушение) не происходит, так как трещины перехвачены фибрами, или происходит при более высокой нагрузке, когда фибры разрываются или выдергиваются. Поэтому важно, чтобы фибры имели достаточную прочность и были надежно заанкерены в бетоне.

Особенности конструирования и расчета промышленных полов, армированных стальными волокнами (фибрами).

Бетон является структурно-неоднородным анизотропным материалом, обладающим относительно высокой прочностью на сжатие, плохо воспринимающим растягивающие усилия. При проектировании конструкций этот недостаток устраняется, как правило, благодаря включению в бетон стержневой (направленной) стальной арматуры, которая воспринимает возникающие растягивающие напряжения после образования трещин в крайних волокнах сечения растянутой зоны. Иногда предусматривается конструктивное армирование бетонного сечения, способное ограничить неконтролируемое развитие трещин или предотвратить его разрушение при действии случайных факторов.

Альтернативой стержневому армированию, при определенных условиях, может являться дисперсное армирование исходного бетона различными типами волокон (фибр); при этом конструкция приобретает свойства нового композиционного материала, называемого фибробетоном, характеризующегося наличием определенных свойств, отличных от неармированных или армированных стержневой арматурой бетонных конструкций.

В общем случае, фибробетоном называют композиционный материал, состоящий из цементной матрицы с крупным заполнителем или без него с равномерным или заданным распределением по ее объему ориентированных или хаотично расположенных дискретных волокон (фибр) различного происхождения и свойств.

Конструирование любого композиционного материала с целью придания ему необходимых свойств, базируется на принципах, сформулированных на основе определенных знаний структуры этого материала, принципах структурообразования и возможности регулирования его параметров путем воздействия на его структуру в рамках заданного технологического процесса.

Теоретические основы расчета прочности фибробетона, как композиционного материала, в упругой стадии ра-

боты основывается на законе аддитивности (правило смеси). При этом несущая способность фибробетона в данном контексте определяется, исходя из более низких значений модуля упругости и уровня предельных деформаций матрицы по сравнению с этими же параметрами для армирующих волокон.

Разновидностью фибробетона является сталефибробетон, представляющий собой бетон-матрицу из тяжелого или мелкозернистого бетона, в которую для достижения требуемых свойств добавляются стальные фибры, равномерно распределенные по всему объему бетона. Совместная работа бетона и стальных фибр обеспечивается сцеплением по их поверхности и анкерной волокон в бетоне за счет их периодического профиля, кривизны в продольном и поперечном направлении, а также наличия анкеров на концах фибр.

Цели и назначения армирования стальной фиброй и обычного стержневого армирования различны. Стальные волокна добавляют в бетон главным образом для того, чтобы повлиять на механизм трещинообразования в бетоне. Присутствие стальных волокон в бетоне уменьшает риск образования и развития трещин при его усадке, а также обеспечивает частичное или полное сохранение несущей способности элемента конструкции после образования структурных трещин в бетон-матрице. Наличие стальной фибры в бетоне усиливает его способность к поглощению энергии при разрушении за счет увеличения работы, которую необходимо затратить для образования новых поверхностей при образовании и развитии трещин.

Когда бетонный элемент находится под действием нагрузки, он деформируется с образованием микротрещин, которые при дальнейшем возрастании нагрузки образуют макротрещины. Волокна, введенные в исходный бетон, в частности, пересекают вершины образующихся трещин и замедляют их дальнейшее распространение, придавая бетону значительную остаточную прочность после образования трещин.

Кривая диаграммы «напряжение-

деформация» для бетона, армированного стальными волокнами, после образования трещин имеет характерный ниспадающий участок, называемый деформационным разупрочнением, при этом прочность фибробетона на изгиб уменьшается с ростом его деформации после начала трещинообразования. Такой эффект присущ только композитным материалам, работа которых отличается от работы элементов с направленным стержневым армированием, где после образования трещины в крайнем волокне растянутой зоны происходит значительное повышение сопротивления изгибу после начала трещинообразования, при условии обеспечения уровня армирования выше минимального.

