

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации
ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный аграрный университет»

В. И. БОЖКОВ, Д. В. ЛЕЙЕР, С. И. МАЦИЙ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
для студентов, обучающихся
по направлению «Строительство» (бакалавры)
Учебное пособие

Краснодар
2012 г.

**Министерство сельского хозяйства Российской Федерации
ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный аграрный университет»**

В. И. БОЖКОВ, Д. В. ЛЕЙЕР, С. И. МАЦИЙ

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**для студентов, обучающихся
по направлению «Строительство» (бакалавры)**

Учебное пособие

**Краснодар
2012 г.**

УДК 691.328.1 (075.8)

ББК 38.53

Б76

Рецензенты:

В. М. Яковлев – кандидат экономических наук, профессор (Кубанский государственный технологический университет);

С. И. Дизенко – кандидат экономических наук, доцент (Кубанский государственный технологический университет);

П. А. Ляшенко – кандидат технических наук, профессор (Кубанский государственный аграрный университет)

Божков В. И.

Б76 Железобетонные конструкции: учеб. пособие /
В. И. Божков, Д. В. Лейер, С. И. Маций. – Краснодар, 2012. – 147 с.

Учебное пособие предназначено для аудиторной и самостоятельной работы студентов строительных специальностей, выполняющих курсовые и дипломные проекты (очной и заочной форм обучения). В пособии приведены примеры расчета и конструирования железобетонных элементов, а так же курс лекций. В основу проектирования и расчета положены действующие СНиПы, СП и другие нормативные документы.

691.328.1 (075.8)

ББК 38.53

© Божков В. И, Лейер Д. В., Маций С. И.

© ФГБОУ ВПО «Кубанский государственный аграрный университет», 2012

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1 ПРИМЕНЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ	5
1.1 Исторический очерк	5
1.2 Промышленные здания	8
1.3 Жилые и общественные здания	9
1.4 Оболочки и купола	14
1.5 Железобетонные и каменные мосты, акведуки и виадуки	16
1.5.1 Мосты	16
1.5.2 Акведуки	18
1.5.3 Виадуки	20
1.6 Железобетонные дамбы и плотины	21
1.6.1 Плотины	21
1.6.2 Дамбы	22
2 ОСНОВЫ ТЕОРИИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	24
2.1 Физико-механические свойства бетона, арматурных сталей и железобетона	24
2.1.1 Бетон для железобетонных конструкций	24
2.1.2 Арматура для железобетонных конструкций	31
2.1.3 Железобетон	36
2.2 Сущность работы железобетонных конструкций	39
2.3 Стадии напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов	40
2.4 Принцип расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям	41
2.5 Особенности создания и расчета предварительно-напряженных конструкций	44
2.5.1 Способы создания предварительного напряжения	45
2.5.2 Потери предварительного напряжения	47
2.5.3 Анкеровка напрягаемой арматуры	49
2.5.4 Назначение величины предварительного натяжения	50
2.5.5 Анализ напряженного состояния предварительно-напряженных железобетонных элементов	51
2.6 Расчет прочности изгибаемых элементов	53
2.6.1 Виды изгибаемых элементов и их конструктивные особенности	53
2.6.2 Расчет прочности по нормальным сечениям	56
2.6.3 Расчет прочности по наклонным сечениям	65
2.7 Расчет прочности сжатых и растянутых элементов	73
2.7.1 Виды элементов, подверженных внецентренному сжатию	73
2.7.2 Конструктивные особенности сжатых элементов с гибкой продольной арматурой и хомутами	74
2.7.3 Расчет прочности сжатых элементов со случайным эксцентриситетом	77

2.7.4	Расчет прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при расчетных эксцентриситетах	78
2.7.5	Сжатые элементы, усиленные косвенным армированием	81
2.7.6	Сжатые элементы с несущей (жесткой) арматурой	82
2.7.7	Расчет стыков сборных колонн	83
2.7.8	Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов	85
2.7.9	Конструктивные особенности растянутых элементов	85
2.7.10	Расчет прочности центрально растянутых элементов	86
2.7.11	Расчет прочности внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения	86
2.8	Расчет прочности железобетонных элементов на местное действие нагрузок	88
2.8.1	Расчет на местное сжатие (смятие)	88
2.8.2	Расчет на продавливание	89
2.8.3	Расчет на отрыв	90
2.9	Железобетонные фундаменты	90
2.9.1	Классификация фундаментов	90
2.9.2	Отдельные фундаменты	91
2.9.3	Ленточные фундаменты	96
2.9.4	Сплошные фундаменты	98
2.9.5	Сплошные фундаменты	98
2.10	Учет дополнительных нагрузок	100
2.10.1	Ветровые нагрузки	100
2.10.2	Снеговые нагрузки	106
3	ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПРОСТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ ..	108
3.1	Пример расчета прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям	108
3.2	Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям	111
3.3	Расчет сжатых элементов	112
3.4	Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов	112
3.5	Пример расчета железобетонных элементов по прочности	114
	СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	123
	Приложение А Основные расчетные характеристики бетона	124
	Приложение Б Основные расчетные характеристики арматуры. Сортамент.....	129
	Приложение В Защитный слой бетона	134
	Приложение Г Основные буквенные обозначения величин	135
	Приложение Д Снеговые нагрузки.....	140
	Приложение Е Ветровые нагрузки	143

ВВЕДЕНИЕ

Железобетонные конструкции являются базой современного индустриального строительства. Из железобетона возводят промышленные одноэтажные и многоэтажные здания, гражданские здания различного назначения, в том числе жилые дома, сельскохозяйственные здания различного назначения. Железобетон широко применяют при возведении тонкостенных покрытий (оболочек) промышленных и общественных зданий больших пролетов, инженерных сооружений: силосов, бункеров, резервуаров, дымовых труб, в транспортном строительстве для метрополитенов, мостов, туннелей на автомобильных и железных дорогах; в энергетическом строительстве для гидроэлектростанций, атомных установок и реакторов; в гидромелиоративном строительстве для ирригационных устройств; в горной промышленности для надшахтных сооружений и крепления подземных выработок и т. д. На изготовление железобетонных стержневых конструкций расходуется в 2,5—3,5 раза меньше металла, чем на стальные конструкции. На изготовление настилов, труб, бункеров и т. п. железобетонных конструкций требуется металла в 10 раз меньше, чем на аналогичные стальные листовые конструкции. Рациональное сочетание применения железобетонных, металлических и других конструкций с наиболее рациональным использованием лучших свойств каждого материала имеет большое народнохозяйственное значение. По способу выполнения различают железобетонные конструкции сборные, изготавливаемые на заводах стройиндустрии и затем монтируемые на строительных площадках, монолитные, возводимые на месте строительства, и сборно-монолитные, которые образуются из сборных железобетонных элементов и монолитного бетона. Сборные железобетонные конструкции в наибольшей степени отвечают требованиям индустриализации строительства. Применение сборного железобетона позволяет существенно улучшить качество конструкций, снизить по сравнению с монолитным железобетоном трудоемкость работ на монтаже в несколько раз, уменьшить, а во многих случаях и полностью устранить расход материалов на устройство подмостей и опалубки, а также резко сократить сроки строительства. Монтаж зданий и сооружений из сборного железобетона можно производить и в зимний период без существенного его удорожания, в то время как возведение конструкций из монолитного железобетона зимой требует значительных дополнительных затрат (на обогрев бетона при твердении и др.).

1 ПРИМЕНЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Железобетонные конструкции с обычным и предварительно напряженным армированием широко применяются в практике строительства при возведении различного рода зданий и сооружений, в частности общественных и промышленных зданий. Преимуществом строительства из монолитного железобетона различного рода сооружений возможно воплощение сложных форм и конфигураций, в частности дамб и плотин, мостов, оболочные системы и т.д. Каменные и армокаменные конструкции используют во всех климатических районах.

Каменные конструкции применяют в качестве несущих конструкций для внецентренно-сжатых элементов с ограниченным эксцентриситетом приложения внешних сил. Армокаменные конструкции расширяют область применения каменных конструкций, приближая их к железобетонным. Каменные конструкции недостаточно совершенны для зданий и сооружений, подвергающихся динамическим воздействиям, для строительства в сейсмических районах, в условиях воздействия агрессивной среды, систематических технологических температур выше 100°C, в зонах вечной мерзлоты, просадочных и набухающих грунтов и на подрабатываемых территориях. Наряду с искусственными каменными материалами (кирпич, пустотелые керамические или бетонные камни, сплошные камни и блоки из легких и ячеистых бетонов) рекомендуется применять природные каменные материалы (известняк, туф), выпиливаемые из массивов горных пород.

Железобетонные конструкции широко используют в капитальном строительстве при воздействии температур не выше 50 °C и не ниже -70 °C. В каждой отрасли промышленности и жилищно-гражданском строительстве имеются экономичные формы конструкций из сборного, монолитного или сборно-монолитного железобетона.

Во многих случаях конструкции из железобетона (особенно предварительно напряженного) целесообразнее каменных или стальных. К ним относятся: атомные реакторы, мощные прессовые устройства, морские сооружения, мосты, аэродромы, дороги, фабрично-заводские, складские и общественные здания и сооружения; тонкостенные пространственные конструкции, силосы, бункера и резервуары; напорные трубопроводы; фундаменты под прокатные станы и под машины с динамическими нагрузками, башни, высокие дымовые трубы, сваи, кессонные основания, подпорные стены и многие другие массивные сооружения.

Большое применение железобетон находит при устройстве набережных, тепло- и гидро-электрических станций, плотин, шлюзов, доков и других гидротехнических сооружений. Железобетон является незаменимым строительным материалом в санитарно-техническом и подземном строительстве. Он в значительной степени вытеснил древесину и металл при горных разработках. В строительстве железобетонных судов и плавучих доков Россия достигла значительных результатов. На изготовление железобетонных линейных конструкций расходуется в 2...3 раза, а на изготовление плит, настилов, труб в 10 раз меньше металла, чем на стальные конструкции.

Ниже приведены примеры применения железобетона в строительстве сооружений.

1.1 Исторический очерк

Железобетон по сравнению с другими строительными материалами появился сравнительно недавно и почти одновременно в Европе и Америке. Его история насчитывает не более 150 лет. Однако к настоящему времени он получил самое широкое распространение в строительстве, имеет свою историю и своих выдающихся деятелей.

Появление железобетонных конструкций связано с большим ростом промышленности, транспорта и торговли во второй половине XIX в. Исследования покрытий Царскосельского

Дворца показали, что русские мастера еще в 1802 г. применяли армированный бетон, однако они не считали, что получили новый строительный материал, и не патентовали его.

Первым изделием из железобетона была лодка, построенная Ламбо во Франции в 1850 г. Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены Монье в 1867... 1870 гг. В 1892 г. французский инженер Ф. Геннебик предложил монолитные железобетонные ребристые перекрытия и ряд других рациональных строительных конструкций. В России железобетон стали применять с 1886 г. для перекрытий по металлическим балкам.

В 1885 г. в Германии инж. Вайс и проф. Баушингер провели первые научные опыты по определению прочности и огнестойкости железобетонных конструкций, сохранности железа в бетоне, сил сцепления арматуры с бетоном и пр. Тогда же впервые инж. М. Кёнен высказал предположение, подтвержденное опытами, что арматура должна располагаться в тех частях конструкции, где можно ожидать растягивающие усилия.

В 1886 г. М. Кёнен предложил первый метод расчета железобетонных плит, который способствовал развитию интереса к новому материалу и более широкому распространению железобетона в Германии и Австро-Венгрии.

В 1891 г. талантливый русский строитель проф. Н. А. Белелюбский первым провел серию испытаний железобетонных конструкций: плит, балок, арок, резервуаров, силосов для зерна, моста пролетом 17 м. В 1911 г. в России были изданы первые технические условия и нормы для железобетонных сооружений.

Конец XIX в. можно считать началом первого этапа в развитии железобетона. С этого времени повсеместно вошел в практику и метод расчета бетонных конструкций по допустимым напряжениям, основанный на законах сопротивления упругих материалов.

В 1904 г. в г. Николаеве по проекту инженеров Н. Пятницкого и А. Барышникова был построен первый в мире морской маяк из монолитного железобетона высотой 36 м, со стенами толщиной 10 см сверху и до 20 см внизу.

Впервые идея предварительного напряжения элементов, работающих на растяжение, была выдвинута и осуществлена в 1861 г. русским артиллерийским инж. А. В. Гадолиным применительно к изготовлению стальных стволов артиллерийских орудий.

После революции железобетонное строительство в России получило невиданный в мире размах. Необходимость максимально экономить материал и снижать стоимость железобетонных конструкций вынуждала советскую школу учитывать все наиболее передовое в европейской и американской практике и широко развивать собственные теоретические и экспериментальные исследования в области железобетона. Это, в свою очередь, способствовало значительному расширению применения железобетона в гидротехническом и жилищно-гражданском строительстве.

В 1925–1932 гг. советские ученые В. М. Келдыш, А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев, П. Л. Пастернак и другие на базе широких экспериментальных работ разработали общие методы расчета статически неопределимых стержневых систем (арок и рам), которые позволили запроектировать и построить много уникальных для своего времени общественных и промышленных зданий из железобетона: Центральный телеграф, Дом «Известий», здания министерств легкой промышленности и земледелия в Москве, почтамт и Дом промышленности в Харькове, Дома Советов в Ленинграде, Минске, Киеве и ряд других крупных сооружений.

В гидротехническом строительстве впервые железобетон был применен при строительстве Волховской ГЭС (1921–1926 гг.), крупнейшей по тому времени. Вслед за Волховской ГЭС были построены ДнепроГЭС (1927–1932 гг.), Нижне-Свирская ГЭС (1928–1934 гг.), в которых бетон и железобетон применялись еще более широко.

Примерно в 1928 г. железобетон стал широко использоваться в строительстве тонкостенных пространственных конструкций: разнообразных оболочках, складах, шатрах, сводах и куполах. Советский ученый В. З. Власов первым разработал общий практический метод расчета оболочек, значительно опередив зарубежную науку в этой области. Первый тонкостенный купол значительного диаметра (28 м) был построен в 1929 г. в Москве для планетария, а самый большой в то время гладкий купол диаметром 55,5 м был сооружен в 1934 г. над зрительным залом театра в

Новосибирске. Конструкцию купола разработал инж. Б. Ф. Матери по идее и под руководством П. Л. Пастернака.

Применение в строительстве рамных и тонкостенных пространственных систем с использованием их жесткости и монолитности следует считать вторым этапом в развитии железобетона.

В 1936 г. в СССР впервые был применен предварительно напряженный железобетон для изготовления опор канатной сети на закавказских железных дорогах. Широкому внедрению предварительно напряженных железобетонных конструкций во многом способствовали работы ученых В. В. Михайлова, А. А. Гвоздева, С. А. Дмитриева и др.

На основе глубокого изучения физических и упругопластических свойств железобетона, а также экспериментальных данных А. Ф. Лолейт, А. А. Гвоздев и другие (1931... 1934 гг.) создали теорию расчета железобетона по разрушающим усилиям. Она была положена в основу норм (ОСТ 90003-38), по которым рассчитывали все промышленные и гражданские здания и сооружения.

Широкую индустриализацию железобетонного строительства, развитие предварительно напряженных конструкций, внедрение высокопрочных материалов и разработку нового метода расчета железобетонных конструкций следует считать началом третьего этапа в развитии железобетонных конструкций. Выдающимся примером третьего этапа может служить построенная в 1965 г. башня Большого московского телецентра общей высотой 522 м.

Под *каменными конструкциями* понимают несущие и ограждающие конструкции зданий и сооружений, выполненных путём соединения отдельных камней или каменных изделий строительным раствором.

Каменные конструкции - наиболее древние, поскольку простейшие их виды можно было выполнять примитивными инструментами. В течение многих веков основным строительным материалом был камень. Известны сооружения из необработанных естественных камней еще каменного века. Во многих странах сохранилось большое количество выдающихся памятников каменного зодчества (крепости, соборы, дворцы и кремли). Позже для каменных конструкций применяли естественный камень, кирпич - как сырец, так и обожженный. Многие годы кирпич был основным материалом.

Желание зодчих совершенствовать конструкции требовало разработки способов их расчёта. В 1638 г. Галилей впервые определил несущую способность изгибаемого бруса. В конце XVIII в. Кулон предложил теорию расчёта каменного свода.

В первом опубликованном в России научном труде о прочности каменной кладки было изучено напряженное состояние каменной кладки при сжатии. Автор В. А. Гастев доказал, что при сжатии кладки каждый кирпич подвергается изгибу и в нем возникают напряжения сжатия, среза и растяжения.

К середине 30-х гг. методы расчета прочности каменных конструкций уже были основаны на большом экспериментальном материале. За период с 30-х до 50-х гг. произошла существенная эволюция каменных конструкций и материалов. Значительно расширилась область применения кирпичных стен, было внедрено армирование кирпичной кладки на основе теории расчета армокаменных конструкций.

В 30-е гг. советскими учеными были разработаны новые методы производства работ в зимнее время, в том числе и каменных. Многочисленные исследования прочности кладки, выполненной методом замораживания раствора с твердением его после оттаивания, новые издания соответствующих нормативных документов позволили ликвидировать сезонность в строительстве. С 1931 г. в зимнее время кладку начали вести без тепляков.

В развитии теории и практики каменных конструкций велика роль В. П. Некрасова, Л. И. Онищика, С. А. Семенцова, С. В. Полякова, Ю. М. Иванова, В. А. Камейко, А. И. Рабиновича, И. Т. Котова, Н. И. Кравчени и других советских ученых.

Каменные конструкции возводят из имеющихся на местах материалов. Они просты в изготовлении, долговечны и огнестойки. Однако их возведение связано со значительными трудовыми затратами: каменные конструкции имеют сравнительно большую массу, высокую теплопроводность. Для повышения уровня механизации кладочных работ и сокращения сроков строительства

в настоящее время применяют крупные блоки и панели заводского изготовления из кирпича, легких и ячеистых бетонов.

1.2 Промышленные здания

Большая часть существующих промышленных зданий выполнена с применением железобетонных конструкций. Железобетонные конструкции многоэтажных промышленных зданий, построенных до 1955 г., выполнены, за редким исключением, из монолитного железобетона. С 1955 г. стали применяться сборные конструкции, и в настоящее время многоэтажные промышленные здания выполняются большей частью из сборного железобетона. В строительстве одноэтажных промышленных зданий до 1930 г. имели большое применение монолитные железобетонные рамные и арочные конструкции. Начиная с 1930 г. в строительную практику вошли тонкостенные пространственные конструкции — оболочки, складки, купола. Большое распространение в покрытиях одноэтажных промышленных зданий получили короткие оболочки с арочными диафрагмами, которые раньше назывались «свод Кольба». В тридцатых и сороковых годах применялись также смешанные несущие конструкции одноэтажных промышленных зданий; колонны, подкрановые балки и обвязки осуществлялись из монолитного или сборного железобетона, а покрытия устраивались по деревянным или стальным фермам; в последнем случае по фермам укладывались стальные прогоны из швеллеров, а по ним — мелкоразмерные сборные ребристые плиты. Такие конструкции покрытий имели довольно широкое распространение и сохранились до сих пор на многих заводах. В период 1928—1935 гг. наряду с монолитными железобетонными конструкциями достаточно широкое применение получили сборные железобетонные конструкции построечного изготовления.

Рамные конструкции, применяемые для промышленных зданий, состоят из вертикальных элементов — колонн и наклонных элементов — ригелей, на которые опирается покрытие. Расстояние между рамами обычно принималось 5—6 м. В 1957—1962 гг. большое распространение имели тавровые-стропильные балки пролетом 9, 12 и 15 м с обычной, не напряженной арматурой из стали класса А-II (Ст. 5). Эти балки выполнялись по типовым чертежам серии ПК-01-05. С 1958 г. стали применяться балки пролетом 12, 18 и 24 м с предварительно напряженной арматурой, а с 1962 г. выпускаются только предварительно напряженные балки пролетом 12 и 18 м. Железобетонные стропильные фермы применяются пролетом 18, 24 и 30 м. Нижний пояс ферм испытывает центральное растяжение и всегда выполняется с предварительно напряженной арматурой. Верхний пояс имеет длину панелей по 3 м, поэтому при ширине опирающихся на него ребристых плит покрытия 3 м работает на центральное сжатие, при ширине кровельных плит 1,5 м, когда нагрузка приложена в узлах и в середине пролета, сечения верхнего пояса испытывают внецентренное сжатие. Элементы решетки — стойки работают на центральное сжатие, раскосы — на центральное сжатие или центральное растяжение, в зависимости от их направления. Колонны здесь работают на внецентренное сжатие с преобладанием роли нормальной сжимающей силы, поэтому обычно все сечение колонн (бетон и арматура) сжато, но неравномерно. Главные и второстепенные балки, а также плита делаются неразрезными, работают на изгиб, имея в пролете растянутую зону внизу, а на опорах - вверху. В железобетонных конструкциях зданий с безбалочными перекрытиями плита опирается непосредственно (без балок) на уширенные части колонн — капители. Колонны, несущие безбалочные перекрытия, работают так же, как колонны зданий при ребристых перекрытиях, т. е. на внецентренное сжатие. Арматура в капителях не рассчитывается, ставится конструктивно. Безбалочная плита армируется в двух взаимноперпендикулярных направлениях: арматура обоих направлений рабочая.

1.3 Жилые и общественные здания

Строительство жилых и общественных зданий выполняется как из сборных железобетонных элементов, так и из монолитного железобетона. Технология сборно-монолитного каркасного домостроения признана наиболее эффективной в строительстве, причем как экономически, так и качественно. Основа ее – несущий каркас из основных железобетонных элементов: колонн, предварительно напряженных ригелей различного сечения и плит перекрытия. Дополнительно, по результатам расчета в каждом конкретном случае, в него включаются диафрагмы жесткости. Высокая степень заводской готовности изделий позволяет добиваться высокого качества несущих конструкции, вне зависимости от времени года. Узел соединения «колонна - ригель - плита» является монолитным. При бетонировании стыка образуется жесткий узел, обеспечивающий устойчивость каркаса. Конструкция элементов сборно-монолитного каркаса, их размеры, структура армирования рассчитываются индивидуально для каждого конкретного проекта исходя из этажности здания, планировки этажей, состава нагрузок и т.п., что позволяет в конечном итоге оптимизировать расход материалов и уменьшить стоимость квадратного метра здания.

Основные преимущества сборно-монолитного домостроения:

- возможность перепланировки квартир, как в ходе строительства, так и во время эксплуатации;
- с использованием сборно-монолитного каркаса увеличивается общая полезная площадь дома за счет уменьшения толщины стены на 12,8÷16,3%;
- повышенная сейсмо- и взрывостойкость, так как узел "колонна - ригель - плита" является монолитным, образуя "жесткий диск" здания;
- возможность использования пустотных плит при возведении каркаса;
- снижение транспортных затрат, связанных с уменьшением веса здания;
- отсутствие электросварочных работ при возведении каркаса, экономия строительных материалов, и как следствие низкая - стоимость по сравнению с другими строительными технологиями;
- удешевление затрат на устройство фундамента;
- благодаря каркасной технологии расширяются возможности использования подвальных и цокольных площадей. Например для размещения подземной автостоянки под зданием с незначительными дополнительными затратами, так как не требуется устройство мощных колонн и рандбалок под несущие поперечные кирпичные стены.

Методы возведения зданий из монолитного железобетона (рис. 1.2, 1.3):

- бетонирование горизонтальных и вертикальных конструкций с помощью неподвижной опалубки (крупнощитовой, объемно-переставной);
- бетонирование вертикальных конструкций с применением подвижной (скользящей) опалубки, а горизонтальных – неподвижной опалубки (крупнощитовой или объемно-переставной) или применением для горизонтальных конструкций сборных железобетонных изделий;
- бетонирование горизонтальных конструкций в виде пакета плит перекрытий на уровне земли и последующего их подъема домкратами по сборным стальным или железобетонным колоннам на проектные отметки (методом подъема перекрытий, когда обустройство этажей осуществляется на проектных отметках);
- бетонирование горизонтальных конструкций в виде пакета плит перекрытий и обустройство этажей на уровне земли с последующим подъемом готовых этажей на проектные отметки по сборным стальным или железобетонным колоннам (метод подъема этажей);
- бетонирование в скользящей опалубке ядер жесткости и выполнение остальных конструкций здания из сборных элементов;

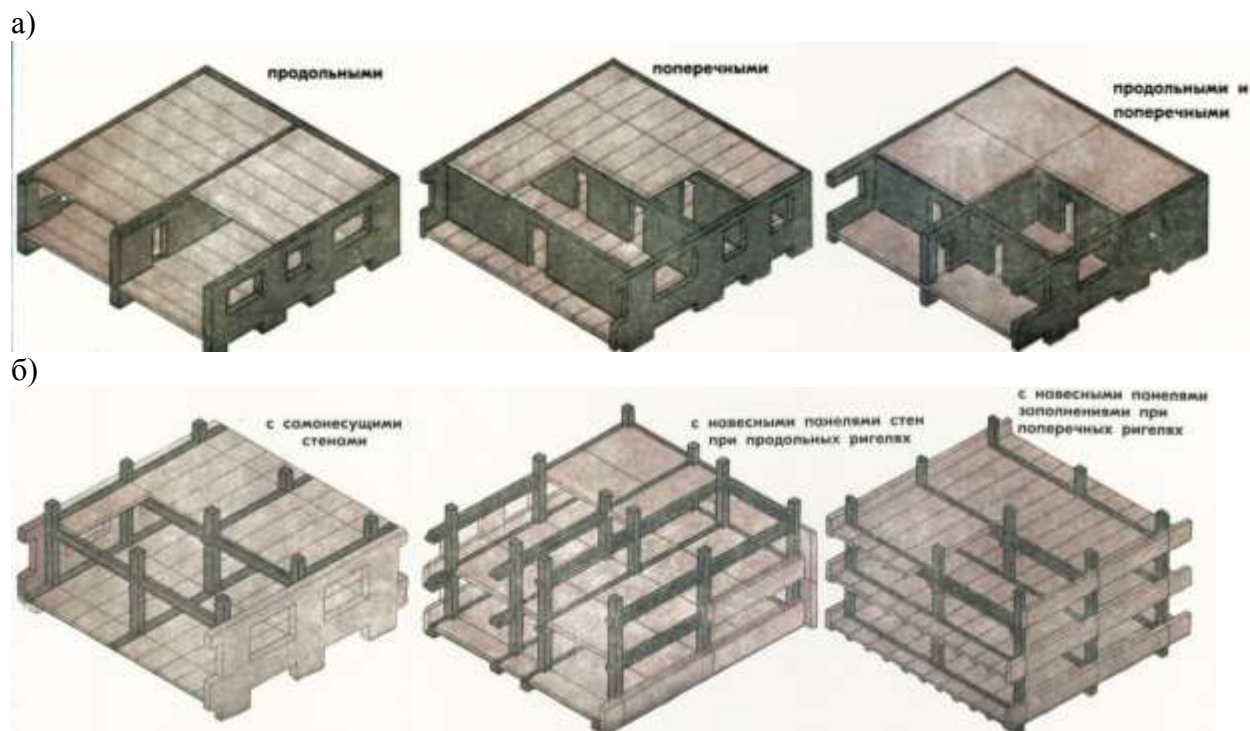
- бетонирование в скользящей опалубке ядер жесткости и подвеска к ним перекрытий (этажей) с помощью вант (здания висячей конструкции).