Характер изменения свойств конструкций из сталефибробетона при разрушении зависит оттого, что является контролирующим фактором – нагрузка или деформация.

Уменьшение прочности сталефибробетона при изгибе после образования трещины можно обосновать, если рассмотреть поведение свободной опертой балки, нагруженной сосредоточенной силой в ее центре. При нагружении сталефибробетонной балки на нижней ее поверхности образуются множественные микротрещины в пределах ее центральной трети в отличие от бетонной балки, где образуется одна характерная трещина приблизительно в середине пролета. Характер образования трещин в фибробетонной балке схож с трещинообразованием в железобетонной балке.

В случае контролируемого уменьшения действующей нагрузки на фибробетонную балку происходит деформационное разупрочнение с плавным развитием образовавшихся микротрещин, с постепенным уменьшением ее несущей способности, в отличие от бетонной балки, где после появления первой трещины, пронизывающей все сечение элемента, происходит мгновенное ее разрушение.

Параметры деформационного разупрочнения сталефибробетона также заметно отличается от параметров

железобетона, который при деформации становится более «жестким», за счет увеличения напряжения в арматуре растянутой зоны после образования трещины в бетоне растянутой зоны. Для обеспечения дальнейшей деформации образца необходимо увеличить нагрузку с целью развития пластических деформаций в растянутой арматуре и в сжатой зоне бетона.

Испытания с контролем нагрузки не показывают никаких существенных различий в диаграммах «напряжение-деформация» свободно опертых балок из неармированного бетона и сталефибробетона. Характер диаграммы для железобетонной балки армированной стержневой арматурой при возрастании нагрузки отличается от фибробетонной и бетонной балки наличием площадки текучести и способностью к дальнейшему деформированию при увеличении нагрузки.

Введение стальных фибр в бетон обеспечивает значительное повышение пластичности образца после образования трещин, что является неоспоримым преимуществом при расчете статически неопределимых систем, например, в многопролетных балках и в плитах, лежащих на упругом основании.

Особенности и преимущества использования сталефибробетона можно увидеть по поведению балки с защемленными опорами (т.е. при ограничении вертикальных и горизонтальных перемещений).

Рассмотрим два равномерно нагруженных геометрически идентичных бетонных образца балок с заделкой на опорах, одна из которых изготовлена из сталефибробетона, а другая из неармированного бетона. Напряженно-деформируемое состояние обеих балок при работе в упругой стадии практически не отличается до тех пор, пока изгибающий момент на опоре не достигнет предела прочности, который будет почти одинаковым для каждой балки.

Балка из неармированного бетона разрушится сразу же после появления первой трещины на опорах, так как ве-

www.monolitpol.ru



т/ф.: (495) 739-54-68
(812) 293-46-19

ПРОМЫШЛЕННЫЕ ПОЛЫ

- Основания под полы
- Химостойкие полимерные покрытия пола
- Бетонные полы с упрочнённым верхним слоем
- Проектирование и оптимизация существующих проектов



склады класса А
холодильники
промздания

личина сопротивления действующему изгибающему моменту на опорах быстро упадет до нуля, вызывая рост напряжений в пролете, превышающий прочность бетонного сечения на изгиб для свободно-опертой однопролетной балки. Балка из фибробетона не разрушится при условии, что она имеет достаточную способность к перераспределению моментов с заземленных опор на пролет, чтобы сохранить равновесие. Она разрушится, когда действующий изгибающий момент на опорах станет равным моменту в пролете.

Остаточный момент на опоре при разрушении определяется образованием пластического шарнира. Однако увеличение прочности и пластичности многопролетной бетонной балки из дисперсно-армированного бетона можно ожидать только в том случае, если процент армирования стальными волокнами будет выше необходимого минимального уровня.

Отсюда следует, что композиты на основе фибробетона можно использовать для частичной или полной замены стержневой арматуры в статически неопределимых балках и плитах, где при трещинообразовании происходит перераспределение изгибающих моментов. Необходимую величину сопротивления усилиям высоконапряженных участков фибробетонных элементов можно обеспечить дополнительным стержневым армированием.

Использование фибробетона оправдано для плит полов, лежащих на упругом грунтовом основании и для плит, опертых на малоподвижные свайные опоры, где значения изгибающих моментов максимально на опорах. В этом случае напряжения перераспределяются, позволяя развиваться сетке трещин.

Применение фибрового армирования в конструкциях промышленных полов обеспечивает его преимущество по сравнению с неармированными и армированными стержневой арматурой конструкциями благодаря улучшению ряда технико-экономических показателей.

Экономическая эффективность сталефибробетонных конструкций по сравнению с железобетонными конструкциями обуславливается за счет:

- снижения трудоемкости;
- снижения материалоемкости;
- повышения долговечности;
- увеличения межремонтного ресурса;
- исключения недостатков, присущих стержневому армированию.

В сопоставлении с конструкциями полов, устраиваемых без фибрового или стержневого армирования, улучшаются следующие свойства:

- удельная работа деформации разрушения;
- прочность на растяжение;
- ударная прочность;

- трещиностойкость;
- усталостная прочность;
- усадочные деформации;
- долговечность;
- межремонтный ресурс.

Улучшение свойств фибробетона зависит от параметров его армирования: объемного содержания фибры, а также соотношения между параметрами фибрового армирования и параметрами структуры бетонной матрицы.

Фибробетонные конструкции по виду армирования рассматриваются как сталефибробетонные (СФБ) – при расчетном армировании только волокнами, равномерно распределенными по объему элемента, или комбинированно-армированные (сталефиброжелезобетонные) (СФЖБ) – при их армировании стальными волокнами в сочетании со стержневой (направленной) арматурой.

Количество стальной фибры, вводимой в бетон, назначается таким образом, чтобы обеспечить значимое, планируемое и длительное улучшение требуемых свойств фибробетонных конструкций по сравнению с неармированным бетоном.

При конструировании фибробетонных элементов определяющей является величина минимально допустимого объема содержания фибры в матричном бетоне.

При расчете фиброармированных элементов на осевое растяжение в предельной стадии учитывается только работа фибр по аналогии с расчетом железобетона, учитывающего расчетное сопротивление стержневой арматуры на растяжение. При этом хаотично распределенные по объему элемента волокна приводятся к направленному типу распределения путем учета соответствующих коэффициентов, при условии возможности восприятия растягивающих усилий только волокнами, расчетное сопротивление на растяжение которых превышает расчетное сопротивление неармированного бетона.

Данная ситуация реализуется при условии содержания фибры выше минимального уровня. В противном случае растягивающие усилия воспринимаются совместно бетоном и волокнами.

При изгибе минимально допустимое содержание фибры в бетоне должно отменять ситуации, при которой усилие, возникающее в сталефибробетонном изгибаемом элементе в момент предшествующий образованию трещин, могло бы быть воспринято в момент образования трещин в сжатой зоне сечения сталефибробетоном, а в растянутой зоне – только волокнами, считающимися «размазанными» в пределах площади сечения растянутой зоны.

Как правило, объемное содержание фибры в конструкциях полов находится в пределах 20-40 кг/куб.м. (0,25%-0,5%), что является армированием ниже мини-

мального уровня. При расчете предельных усилий в статически определимых системах (свободно опертых балках и плитах) при данном проценте армирования расчет производится до достижения усилия, которое способно воспринимать расчетное сечение в момент предшествующий образованию трещин. Расчет плит полов, лежащих на упругом основании, учитывая реактивное давление основания, обеспечивающего перераспределение положительных и отрицательных изгибающих моментов, допускает предельное состояние, соответствующее усилию, которое может быть воспринято элементом в момент образования трещин в растянутой зоне даже при условии содержания фибры в бетоне ниже минимального уровня. Расчет при этом производится по условиям прочности и предельному значению изгибающего момента, соответствующего усилию, возникающему в момент образования трещин, по аналогии с расчетом железобетонных конструкций с учетом расчетных характеристик сталефибробетона.