В зависимости от конструктивной схемы здания по виду вертикальных несущих конструкций выполняется организация производства работ (1.1). Железобетонные жилые и общественные здания рекомендуется проектировать с учетом строительных норм (например, СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий» и СП 27.13330.2011 «Бетонные и железобетонные конструкции»).

При проектировании и строительстве зданий и сооружений из монолитного железобетона есть возможность воплощать любые формы и размеры конструкций (рис. 1.4 – 1.9).

Таблица 1.1 – Классификация конструктивных систем жилых зданий по виду вертикальной несущей конструкции

Конструктивные системы		
Основные		Стеновая
		Каркасная
		Объемно-блочная
		Ствольная
		Оболочковая
Комбинированные	Каркасные	Каркасно-стеновая
		Каркасно-блочная
		Каркасно-ствольная
		Каркасно-оболочковая
	Бескаркасные	Блочно-стеновая
		Ствольно-стеновая
		Ствольно-оболочковая



а – здание с несущими стенами; б – каркасное здание
Рисунок 1.1 – Конструктивные схемы многоэтажных зданий



Рисунок 1.2 – Опалубка монолитных стен



Рисунок 1.3 – Подготовка каркаса монолитного межэтажного перекрытия



Рисунок 1.4 – Остан-
кинская телевизион-
ная башня. Высота
540 м. Россия, Москва



Рисунок 1.5 – Небоскрёб Бурдж-
Халифа, напоминающий по форме ста-
лагмита. Высота 828 м. Объединенные
Арабские Эмираты, Дубай



Рисунок 1.6 – Телевизионная
башня Си-Эн Тауэр.
Высота 553 м. Канада, Торонто



Рисунок 1.7 – Музей современного искусства в Нитерое



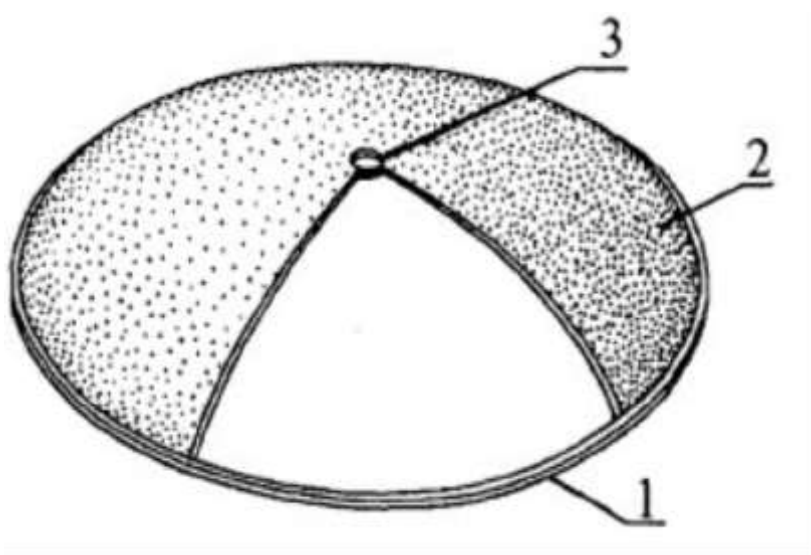
Рисунок 1.8 – Кафедральный собор в Бразилии (внешний вид)



Рисунок 1.9 – Кафедральный собор в Бразилии

1.4 Оболочки и купола

Купола – распорные системы, имеющие в своем составе, как правило, три основных конструктивных элемента: нижнее опорное кольцо, оболочку, верхнее опорное кольцо (рис. 1.10). Распор купола воспринимается нижним опорным кольцом, вследствие чего, в нем возникают растягивающие усилия, изгибающие и крутящие моменты. Опорное кольцо проектируется криволинейным плане. Нижнее опорное кольцо укладывается на нижележащие опоры свободно и должно быть закреплено от горизонтального смещения. Вследствие особенностей напряженного состояния нижнее опорное кольцо выполняют из металла или железобетона. Оболочка купола может быть гладкой, состоять из плиты с ребрами расположенными в меридиональном и кольцевых направлениях, или собираться из стержневых элементов с последующим покрытием (рис. 1.12, 1.13). Купольные конструкции обладают большим разнообразием объемно-пространственных форм, конструктивных решений, технологий возведения (рис. 1.10 – 1.13).



1 – нижнее опорное кольцо; 2 – оболочка; 3 – верхнее опорное кольцо.

Рисунок 1.10 – Конструктивная схема купола

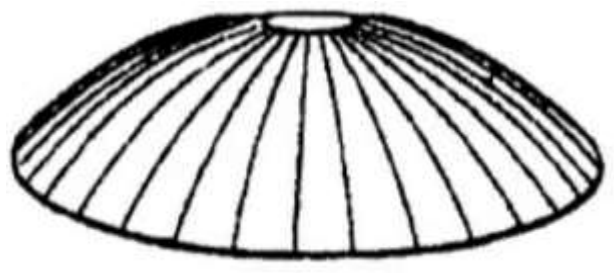


Рисунок 1.11 – Купол-оболочка (зонтичный купол, диаметр 31 м)

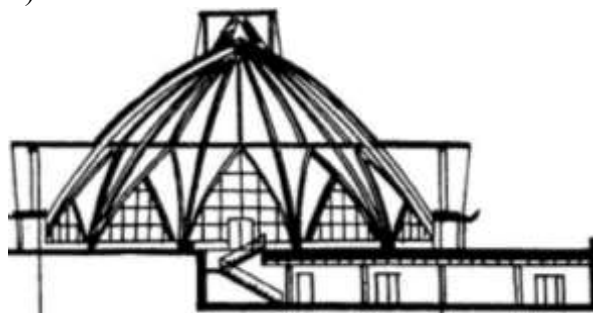
Блок-схема 1.1 – Основные типы куполов



а)

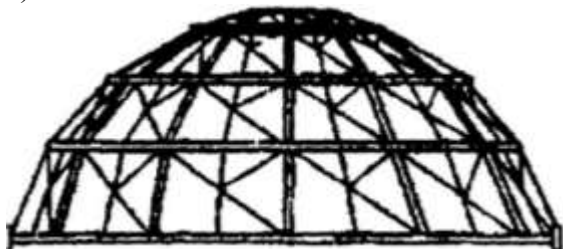


б)

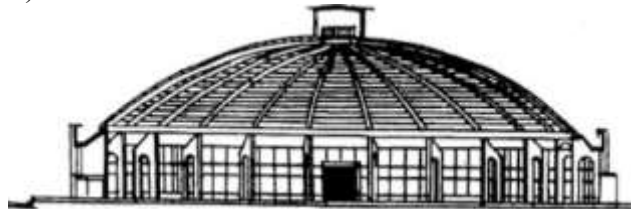


а – купол-фонарь; б – канонический купол
Рисунок 1.12 – Ребристые купола

а)



б)



а – ребристо-кольцевой купол со связями; б – ребристо-кольцевой купол
Рисунок 1.13 – Ребристые купола

1.5 Железобетонные и каменные мосты, акведуки и виадуки

1.5.1 Мосты

Мост — искусственное сооружение, возведенное через реку, озеро, пролив или любое другое водное препятствие. Мост является одним из древнейших инженерных изобретений человечества. Мост, возведённый через дорогу, называют путепроводом, мост через овраг или ущелье — виадуком [12]. Мосты состоят из пролётных строений и опор (рис. 1.14, 1.15). Пролётные строения служат для восприятия нагрузок и передачи их опорам. На пролетах мостов может располагаться проезжая часть, пешеходный переход, трубопровод и т. д. Опоры передают нагрузки с пролётных строений на основание моста (опоры).

Пролётные строения состоят из несущих конструкций: балок, ферм, диафрагм (поперечных балок) и собственно плиты проезжей части. Статическая схема пролётных строений может быть арокной, балочной, рамной, вантовой или комбинированной; она определяет тип моста по конструкции. Обычно пролётные строения прямолинейны, однако в случае необходимости (например, при постройке эстакад и дорожных развязок) им придают сложную форму: спиралеобразную, кольцевую, и т. д. Пролётные строения поддерживаются опорами. Формы опор могут быть весьма разнообразными. Промежуточные опоры называются быками, береговые — устоями. Устои служат для соединения моста с подходными насыпями. Материалами для мостов служат металл (сталь и алюминиевые сплавы), железобетон, бетон, природный камень, дерево, верёвки. Расчет мостов рекомендуется выполнять согласно нормативным документам с помощью известных приемов строительной механики (например, СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы»). Существует следующая классификация плотин [12]:

- по назначению: железнодорожные, автомобильные, метромосты, пешеходные, комбинированные, трубопроводные;
- по конструкции: балочные, распорные, комбинированные, разводные.



Рисунок 1.14 — Самый длинный в мире мост Qingdao Haiwan Bridge, который находится над морем. Его длина составляет 24500 метров. Китай



Рисунок 1.15 – Мост Octavio Frias de Oliveira. Бразилия. Сан-Паулу

1.5.2 Акведуки

Акведуком в более узком значении называют часть водовода в виде моста над оврагом, рекой, дорогой (рис. 1.16 – 1.18). Достаточные по ширине акведуки могли также использоваться судами (Водный мост). Акведук предназначен для переноса воды вместо организации дороги или железнодорожного пути. Акведуки сооружаются из камня, кирпича, железобетона или стали.

Такие сооружения состоят из основания, на котором возводят каменные, чугунные или кирпичные опоры (обычно между ними для устойчивости помещают каменные арки), и берегового устоя, на которое укладываются трубы или устраиваются кюветы. Хотя акведуки больше всего ассоциируются с римлянами, они были изобретены столетиями ранее на Ближнем Востоке, где вавилоняне и египтяне строили сложные ирригационные системы. Акведуки римского стиля использовались уже в VII столетии до н. э., когда Ассирийцы строили акведук из известняка высотой 10 метров и длиной 300 метров, чтобы переносить воду поперёк долины в свою столицу, Ниневию; полная длина акведука составляла 80 километров. Примерно в то же время, акведуки использовались в городах Майя. Известно, что в Древней Греции также строились акведуки. Самым выдающимся акведуком Геродот считал акведук на острове Самос. Этот акведук историк включил в список чудес света. Появление акведуков в России, как и в Древнем Риме, было связано с возведением централизованных систем водоснабжения для крупнейших городов [12].

Расчет акведуков рекомендуется выполнять согласно нормативным документам с помощью известных приемов строительной механики (например, СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы» и СНиП 2.06.01.-86 «Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования»)



Рисунок 1.16 – Древнеримский акведук, сохранившийся до наших дней. Пон-дю-Гар, Франция



Рисунок 1.17 – Ростокинский акведук в Москве



Рисунок 1.18 – Самый длинный мост-акведук (водный мост). Германия, Магдебург

1.5.3 Виадуки

Виадук (фр. viaduc, происходит от лат. via — дорога, путь, ducō — веду) — мостовое сооружение, соединяющее места с одинаковым уровнем на ландшафте; часто мостовые пролёты проходят через долину реки или другие резкие углубления на плоской поверхности в остальных местах (например, овраги или ущелья). Часто в таких случаях строят дорогу, спускающуюся с обеих сторон (с небольшим мостом через реку, если это необходимо), и, если движение по ней становится перегружено, возникает потребность в виадуке для организации беспрепятственного пути (рис. 1.19, 1.20). Некоторые мосты также применяются для прокладки автомобильной и железной дороги, которой необходимы более ровные пути [12]. Расчет виадуков рекомендуется выполнять согласно нормативным документам с помощью известных приемов строительной механики (например, СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы»).



Рисунок 1.19 – Железобетонный арочный виадук через долину р. Мацеста в Сочи



Рисунок 1.20 –Самый высокий мост (виадук) в мире. Длина сооружения 2460 м. Полная высота одной из семи опор 335 м. Южная Франция, Плато Ларзак, г. Мийо, река Тарн

1.6 Железобетонные дамбы и плотины

1.6.1 Плотины

Плотина — гидротехническое сооружение, перегораживающее водоток или водоём для подъёма уровня воды (рис. 1.21, 1.22). Плотина также служит для сосредоточения напора в месте расположения сооружения и создания водохранилища. Тип и конструкция плотины определяются её размерами, назначением, а также природными условиями и видом основного строительного материала. Плотины различаются по типу основного материала, из которого они возводятся, по назначению и по условиям пропуска воды. Существует следующая классификация плотин [12]:

- по материалу: земляные, каменно-земляные, каменные, бетонные, металлические, деревянные, и т. д.
- по назначению: водохранилищные и водоотпускающие, водоподъемные;
- по способу возведения: насыпные, намывные, направленного взрыва;
- по способу восприятия основных нагрузок: гравитационные, арочные, контрфорсные, арочно-гравитационные, контр-регулирующие;
- по условиям пропуска расхода воды: глухие, водосбросные, фильтрующие, переливные.

Для восприятия больших нагрузок используют железобетонные плотины. Плотины и дамбы необходимо рассчитывать согласно нормам по проектированию гидротехнических сооружений (например, СНиП 2.06.01.-86 «Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования»).

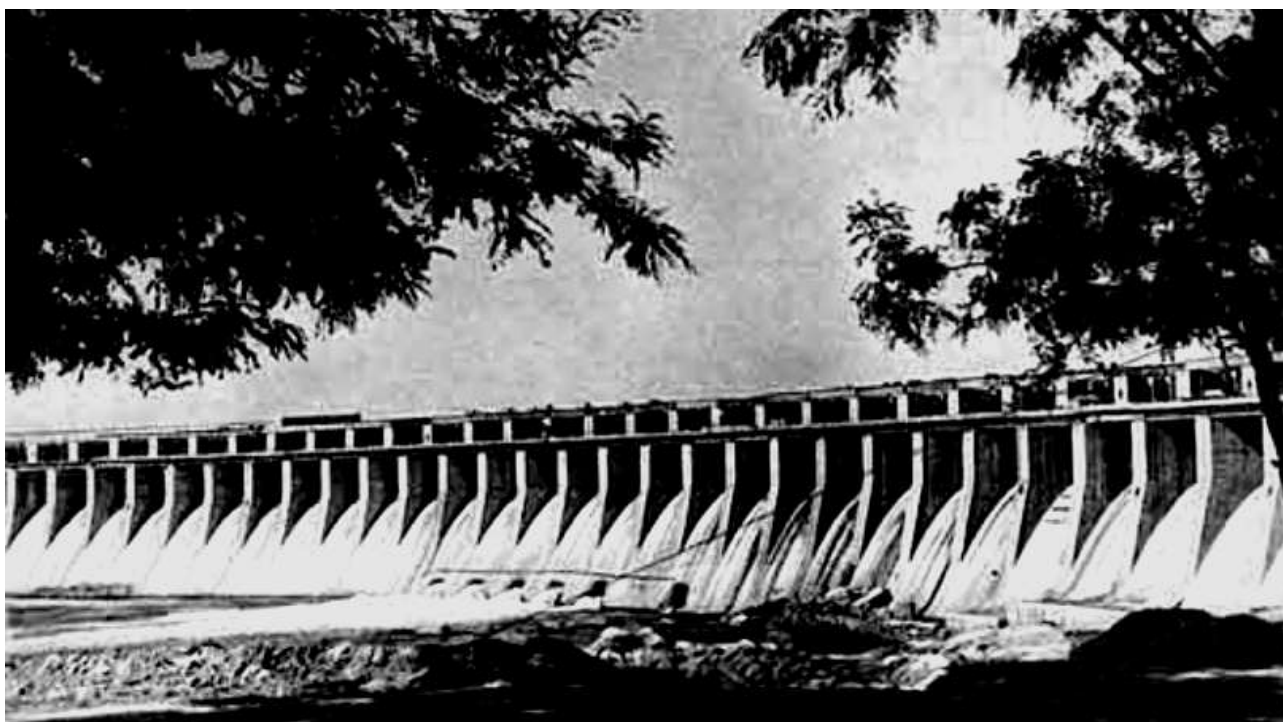


Рисунок 1.21 – Плотина ДнепроГЭСа, 1947 год



Рисунок 1.22 – Плотина Гувера на реке Колорадо, 1935 год

1.6.2 Дамбы

Дамба (от нидерл. dam) — гидротехническое сооружение периодического действия, ограждающее акваторию или территорию от воздействий водных стихий (рис. 1.23, 1.24). Например, дамба обвалования ограждает территорию (город, сельхозугодья) от весеннего половодья; дамба аванпорта в составе гидроузла, примыкающая к шлюзу, защищает от волн и течений и тем самым обеспечивает спокойный подход, шлюзование и выход судна. Дамба, в отличие от плотины — периодически напорное или вовсе безнапорное сооружение (за исключением случаев, когда дамба строится для ограждения местности ниже уровня моря или грунтовых вод), призванное оградить какую-либо территорию или акваторию от волн, паводков и пр.; плотина — сооружение, рассчитанное на постоянный напор (напор всегда есть, но его величина может варьироваться). Как правило, плотина отличается от дамбы наличием искусственно созданного водохранилища. Плотины и дамбы необходимо рассчитывать согласно нормам по проектированию гидротехнических сооружений (например, СНиП 2.06.01.-86 «Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования»). Существует следующая классификация плотин [12]:

- по назначению: напорные оградительные, безнапорные;
- по способу построения: естественные, рукотворные;
- по материалу дамбы: грунтовые, каменные, каменно-земляные, бетонные, железобетонные, металлические, деревянные, из специальных искусственных материалов;
- по срокам эксплуатации: временные, постоянные.



Рисунок 1.23 – Вид дамбы Гранд Диксенс сбоку

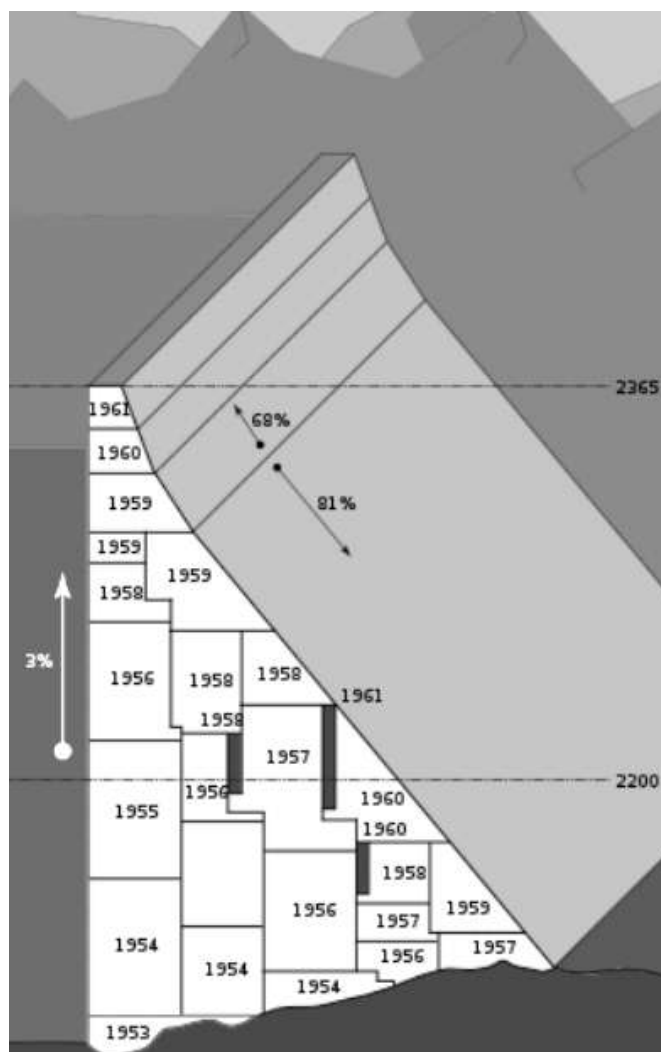


Рисунок 1.24 – Расположение бетонных блоков в теле плотины (в порядке их заливки)

2 ОСНОВЫ ТЕОРИИ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1 Физико-механические свойства бетона, арматурных сталей и железобетона

2.1.1 Бетон для железобетонных конструкций

Классификация бетонов. Бетон для железобетонных конструкций должен обладать необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью для защиты арматуры от коррозии. В зависимости от назначения сооружения бетон также должен удовлетворять специальным требованиям: морозостойкости, жаростойкости при длительном воздействии высоких температур, коррозионной стойкости при агрессивном воздействии среды, водонепроницаемости и др.

Бетоны классифицируют по следующим признакам: основному назначению – конструкционные, специальные; по виду вяжущего – цементные, силикатные, шлаковые и т.д.; по виду заполнителей – плотные, пористые, на специальных заполнителях; по структуре – плотные, поризованные, ячеистые, крупнопористые. Для удобства введены сокращенные наименования основных видов бетонов: тяжелый бетон – плотной структуры, на цементном вяжущем и плотных крупных и мелких заполнителях; легкий бетон – на цементном вяжущем, пористом крупном и пористом или плотном мелком заполнителе. В качестве плотных заполнителей для тяжелого бетона применяют щебень из дробленых горных пород и природный кварцевый песок. Пористые заполнители могут быть естественные – пемза, ракушечник и т.п. или искусственные – керамзит, шлак и т.п. Оба указанных вида бетона используют для несущих конструкций зданий и сооружений.

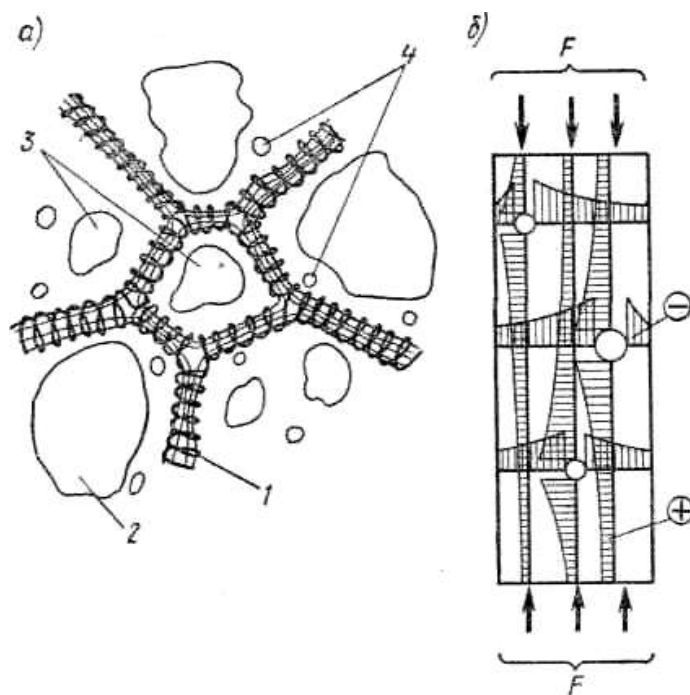
Существуют также специальные виды бетонов: жаростойкие – предназначенные для использования в конструкциях, эксплуатирующихся при $t \geq 200^\circ\text{C}$; химически стойкие – используемые в условиях агрессивных сред; напрягающие (на основе напрягающего цемента) – предназначенные для создания предварительного напряжения в конструкциях; радиационно-защитные большой массы – применяемые для биологической защиты от излучений и т. п. В последние годы распространение получают бетонополимеры, представляющие собой обычные бетоны, пропитанные полимерами или мономерами с их последующим отверждением, и полимербетоны, в которых в качестве вяжущего используют полимеры. Эти бетоны обладают повышенной прочностью, особенно на растяжение, и высокой химической стойкостью, однако имеют пока относительно высокую стоимость, низкий модуль деформаций (у полимербетонов) и неприменимы в сооружениях с повышенной температурой.

Для дорожных и аэродромных покрытий, полов промышленных зданий и т. п. находят применение бетоны, дисперсно армированные волокнами (стальными, синтетическими и др.). Этот вид бетона, называемый фибробетоном, обладает повышенной растяжимостью и сопротивляемостью ударным воздействиям.

Структура бетона. Важнейшими физико-механическими свойствами бетона с точки зрения его работы в железобетонных конструкциях являются прочность и деформативность, определяемые, главным образом, его структурой. При затворении бетонной смеси водой начинается химическая реакция (гидратация), в результате которой образуется гель — студенистое вещество, а часть соединений выделяется в виде кристаллов. С течением времени гель твердеет, кристаллы объединяются в кристаллический сросток, пронизывающий все тело бетона и скрепляющий зерна заполнителей. Таким образом, структуру бетона можно представить в виде пространственной решетки из цементного камня (включающего кристаллический сросток, гель и большое количество пор и капилляров, содержащих воздух и воду), в котором хаотично расположены зерна песка и щебня (рис. 2.1, а). Механические свойства цементного камня и заполнителей существенно отличаются друг от друга; кроме того, структура бетона изобилует дефектами, которыми помимо пор являются пустоты под зёрнами заполнителя, возникающие при твердении бетона, и ряд других.

В таком неоднородном теле нагрузка создает сложное напряженное состояние. Напряже-

ния концентрируются на более твердых частицах заполнителей и в местах, ослабленных порами. При действии сжимающей нагрузки в области, примыкающей к отверстию, создаются сжимающие и растягивающие напряжения (рис. 2.1,б). Растягивающие напряжения, суммируясь, достигают значительных величин, вызывая разрушение образца от разрыва бетона в поперечном направлении, так как прочность бетона при растяжении значительно ниже, чем при сжатии.



1 – цементный камень; 2 – щебень; 3 – песок; 4 – поры, заполненные воздухом и водой;
«←» – сжатие; «+» – растяжение

Рисунок 2.1 – Структура бетона и схема напряженного состояния сжатого бетонного образца

К бетону не применимы классические теории прочности, поскольку они относятся к материалам с идеализированными свойствами: суждение о его прочности и деформативности основывается на большом числе опытов. Сложность исследований напряженного состояния бетона также в том, что помимо напряжений от нагрузки в теле бетона возникают так называемые «собственные» напряжения, вызванные усадкой и другими причинами.

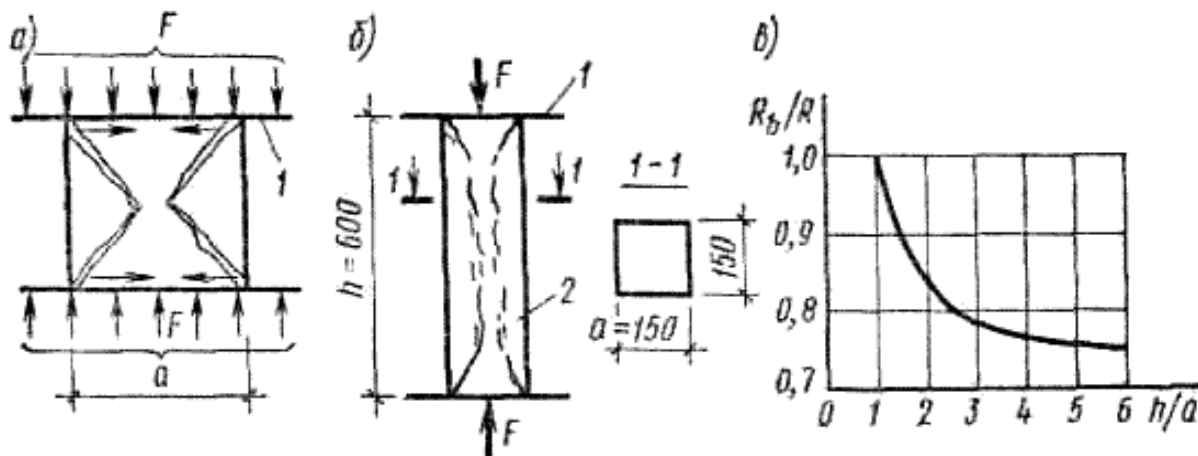
Многие исследователи рассматривают бетон как двухфазную среду, состоящую из твердой фазы – скелета, наделенного упругими свойствами, и жидкогазовой фазы, деформации которой развиваются во времени. Такая модель дает возможность объяснить многие явления, происходящие в бетоне при различных скоростях и интенсивностях приложения нагрузки.

Прочность бетона. Прочность бетона зависит от ряда факторов, основными из которых являются: время и условия твердения, вид напряженного состояния, форма и размеры образцов, длительность нагружения.

- Прочность бетона нарастает с течением времени. Наиболее интенсивный ее рост происходит в начальный период твердения (28 сут. для портландцемента). В дальнейшем нарастание прочности замедляется, но при положительной температуре и влажной среде продолжается еще годы.
- Твердение бетона существенно ускоряется при повышении температуры и влажности среды. С этой целью железобетонные изделия подвергаются тепловлажностной или автоклавной обработке.
- Бетон имеет различную прочность при разных силовых воздействиях.

Кубиковая прочность R — временное сопротивление сжатию бетонных кубов. При осе-

вом сжатии кубы (как и другие сжатые образцы) разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Однако наличие сил трения, развивающихся по опорным граням (рис. 2.2, а), препятствует развитию свободных поперечных деформаций кубов вблизи их торцов. Если устранить влияние сил трения (например, смазкой контактных поверхностей), то трещины в образце будут проходить параллельно сжимающей силе и сопротивление куба значительно уменьшится. Согласно ГОСТу кубы испытывают без смазки поверхностей. Вследствие влияния сил трения прочность кубов зависит от их размеров. Чем меньше размер куба, тем больше его прочность. Так, если прочность кубов с ребром 15 см принять за R , то кубы с ребром 10 см покажут прочность $1,12R$, а с ребром 20 см — $0,93R$. Поскольку реальные конструкции по форме отличаются от кубов, кубиковая прочность непосредственно в расчетах не используется, а служит только для контроля качества бетона.



а – характер разрушения бетонных кубов; б – схема испытания призмы для определения R_b ; в – зависимость R_b/R от соотношения размеров образца;
1 – обкладка прессы; 2 – стандартный образец для испытаний.

Рисунок 2.2 – Испытания по определению прочности бетона

Призменная прочность R_b – временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм (рис. 2.2, б). Опыты показывают, что с увеличением высоты призмы влияние трения на прочность образца уменьшается. При $h/a \geq 4$ оно практически исчезает, а прочность становится постоянной и равной $\approx 0,75 R$ (рис. 2.2, в). Значение R_b применяют в расчетах прочности сжатых и изгибаемых элементов. Призменная прочность

$$R_b = \varphi_b \cdot R \quad (2.1)$$

где φ_b – экспериментальный коэффициент, $\varphi_b = 0,77 - 0,001 R \geq 0,721$.

Прочность при растяжении R_{bt} зависит от прочности цементного камня и сцепления его с заполнителем. При осевом растяжении прочность бетона в 10...20 раз меньше прочности на сжатие. При этом с увеличением кубиковой прочности относительная прочность бетона при растяжении уменьшается. Прочность при растяжении

$$R_{bt} = 5 \cdot R / (45 + R) \quad (2.2)$$

Опытным путем R_{bt} определяют испытаниями на разрыв образцов в виде восьмерок, на раскалывание образцов в виде цилиндров или на изгиб бетонных балок.

Прочность при местном сжатии $R_{b,loc}$ имеет место, когда нагрузка действует не на всю площадь элемента, а на ее часть. В этом случае загруженная часть площади обладает большей прочностью, чем R_b , ввиду того, что в работе участвует также бетон, окружающий площадку смятия и создающий эффект обоймы. Прочность при местном сжатии

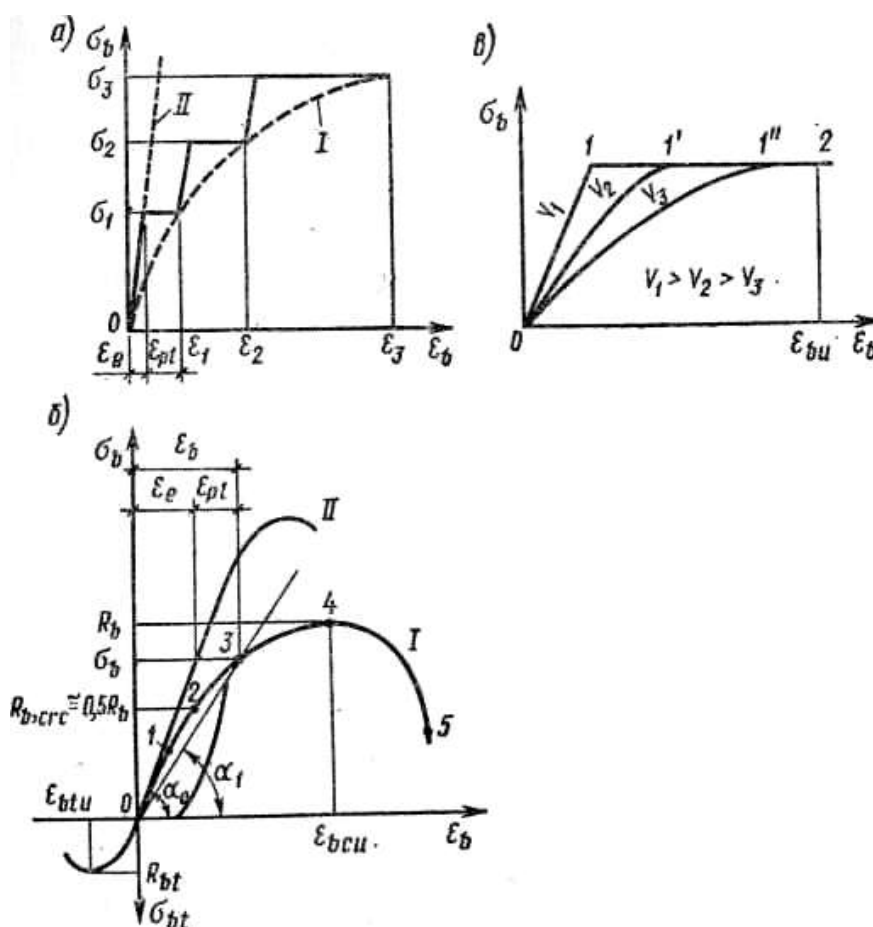
$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b, \quad (2.3)$$

где $\varphi_b = \sqrt{A_{loc2}/A_{loc1}}$; A_{loc1} – площадь смятия; A_{loc2} – расчетная площадь, включающая площадку смятия и дополнительный участок.

Прочность на срез. В реальных конструкциях срез в чистом виде обычно не встречается; ему сопутствуют продольные усилия. Значение временного сопротивления срезу $R_{b,sh}$ в нормах не приводится, однако при необходимости может быть определено по эмпирической формуле

$$R_{b,sh} = 0,7 \cdot \sqrt{R_b / R_{bt}} \quad (2.4)$$

Прочность при повторных нагрузках (несколько миллионов циклов) под влиянием структурных изменений снижается. Это обстоятельство нужно учитывать при расчете шпал, подкрановых балок, мостов. Предел выносливости (временное сопротивление при многократно повторных нагрузках) зависит от коэффициента асимметрии цикла $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$, числа нагружений n и должен быть больше напряжения, при котором в бетоне образуются структурные микротрещины $R_{b,crс}$.



а – при ступенчатом нагружении; б – кривая полных деформаций; в – при длительном нагружении; I – полные деформации; II – при мгновенном нагружении

Рисунок 2.3 – Диаграммы деформирования бетона

Прочность при длительных и быстрых нагружениях. При испытании бетонных образцов в лабораторных условиях нагружение осуществляют достаточно быстро [$\dot{\nu} = 20...30$ Н/(см²·с)]. Реальные конструкции находятся под действием нагрузки десятки лет. В этом случае в бетоне развиваются структурные изменения и неупругие деформации, приводящие к снижению его прочности. Предел длительного сопротивления бетона естественного твердения осевому сжатию принимается $0,9 R_b$. При нагрузках малой продолжительности (порыв ветра, удар, взрыв) бетон разрушается при больших напряжениях ($1,1...1,2$) R_b .

Деформативность бетона. Деформации могут быть силовые, развивающиеся под действием внешних сил, и температурно-влажностные, развивающиеся, в результате взаимодействия бетона с внешней средой.

Деформации бетона под нагрузкой. Различают силовые деформации при однократном кратковременном, длительном, а также многократно-повторном нагружениях.

- **Деформации при однократном кратковременном нагружении.** Наибольшее практическое значение имеют деформации при осевом сжатии. Если бетонную призму нагружать по этапам, измеряя деформации дважды: сразу после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой, то на диаграмме « $\sigma - \varepsilon$ » получают ступенчатую линию (рис. 2.3, а). Полные деформации будут складываться из упругих ε_e , возникающих непосредственно после приложения нагрузки, и пластических ε_{pl} , развивающихся во времени. Кривая полных деформаций показана на рис. 2.3,б. Из диаграммы видно, что при небольших напряжениях ($\sigma_b \leq 0,2 R_b$) бетон можно рассматривать как упругий материал (участок 0–1). При $0,2 R_b \leq \sigma_b < 0,5 R_b$ возникают неупругие деформации, вызванные уплотнением геля (участок 1 – 2). После образования микротрещин $R_{b,cr}$ рост пластических деформаций становится более интенсивным (участок 2–3). При дальнейшем увеличении нагрузки микротрещины объединяются, и образец разрушается – точка 4 соответствует предельному сопротивлению образца R_b и деформациям $\varepsilon_{b,c,u}$. Если по мере падения сопротивления бетона удастся в той же мере снижать нагрузку, то может быть получен нисходящий участок диаграммы (4–5). Знать, как работает бетон на этом участке, важно для ряда конструкций и видов нагружения.

При разгрузке с некоторого уровня напряжений, соответствующего восходящей ветви, до нуля в образце будут иметь место остаточные деформации, которые со временем несколько уменьшаются (примерно на 10 %). Это явление называется упругим последствием ε_{ep} . Характер диаграммы « $\sigma - \varepsilon$ » бетона при растяжении аналогичен рассмотренному (рис. 2.3,б).

Связь между напряжениями и деформациями при небольших напряжениях ($\sigma_b \leq 0,2 R_b$) устанавливается законом Гука $\varepsilon_b = \sigma_b / E_b$, где E_b – начальный модуль упругости, $E_b = \tan \alpha_0 = \sigma_b / \varepsilon_b$ (см. рис. 2.3,б). Модуль упругости зависит от марки бетона (см. табл. 2.1). При $\sigma_b > 0,2 R_b$ зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » нелинейная, модуль в каждой точке диаграммы – переменный, $E_b = d\sigma / d\varepsilon = \tan \alpha$ и определение полных деформаций является затруднительным.

Для практических расчетов было предложено выражать напряжения через полные деформации бетона с помощью упругопластического модуля деформаций $E_{b,pl} = \tan \alpha_1$ (см. рис. 2.3,б).

Выразив одно и то же напряжение в бетоне через упругие и полные деформации, получают

$$\sigma_b = \varepsilon_e E_b = (\varepsilon_e + \varepsilon_{pl}) E_{b,pl},$$

Откуда

$$E_{b,pl} = \frac{\varepsilon_e}{(\varepsilon_e + \varepsilon_{pl})} \cdot E_b = \frac{\varepsilon_e}{\varepsilon_b} \cdot E_b = \nu \cdot E_b \quad (2.5)$$

где $\nu = \varepsilon_e / \varepsilon_b$ — коэффициент, характеризующий упруго-пластическое состояние сжатого бетона; он изменяется от 1 (при упругой работе) до 0,45 при кратковременном нагружении; при длительном действии нагрузки $\nu = 0,1 \dots 0,15$.

При растяжении

$$E_{bt,pl} = \nu_t \cdot E_b \quad (2.6)$$

где ν_t — коэффициент, характеризующий упругопластическое состояние бетона при растяжении, $\nu_t = 0,5$.

Модуль сдвига бетона

$$G_b = E_b / [2(1+\nu)] \quad (2.7)$$

где ν — коэффициент поперечных деформаций, для всех видов бетонов $\nu = 0,2$, при этом $G_b = 0,4 E_b$.

• **Деформации при длительном действии нагрузки.** При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается в первые 3...4 мес.

Ползучестью называют свойство бетона увеличивать неупругие деформации при длительном действии постоянной нагрузки. Различают ползучесть линейную и нелинейную. Линейная ползучесть имеет место при $\sigma_b < 0,5 R_b$ и обусловлена главным образом уплотнением геля. При этом происходит перераспределение под нагрузкой напряжений с гелевой структуры на цементный камень и заполнители. Увеличение деформаций ползучести примерно пропорционально увеличению напряжений. При $\sigma_b > 0,5 R_b$ в бетоне возникают микротрещины, линейная зависимость $\sigma_b - \varepsilon_{pl}$ нарушается, наступает нелинейная ползучесть.

Ползучесть бетона затухает во времени, так как вследствие перераспределения усилий напряжения в геле снижаются, а упругость кристаллического сростка возрастает. Опыты показывают, что независимо от того, с какой скоростью ν достигнуто напряжение σ_b , конечные деформации ползучести, соответствующие этому напряжению, будут одинаковыми (рис. 2.3, в).

Деформации ползучести увеличиваются с уменьшением влажности среды, увеличением В/Ц и количества цемента. Бетон, нагруженный в более раннем возрасте, обладает большей ползучестью. С повышением прочности бетона и прочности заполнителя ползучесть уменьшается. У малых образцов при прочих равных условиях ползучесть проявляется сильнее, чем у больших.

Для аналитического описания явления ползучести предложены различные теории. Однако полученные на их основе математические зависимости сложны для использования в практических расчетах и в большинстве своем справедливы лишь для определенных условий. Поэтому на практике применяют упрощенные, линейные зависимости, связывающие напряжения в бетоне с деформацией ползучести. Правомочность такого подхода подтверждается и тем обстоятельством, что при эксплуатационных нагрузках в большинстве конструкций напряжения в сжатом бетоне $\sigma_b < 0,5 R_b$, т.е. имеет место линейная ползучесть.

Для количественного определения деформаций ползучести при сжатии обычно вводят понятия меры и характеристики ползучести.

Мера ползучести C_t представляет собой относительную деформацию ползучести в момент времени t , соответствующую приращению напряжения 0,1 МПа. При напряжениях в бетоне σ_b

$$\varepsilon_{pl}(t) = \sigma_b \cdot C_t \quad (2.8)$$

Характеристика ползучести φ_t равна отношению деформаций ползучести в момент времени t к мгновенной деформации

$$\varphi_t = \varepsilon_{pl}(t) / \varepsilon_e \quad (2.9)$$

Предельные значения C_t и φ_t будут при $t = \infty$ ($C_{t=\infty} = C$; $\varphi_{t=\infty} = \varphi$). Между мерой и характеристикой ползучести существует связь $C = \varepsilon_{pl} / \sigma_b = \varepsilon_{pl} / (E_b \varepsilon_e) = \varphi / E_b$, откуда $\varepsilon_{pl} = \varphi \sigma_b / E_b$. Значения φ для обычных тяжелых бетонов изменяются в пределах 1...4.

Предельные деформации бетона, т.е. деформации перед разрушением, зависят от многих причин и изменяются в значительных пределах. Для расчетов принимают: при осевом кратковременном сжатии $\varepsilon_{bcu} = 2 \cdot 10^{-3}$, длительном $\varepsilon_{bcu} = 2,5 \cdot 10^{-3}$, при изгибе и внецентренном сжатии $\varepsilon_{bcu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$, при центральном растяжении $\varepsilon_{btu} = 1,5 \cdot 10^{-4}$.

Деформации при многократно-повторных нагружениях. Многократно-повторные

нагрузки и разгрузки бетонных образцов приводят к накоплению неупругих деформаций. После достаточно большого количества циклов пластические деформации достигают предельного значения и бетон начинает работать упруго. Такой характер работы имеет место, когда напряжения в бетоне не превышают предела выносливости. При больших многократных напряжениях неупругие деформации возрастают, вызывая разрушение образца.

Температурно-влажностные деформации бетона.

Деформации бетона от действия температуры. Твердение бетона сопровождается выделением теплоты, и при последующем неравномерном остывании появляются значительные температурные деформации. Температурные деформации возникают также в конструкциях, подверженных атмосферным воздействиям или изменениям технологических температур. Особое значение имеют температурные воздействия на бетон массивных конструкций (например, гидротехнических) и статически неопределимых систем большой протяженности, вызывая дополнительные усилия в элементах. Определение температурных деформаций бетона производят по формулам сопротивления материалов, принимая средний коэффициент линейной температурной деформации при $-50^{\circ}\text{C} < t < +50^{\circ}\text{C}$ равным $1 \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}$.

Влажностные деформации бетона. Бетон, твердея в различных средах, изменяет свой объем. Свойство бетона уменьшаться в объеме при твердении в сухой среде называют усадкой, при твердении во влажной среде бетон увеличивается в объеме – происходит набухание. Различают усадку обратимую – связанную с испарением свободной воды в цементном камне и обусловленную капиллярными явлениями (натяжением менисков в порах бетона), и необратимую, происходящую в результате потери химически связанной влаги на гидратацию цемента и, как следствие, уменьшения объема геля. Усадка зависит от возраста бетона: наиболее интенсивно она протекает в первые дни, затем постепенно затухает. Усадка тем больше, чем больше содержание в бетоне цемента, воды и чем ниже влажность окружающей среды. При твердении в воде увеличивается количество свободной воды в цементном камне, что вызывает явление, обратное усадке, – набухание. Усадка повышает сцепление бетона с арматурой, вызывая ее обжатие, что является положительным фактором. Однако, неравномерная усадка разных слоев бетона (у поверхности – в большей степени, во внутренних слоях – в меньшей) приводит к наличию «собственных» напряжений (внутренние слои препятствуют свободной усадке поверхностных слоев, в результате чего в последних возникает растяжение) и возникновение усадочных трещин, что нежелательно. Особенно существенно влияние усадки в массивных конструкциях. Снижение усадки достигается подбором состава бетона (уменьшением объема пор), увлажнением поверхности в период вызревания бетона (особенно в первые дни) и т. п.

Показатели качества бетона. При проектировании бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий эксплуатации нормами устанавливаются показатели качества бетона: классы бетона по прочности на сжатие, растяжение и марки по морозостойкости, водонепроницаемости и плотности. Эти характеристики определяют по соответствующим ГОСТам и назначают с заданной обеспеченностью.

- **Класс бетона по прочности на сжатие** (для тяжелых бетонов): В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В55; В60) – основная характеристика, устанавливаемая в результате испытаний кубов с ребром 15 см после выдержки в течение 28 сут. в нормальных условиях ($t = (20 \pm 2)^{\circ}\text{C}$, $W \geq 60\%$).

- **Класс бетона по прочности на растяжение** (B_t 0,8; B_t 1,2; B_t 1,6; B_t 2; B_t 2,4; B_t 2,8; B_t 3,2) устанавливают для конструкций, работающих преимущественно на растяжение (резервуары, водонапорные трубы).

- **Проектные марки** по морозостойкости (F50...F500) устанавливают для конструкций, подвергающихся многократному замораживанию и оттаиванию (градирни, гидротехнические сооружения). Эта марка характеризуется количеством циклов замораживания и оттаивания, которые выдерживает бетон в насыщенном водой состоянии при снижении прочности не более чем на 15 %.

- **Марки по водонепроницаемости** (W2...W12) назначают для конструкций, к которым предъявляются требования непроницаемости, они характеризуют давление воды, при котором еще не наблюдается просачивание ее через испытываемый стандартный образец толщиной 15 см.

- **Марки по средней плотности** (для тяжелых бетонов D2300...D2500, для мелкозернистых бетонов D1800...D2400, для легких бетонов D800...D2100) назначают для бетонов, к которым предъявляются требования теплоизоляции.

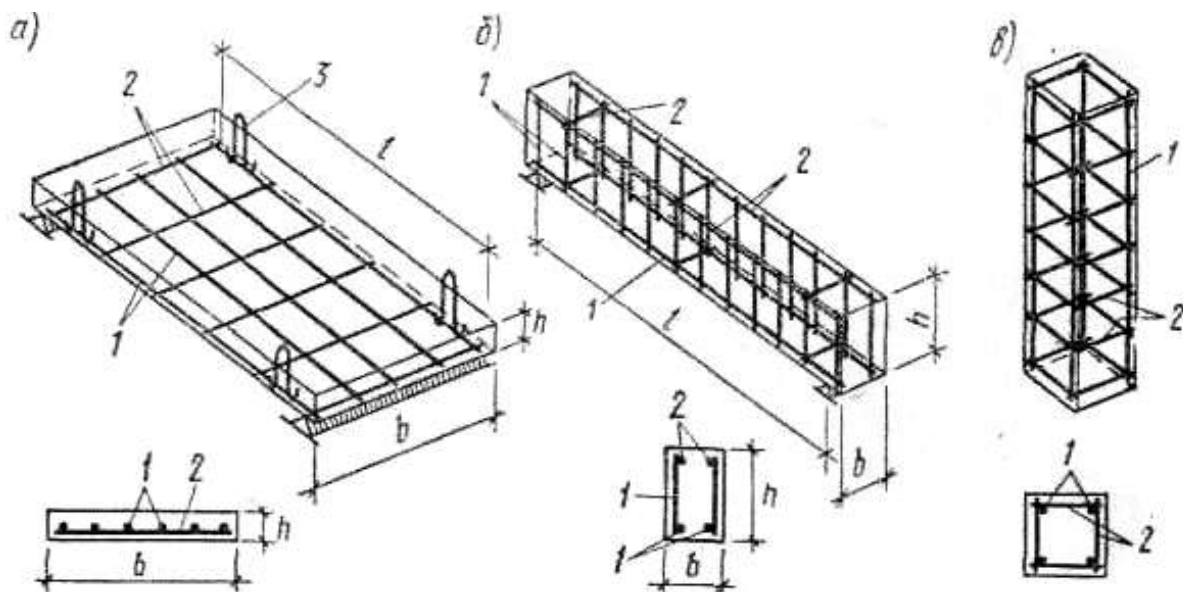
- **Марки по самонапряжению** (Sp0,6...Sp4) назначают для конструкций, изготовляемых из бетона на напрягающем цементе. К таким конструкциям относятся железобетонные трубы, покрытия дорог, аэродромов и т. п. Марки характеризуют величину предварительного напряжения в бетоне (МПа) на уровне центра тяжести арматуры.

Для железобетонных конструкций не применяют бетоны (тяжелые) класса ниже В7,5. Оптимальные класс и марки бетона выбирают на основе технико-экономического анализа с учетом условий эксплуатации. Наиболее широко используют: для изгибаемых элементов без предварительного напряжения В15...В20, для сжатых элементов: колонн В25...В30, ферм, арок В30...В35.

Класс бетона предварительно напряженных элементов назначают в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств. Например, для арматуры класса А-IV $d=10...18$ мм без анкеров класс бетона должен быть не ниже В15, а для арматуры А-VI – не ниже В 30. Применение бетонов высоких классов, особенно в сжатых элементах, позволяет получить существенную экономию.

2.1.2 Арматура для железобетонных конструкций

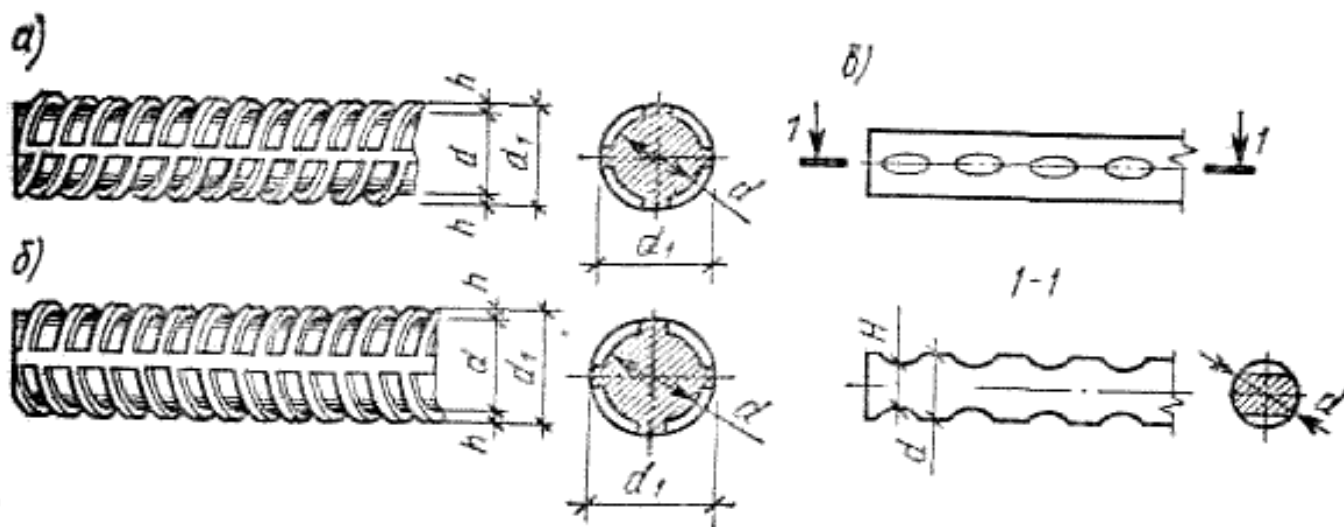
Арматурой называют стержни, размещаемые в бетоне в соответствии с расчетом, конструктивными и производственными требованиями. Арматуру в железобетонных конструкциях устанавливают для восприятия растягивающих напряжений или усиления сжатого бетона. В качестве арматуры применяют в основном сталь. В ряде случаев возможно применение и других материалов, например стеклопластика, обладающего высокой прочностью, химической стойкостью. Однако этот материал значительно дороже стали и его целесообразно применять лишь в конструкциях, к которым предъявляются специальные требования коррозионной стойкости, электроизолирующей способности и т.п.