Расчетными предельными состояниями для СФБ и СФЖБ полов являются предельные состояния по прочности и по образованию трещин, что может быть выражено следующими условиями:

$$M_d < M_u = M_{cr} \quad (3)$$

M_d – расчетный изгибающий момент; M_u – предельный изгибающий момент сталефибробетонного сечения; M_{cr} – предельный изгибающий момент (усилие), воспринимаемый элементом в момент образования трещин.

Расчетные значения изгибающих моментов в различных зонах плиты определяются по аналогии с бетонным и железобетонным сечениями по формуле:

$$M_d = k \cdot k_N \cdot M_{c,max} \quad (4)$$

k – переходной коэффициент от изгибающего момента при центральном загрузении плиты к моменту при краевых и угловых загрузениях плиты;

k_N – коэффициент, учитывающий накопление остаточных прогибов в основании;

$M_{c,max}$ – расчетный изгибающий момент в центре плиты пола, определяемый как сумма моментов от отдельных единичных нагрузок по формуле:

$$M_{c,max} = M_0 + \sum M_i \quad (5)$$

M_0 – изгибающий момент в расчетном центре от нагрузки простого вида, равномерно-распределенной по следу, центр тяжести которого совпадает с расчетным центром и определяемый по формуле:

$$M_0 = P \cdot f(\alpha) \quad (6)$$

P – расчетная сосредоточенная нагрузка на след опирания; $f(\alpha)$ – функ-

ция, значения которой принимают в зависимости от соотношения сторон прямоугольного следа (a_r, b_r) или приведенного радиуса (R):

$$f(\alpha) = F[R, (a_r, b_r), L] \quad (7)$$

M_f – изгибающий момент в расчетном центре от сосредоточенной нагрузки P_f , приложенной в центре тяжести элементарной площадки, расположенной за пределами расчетного центра. L – упругая характеристика плиты.

Расчетная жесткость СФБ и СФЖБ сечения (при фибровом армировании ниже минимального уровня) может определяться по аналогии с бетонным сечением.

Различие в расчете между бетонными, железобетонными и СФБ (СФЖБ) сечениями плит полов состоит в методике определения предельных усилий (изгибающих моментов). Предельные усилия, воспринимаемые фибробетонным сечением элемента, определяют, исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление сталефибробетона растяжению представляется напряжениями, равными R_{fbt} и равномерно распределенными по растянутой зоне сталефибробетона;
- сопротивление сталефибробетона сжатию представляется напряжениями, равными R_{fb} и равномерно распределенными по сжатой зоне сталефибробетона;
- деформации (напряжения) в стержневой арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны сталефибробетона;
- растягивающие напряжения в стержневой арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_s ;
- сжимающие напряжения в стержневой арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} .

Расчетные сопротивления сталефибробетона сжатию R_{fb} и растяжению R_{fbt} определяются в зависимости от класса по прочности на сжатие бетона-матрицы, геометрии и размеров сечения элемента.

При определении R_{fbt} различаются два случая:

1-й случай: сопротивление растяжению сталефибробетона исчерпывается из-за обрыва некоторого количества фибр и выдергивания остальных, что определяется условием:

$$l_{f,an} < \frac{l_f}{2} \quad (8)$$

2-й случай: сопротивление растяжению сталефибробетона исчерпывается из-за выдергивания из бетона условно всех фибр, что определяется условием:

$$l_{f,an} \geq \frac{l_f}{2} \quad (9)$$

В формулах (8), (9) $l_{f,an}$ – длина заделки фибры в бетоне, обеспечивающая ее разрыв при выдергивании, определяемая по формуле:

$$l_{f,an} = \frac{\eta_f d_{f,red} R_{f,ser}}{R_{b,ser}} \quad (10)$$

где: $d_{f,red}$ – приведенный диаметр используемой фибры; $R_{f,ser}$ – нормативное сопротивление растяжению фибр; η_f – коэффициент, учитывающий анкерровку фибры.