1 – рабочая арматура; 2 – конструктивная арматура; 3 – монтажная арматура.

Рисунок 2.4 – Расположение арматуры в изгибаемых (а, б) и сжатых (в) элементах

Виды арматуры. По назначению различают арматуру рабочую, устанавливаемую по расчету, конструктивную и монтажную, применяемые из конструктивных и технологических соображений. Конструктивная арматура воспринимает не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры, равномерно распределяет усилия между отдельными стержнями и т. п.; монтажная обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, объединяет ее в каркасы и т. п. (рис. 2.4). По способу изготовления различают арматуру горячекатаную (получаемую способом проката) – стержневую и холоднотянутую (изготавливаемую путем вытяжки в холодном состоянии) – проволочную. По профилю поверхности различают арматурные стальные стержни гладкие и периодического профиля (рис. 2.5). Последние обладают лучшим сцеплением с бетоном и в настоящее время являются основной арматурой. По способу применения арматуру делят на напрягаемую и ненапрягаемую.



а, б — стержневая; в — проволочная

Рисунок 2.5 – Арматура периодического профиля:

Горячекатаная и холоднотянутая арматура называется гибкой. Помимо нее в конструкциях в ряде случаев применяют жесткую (несущую) арматуру из прокатных или сварных двутавров, швеллеров, уголков и т. п.

Физико-механические свойства. Эти свойства арматуры зависят от химического состава, способа производства и обработки. В мягких сталях содержание углерода составляет обычно 0,2...0,4 %. Увеличение количества углерода приводит к повышению прочности при одновременном снижении деформативности и свариваемости. Изменение свойств сталей может быть достигнуто введением легирующих добавок. Марганец, хром повышают прочность без существенного снижения деформативности. Кремний, увеличивая прочность, ухудшает свариваемость.

Повышение прочности может быть достигнуто также термическим упрочнением и механической вытяжкой. При термическом упрочнении вначале осуществляют нагрев арматуры до 800...900°C и быстрое охлаждение, а затем нагрев до 300...400°C с постепенным охлаждением. При механическом вытягивании арматуры на 3...5 % вследствие структурных изменений кристаллической решетки — наклепа сталь упрочняется. При повторной вытяжке (нагрузке) диаграмма деформирования будет отличаться от исходной (рис. 1.6), а предел текучести существенно повысится.

Основные механические свойства сталей характеризуются диаграммой «напряжения — деформации», получаемой путем испытания на растяжение стандартных образцов. Все арматурные стали по характеру диаграмм « σ - ϵ » подразделяются на (рис. 2.6):

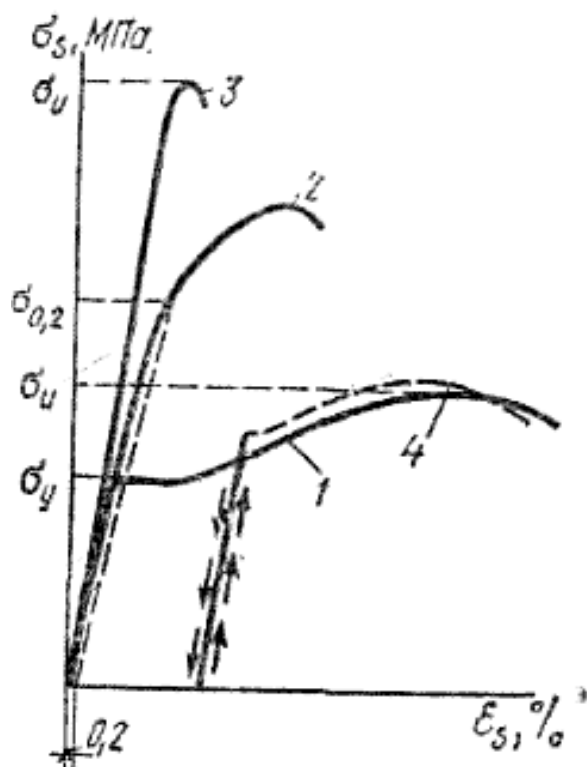
- 1) стали с явно выраженной площадкой текучести (мягкие стали);
- 2) стали с неявно выраженной площадкой текучести (низколегированные, термически

упрочненные стали);

3) стали с линейной зависимостью « σ - ϵ » почти до разрыва (высокопрочная проволока).

Основные прочностные характеристики: для сталей вида 1 – физический предел текучести σ_y ; для сталей видов 2 и 3 – условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, принимаемый равным напряжению, при котором остаточные деформации составляют 0,2 %, и условный предел упругости $\sigma_{0,02}$, при котором остаточные деформации 0,02 %. Помимо этого характеристиками диаграмм являются предел прочности σ_{su} (временное сопротивление) и предельное удлинение при разрыве, характеризующее пластические свойства стали. Малые предельные удлинения могут послужить причиной хрупкого обрыва арматуры под нагрузкой и разрушения конструкции; высокие пластические свойства сталей создают благоприятные условия для работы железобетонных конструкций (перераспределение усилий в статически неопределимых системах, при интенсивных динамических воздействиях и т. п.).

В зависимости от типа конструкций и условий эксплуатации наряду с основной характеристикой – диаграммой « σ - ϵ » в ряде случаев необходимо учитывать другие свойства арматурных сталей: свариваемость, реологические свойства, динамическое упрочнение и т. п.



1 – мягких; 2 – низколегированных и термически упрочненных;
3 – высокопрочной проволоки; 4 – механически упрочненных вытяжкой

Рисунок 2.6 – Диаграммы деформирования арматурных сталей:

Под свариваемостью понимают способность арматуры к надежному соединению с помощью электросварки без трещин, каверн и других дефектов в зоне сварного шва. Хорошей свариваемостью обладают горячекатаные малоуглеродистые и низколегированные стали. Нельзя сваривать термически упрочненные стали (кроме специальных «свариваемых») и упрочненные вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения.

Реологические свойства характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть арматурных сталей проявляется лишь при больших напряжениях и высоких температурах. Более опасна релаксация – падение напряжений во времени при неизменной длине образца (отсутствии деформаций). Релаксация зависит от химического состава стали, технологии изготовления, напря-

жения, температуры и др. Она наиболее интенсивно протекает в первые часы, но может продолжаться длительное время. Учет ее важен при расчете предварительно напряженных конструкций.

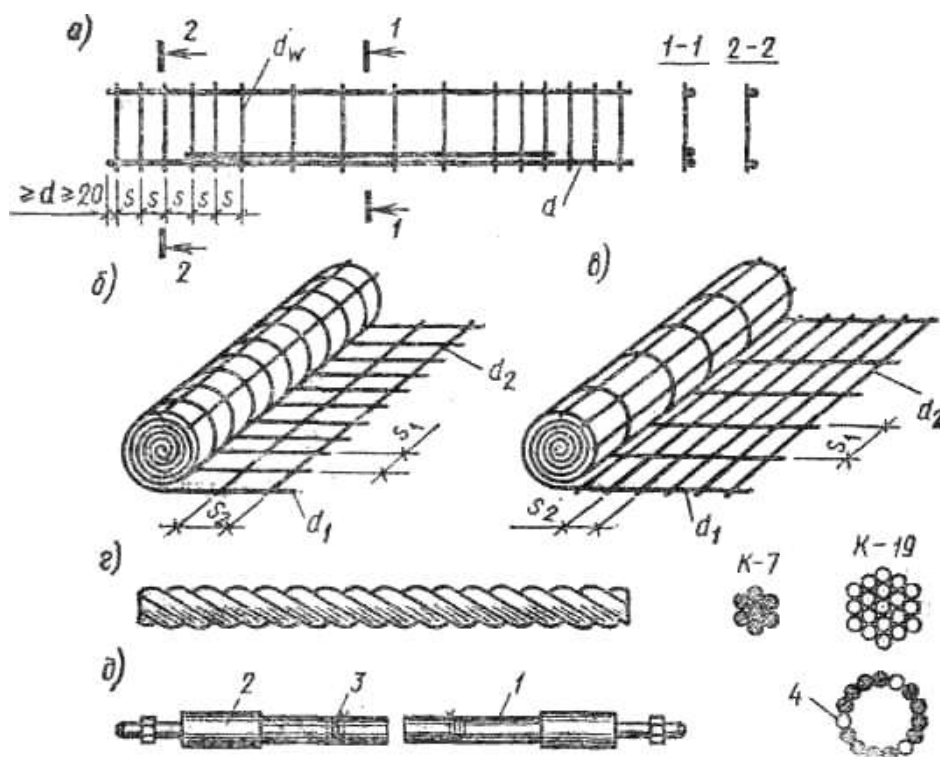
Усталостное разрушение наблюдается при действии многократно повторяющейся нагрузки при пониженном сопротивлении и носит хрупкий характер. Прочность при многократно повторной нагрузке (предел выносливости) арматуры зависит от числа повторений нагрузки n и характеристики цикла нагружения ρ_s .

Динамическое упрочнение имеет место при действии кратковременных ($t \leq 1$ с) динамических нагрузок большой интенсивности (взрывных, сейсмических). Превышение динамического предела текучести $\sigma_{y,d}$ над статическим σ_y объясняется запаздыванием пластических деформаций и зависит от химического состава стали и скорости деформации. Для мягких сталей $\sigma_{y,d} = (1,2 \dots 1,3) \sigma_y$.

Классификация арматуры. Все арматурные стали разделяют на классы, объединяющие стали с одинаковыми прочностными и деформативными свойствами. При этом к одному классу могут относиться стали, отличающиеся по химическому составу, т. е. разных марок.

Стержневая арматура обозначается буквой А и римской цифрой и бывает: горячекатаная — гладкая класса А-I; периодического профиля классов А-II, А-III, А-IV, А-V и А-VI; термически и термомеханически упрочненная — периодического профиля классов Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI и механически упрочненная класса А-III в.

Для дополнительной характеристики стержневой арматуры, необходимой при использовании ее в определенных условиях, к обозначениям классов вводятся индексы. Индекс «С» в обозначении термически и термомеханически упрочненной арматуры указывает на возможность соединения стержней с помощью сварки (Ат-IVС); «К» — на повышенную стойкость к коррозии под напряжением (Ат-IVК); «СК» — на возможность сварки и повышенную стойкость к коррозии под напряжением (Ат-VСК). Индекс «с» употребляется для арматуры, рекомендуемой к использованию в условиях низких температур, например класса Ас-II из стали марки 10ГТ.



1 — пучок; 2 — анкер; 3 — вязальная проволока; 4 — коротыш

Рисунок 2.7 — Арматурные изделия

Холоднотянутая проволочная арматура обозначается буквой В и римской цифрой и подразделяется на обыкновенную арматурную проволоку рифленую (периодического профиля) класса Вр-I и гладкую класса В-I, а также высокопрочную гладкую проволоку класса В-II и периодического профиля класса Вр-II.

Арматурные изделия. Для ускорения производства работ ненапрягаемая гибкая арматура (отдельные стержни) объединяется в каркасы и сетки, в которых стержни в местах пересечений соединяются контактной точечной сваркой или вязкой. В отдельных случаях допускается применение дуговой сварки.

Сварные каркасы (рис. 2.7, а) образуются из продольных и поперечных стержней. Продольные рабочие стержни устраивают в один или два ряда. Приварка продольных стержней к поперечным с одной стороны более технологична, чем с двух.

Плоские каркасы обычно объединяются в пространственные, которые должны обладать достаточной жесткостью для возможности складирования, транспортирования и сохранения проектного положения в форме.

При назначении диаметров продольных и поперечных стержней необходимо учитывать условия технологии сварки во избежание пережога более тонких стержней:

Диаметры продольных стержней, мм	3...10	12...16	18...20	22	25...32	36...40
Наименьшие диаметры поперечных стержней, мм	.. 3	4	5	6	8	10

Сварные сетки (ГОСТ 8478—81) выполняют из сталей классов В-I, Вр-I, А-I, А-II, А-III. Сварные сетки можно конструировать, предусматривая их последующее сгибание в одной плоскости на специальных станках. Сетки бывают плоские и рулонные, с продольной и поперечной рабочей арматурой. Рулонные сетки с продольной рабочей арматурой изготовляют при диаметре продольных стержней не более 5 мм (рис. 1.7,б). При диаметре более 5 мм применяют сетки с поперечной рабочей арматурой (рис. 1.7, в) или плоские. Максимальный диаметр поперечных стержней плоских и рулонных сеток 8 мм. Длина сетки в рулоне 50...100 м, поэтому для использования в конструкциях сетки разрезают по месту.

Арматурные канаты и пучки. Армирование конструкции отдельными высокопрочными проволоками (вследствие их большого числа) трудоемко и часто приводит к излишнему развитию сечений элементов. В связи с этим проволоку укрупняют в канаты и пучки. Канаты (рис. 2.7, г) обычно изготовляют из 7 или 19 проволок одного диаметра (обозначение К-7 или К-19), навивая на центральную прямолинейную проволоку остальные в один или несколько слоев. Диаметр проволок канатов К-7 от 2 до 5 мм. Пучки состоят из параллельных высокопрочных проволок (14, 18, 24 шт.) или канатов (рис. 2.7,д). Пучки могут иметь по концам анкера, а по длине обматываются мягкой проволокой.

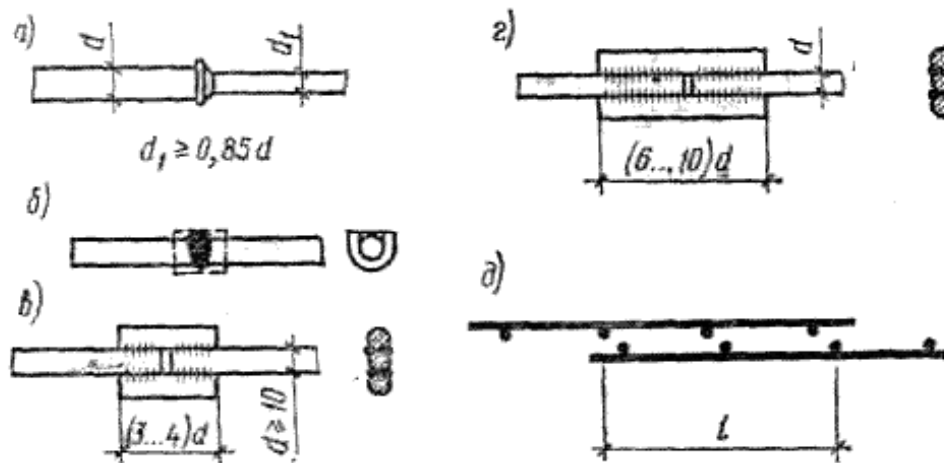


Рисунок 2.8 – Соединения арматуры

Соединения арматуры. Для соединения арматурных стержней по длине в заводских условиях рекомендуется применять контактную стыковую сварку (рис. 2.8, а) на специальных сварочных машинах. Для соединения встык при монтаже используют дуговую сварку. При этом в случае свариваемых стержней $d \geq 20$ мм применяют дуговую ванную сварку в инвентарных (медных) формах (рис. 2.8, б). При $d < 20$ мм дуговую сварку осуществляют с накладками с четырьмя фланговыми швами (рис. 2.8, в). Допускается также сварка односторонними удлиненными швами (рис. 2.8, г). Стык рабочих стержней внахлестку без сварки применяют при $d \leq 36$ мм (рис. 2.8, д) в тех местах, где прочность арматуры используется не полностью. Стыки внахлестку не допускаются в растянутых элементах. В местах стыка обязательно устанавливают дополнительные хомуты. Во всех случаях стыки следует делать вразбежку по длине элемента. Стыки внахлестку сварных сеток в рабочем направлении, так же как и стержней, должны иметь длину перепуска $l > l_{ан}$, определяемую по формуле (2.12). Длину нахлестки сетки в направлении распределительной арматуры принимают 50..100 мм в зависимости от диаметра.

Применение арматуры в железобетонных конструкциях. Выбор класса арматурных сталей производят в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, условий возведения и эксплуатации здания. В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры применяют в основном сталь класса А-III и проволоку класса Вр-I (В-I) в сетках и каркасах. Арматуру классов А-II и А-I допускают в качестве поперечной арматуры, а в качестве продольной – только при соответствующем обосновании (например, если прочность стали А-III не может быть полностью использована из-за чрезмерного раскрытия трещин и прогибов). Стержневую арматуру класса А-IV и выше применяют в качестве продольной арматуры только в вязаных каркасах.

В качестве напрягаемой рабочей арматуры при нормальных условиях эксплуатации и длине железобетонных элементов до 12 м используют преимущественно стержни классов Ат-VI и Ат-V, а также В-II, Вр-II, К-7, К-19, А-IV, А-V, А-VI, А-IIIв, для элементов длиной более 12 м – главным образом арматурные канаты, пучки, проволоку классов В-II, Вр-II, а также свариваемую арматуру А-VI, А-V, А-IV и А-IIIв.

2.1.3 Железобетон

Сцепление арматуры с бетоном. Сцепление арматуры с бетоном является одним из фундаментальных свойств железобетона, которое обеспечивает его существование как строительного материала. Сцепление обеспечивается: склеиванием геля с арматурой; трением, вызванным давлением от усадки бетона; зацеплением за бетон выступов и неровностей на поверхности арматуры. Выявление влияния каждого из этих факторов затруднительно и не имеет практического значения, так как они действуют совместно. Однако наибольшую роль в обеспечении сцепления (70...80 %) играет зацепление за бетон выступов и неровностей на поверхности арматуры (рис. 2.9, а).

При выдергивании стержня из бетона (рис. 2.9,б) усилия с арматуры на бетон передаются через касательные напряжения сцепления τ_{bd} , которые распределяются вдоль стержня неравномерно. Наибольшие их значения $\tau_{bd,max}$ действуют на некотором расстоянии от торца элемента и не зависят от длины заделки стержня в бетоне $l_{ан}$. Для оценки сцепления используют средние напряжения на длине заделки

$$\tau_{bd,m} = N / (\pi \cdot d \cdot l_{ан}) \quad (2.10)$$

Для обычных бетонов и гладкой арматуры $\tau_{bd,m} = 2,5...4$ МПа, а для арматуры периодического профиля $\tau_{bd,m} \approx 7$ МПа. С увеличением прочности бетона $\tau_{bd,m}$ возрастает. Выражая продольное усилие через напряжение в арматуре (см. рис. 2.9, б), из формулы (2.10) получают

$$l_{ан} = N / (\tau_{bd,m} \pi d) = \sigma_s \pi d^2 / (4 \tau_{bd,m} \pi d) = \sigma_s d / (4 \tau_{bd,m}) \quad (2.11)$$

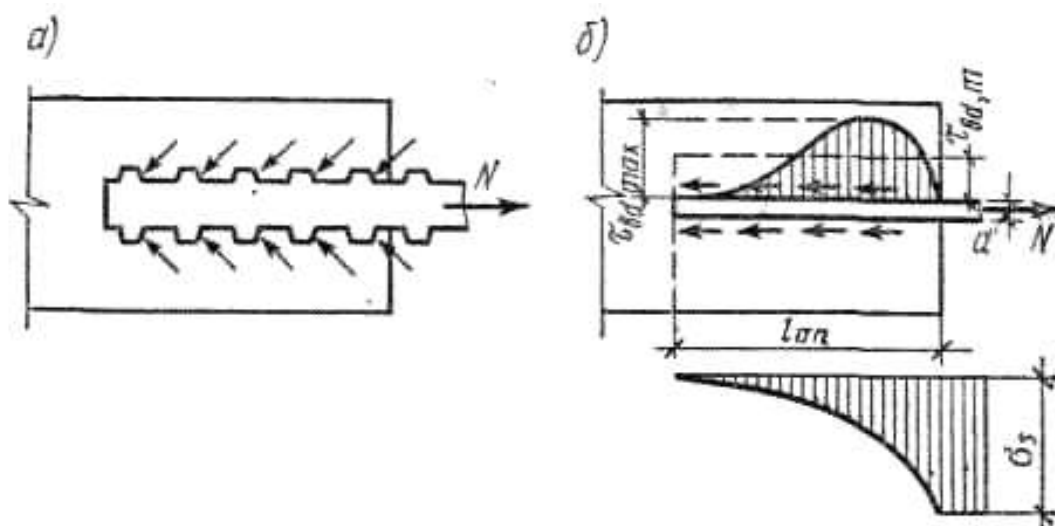


Рисунок 2.9 – Сцепление арматуры с бетоном

Из формулы (2.11) видно, что длина заделки, при которой обеспечивается сцепление (зона анкеровки), должна быть тем больше, чем выше прочность арматуры и диаметр стержня, и может быть уменьшена при увеличении $\tau_{bd,m}$. Для уменьшения l_{an} (в целях экономии металла) следует ограничивать диаметр растянутой арматуры, повышать класс бетона и применять арматуру периодического профиля. Нормами проектирования значение сцепления не устанавливается, но даются рекомендации по конструированию, которые обеспечивают надежное сцепление арматуры с бетоном.

Анкеровка арматуры в бетоне. Анкеровка – это закрепление концов арматуры внутри бетона или на его поверхности, способное воспринять определенное усилие. Анкеровка может осуществляться либо силами сцепления, либо специальными анкерными устройствами на концевых участках, либо теми и другими совместно. Анкеровка арматуры периодического профиля обеспечивается силами сцепления. Анкерные устройства на концах такой арматуры применяют в редких случаях. Для гладкой круглой арматуры, наоборот, сцепление недостаточно, и устройство крюков на концах стержней или приварка поперечных стержней на концевых участках, как правило, обязательны. Ненапрягаемую арматуру периодического профиля заводят за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором она учитывается с полным расчетным сопротивлением, на длину зоны анкеровки

$$l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta \lambda_{an}) d \geq (15 \dots 20) d, \quad (2.12)$$

где $\Delta \lambda_{an}$ — коэффициент запаса; ω_{an} — коэффициент условий работы, $l_{an,min} = 20 \dots 25$ см. Формула (2.12) - эмпирическая.

Усадка бетона в железобетонных конструкциях. Стальная арматура вследствие сцепления ее с бетоном является внутренней связью, препятствующей свободной усадке бетона при твердении на воздухе и свободному набуханию бетона при твердении в воде. Стесненная деформация усадки бетона в железобетонном элементе приводит к возникновению начальных напряжений: растягивающих в бетоне, сжимающих в арматуре. При достаточно высоком содержании арматуры в бетоне элемента могут возникнуть усадочные трещины. Усадке бетона в статически неопределимых железобетонных конструкциях препятствуют лишние связи. В таких системах усадка рассматривается как внешнее воздействие (подобное температурному), вызывающее появление усилий в элементах. Средняя деформация усадки равна $15 \cdot 10^{-5}$, что равносильно понижению температуры на 15°C (так как коэффициент линейной температурной деформации $\alpha_{bt} \approx 1 \cdot 10^{-5}$). Это позволяет заменить расчет на действие усадки расчетом на температурное воздействие. Отрицательное влияние усадки в этом случае может быть снижено путем устройства деформационных швов, которые обычно совмещают с температурными и называют температурно-усадочными. В

предварительно напряженных элементах усадка бетона также оказывает отрицательное влияние, приводя к уменьшению предварительного напряжения в арматуре.

Ползучесть бетона в железобетонных конструкциях. Арматура в железобетонных конструкциях, являясь, как и при усадке, внутренней связью, препятствует свободной деформации ползучести в бетоне. Вследствие сцепления арматуры с бетоном при продолжительном действии нагрузки ползучесть приводит к перераспределению напряжений между арматурой и бетоном. С течением времени напряжения в бетоне уменьшаются, в арматуре элементов без предварительного напряжения возрастают. Этот процесс происходит непрерывно, пока деформации ползучести не достигнут своего предельного значения.

В зависимости от вида железобетонных конструкций и напряженного состояния ползучесть может оказывать положительное или отрицательное влияние на их работу. В коротких центрально сжатых элементах ползучесть оказывает положительное влияние, обеспечивая более полное использование прочностных свойств арматуры. В гибких сжатых элементах ползучесть вызывает увеличение начальных эксцентриситетов и снижение несущей способности. В изгибаемых элементах ползучесть приводит к увеличению прогибов, в предварительно напряженных железобетонных конструкциях – к потерям предварительного напряжения. В статически неопределимых системах ползучесть играет положительную роль, смягчая концентрацию напряжений и вызывая перераспределение усилий.

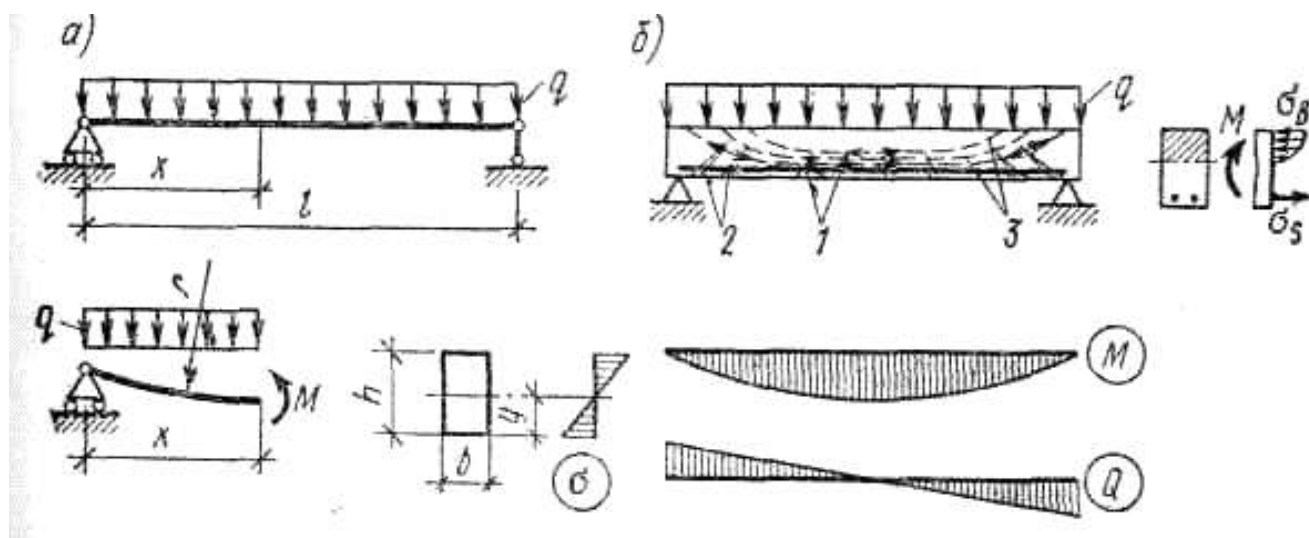
Коррозия железобетона и меры защиты от нее. Для обеспечения долговечности железобетонных конструкций необходимо принимать меры против развития коррозии бетона и арматуры. Коррозия бетона зависит от его прочности и плотности, свойств цемента и агрессивности среды. Коррозия арматуры вызывается недостаточным содержанием цемента или наличием в нем вредных добавок, чрезмерным раскрытием трещин, недостаточной толщиной защитного слоя. Коррозия арматуры может возникать независимо от коррозии бетона. Для уменьшения коррозии ограничивают агрессивность среды в процессе эксплуатации (отвод агрессивных вод, улучшение вентиляции помещений), применяют плотные бетоны на сульфатостойких и других специальных вяжущих, устраивают на поверхности бетона защитные покрытия, защитный слой необходимой толщины, ограничивают раскрытие трещин и т. д. При систематическом действии агрессивной среды производят расчет конструкций на это воздействие.

Защитный слой бетона. В железобетонных конструкциях арматуру следует располагать на некотором расстоянии от их наружной поверхности, чтобы вокруг нее образовался защитный слой. Защитный слой обеспечивает совместную работу арматуры с бетоном на стадиях изготовления, монтажа и эксплуатации конструкций, а также защиту арматуры от коррозии, высоких температур и других воздействий. При назначении толщины защитного слоя учитывают вид и размеры конструкции, условия эксплуатации, диаметр и назначение арматуры (рабочая, распределительная). Так, для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна быть не менее диаметра стержня и не менее: в плитах и стенках толщиной $h < 100$ мм — 10 мм; толщиной $h \geq 100$ мм, а также балках и ребрах с $h < 250$ мм — 15 мм; в балках и ребрах $h \geq 250$ мм и в колоннах — 20 мм; в блоках сборных фундаментов — 30 мм; для нижней арматуры монолитных фундаментов: при наличии бетонной подготовки — 35 мм, при ее отсутствии — 70 мм. Для поперечной и распределительной арматуры защитный слой должен быть при $h < 250$ мм — не менее 10 мм и при $h > 250$ мм — не менее 15 мм. Расстояние от концов продольной ненапрягаемой арматуры до торцов элементов должно быть 10...20 мм. Для конструкций, эксплуатируемых в агрессивных средах, при повышенной температуре или влажности толщина защитного слоя увеличивается на 10...20 мм. Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений должна составлять для арматуры классов А-IV, А-IIIв и канатов не менее $2d$ и для арматуры классов А-V, А-VI — не менее $3d$. Кроме того, эта величина на указанном участке должна быть для стержневой арматуры — не менее 40 мм и для канатов — не менее 20 мм.

2.2 Сущность работы железобетонных конструкций

Любая задача расчета конструкций имеет три стороны: статическую (или динамическую), геометрическую и физическую.

- Статическая (динамическая) сторона задачи заключается в установлении связи между внешними нагрузками, действующими на конструкцию, и внутренними усилиями в любом ее сечении, которая определяется условиями статического (динамического) равновесия. Поскольку внутренние усилия заранее неизвестны, приходится привлекать геометрические и физические соотношения.
- Геометрические соотношения связывают перемещения и деформации конструкции.
- Физические определяют закон, по которому напряжения зависят от деформаций.



1 – нормальные трещины; 2 – наклонные трещины;
3 – траектории главных растягивающих напряжений
Рисунок 2.10 – Напряженное состояние балок

Для конструкции из идеально упругого материала, например балки (рис. 2.10, а), справедливы известные из сопротивления материалов уравнения:

$$M=q(l-x)x/2 \quad (2.13)$$

$$\varepsilon=y/r \quad (2.14)$$

$$1/r=M/(EI) \quad (2.15)$$

Основанием для уравнения (2.14) является гипотеза плоских сечений, а соотношение (2.15) выражает закон Гука при изгибе. Последние две формулы дают возможность решить задачу расчета сечений: по известному изгибающему моменту M подобрать такое сечение балки, чтобы несущая способность ее была обеспечена, или же, если сечение балки известно, проверить, достаточно ли оно для того, чтобы конструкция не разрушилась.

Эксперименты показывают, что по мере увеличения нагрузки на железобетонную балку в ней могут возникать трещины по нормальным и наклонным к ее продольной оси сечениям (рис. 2.10, б). Причиной первых являются нормальные напряжения, вторых – главные растягивающие. Разрушение может произойти как от развития нормальных, так и наклонных трещин.

2.3 Стадии напряженно-деформированного состояния нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов

Вследствие значительного различия свойств бетона и арматуры напряженное состояние нормальных сечений железобетонного элемента при увеличении нагрузки изменяется. При этом различают три характерные стадии.

Стадия I (рис. 2.11, а). При малых нагрузках напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят упругий характер, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон – треугольные. С увеличением нагрузки в растянутом бетоне развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются, а затем становятся равными пределу прочности бетона при растяжении (стадия 1а). Это положено в основу расчета по образованию трещин. При дальнейшем увеличении нагрузки в сечении образуются трещины.

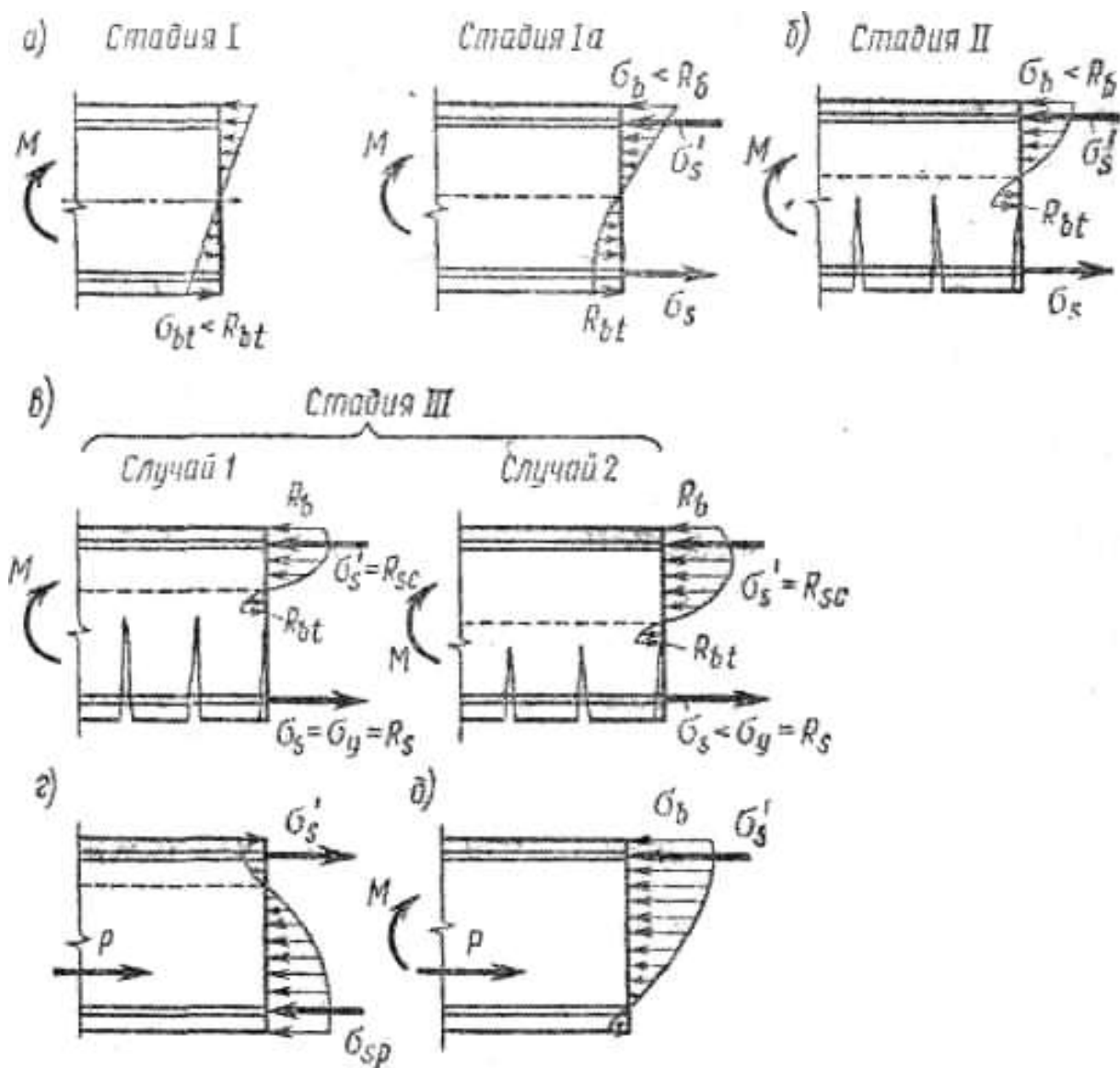
Стадия II (рис. 2.11, б). После появления трещин, растягивающие усилия в сечении с трещиной воспринимаются арматурой и бетоном над трещиной (ниже нейтральной оси). Между трещинами бетон в нижней зоне работает на растяжение и напряжения в арматуре уменьшаются по мере удаления от трещины. В сжатой зоне бетона развиваются неупругие деформации, и эпюра нормальных напряжений искривляется. Считается, что стадия II заканчивается, когда в растянутой арматуре достигнут предел текучести. По этой стадии, называемой эксплуатационной, производится расчет прогибов и ширины раскрытия трещин конструкций.

Стадия III (рис. 2.11, в). Это стадия разрушения. Опыты показывают, что характер разрушения зависит главным образом от количества и вида арматуры, при этом возможны два случая:

- случай 1 – разрушение начинается в момент, когда напряжения в растянутой арматуре достигают физического или условного предела текучести; с развитием пластических деформаций в арматуре раскрываются трещины, напряжения в бетоне сжатой зоны возрастают, и, наконец, происходит его разрушение; разрушение сечения элемента носит пластический характер;
- случай 2 – разрушение элемента происходит вследствие раздавливания бетона сжатой зоны, при этом напряжения в растянутой арматуре могут не достигать предела текучести и ее прочностные свойства используются не полностью. Такое разрушение носит хрупкий характер и, как правило, имеет место в сечениях с избыточным содержанием арматуры. Стадия III положена в основу расчета прочности.

Поскольку усилия от внешней нагрузки изменяются по пролету, сечения по длине элемента испытывают разные стадии напряженно-деформированного состояния. В предварительно напряженных элементах до приложения внешней нагрузки напрягаемая арматура обжимает все сечение или часть его (рис. 2.11, г). После приложения внешней нагрузки, сжимающие напряжения в нижней зоне уменьшаются и становятся равными нулю (рис. 2.11, д). При дальнейшем увеличении нагрузки возникают растягивающие напряжения и в предварительно напряженном элементе будут последовательно развиваться те же стадии напряженно-деформированного состояния, что и в элементе без предварительного напряжения.

Характер изменения напряженно-деформированного состояния сечений обычных железобетонных элементов в процессе нагружения был известен уже в начале нашего века. Однако теоретические основы, учитывающие его особенности, отсутствовали. Существовал лишь метод расчета по допускаемым напряжениям. Он и был принят первоначально для расчета железобетонных конструкций.



а...в — с ненапряженной; г, д — с предварительно напряженной арматурой

Рисунок 2.11 – Опытные эпюры напряжений в нормальных сечениях изгибаемого элемента

2.4 Принцип расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям

Под предельным понимают такое состояние конструкции, после достижения, которого дальнейшая эксплуатация становится невозможной вследствие потери способности сопротивляться внешним нагрузкам или получения недопустимых перемещений или местных повреждений. В соответствии с этим установлены две группы предельных состояний: первая – по несущей способности; вторая – по пригодности к нормальной эксплуатации.

- **Расчет по первой группе предельных состояний** выполняется с целью предотвращения разрушения конструкций (расчет по прочности), потери устойчивости формы конструкции (расчет на продольный изгиб) или ее положения (расчет на опрокидывание или скольжение), усталостного разрушения (расчет на выносливость). Расчет по первой группе предельных состояний является основным и используется при подборе сечений.

- **Расчет по второй группе предельных состояний** имеет цель не допустить развитие чрезмерных деформаций (прогибов), исключить возможность образования трещин в бетоне или

ограничить ширину их раскрытия, а также обеспечить в необходимых случаях закрытие трещин после снятия части нагрузки. Расчет по второй группе производится для тех конструкций, которые, будучи прочными, теряют свои эксплуатационные качества вследствие чрезмерных прогибов (балки, больших пролетов при относительно малой нагрузке), образования трещин (резервуары, напорные трубопроводы) или чрезмерного раскрытия трещин, приводящего к преждевременной коррозии арматуры.

Нагрузки, действующие на конструкцию, и прочностные характеристики материалов, из которых конструкция изготовлена, обладают изменчивостью и могут отличаться от средних значений. Поэтому для обеспечения того, чтобы за время нормальной эксплуатации сооружения не наступило ни одного из предельных состояний, вводится система расчетных коэффициентов, учитывающих возможные отклонения (в неблагоприятную сторону) различных факторов, влияющих на надежную работу конструкций:

- 1) коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , учитывающие изменчивость нагрузок или воздействий;
- 2) коэффициенты надежности по бетону γ_b и арматуре γ_s , учитывающие изменчивость их прочностных свойств;
- 3) коэффициенты надежности по назначению конструкции γ_n , учитывающие степень ответственности и капитальности зданий и сооружений;
- 4) коэффициенты условий работы γ_{bi} и γ_{si} , позволяющие оценить некоторые особенности работы материалов и конструкций в целом, которые не могут быть отражены в расчетах прямым путем.

Расчетные коэффициенты устанавливают на основе вероятностно-статистических методов. Они обеспечивают требуемую надежность работы конструкций для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации. Таким образом, основная идея метода расчета по предельным состояниям заключается в обеспечении условия, чтобы даже в тех редких случаях, когда на конструкцию действуют максимально возможные нагрузки, прочность бетона и арматуры минимальна, а условия эксплуатации наиболее неблагоприятны, конструкция не разрушилась и не получила бы недопустимых прогибов или трещин. При этом во многих случаях удается получать более экономичные решения, нежели при расчете ранее применявшимися методами.

Нагрузки и воздействия. При проектировании следует учитывать нагрузки, возникающие при возведении и эксплуатации сооружений, а также при изготовлении, хранении и перевозке строительных конструкций. В расчетах используют нормативные и расчетные значения нагрузок. Установленные нормами [2] наибольшие значения нагрузок, которые могут действовать на конструкцию при ее нормальной эксплуатации, называют нормативными. Фактическая нагрузка в силу разных обстоятельств может отличаться от нормативной в большую или меньшую сторону. Это отклонение учитывается коэффициентом надежности по нагрузке.

Расчет конструкций производится на расчетные нагрузки:

$$q = q_n \gamma_f, \quad (2.16)$$

где q_n — нормативная нагрузка; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, соответствующий рассматриваемому предельному состоянию.

При расчете по первой группе предельных состояний γ_f принимают: для постоянных нагрузок $\gamma_f = 1,1 \dots 1,3$; временных $\gamma_f = 1,2 \dots 1,6$, при расчете на устойчивость положения (опрокидывание, скольжение, всплытие), когда уменьшение веса конструкции ухудшает условия ее работы, принимают $\gamma_f < 1$. Расчет конструкций по второй группе предельных состояний, учитывая меньшую опасность их наступления, производят на расчетные нагрузки при $\gamma_f = 1$. Исключение составляют конструкции, относящиеся к I категории трещиностойкости, для которых $\gamma_f > 1$. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения могут быть постоянными и временными. Последние в зависимости от продолжительности действия подразделяются на длительные, кратко-

временные и особые.

К постоянным нагрузкам относятся вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих конструкций; вес и давление грунтов (насыпей, засыпок); воздействие предварительного напряжения. К временным длительным нагрузкам относятся: вес стационарного оборудования – станков, моторов, емкостей, конвейеров; вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование; нагрузка на перекрытия от складываемых материалов и стеллажей в складах, холодильниках, книгохранилищах, библиотеках и подсобных помещениях.

В тех случаях, когда требуется учитывать влияние длительности действия нагрузок на деформации и образование трещин, к длительным нагрузкам относится часть кратковременных. Это нагрузки от кранов с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана в каждом пролете на коэффициент: 0,5 – для групп режима работы кранов 4К-6К; 0,6 – для групп режима работы кранов 7К; 0,7 – для групп режима работы кранов 8К*; снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения на коэффициент 0,3 – для III снегового района, 0,5 – для IV района, 0,6 – для районов V, VI; нагрузки от людей, оборудования на перекрытия жилых и общественных зданий с пониженными нормативными значениями. Эти нагрузки отнесены к длительным вследствие того, что могут действовать в течение времени, достаточного, чтобы проявились деформации ползучести, увеличивающие прогиб и ширину раскрытия трещин.

К кратковременным нагрузкам относятся: нагрузки от веса людей, оборудования на перекрытия жилых и общественных зданий с полными нормативными значениями; нагрузки от кранов с полным нормативным значением; снеговые нагрузки с полным нормативным значением; ветровые нагрузки, а также нагрузки, возникающие при монтаже или ремонте конструкций.

Особые нагрузки возникают при сейсмических, взрывных или аварийных воздействиях. Здания и сооружения подвергаются одновременному действию различных нагрузок, поэтому расчет их должен выполняться с учетом наиболее неблагоприятного сочетания этих нагрузок или усилий, вызванных ими. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: основные сочетания, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; особые сочетания, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Временные нагрузки включаются в сочетания как длительные – при учете пониженного нормативного значения, как кратковременные – при учете полного нормативного значения. Вероятность одновременного появления наибольших нагрузок или усилий учитывается коэффициентами сочетаний ψ_1 и ψ_2 . Если в основное сочетание включается постоянная и только одна временная нагрузка (длительная и кратковременная), то коэффициенты сочетаний принимают равными 1, при учете двух и более временных нагрузок последние умножают на $\psi_1 = 0,95$ при длительных нагрузках и $\psi_1 = 0,9$ при кратковременных, так как считается маловероятным, чтобы они одновременно достигали наибольших расчетных значений.

При расчете конструкций на особое сочетание нагрузок, включающих взрывные воздействия, допускается не учитывать кратковременные нагрузки. Значения расчетных нагрузок должны умножаться также на коэффициент надежности по назначению конструкций, учитывающий степень ответственности и капитальности зданий и сооружений. Для сооружений I класса (объектов особо важного народнохозяйственного значения) $\gamma_n = 1$, для сооружений II класса (важные народнохозяйственные объекты) $\gamma_n = 0,95$, для сооружений III Класа (имеющих ограниченное народнохозяйственное значение) $\gamma_n = 0,9$, для временных сооружений со сроком службы до 5 лет $\gamma_n = 0,8$.

При расчете по I группе предельных состояний (несущей способности) должно выполняться условие:

$$F < F_u \quad (2.17)$$

Левая часть выражения (2.17) представляет собой расчетное усилие, равное практически возможному максимальному усилию в сечении элемента при невыгоднейшей комбинации расчетных нагрузок или воздействий; оно зависит от усилий, вызванных расчетными нагрузками q при $\gamma_f > 1$, коэффициентов сочетаний и коэффициентов надежности по назначению конструкций γ_n . Расчетное усилие F не должно превышать расчетную несущую способность сечения F_u , которая является функцией расчетных сопротивлений материалов и коэффициентов условий работы γ_{bi} , γ_{si} , учитывающих неблагоприятные или благоприятные условия эксплуатации конструкций, а также формы и размеры сечения.

При расчете по II группе предельных состояний:

- по перемещениям – требуется, чтобы прогибы от нормативной нагрузки f не превышали предельных значений прогибов f_u , установленных нормами для данного конструктивного элемента $f \leq f_u$. Значение f_u принимают по [1];
- по образованию трещин – усилие от расчетной или нормативной нагрузки должно быть меньше или равно усилию, при котором возникают трещины в сечении $F \leq F_{crs}$;
- по раскрытию нормальных и наклонных трещин – ширина их раскрытия на уровне растянутой арматуры должна быть меньше установленного нормами [1] предельного их раскрытия $a_{crs,u} \leq a_{crs,u} = 0,1...0,4$ мм.

В необходимых случаях требуется, чтобы трещины, образовавшиеся от полной нагрузки, были бы надежно закрыты (зажаты) при действии длительной ее части. В этих случаях производится расчет по закрытию трещин.

2.5 Особенности создания и расчета предварительно-напряженных конструкций

Метод расчета по предельным состояниям является общим и применяется как для обычных, так и для предварительно напряженных железобетонных конструкций. Однако последние обладают рядом особенностей, которые необходимо учитывать в расчетах.

Ранее указывалось, что низкая прочность бетона на растяжение и малая растяжимость являются его существенным недостатком, снижающим строительные качества железобетона. Поскольку предельная растяжимость бетона равна в среднем $\varepsilon_{btu} = 15 \cdot 10^{-5}$, трещины в бетоне могут возникнуть уже при напряжениях в арматуре $\sigma_s = \varepsilon_s E_s = 15 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^5 = 30$ МПа. С увеличением нагрузки трещины будут увеличиваться. В элементах, армированных сталями классов А-II, А-III, при эксплуатационных нагрузках $\sigma_s = 270...340$ МПа ширина раскрытия трещин не превышает допустимой ($a_{crs,u} \leq 0,3...0,4$ мм). При применении же высокопрочной арматуры ($\sigma_{s,ser} \geq 500$ МПа) ширина раскрытия трещин будет существенно превышать допустимую.

Применение растянутой высокопрочной арматуры оказывается возможным лишь в предварительно напряженных конструкциях, в которых трещины образуются при значительно более высоких нагрузках, а ширина их раскрытия, как правило, не превышает допустимых пределов. При этом полностью используются прочностные свойства этой арматуры.

Применение предварительного напряжения стало одним из основных направлений совершенствования железобетонных конструкций. Оно позволяет:

- существенно уменьшить расход стали за счет использования арматуры высокой прочности;
- повысить трещиностойкость конструкций; увеличить жесткость, уменьшить прогибы;
- повысить выносливость конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющихся нагрузок (от кранов, автотранспорта и т.п.);
- увеличить срок службы конструкций при эксплуатации в агрессивных средах;
- уменьшить расход бетона и снизить массу конструкций;

- расширить область применения железобетона, заменив им дефицитные сталь и дерево в таких конструкциях, как напорные трубопроводы, резервуары, шпалы и т. п.

2.5.1 Способы создания предварительного напряжения

Существуют две принципиальные схемы создания предварительного напряжения в железобетонных конструкциях: путем предварительного натяжения арматуры на упоры формы или стенда и натяжения ее на затвердевший бетон (забетонированную конструкцию).

Натяжение на упоры применяют в конструкциях малых и средних пролетов, изготавливаемых в заводских условиях. Арматуру укладывают в форму до бетонирования и после натяжения до заданного значения напряжения закрепляют на упорах (рис. 2.12, а). Затем элемент бетонируют. Когда бетон достигает необходимой передаточной прочности R_{bp} , арматуру освобождают с упоров. Стремясь восстановить свою первоначальную длину, арматура обжимает бетон, поскольку имеет с ним надежное сцепление (рис. 2.12, б).

Натяжение на бетон применяют главным образом для большепролетных конструкций (ферм, мостов и т. п.). В этом случае изготавливают бетонный или малоармированный элемент, в котором устраивают каналы или пазы для размещения напрягаемой арматуры (рис. 2.12, в). Каналы имеют размеры на 5...15 мм больше диаметра арматуры и создаются путем укладки гофрированных стальных тонкостенных трубок, оставляемых в теле конструкции, или с помощью каналобразователей, извлекаемых из свежесуложенного бетона. Затем арматуру натягивают до заданного напряжения (рис. 2.12, г) и закрепляют на торцах конструкции. В процессе натяжения арматуры происходит обжатие бетона. После этого канал заполняют цементным или цементно-песчаным раствором под давлением (инъецируют). Арматура может располагаться и с внешней стороны элемента (кольцевая арматура трубопроводов, резервуаров). В этом случае после натяжения арматуры поверх ее наносят слой бетона под давлением (торкрет-бетона).

Натяжение арматуры на упоры производится механическим, электротермическим и электротермомеханическим способами, а на бетон, как правило, механическим способом.

Для натяжения механическим способом применяют гидравлические и винтовые домкраты, намоточные машины и др.

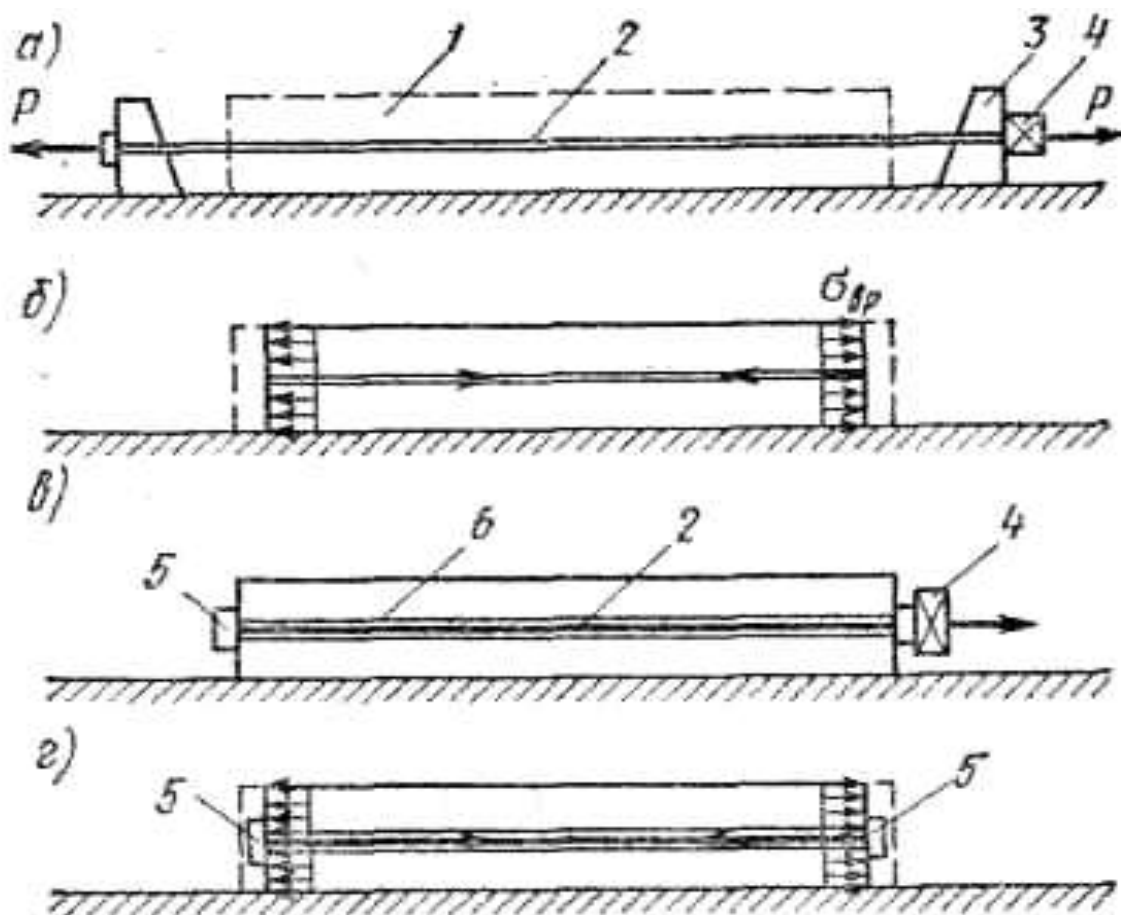
Сущность электротермического способа натяжения арматуры заключается в том, что стержневую или проволочную арматуру, снабженную по концам ограничителями, установленными на определенном расстоянии друг от друга, разогревают током до 300...350°C, в результате чего она удлиняется. Нагретые стержни укладывают в форму таким образом, чтобы ограничители оказались заведенными за упоры формы. Упоры препятствуют укорочению стержней при остывании, благодаря чему в стержнях возникают заданные растягивающие напряжения. После укладки и твердения бетона арматуру отпускают с упоров и вследствие ее укорочения происходит обжатие бетона конструкции.