Если имеет место 1-й случай исчерпания сопротивления растяжению сталефибробетона, то величина R_{fbt} определяется по формуле: (11)

$$R_{fbt} = m_1 \cdot \left[K_T \cdot k_p \cdot \mu_{fv} \cdot R_f \left(1 - \frac{l_{fan}}{l_f} \right) + 0,1 \cdot R_b \cdot (0,8 - \sqrt{2 \cdot \mu_{fv} - 0,005}) \right]$$

где: m_1 – коэффициент условий работы для фибры; k_{op} – коэффициент ориентации, учитывающий ориентацию фибр в объеме элемента в зависимости от соотношения размеров сечения элемента и длины фибры; k_p – коэффициент, учитывающий вероятность пересечения фибрами расчетной плоскости; μ_{fv} – коэффициент фибрового армирования по объему;

K_T – коэффициент, определяемый по формуле:

$$K_T = \sqrt{1 - (1,2 - 80 \cdot \mu_{fv})^2} \quad (12)$$

Если имеет место 2-ой случай исчерпания сопротивления растяжению сталефибробетона, величина определяется по формуле:

$$R_{fbt} = m_2 \cdot R_b \cdot \left(K_T \cdot \frac{k_{or} \cdot k_p \cdot \mu_{fv} \cdot l_f}{8 \cdot \eta_f \cdot d_{f,red}} + 0,8 - 0,5 \cdot \mu_{fv} \right) \quad (13)$$

где: m_2 – коэффициент условий работы, для фибры.

Расчетное сопротивление сжатию сталефибробетона R_{fb} определяется в зависимости от класса по прочности на сжатие бетона-матрицы, вида, размеров и прочности фибр, геометрии и размеров сечения элемента. Величина R_{fb} определяется по формуле:

$$R_{fb} = R_b + (k_n^2 \cdot \varphi_f \cdot \mu_f \cdot R_f) \quad (14)$$

где: k_n – коэффициент, учитывающий работу фибр в сечении, перпендикулярном направлению внешнего сжимающего усилия; φ_f – коэффициент эффективности косвенного армирования фибрами, вычисляемый по формуле:

$$\varphi_f = \frac{5 + L}{1 + 4,5L} \quad (15)$$

где:

$$L = \frac{k_n^2 \cdot \mu_{fv} \cdot R_f}{R_b} \quad (16)$$

Значение предельного изгибающего момента в сечении M_u , определяют по формулам:

– при фибровом армировании:

$$M_u = R_{fb} b x \cdot 0,5h \quad (17)$$

где: h – высота сечения (толщина плиты); b – ширина рассматриваемого сечения, принимая равной 1,0 м; x – высота сжатой зоны:

$$x = \frac{R_{fbt} \cdot h}{R_{fb} + R_{fbt}} \quad (18)$$

– при комбинированном армировании:

$$M_u = R_{fb} b x \left(h - \frac{x}{2} - a \right) + R_{sc} A' (h - a' - a) - R_{fbt} b (h - x) \cdot \left(\frac{n - x}{2} - a \right) \quad (19)$$

где: a и a' – расстояние от центра тяжести растянутой (сжатой) арматуры до ближайшей грани сечения;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы. В правой части уравнения (19), при наличии стержневого армирования только в растянутой зоне 2-й член равен нулю.

При этом высоту сжатой зоны определяют из условия:

$$R_{sc} A' + R_{fb} b x = R_{fbt} b (h - x) + R_s A_s \quad (20)$$

где: A_s, A'_s – площади сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры.

В левой части уравнения (20) при наличии стержневого армирования только в растянутой зоне 1-й член равен нулю.

Применение фибровой арматуры наиболее целесообразно в тонкостенных конструкциях, к которым относятся и промышленные полы. Учитывая действие повторных, знакопеременных и динамических нагрузок и воздействий, является целесообразным применение комбинированного армирования, т.е. сочетание фибрового и стержневого армирования, что при прочих равных условиях позволяет снизить трудоемкость и себестоимость выполняемых работ.

Однако, несмотря на все положительные моменты применения стальных волокон в качестве фибрового армирования бетонного пола, практические попытки выполнить обоснованный инженерный расчет конструкции затрудняются непроработанностью расчетных методик, отсутствием достаточного количества нормативных материалов.

Это позволило счесть возможным предоставить здесь расширенный и обобщающий материал о возможных принципах решения данной проблемы.