Электротермомеханический способ натяжения представляет сочетание электротермического и механического способов.

В последние годы для создания предварительного натяжения в конструкциях начинают успешно применять бетоны на специальных напрягающих цементах (НЦ). Бетон на таком цементе при твердении увеличивается в объеме и вследствие сцепления с арматурой растягивает ее. Так как арматура препятствует свободному расширению бетона, в нем возникают сжимающие напряжения. Такие конструкции называют самонапряженными. Применение напрягающего цемента позволяет отказаться от приспособлений для натяжения арматуры.

Напрягаемую арматуру можно располагать в элементе в двух и даже в трех направлениях, тогда создается соответственно двухосное или трехосное предварительное напряжение.

При назначении передаточной прочности R_{bp} должны быть приняты во внимание два обстоятельства: с одной стороны, желательна более ранняя передача усилия с арматуры на бетон в целях повышения производительности заводов ЖБИ и улучшения использования производственных площадей; с другой стороны, высокий уровень обжатия при низкой передаточной прочности приведет к значительным деформациям ползучести и потерям предварительного напряжения в арматуре. Учитывая эти обстоятельства, нормы рекомендуют назначать передаточную прочность не ниже 11 МПа, а при арматуре классов А-VI, К-7, К-19, В-II, Вр-II — не менее 15,5 МПа. Кроме того, величина R_{bp} должна быть не менее 50 % от принятого класса бетона.



1 – форма; 2 – арматура; 3 – упор; 4 – домкрат; 5 – анкер; 6 – канал

Рисунок 2.12 – Схемы создания предварительного напряжения

2.5.2 Потери предварительного напряжения

Опыты показывают, что начальное предварительное напряжение арматуры не остается постоянным, с течением времени оно уменьшается вследствие потерь, обусловленных физико-механическими свойствами материалов, технологией изготовления и конструкцией элементов. Различают следующие виды потерь предварительного напряжения [1]:

1. Потери σ_1 от релаксации напряжений происходят в натянутой на упоры арматуре при неизменной ее длине. Эти потери зависят от вида арматуры и способа натяжения. Например, в стержневой арматуре при механическом способе натяжения $\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20$, при электротермическом и электротермомеханическом $\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}$.

2. Потери σ_2 от температурного перепада происходят при изготовлении предварительно напряженных элементов с натяжением на упоры в результате тепловой обработки железобетонных изделий, вследствие чего напрягаемая арматура стремится увеличить свою длину. Поскольку расстояние между упорами остается неизменным, это ведет к снижению напряжений (МПа) в арматуре $\sigma_2 = 1,25 \Delta t$ для бетонов классов ниже В40, $\sigma_2 = 1,0 \Delta t$ для бетонов классов В45 и выше, где Δt – разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилия натяжения; при отсутствии фактических принимают $\Delta t = 65^\circ\text{C}$.

3. Потери σ_3 от деформаций анкеров, расположенных у натяжных устройств, вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок, смещения стержней в зажимах $\sigma_3 = E_s \Delta l / l$, где $\Delta l = 2$ мм – при обжатии опрессованных шайб или смятии высаженных головок; l – расстояние между точками закрепления натягиваемого стержня, мм. При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформаций анкеров в расчете не принимают во внимание, так как они учтены при определении удлинения арматуры при разогреве.

4. Потери σ_4 напряжений в арматуре от трения ее о стенки каналов или поверхность конструкций (при натяжении на бетон), об огибающие приспособления (при натяжении на упоры).

5. Потери σ_5 от деформации стальных форм зависят от конструкции, длины формы и т. п. При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы принимают $\sigma_5 = 30$ МПа.

6. Потери σ_6 от быстронатекающей ползучести развиваются в процессе обжатия бетона напрягаемой арматурой. Величина этих потерь зависит от прочности бетона к моменту обжатия, уровня напряжений (соотношений σ_{bp}/R_{bp}) и условий твердения.

При естественном твердении бетона:

$$\begin{aligned}\sigma_6 &= 40\sigma_{bp}/R_{bp} \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq \alpha; \\ \sigma_6 &= 40\alpha + 85\beta (\sigma_{bp}/R_{bp} - \alpha) \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} > \alpha,\end{aligned}$$

где α и β — коэффициенты, определяемые по формулам $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} \leq 0,8$; $\beta = 5,25 - 0,185 R_{bp}$ ($1,1 \leq \beta \leq 2,5$); σ_{bp} — напряжения обжатия в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, указанные значения σ_6 снижаются на 15 %.

7. Потери σ_7 от релаксации напряжений в арматуре при натяжении ее на бетон принимают такими же, как и при натяжении на упоры σ_1 .

8. Потери σ_8 от усадки бетона связаны с укорочением элемента и зависят от вида и класса бетона, условий твердения и способа натяжения арматуры. Для тяжелых бетонов естественного твердения классов В35 и ниже, В40 и В45 и выше потери от усадки будут соответственно: при натяжении на упоры — $\sigma_8 = 40, 50, 60$ МПа, а при натяжении на бетон — $\sigma_8 = 30, 35, 40$ МПа. Меньшие потери от усадки при натяжении на бетон приняты вследствие того, что бетон к моменту об-

жания в этом случае имеет, как правило, более зрелый возраст. При повышении класса бетона увеличивается расход вяжущего, что вызывает рост усадочных деформаций и потерь предварительного напряжения. При тепловой обработке потери σ_8 будут меньше, а для бетона на пористых заполнителях – больше указанных значений.

9. Потери σ_9 от ползучести бетона обусловлены укорочением элемента от длительно действующей силы предварительного обжатия и зависят от вида бетона, условий его твердения, напряжений в бетоне.

Если $\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75$, то бетон испытывает линейную ползучесть. Тогда

$$\sigma_9 = 150\alpha\sigma_{bp}/R_{bp}.$$

Если $\sigma_{bp} / R_{bp} > 0,75$, то имеет место нелинейная ползучесть

$$\sigma_9 = 300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,5),$$

где $\alpha = 1$ для тяжелого бетона естественного твердения, $\alpha = 0,85$ для бетона, подвергнутого тепловой обработке.

10. Потери σ_{10} от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры учитывают только в элементах с натяжением ее на бетон путем навивки (в трубах, резервуарах наружным диаметром d_{ext} до 300 см):

$$\sigma_{10} = 70 - 0,22d_{ext}.$$

11. Потери σ_{11} от обжатия швов между отдельными блоками составной конструкции (при натяжении на бетон) вычисляют по формуле

$$\sigma_{11} = n\Delta l E_s / l,$$

где n — число швов по длине натягиваемой арматуры; Δl — деформация швов, равная 0,3 мм на каждый шов, заполненный бетоном, и 0,5 мм при стыковании насухо; l — длина натягиваемой арматуры, мм.

Потери предварительного натяжения от усадки σ_8 и ползучести σ_9 бетона зависят от времени твердения и влажности среды. Если известен срок загрузки конструкции, то потери σ_8 и σ_9 умножают на коэффициент φ_1 :

$$\varphi_1 = 4t/(100 + 3t) \leq 1, \quad (2.18)$$

где t — время, отсчитываемое со дня окончания бетонирования элемента (для σ_8) или со дня обжатия бетона (для σ_9), до момента загрузки, сут. При расчете железобетонных конструкций различают первые потери σ_{loss1} , происходящие до и во время обжатия бетона арматурой, и вторые потери σ_{loss2} , происходящие после обжатия.

При натяжении арматуры на упоры

$$\begin{aligned} \sigma_{loss1} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6; \\ \sigma_{loss2} &= \sigma_8 + \sigma_9. \end{aligned} \quad (2.19)$$

При натяжении арматуры на бетон

$$\sigma_{loss1} = \sigma_3 + \sigma_4; \quad \sigma_{loss2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}.$$

Суммарные потери $\sigma_{loss} = \sigma_{loss1} + \sigma_{loss2}$ могут достигать 200...300 МПа и более. Согласно нормам их принимают не менее 100 МПа.

2.5.3 Анкеровка напрягаемой арматуры

При изготовлении напряженных железобетонных элементов закрепление арматуры на упорах производят (в зависимости от вида арматуры) посредством инвентарных цанговых, клиновых захватов, высаженных головок, обжимных муфт или шайб, приваренных коротышей (см. рис. 2.13-а...в). После приобретения бетоном требуемой прочности предварительно напряженную арматуру освобождают от закрепления на упорах. Вследствие проявления сил упругости и сцепления с бетоном она обжимает конструкцию (рис. 2.13-а). На концах изделий на длине l_p (рис. 2.13-в) возникают зоны передачи усилий. При небольшой прочности бетона и значительных напряжениях арматура может проскользнуть из-за нарушения сцепления или раскола торца элемента, в результате чего эффект предварительного напряжения может быть утерян. В связи с этим должны быть предусмотрены мероприятия, исключающие нарушение сцепления и обеспечивающие совместную работу арматуры с бетоном. Одним из наиболее часто используемых на практике эффективных методов может быть устройство постоянных анкеров на арматуре в бетоне приопорной зоны элементов.

В элементах с напрягаемой на упоры стержневой арматурой периодического профиля и канатами сцепление арматуры с бетоном оказывается достаточным для восприятия показанных на рис. 2.13-б усилий. Устройства постоянных анкеров в этом случае не требуется. Гладкая круглая проволока класса В-II должна закрепляться в бетоне с помощью специальных анкеров — колец с коротышами и т. п. Устройство анкеров на торцах элемента всегда необходимо при натяжении арматуры на бетон. Конструкции анкеров зависят от вида арматуры и типа натяжных устройств.

Для стержневой арматуры анкерами могут служить гайки, навинчиваемые на нарезные концы стержня, высаженные на одном из концов головки, а для проволочной арматуры — анкера стаканного типа или металлические шайбы с запрессованной стальной пробкой (рис. 2.13-г).

Для предотвращения продольных трещин, раскола и нарушения сцепления приопорные участки элемента усиливают путем увеличения их поперечного сечения, устройства поперечной и косвенной арматуры, охватывающей все продольные стержни (рис. 2.13-д), а также повышением класса бетона.

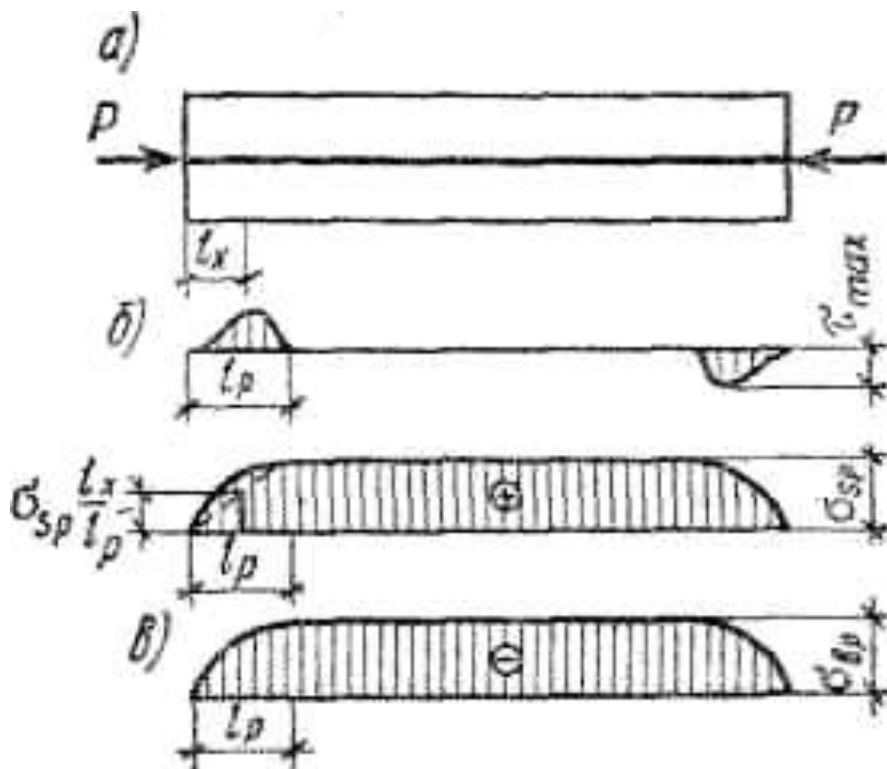
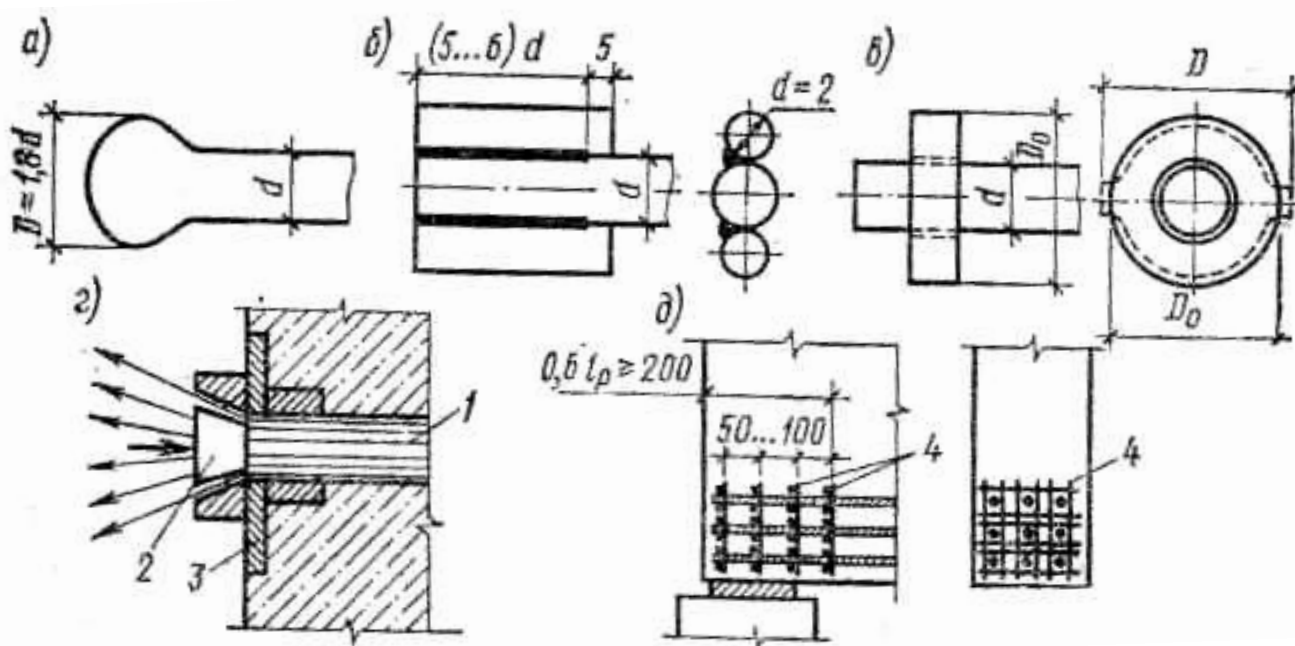


Рисунок 2.13 – Распределение по длине элемента напряжений в арматуре и бетоне



а – высаженная головка; б – приваренные коротыши; в – обжатая шайба; г – анкер с запрессованной пробкой; д – усиление торца элемента косвенной арматурой; 1 – пучок; 2 – коническая пробка; 3 – распределительный лист; 4 – сетки косвенного армирования

Рисунок 2.13 – Конструкции анкеров

Длина зоны передачи напряжений с арматуры на бетон l_p зависит от диаметра арматуры d , усилия предварительного напряжения σ_{sp} , прочности бетона к моменту обжатия R_{bp} :

$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp} + \Delta \lambda_p) d, \quad (2.20)$$

где ω_p , $\Delta \lambda_p$ — экспериментальные коэффициенты, зависящие от вида арматуры. Для стержневой арматуры $l_p \geq 15 d$.

Анкеровка арматуры в элементе с напряжением на упоры может быть нарушена не только в стадии обжатия бетона, но и вследствие образования трещин от эксплуатационных нагрузок, так как арматура на длине l_p работает с пониженным расчетным сопротивлением, принимаемым равным $\sigma_{sp} l_x / l_p$ (см. рис. 2.13-б). Поэтому нормы требуют производить проверку прочности и трещиностойкости концевых участков элементов также для стадии эксплуатации.

2.5.4 Назначение величины предварительного натяжения

Предварительное натяжение назначают в зависимости от вида стали, способа натяжения и т. п. Обычно, чем выше предварительное напряжение арматуры, тем больше его положительное влияние на работу конструкций. Однако при этом должна быть исключена возможность развития микротрещин и разрушения бетона усилием обжатия. Максимальное предварительное напряжение арматуры ограничено опасностью ее обрыва и возможным развитием неупругих деформаций. Вместе с тем значение предварительного натяжения не должно быть слишком низким, поскольку при малом обжатии бетона эффект предварительного напряжения невысок и будет утрачен с течением времени вследствие потерь предварительного напряжения в арматуре, что вызовет чрезмерное раскрытие трещин.

В связи с этим на основании опыта изготовления и эксплуатации конструкций нормы рекомендуют назначать предварительное напряжение стержневой и проволочной арматуры σ_{sp} в следующих пределах:

$$\sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p \text{ и } \sigma_{sp} \geq 0,3 R_{s,ser} + p$$

где p – допустимое отклонение предварительного напряжения арматуры, принимаемое: при механическом способе натяжения $0,05 \sigma_{sp}$; при электротермическом $30 + 360/l$, МПа; l – длина стержня, м.

Начальное напряжение в арматуре рекомендуется назначить таким, чтобы сжимающие напряжения в бетоне от обжатия σ_{bp} не превышали $(0,85...0,95) R_{bp}$ – когда напряжения обжатия уменьшаются при действии внешней нагрузки, и $(0,65...0,70) R_{bp}$ – когда напряжения обжатия увеличиваются при действии внешней нагрузки. При более высоком обжатии бетона значительно возрастают деформации ползучести, что приводит к большим потерям предварительного напряжения.

Вследствие погрешностей, вызванных различными производственными факторами, фактическое предварительное напряжение может отличаться от расчетного σ_{sp} . Это учитывается с помощью коэффициента точности натяжения

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}; \quad \Delta\gamma_{sp} \geq 0,1 \quad (2.21)$$

Коэффициент γ_{sp} зависит от величины и способа натяжения, числа напрягаемых стержней и других факторов. Знак «+» принимают, когда увеличение усилия обжатия сверх проектного неблагоприятно сказывается на работе конструкции (при расчете прочности в стадии обжатия и т. п.), знак «–» – когда снижение предварительного напряжения отрицательно влияет на работу конструкций (например, при расчете по закрытию трещин).

2.5.5 Анализ напряженного состояния предварительно-напряженных железобетонных элементов

Характер изменения напряженного состояния в нормальном сечении изгибаемого элемента, предварительное напряжение в котором создается путем натяжения арматуры на упоры рассматриваются следующим состояниям:

Состояние 1 (рис. 2.14-а). В зоне элемента, растянутой от внешней нагрузки, располагается напрягаемая арматура с площадью сечения A_{sp} , а в сжатой – напрягаемая арматура с площадью сечения A'_{sp} , причем $A_{sp} > A'_{sp}$. Нижняя и верхняя арматуры натягиваются с напряжением σ_{sp} и σ'_{sp} и закрепляются на упорах.

Состояние 2 (рис. 2.14-б). Во время укладки и твердения бетона предварительные напряжения в арматуре уменьшаются вследствие потерь за счет обжатия анкеров, деформации упоров, релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада (при пропаривании изделия).

Состояние 3 (рис. 2.14-в). После приобретения бетоном передаточной прочности R_{bp} арматуру освобождают с упоров, и она, стремясь укоротиться, обжимает элемент. В зависимости от места приложения равнодействующей усилий от предварительного обжатия все сечение может быть сжато или частично растянуто в верхней зоне. В процессе обжатия элемента в бетоне проявятся деформации быстронатекающей ползучести σ_b , которые приведут к увеличению потерь. Кроме того, в арматуре произойдет снижение напряжений за счет упругого обжатия бетона. Из условий совместной деформации арматуры и бетона $\epsilon_s = \epsilon_b$ (где $\epsilon_b = \sigma_{bp}/E_b$; $\epsilon_s = \sigma_s/E_s$; σ_{bp} – напряжение в бетоне от сил обжатия), снижение напряжений в арматуре будет $\Delta\sigma_s = E_s \sigma_{bp}/E_b = \alpha\sigma_{bp}$. Напряжения в арматуре в конце обжатия элемента составят $\sigma_{sp} - \sigma_{loss1} - \alpha\sigma_{bp}$ и $\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss1} - \alpha\sigma'_{bp}$. В случае несимметричного армирования ($A_{sp} > A'_{sp}$) и внецентренного обжатия элемент получит выгиб.

Состояние 4 (рис. 2.14-г). С течением времени вследствие проявления усадки и ползучести бетона арматура после укорочения элемента продолжает терять предварительное напряжение, т.е. происходят вторые потери σ_{loss2} . Упругие напряжения в бетоне также снижаются и достигают σ_{bp1} . С учетом всех потерь и упругого обжатия бетона установившиеся напряжения в напряженной арматуре составят $\sigma_{sp} - \sigma_{loss1} - \sigma_{loss2} - \alpha\sigma_{bp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loss} - \alpha\sigma_{bp1}$; $\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss} - \alpha\sigma'_{bp1}$.

Состояния 1...4 имеют место до загрузки элемента. После приложения внешней нагрузки изгибающий момент создает двучленную эпюру напряжений, сжатие со стороны арматуры A'_{sp} и растяжение со стороны арматуры A_{sp} . Эти напряжения суммируются с напряжениями от предварительного обжатия, вследствие чего со стороны арматуры A'_{sp} сжимающие напряжения в бетоне увеличиваются, а со стороны A_{sp} уменьшаются.

Состояние 5 (рис. 2.14-д). При некоторых значениях внешней нагрузки напряжения предварительного обжатия в бетоне на уровне арматуры A_{sp} достигнут нуля, а напряжения в арматуре A'_{sp} при этом возрастут и будут равны $\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss}$. В дальнейшем работа элемента будет характеризоваться тремя стадиями, аналогичными тем, которые претерпевает изгибаемый элемент без предварительного напряжения.

Состояние 6 (рис. 2.14-е). При увеличении нагрузки напряжение крайнего волокна бетона растянутой зоны достигнет $R_{bt,ser}$ (стадия 1а), а деформации его увеличатся на $\epsilon_{bt} = R_{bt,ser}/E_{bt,pl} = 2R_{bt,ser}/E_b$. Вследствие совместности деформаций ($\epsilon_s = \epsilon_{bt}$) напряжения в арматуре A'_{sp} возрастут на $\Delta\sigma_s = \Delta\epsilon_s E_s = 2\alpha R_b$ и будут равны $\sigma'_{sp} - \sigma'_{loss} + 2\alpha R_{bt,ser}$.

Таким образом, в предварительно напряженных сечениях при изгибе (как и при растяжении) перед образованием трещин напряжение в арматуре больше, чем в обычных железобетонных сечениях, на $(\sigma_{sp} - \sigma_{loss})$. Этим и объясняется повышенная трещиностойкость предварительно напряженных железобетонных конструкций.

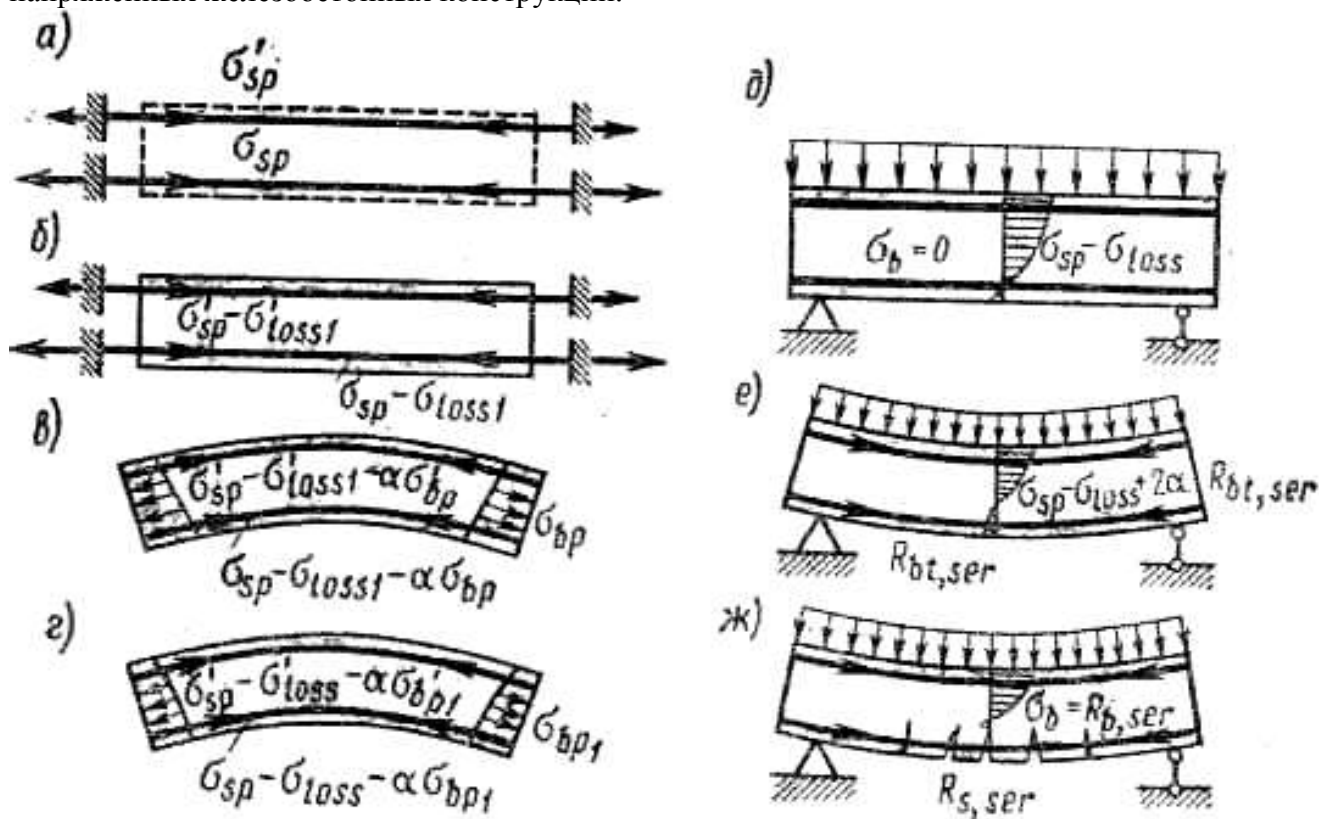


Рисунок 2.14 – Напряженное состояние предварительно напряженного изгибаемого элемента

Состояние 7 (рис. 2.14-ж). Образуются трещины в растянутой зоне (стадия II), все растягивающие усилия в сечении с трещиной воспримутся арматурой A_{sp} , при этом соответственно

возрастут напряжения в бетоне сжатой зоны.

Состояние 8 (рис. 2.14-ж). При достижении растянутой арматурой A_{sp} предельных напряжений $R_{s,ser}$, а в сжатом бетоне – $R_{b,ser}$ наступит разрушение элемента (стадия III).

Таким образом, предварительное напряжение практически не оказывает влияния на несущую способность элементов. При натяжении арматуры на бетон общая картина изменения напряженного состояния поперечных сечений элемента аналогична рассмотренной. Некоторое отличие состоит в значении напряжений, контролируемых при натяжении арматуры, определении потерь предварительного напряжения и последовательности их проявления.

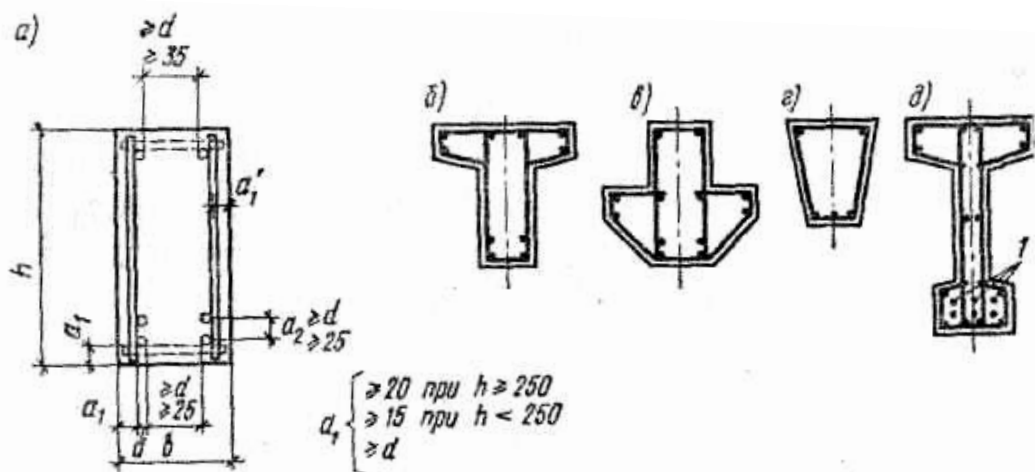
2.6 Расчет прочности изгибаемых элементов

2.6.1 Виды изгибаемых элементов и их конструктивные особенности

Изгибаемые железобетонные элементы применяют в виде плит и балок, которые могут быть самостоятельными конструкциями или входить в состав сложных конструкций и сооружений (ребристые перекрытия, элементы каркасов сооружений и т. п.)

- Плитой называют конструкцию, имеющую малую толщину плит назначают возможно меньшей, так как расход бетона на эти конструкции составляет значительную долю его общего расхода на сооружение. Наименьшая толщина плиты должна удовлетворять требованиям прочности и жесткости. Толщину монолитных плит принимают кратной 10 мм, но не менее: для покрытий – 40 мм, для междуэтажных перекрытий гражданских и промышленных зданий – соответственно 50 и 60 мм. Минимальная толщина сборных плит – 25...35 мм. Армируют плиты сварными сетками. Сетки располагают в соответствии с эпюрой изгибающих моментов со стороны растянутых волокон. Стержни рабочей арматуры принимают диаметром 3...12 мм, располагая их на участке с максимальным моментом, шагом 100...200 мм, на остальных участках плиты шаг должен быть не более 400 мм. Распределительные стержни, образующие совместно с рабочими стержнями сетку, обеспечивают правильное положение их при бетонировании, воспринимают не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона и изменения температуры, а при действии местных нагрузок распределяют их на большую площадь. Распределительные стержни имеют диаметр 3...8 мм, шаг 250...350 мм, площадь поперечного сечения не менее 10 % от сечения рабочей арматуры. Армирование плит вязаными сетками применяют редко: при сложной конфигурации в плане, большом числе отверстий.

- Балкой называют конструкцию, у которой размеры поперечного сечения h и b значительно меньше ее пролета l .



1 – напрягаемая арматура

Рисунок 2.15 – Формы поперечных сечений балок и схемы армирования:

Поперечные сечения железобетонных балок без предварительного натяжения арматуры обычно бывают прямоугольные, тавровые (с полкой внизу или сверху), трапециевидные (рис. 2.15-а...г) и др. Характерными сечениями предварительно напряженных балок являются тавровое, двутавровое (рис. 2.15-д) и др. Высота балок изменяется в широких пределах и в зависимости от нагрузок и назначения конструкции составляет $\frac{1}{8} \dots \frac{1}{15}$ пролета. В предварительно напряженных балках она может быть уменьшена до $\frac{1}{25}$ пролета. В целях типизации элементов высоту сечения h назначают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм при большей высоте. Ширину балок назначают $(0,3 \dots 0,5)h$. Армирование балок выполняют продольными рабочими стержнями, поперечной арматурой и монтажными стержнями, соединенными между собой в сварные (реже вязаные) каркасы. Продольную рабочую арматуру в балках (как и в плитах) укладывают в растянутых зонах согласно эпюре изгибающих моментов. Размещают арматуру в один или два ряда по высоте сечения с такими зазорами, которые позволили бы провести плотную укладку бетона и обеспечили надежное сцепление арматуры с бетоном. Требуемые размеры этих зазоров и защитных слоев показаны на рис. 2.15-а. Для продольной ненапрягаемой арматуры обычно применяют стержни диаметром 12...32 мм. Арматура диаметром более 32 мм вызывает трудности при производстве работ и используется реже.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры должна быть не менее 0,05% от площади сечения бетона. При недостаточной прочности бетона сжатой зоны, а также при действии в сечении моментов двух знаков рабочую арматуру устанавливают и в сжатой зоне (рис. 2.17-д). Монтажную арматуру принимают диаметром 10...12 мм.

Прямоугольные и тавровые сечения шириной ребра 150 мм и менее можно армировать одним плоским сварным каркасом. При ширине балок более 150 мм устанавливают два или больше каркасов, которые объединяются в пространственные путем приварки поперечных соединительных стержней диаметром 5...6 мм через 1...1,5 м. Поперечную арматуру ставят для восприятия главных растягивающих напряжений, действующих в наклонных сечениях. Такой арматурой являются хомуты, иногда отгибы, устраиваемые обычно под углом 45° . Количество поперечной арматуры, ее диаметр и расстояние между стержнями определяют расчетом и конструктивными требованиями.

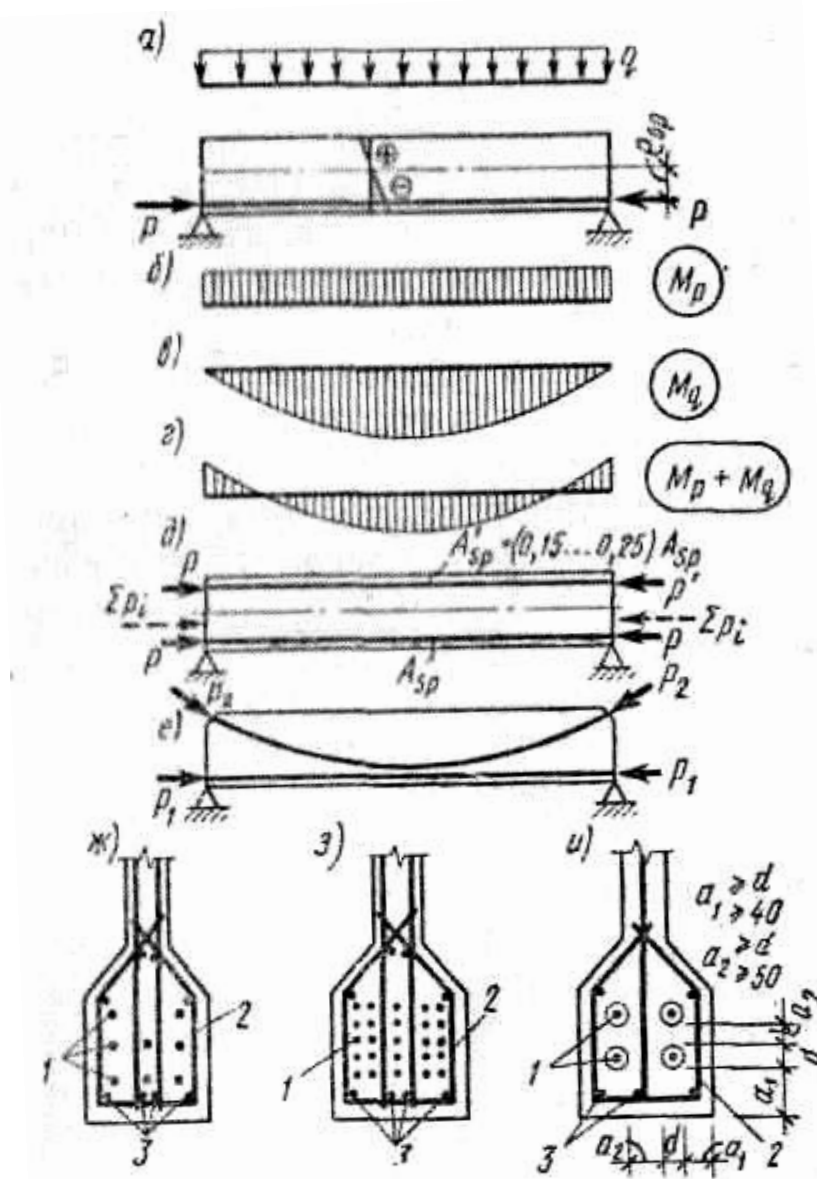
При высоте балок более 700 мм у боковых граней ставят дополнительные продольные стержни на расстояниях (по высоте) не более 400 мм. Эти стержни служат для восприятия усилий от усадки бетона, температурных деформаций, а также они сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях. Предварительно напряженная арматура не входит в состав каркасов и размещается в соответствии с эпюрами моментов и поперечных сил. В однопролетных балках небольшой высоты предварительно напряженную арматуру обычно располагают в растянутой зоне прямолинейно по всей длине элемента (рис. 2.16-а). От внецентренно приложенной силы предварительного обжатия балка выгибается и в верхних волокнах появляются растягивающие напряжения по всей длине балки (рис. 2.16-б). При действии эксплуатационных нагрузок в верхней зоне возникают сжимающие напряжения (рис. 2.16-в). Суммируя эпюры напряжений (рис. 2.16-г), получают, что в верхних волокнах балки вблизи опор остаются растягивающие напряжения, которые могут вызвать образование трещин. Для погашения этих напряжений в балках иногда укладывают верхнюю арматуру A'_{sp} в количестве 15...25 % от нижней (рис. 2.16-д). В балках большой высоты часть напрягаемой арматуры располагают прямолинейно, а часть отгибают вверх (рис. 2.16-е). Это снижает растягивающие напряжения в верхних волокнах бетона вблизи опор и улучшает работу балки на главные растягивающие напряжения.

Для предварительно напряженных изгибаемых элементов характерны сечения с развитыми растянутой и сжатой зонами (двутавровые, тавровые). Сжатая полка развивается из условия прочности элементов под нагрузкой, обеспечения устойчивости верхнего пояса и опирания настила, растянутая — из условий размещения арматуры и обеспечения прочности сечения при обжатии. В предварительно напряженных элементах (рис. 2.16-ж...и) помимо напрягаемой арматуры укладывают и ненапрягаемую (расчетную и конструктивную), располагая ее ближе к поверхности

элемента так, чтобы поперечная арматура охватывала всю продольную арматуру.

Особое значение в предварительно напряженных балках имеет конструирование концов элементов. Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон, в результате чего возникают местные напряжения. Для обеспечения надежной анкеровки напрягаемой арматуры и с целью ограничения развития возможных (радиальных) трещин вдоль этой арматуры производят усиление концов элемента путем установки сварных сеток со стержнями $d \geq 4$ мм, охватывающих все продольные стержни, дополнительных хомутов $d \geq 5$ мм с шагом 50...100 мм, располагаемых на участке не менее $0,6 l_p$, где l_p — определяется по формуле 2.20.

В последние годы при проектировании изгибаемых элементов находит все более широкое применение смешанное армирование, представляющее сочетание ненапрягаемой и напрягаемой рабочей арматуры при разной величине предварительного напряжения. При использовании этого типа армирования представляется возможным расположить продольную рабочую арматуру в соответствии с эпюрой моментов и, оборвав часть или всю ненапрягаемую арматуру (оставив предварительно напряженную), получить экономию металла.



1 — напрягаемая арматура; 2 — хомуты; 3 — ненапрягаемая продольная арматура
Рисунок 2.16 — Схемы армирования балок предварительно напряженной арматурой (а...е),
размещение напрягаемой арматуры в растянутой зоне балок (ж...и):

В изгибаемых элементах может быть также использована несущая (жесткая) арматура. При расположении этой арматуры ниже нейтральной оси сечения для обеспечения совместной работы с бетоном устраивают поперечные связи в виде хомутов или специальных анкерных стержней. Если нейтральная ось пересекает стенку высокого профиля жесткой арматуры, то совместная работа ее с бетоном обеспечивается без дополнительных поперечных стержней. Для уменьшения раскрытия трещин в обоих случаях устанавливают продольные стержни диаметром 8...10 мм.

2.6.2 Расчет прочности по нормальным сечениям

Элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой. Расчет изгибаемых элементов по нормальным сечениям производится по стадии III напряженно-деформированного состояния. Для получения расчетных зависимостей проведем в балке (рис. 2.17-а) сечение, отбросим правую часть и заменим ее действие внутренними силами. Так как действительные законы распределения напряжений по сечению достаточно сложны, то принимают упрощающие предпосылки:

- 1) напряжения в бетоне в предельном состоянии принимают равными расчетному сопротивлению R_b ;
- 2) действительная криволинейная эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны заменяется прямоугольной; применение такой эпюры в качестве расчетной приводит к погрешностям, не превышающим 2...8%, но позволяет упростить расчетные зависимости;
- 3) усилиями, воспринимаемыми растянутым бетоном над устьем трещины, пренебрегают вследствие их малости.

Прочность сечения элемента будет обеспечена, если расчетный момент от внешней нагрузки не превысит расчетного момента внутренних усилий относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры (рис. 2.17-б):

$$M \leq N_b(h_0 - x/2) = R_b b x (h_0 - x/2) \quad (2.22)$$

или относительно центра тяжести сжатой зоны бетона

$$M \leq N_s(h_0 - x/2) = \sigma_s A_s (h_0 - x/2) \quad (2.23)$$

где h_0 — рабочая высота сечения, $h_0 = h - a$; a — расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести арматуры: в плитах $a = 1,5...2$ см, в балках (при расположении арматуры в один ряд) $a = 3...4$ см; x — высота сжатой зоны бетона, определяемая из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на продольную ось элемента (рис. 2.17-б):

$$N_s = \sigma_s A_s = N_b = R_b b x \quad (2.24)$$

Разрушение сечения может произойти либо вследствие достижения в растянутой арматуре предела текучести (физического или условного) $\sigma_s = R_s$ и последующего разрушения бетона сжатой зоны (случай 1), либо вследствие разрушения бетона сжатой зоны при напряжениях в арматуре, меньших предела текучести $\sigma_s < R_s$ (случай 2). Поэтому прежде всего необходимо установить условия, которые позволили бы расчетным путем определить, по какому случаю будет работать сечение. Входящие в формулы (2.23), (2.24) напряжения в растянутой арматуре σ_s определяются характером разрушения, зависят от содержания арматуры в сечении, высоты сжатой зоны и т. п. и находятся по эмпирической формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1,1} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp}, \quad (2.25)$$

где ω — параметр, характеризующий условную высоту прямоугольной эпюры сжатой зоны бетона, при которой фактическая нейтральная ось проходит через центр тяжести растянутой арматуры (рис. 4.3, г), $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$; $\xi = x/h_0$ — относительная высота сжатой зоны; $\sigma_{sc,u}$ — предельные напряжения в арматуре сжатой зоны, принимаемые при $\gamma_{b2} \geq 1$ — 400 МПа, при $\gamma_{b2} \geq 1$ — 500 МПа; σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} < 1$.

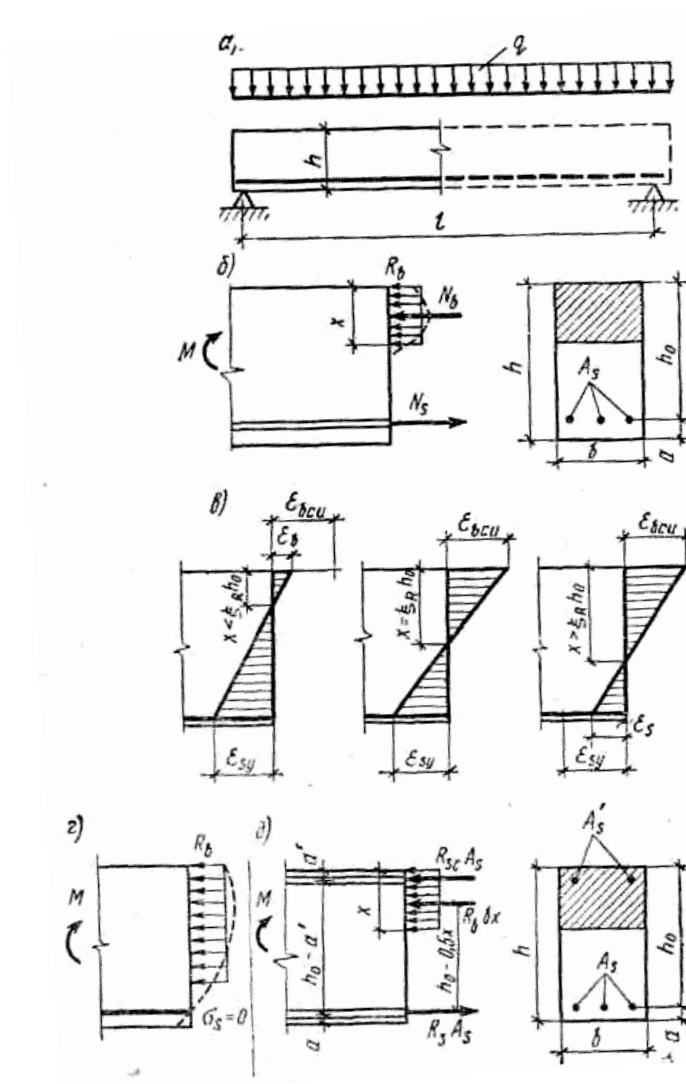


Рисунок 2.17 – К расчету сечений с одиночной (а, б, в, г) и двойной (д) арматурой; к определению граничной высоты сжатой зоны (в)

Для установления этих условий рассмотрим рис. 2.17-в, на котором изображены деформации бетона ε_b , соответствующие достижению деформаций текучести арматуры $\varepsilon_{sy} = R_s/E_s$, а также высота сжатой зоны x при различном содержании арматуры в сечении. Из рисунка видно, что при небольшой A_s x невелик, деформации арматуры достигают текучести ранее, чем деформации бетона при сжатии достигают своих предельных значений ε_{bcu} , т. е. имеет место случай 1. С увеличением содержания арматуры растут высота и деформации бетона сжатой зоны. При определенном $x=x_R$ деформации бетона станут равными предельным значениям ε_{bcu} и разрушение бетона наступит одновременно с текучестью арматуры. Очевидно, это состояние и будет границей между случаями 1 и 2. При больших A_s и $x > x_R$ разрушение произойдет по сжатому бетону (случай 2). В расчетной практике для установления границы используют не x , а относительную высоту сжатой зоны $\xi = x/h_0$, которая характеризует основные параметры конструкции (классы бетона, арматуры, площадь сечения арматуры, бетона) и особенности напряженно-деформированного состояния. Значению x_R соответствует граничное значение относительной высоты сжатой зоны, определяемое по формуле (2.26), полученной на основе формулы (2.25):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (2.25)$$

где σ_{sR} — напряжение в арматуре: для арматуры классов А-I, А-II, А-III, Вр-I $\sigma_{sR}=R_s$; для предварительно напряженной арматуры классов А-IV и выше $\sigma_{sR}=R_s+400-\sigma_{sp}-\Delta\sigma_{sp}$, здесь $\Delta\sigma_{sp}$ — коэффициент, зависящий от класса арматуры и способа натяжения.

Таким образом, при $\xi \leq \xi_R$ расчет элементов следует производить по случаю 1, при $\xi > \xi_R$ — по случаю 2.

- Случай 1 ($\xi \leq \xi_R$). С учетом вышеизложенного формулы (2.22)...(2.24) примут такой вид:

$$M \leq R_b b x (h_0 - x/2); \quad (2.26)$$

$$M \leq R_s A_s (h_0 - x/2); \quad (2.27)$$

$$R_s A_s = R_b b x. \quad (2.28)$$

Из формулы (2.28) высота сжатой зоны

$$x = R_s A_s / (R_b b). \quad (2.29)$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = x/h_0 = R_s A_s / (R_b b h_0) = \mu R_s / R_b, \quad (2.30)$$

где $\mu = A_s / (b h_0)$ — коэффициент армирования. В расчетной практике часто используют также понятие «процент армирования» $\mu\% = \mu 100\%$.

Пользуясь полученными формулами, можно решать задачи расчета сечений. Для упрощения практических расчетов формулы преобразуют, вводя параметры α_m и ζ . Подставив в формулу (2.26) $x = \xi h_0$, получим

$$M = R_b b h_0^2 \xi (1 - \xi/2) = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (2.31)$$

Откуда

$$\alpha_m = \xi (1 - \xi/2); \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; \\ h_0 = \sqrt{M / (\alpha_m R_b b)}. \quad (2.32)$$

Аналогично, преобразуя уравнение (2.27), будем иметь

$$M = R_s A_s h_0 (1 - \xi/2) = R_s A_s h_0 \zeta; \\ \zeta = (1 - \xi/2). \quad (2.33)$$

Откуда

$$A_s = M / (R_s \zeta h_0). \quad (2.34)$$

Полученные формулы справедливы при

$$\alpha_m = \xi (1 - \xi/2) \leq \alpha_R = \xi_R (1 - \xi_R/2) \quad (2.35)$$

Величины ξ , α_m и ζ взаимно связаны друг с другом. Зная одну из них или задаваясь одной из них, можно с помощью табл. 2.1 найти любую другую.

Одинаковую несущую способность можно обеспечить при различных размерах сечения и соответственно разных процентах армирования. Так, с увеличением высоты сечения можно уменьшить количество арматуры и наоборот. При проектировании следует исходить из наиболее экономичных решений, для которых стоимость конструкций будет наименьшей. Исследования показывают, что экономичные решения будут получены при $\xi = 0,25 \dots 0,4$ для балок и $\xi = 0,1 \dots 0,2$ для плит. Максимальное значение коэффициента армирования, при котором сечение будет работать по случаю 1, получим, подставляя граничное значение высоты сжатой зоны ξ_R в формулу (4.10), откуда $\mu_{\max} = \xi_R R_b / R_s$. Для железобетонных изгибаемых элементов из бетона классов В12,5...В30, армированных сталями классов А-II, А-III, Вр-I, $\mu_{\max} = 1,3 \dots 3,2 \%$.

Нормы ограничивают и минимальный процент армирования, назначаемый из условия равнопрочности армированного и неармированного сечений. Для изгибаемых элементов $\mu_{\min} = 0,05$

%. Если процент армирования элемента ниже указанного минимума, то расчет следует производить без учета арматуры, т. е. как неармированного бетонного элемента. В последнем случае прочность элемента из тяжелого бетона рассчитывается по формуле

$$M \leq R_{bt} W_{pl}, \quad (2.36)$$

где W_{pl} — упругопластический момент сопротивления бетонного сечения; для элементов прямоугольного профиля $W_{pl} = bh^2/3,5$.

При расчете сечений встречаются со следующими основными задачами: определение площади растянутой арматуры A_s ; подбор размеров поперечного сечения элемента b и h и арматуры A_s ; проверка несущей способности сечения. При проверке несущей способности определяют x из (4.9) и подставляют его значение в (2.31) или (2.32). При расчете A_s из (2.33) находят α_m , затем по табл. 2.1 определяют ξ и по (2.34) вычисляют A_s .

• Случай 2 ($\xi > \xi_R$). Расчет элементов из бетона классов В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III при $x > \xi_R h_0$ допускается производить по формулам случая 1, подставляя в них $x = \xi_R h_0$. В этом случае момент, воспринимаемый прямоугольным сечением с одинарной арматурой, будет

$$M = R_b b h_0^2 \xi_R (1 - \xi_R/2) = \alpha_R R_b b h_0^2 \quad (2.37)$$

Таблица 2.1 – Значения коэффициентов ξ , ζ , и α_m для расчетов изгибаемости элементов прямоугольного сечения

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,20	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,30	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

Элементы с избыточным содержанием арматуры – «переармированные» ($\xi > \xi_R$) – экономически невыгодны, так как прочностные свойства арматуры используются не полностью и это приводит к перерасходу стали. Поэтому изгибаемые элементы следует проектировать так, чтобы соблюдалось условие $x \leq \xi_R h_0$.

■ Элементы прямоугольного сечения с двойной арматурой. Сечениями с двойной арматурой называют такие, в которых кроме растянутой арматуры ставится по расчету сжатая. Необходимость в сжатой арматуре возникает, когда сечение с одиночной арматурой не может воспринять расчетный момент от внешней нагрузки вследствие недостаточной прочности бетона сжатой зоны (разрушение по случаю 2). Чтобы сжатая зона в таких конструкциях восприняла все сжимающие усилия, ее необходимо усилить арматурой. Сечения с двойной арматурой неэкономичны по расходу стали, так как увеличивается расход продольной арматуры и требуется постановка поперечных стержней (с шагом не более $15d$ в вязаных каркасах и $20d$ — в сварных), обеспечивающих закрепление сжатых рабочих продольных стержней от выпучивания. Поэтому сжатую арматуру ставят по расчету только в особых случаях: при ограниченных размерах поперечного сечения элемента; невозможности повышения класса бетона; при действии изгибающих моментов двух знаков или других специальных требованиях.

Формулы для расчета нормальных сечений элементов с двойной арматурой получены из тех же условий, что и для элементов с одиночной. В соответствии с расчетной схемой (рис. 2.17-д) условие прочности изгибаемого элемента в предельном состоянии имеет вид

$$M \leq M_b + M'_s = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') : \\ = \alpha_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.38)$$

а уравнение проекций всех сил на горизонтальную ось

$$R_b b x + R_{sc} A'_s = R_s A_s, \quad (2.39)$$

где M_b — момент, воспринимаемый сжатой зоной бетона и соответствующей частью растянутой арматуры; M'_s — момент, воспринимаемый сжатой арматурой A'_s и соответствующей частью растянутой.

При расчете сечений элементов с двойной арматурой могут встретиться два типа задач: 1) сжатая арматура необходима для усиления сжатой зоны бетона (если увеличение размеров сечения нежелательно) и 2) сжатая арматура предусмотрена по конструктивным соображениям или при условии действия изгибающих моментов двух знаков. При решении задач первого типа в двух исходных уравнениях (2.38) и (2.39) оказывается три неизвестных x , A_s , A'_s . Вследствие этого принимается дополнительное условие, которое отвечает экономическим требованиям. Исследования показывают, что сечение будет наиболее экономичным, когда на бетон передается максимально возможное сжимающее усилие. Это будет иметь место при $\xi = \xi_R$. В этом случае сжатая арматура воспримет момент $M'_s = R_{sc} A'_s (h_0 - a') = M - \alpha_R R_b b h_0^2$, откуда $A'_s = (M - \alpha_R R_b b h_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a')]$. Площадь растянутой арматуры A_s получают из условия (2.39), принимая $x = x_R = \xi_R h_0$: $A_s = R_{sc} A'_s / R_s + R_b \xi_R b h_0 / R_s$.

Проверка несущей способности осуществляется по условию (2.38), при этом x находится из формулы (2.39). Формулами (2.38)...(2.39) можно пользоваться при $x \geq 1,1a'$. В противном случае сжатая арматура окажется вблизи нейтральной оси и напряжения в ней будут ниже R_{sc} .

■ Элементы таврового профиля. В первый период применения железобетона перекрытия сооружений выполнялись в виде сплошных плит. Однако такие конструкции нерациональны, поскольку сжатая зона составляет $1/10 \dots 1/5$ их высоты, а растянутая зона сечения бетона в расчете прочности не учитывается и служит для размещения арматуры (рис. 2.18-а). Если часть бетона из растянутой зоны удалить, оставив его только вблизи арматурных стержней, сведенных в группы, то получится ребристая плита (рис. 2.18-б). Несущая способность плиты при этом не изменится, а расход бетона и вес конструкции значительно уменьшатся. Такие элементы, называемые тавро-

выми, широко применяются в виде отдельных балок, настилов, в составе монолитных ребристых покрытий и т. п.

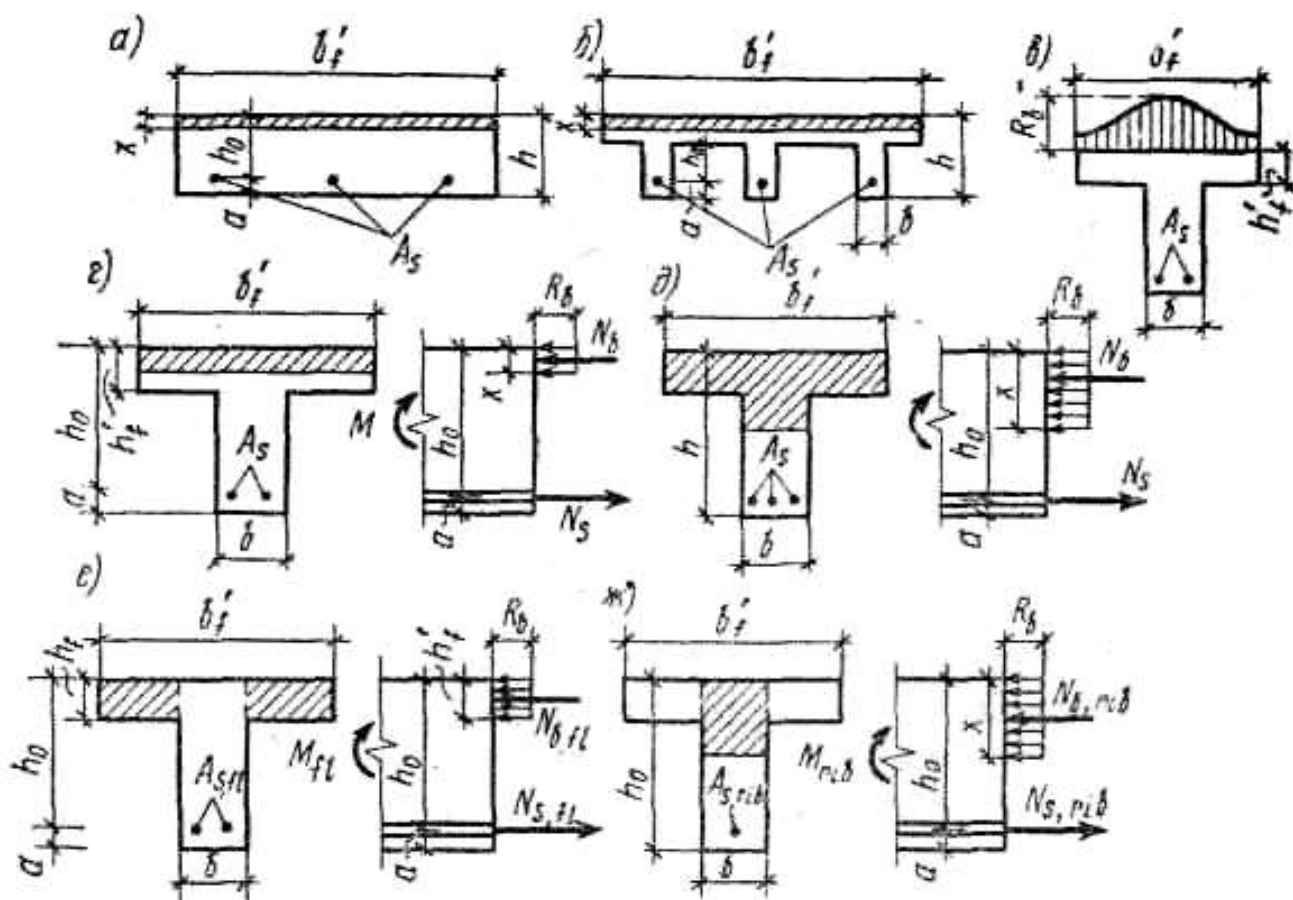


Рисунок 2.18 – К расчету тавровых сечений

Опыты показывают, что полка (рис. 2.18-в) вовлекается в совместную работу с ребром сдвигающими усилиями, и на участках, удаленных от ребра, напряжения будут меньше. Это учитывается условным уменьшением вводимой в расчет ширины свесов. Например, для отдельных балок таврового сечения с консольными свесами вводимая в расчет ширина полки должна составлять:

$$\begin{aligned} b'_f &= b + 12h'_f \text{ при } h'_f \geq 0,1h; \\ b'_f &= b + 6h'_f \text{ при } 0,05h \leq h'_f < 0,1h; \\ b'_f &= b \text{ при } h'_f < 0,05h. \end{aligned}$$

При расчете балок таврового сечения различают два случая: сжатая зона бетона находится в пределах полки (рис. 2.18- г) или ниже полки (рис. 2.18- д).

•Случай 1 ($x > h'_f$) обычно встречается в сечениях с развитой полкой, когда внешний расчетный момент меньше внутреннего момента, воспринимаемого сжатой полкой сечения относительно центра тяжести арматуры:

(2.39)

$$M \leq M_{x=h'_f} = R_b b'_f h'_f (h_0 - h'_f/2)$$

Тавровые сечения этого типа рассчитывают как прямоугольные с размерами b'_f и h , поскольку площадь растянутого бетона не влияет на несущую способность. Для расчета используют формулы (4.6)...(4.9), полученные ранее для прямоугольного сечения с одиночной арматурой, в

которых b заменяют на b'_f . При относительно тонкой полке ($h'_f \leq 0,2h$) можно принять $x=h'_f$ и для определения площади арматуры пользоваться приближенной формулой

$$A_s = M/[R_s(h_0 - h'_f/2)].$$

Коэффициент армирования для сечений, рассчитываемых по 1-му случаю, принимают $\mu=A_s/(bh_0)$.

●Случай 2 ($x>h'_f$) имеет место, если внешний расчетный момент будет больше внутреннего момента, воспринимаемого только сжатой полкой. Тавровые сечения этого типа встречаются при расчете балочных конструкций с малой шириной свесов полки. Для получения расчетных зависимостей изгибающий момент, воспринимаемый сечением (рис. 2.18-д), разделяют на два заменяющих момента: M_{fl} (рис. 2.18-е), воспринимаемый свесами полок и соответствующей арматурой $A_{s,fl}$, и момент M_{rib} (рис. 2.18-ж), воспринимаемый сжатым бетоном ребра и соответствующей ему арматурой $A_{s,rib}$: $M=M_{fl}+M_{rib}$. Тогда из рис. 2.18-е:

$$M_{fl} = N_{b,fl} z = R_b(b'_f - b) h'_f(h_0 - h'_f/2) \quad (2.40)$$

$$M_{fl} = N_{s,fl} z = R_s A_{s,fl} (h_0 - h'_f/2). \quad (2.41)$$

Определив M_{fl} по формуле (2.40), из формулы (2.41)

$$A_{s,fl} = M_{fl}/[R_s(h_0 - h'_f/2)].$$

При известных M и M_{fl} площадь сечения арматуры подбирают как для обычного прямоугольного сечения шириной b на действие момента $M_{rib}=M-M_{fl}$: определяют $\alpha_m=M_{rib}/(R_b b h_0^2)$, затем по табл. 2.1 находят соответствующее значение ζ , тогда

$$A_{s,rib} = M_{rib}/(R_s \zeta h_0).$$

Общая площадь продольной рабочей арматуры в тавровом сечении

$$A_s = A_{s,fl} + A_{s,rib}$$

●Элементы, прямоугольного сечения, армированные напрягаемой и ненапрягаемой арматурой (смешанное армирование). Расчет прочности производят по III стадии напряженно-деформированного состояния, случаю 1 ($\xi \leq \xi_R$). Предполагают, что напрягаемая арматура принята из высокопрочной стали, а ненапрягаемая — из мягких арматурных сталей с физическим пределом текучести. Рассматривая усилия, действующие в сечении (рис. 2.18-а), получают условие прочности. Для этого составляют уравнение моментов всех сил относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M \leq R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma'_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_b b x (h_0 - x/2). \quad (2.42)$$

Положение нейтральной оси определяют из уравнения $\Sigma y=0$:

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R A_{sp} - R_b b x - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} = 0. \quad (2.43)$$

Предполагают, что напряжения в бетоне и ненапрягаемой арматуре в предельном состоянии достигают расчетных значений R_b , R_s и R_{sc} . Напряжения в растянутой напрягаемой арматуре, не имеющей физического предела текучести, определяют произведением $\gamma_{s6} R_s$, где γ_{s6} — коэффициент условий работы

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta,$$

здесь η — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов А-IV—1,2, А-V, В-II, К-7—1,15, А-VI—1,10.

Необходимость введения коэффициента γ_{s6} обусловлена тем, что при достижении в арматуре напряжений $\sigma_{0,2}$ (если $\xi \leq \xi_R$) бетон сжатой зоны, как показывают опыты, не разрушается. При увеличении внешней нагрузки до значения, при котором разрушается бетон, удлинения растянутой арматуры возрастают, что приводит к росту в ней напряжений. Это явление не наблюдается в элементах, армированных сталями, имеющими физический предел текучести. Повышение напряжений зависит от характера диаграммы растяжения стали и величины ξ . С уменьшением ξ деформации растянутой арматуры к моменту разрушения сжатой зоны увеличиваются, напряжения в арматуре, не имеющей площадки текучести, повышаются.

Если в качестве ненапрягаемой арматуры A_s используют высокопрочную сталь, то в предельном состоянии напряжения в ней могут достичь расчетного сопротивления или быть ниже его значения в зависимости от величин ξ , σ_{sp} и соотношения классов напрягаемой и ненапрягаемой арматуры. Как показывают исследования, напряжения в ненапрягаемой арматуре, принятой одного класса с напрягаемой, достигают значения R_s при $\xi \leq 0,5\xi_R$ и относительно невысокой степени предварительного напряжения арматуры A_{sp} .

Напряжения в арматуре A'_{sp}

$$\sigma'_{sc} = 400 - \gamma_{sp} \sigma'_{sp} \quad (2.44)$$

Формула выражает тот факт, что до приложения внешней нагрузки в арматуре A'_{sp} действует растягивающее предварительное напряжение σ'_{sp} (с учетом потерь и коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$). Внешняя нагрузка вызывает сжимающие напряжения, предельные значения которых при коэффициенте условий работы бетона $\gamma_{b2} \geq 1$ составляют 400 МПа, а при $\gamma_{b2} < 1$ — 500 МПа. Если $\gamma_{sp} \sigma'_{sp} < 400$ (или 500), арматура A'_{sp} будет сжата ($\sigma'_{sc} > 0$), при $\gamma_{sp} \sigma'_{sp} > 400$ (или 500) предварительное напряжение не будет погашено ($\sigma'_{sp} < 0$) и арматура останется растянутой, действуя на сечение как внешняя обжимающая сила.

●Элементы с несущей (жесткой) арматурой. Изгибаемые элементы с несущей арматурой применяют в монолитных сооружениях. В этом случае можно исключить устройство лесов, а опалубку подвешивать непосредственно к арматуре. Во время возведения сооружения несущая арматура работает как металлическая конструкция на нагрузки от массы опалубки, бетона и т. п. После приобретения бетоном необходимой прочности конструкции с несущей арматурой работают как железобетонные и воспринимают эксплуатационные нагрузки. Сечение несущей арматуры, по экономическим соображениям, принимают наименьшим возможным из расчета на монтажные нагрузки. При расчете на эксплуатационные нагрузки в железобетонном сечении при необходимости может быть добавлена продольная гибкая рабочая арматура.

Опыты показали, что жесткая арматура работает совместно с бетоном вплоть до разрушения. При этом прочность бетона и арматуры используется полностью. Принципы расчета прочности изгибаемых элементов с жесткой арматурой не отличаются от расчета обычных железобетонных элементов. В практике проектирования встречаются два случая.

●Случай 1 — нейтральная ось расположена выше жесткой арматуры (рис. 4.5, б). Эпюры напряжений в сжатом бетоне и растянутой арматуре прямоугольные. Условия прочности получают, составив уравнение моментов всех сил, действующих в сечении, относительно нейтральной оси

$$M \leq 0,5R_b b x^2 + R_{sa} A_{sa} (h_0 - x) + R_s A_s (h_1 - x) \quad (2.45)$$

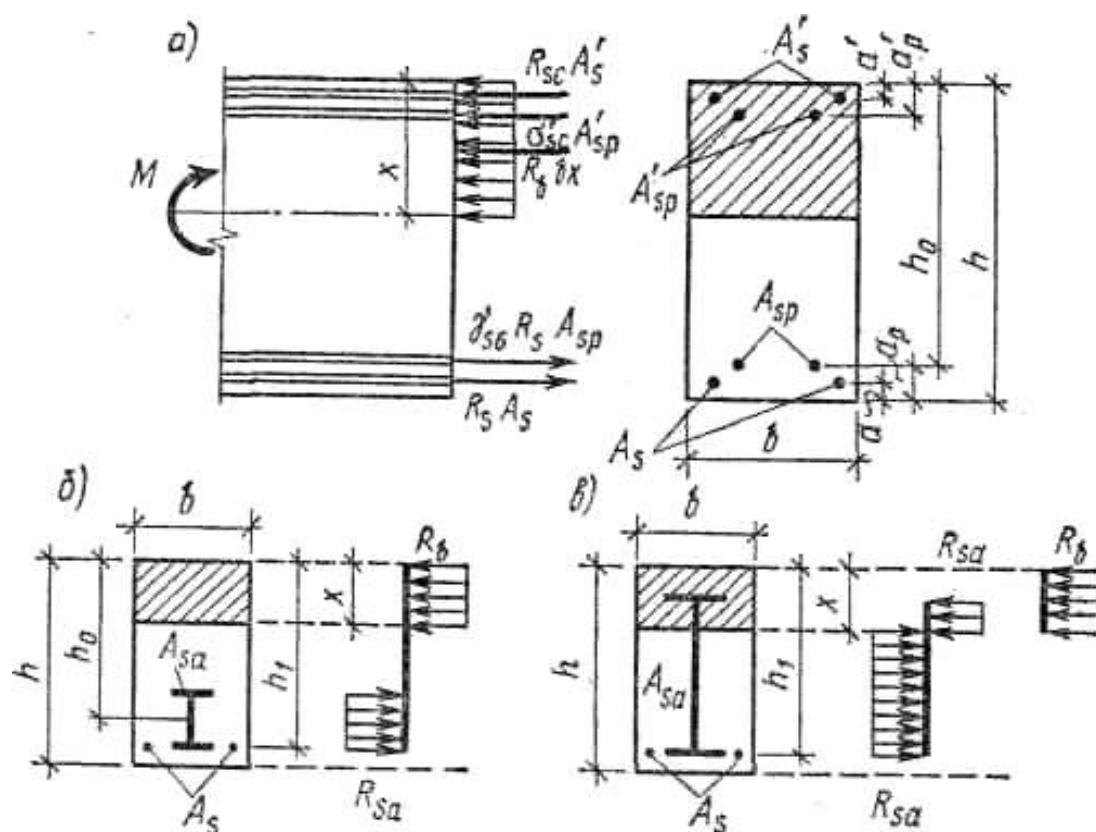


Рисунок 2.19 – Схема усилий в сечении элемента с обычной и напрягаемой арматурой при расчете прочности (а); к расчету прочности изгибаемых элементов с жесткой арматурой (б, в)

Положение нейтральной оси определяют из условия равновесия

$$R_b bx - R_{sa} A_{sa} - R_s A_s = 0 \quad (2.46)$$

где R_{sa} — расчетное сопротивление жесткой арматуры; A_{sa} — площадь поперечного сечения жесткой арматуры.

•Случай 2 — нейтральная ось пересекает стенку профиля жесткой арматуры (рис. 2.19-в). Условия прочности и уравнение для определения положения нейтральной оси получают аналогично предыдущему.

2.6.3 Расчет прочности по наклонным сечениям

При поперечном изгибе балки вследствие совместного действия поперечной силы и изгибающего момента возникают главные растягивающие и главные сжимающие напряжения:

$$\sigma_{ml(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (2.47)$$

где σ_x — нормальные напряжения в направлении оси x; σ_y — то же, в направлении y (рис. 2.20-а); τ_{xy} — касательные напряжения.

Величиной σ_y обычно пренебрегают вследствие ее малости, и формула (2.47) принимает вид

$$\sigma_{mt(mc)} = \sigma_x / 2 \pm \sqrt{\sigma_x^2 / 4 + \tau_{xy}^2};$$

$$\sigma_x = My/I; \quad \tau_{xy} = QS/(Ib).$$

Для балки прямоугольного сечения главные напряжения у нейтральной оси $ax=0$, тогда

$$\sigma_{mt} = -\sigma_{mc} = \tau = Q/(bz) \quad (2.48)$$

где $z=I/S$ — плечо внутренней пары.

Разрушение может произойти вследствие достижения главными растягивающими напряжениями значения R_{bt} или главными сжимающими напряжениями R_b . Прочность такого элемента при действии главных сжимающих и главных растягивающих напряжений будет обеспечена при

$$Q \leq R_b bz; \quad Q \leq R_{bt} bz \quad (2.49)$$

Эти условия используются в качестве основы для получения зависимостей, оценивающих максимальную и минимальную несущую способность железобетонных элементов по наклонным сечениям.

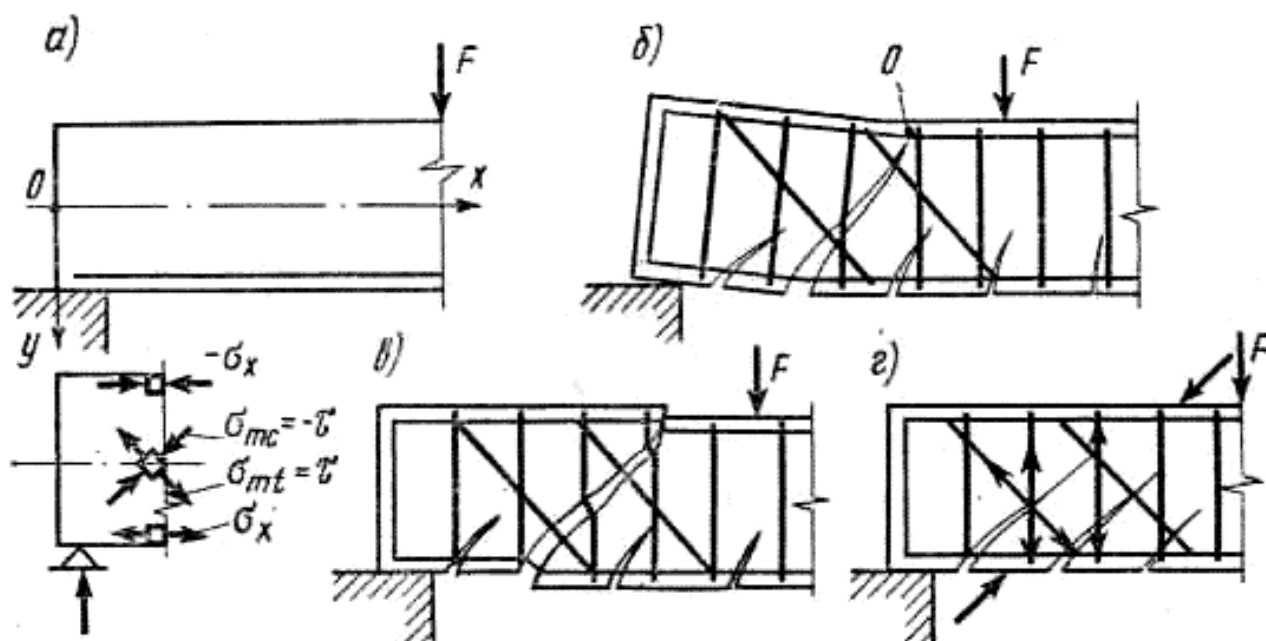


Рисунок 2.20 – Схемы действия главных напряжений (а) и разрушения изгибаемого элемента по наклонному сечению (б...г)

Поскольку бетон хорошо работает на сжатие, главные сжимающие напряжения опасны главным образом в элементах с тонкой стенкой, коротких консолях и т. п. Более опасны главные растягивающие напряжения. Когда σ_{mt} достигают прочности бетона при растяжении R_{bt} , в нем образуется наклонная трещина, которая, развиваясь, разделяет элемент на две части, соединенные между собой бетоном сжатой зоны и арматурой, пересекающей наклонную трещину. При последующем нагружении напряжения в поперечной и продольной арматуре, а также в бетоне над наклонной трещиной возрастают. В большинстве случаев раньше других достигают предельных значений напряжения в поперечной арматуре. При дальнейшем увеличении нагрузки предельных сопротивлений достигают либо напряжения в продольной арматуре, либо в бетоне над наклонной трещиной. В зависимости от этого различают два случая разрушения элемента по наклонным сечениям.

●Случай 1 — при слабой продольной арматуре напряжения в ней, а также в хомутах и отгибах, пересекаемых наклонной трещиной, достигают предела текучести. Происходит взаимный поворот двух частей элемента относительно точки О приложения равнодействующих сжимающих усилий и наступает разрушение бетона (как в нормальных сечениях) (рис. 2.20-б).

●Случай 2 — при наличии достаточно мощной и хорошо заанкеренной продольной растянутой арматуры, препятствующей повороту обеих частей, происходит разрушение бетона над трещиной до достижения текучести продольной арматуры. При этом напряжения в части хомутов и отогнутых стержнях, пересекающих наклонную трещину (рис. 2.20-в), достигают предела текучести.

Разрушение по случаю 1 имеет место, когда прочность наклонного сечения недостаточна при действии изгибающего момента, а по случаю 2 — при действии поперечной силы.

Для обеспечения прочности наклонных сечений изгибаемых элементов расчет должен производиться: а) на сжатие в полосе бетона стенки балки между наклонными трещинами (рис. 2.20- г); б) по наклонной трещине на действие поперечной силы; в) по наклонной трещине на действие изгибающего момента; г) для элементов без поперечной арматуры — из условия, ограничивающего развитие наклонных трещин.

■ Расчет на сжатие в полосе бетона стенки балки между наклонными трещинами. При образовании наклонных трещин бетон между ними испытывает действие главных сжимающих напряжений и одновременно растягивающих усилий от поперечной арматуры (см. рис. 2.20- г), т. е. находится в условиях двухосного напряженного состояния (сжатие — растяжение). Прочность бетона в этом случае будет ниже, чем при одноосном напряженном состоянии. Вследствие этого, а также других факторов для обеспечения прочности бетона на сжатие в полосе между наклонными трещинами (в элементе с поперечной арматурой) должно соблюдаться условие (4.50), полученное с учетом формулы (4.49) и экспериментальных данных:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (2.50)$$

где φ_{w1} — коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры, $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w$ при хомутах, нормальных к оси элемента; $\alpha = E_s/E_b$; $\mu_w = A_{sw}/(bs)$; $A_{sw} = A_{swi}n$, A_{swi} — площадь сечения одного хомута; n — число хомутов в сечении элемента; s — расстояние между хомутами; $\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b$ — для тяжелого бетона.

Если условие (2.50) не выполняется, необходимо увеличить размеры сечения или повысить класс бетона.

■ Расчет элементов прямоугольного сечения по наклонной трещине на действие поперечной силы. Наклонная трещина в элементе не образуется (см. формулу (2.49), если $\sigma_{mt} \leq R_{bt}$. Для железобетонных конструкций этому условию соответствует приближенная опытная зависимость

$$Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 \quad (2.51)$$

где φ_{b3} — коэффициент, для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$.

Таким образом, при соблюдении условия (2.51) расчет наклонных сечений по поперечной силе не требуется и арматура может быть назначена по конструктивным соображениям. Если $Q > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0$, то прочность сечения нужно обеспечить постановкой поперечной, а иногда и наклонной арматуры в соответствии с расчетом.

Для получения расчетных зависимостей рассмотрим схему усилий, действующих в наклонном сечении (рис. 2.21). Для обеспечения прочности наклонного сечения необходимо, чтобы расчетная поперечная сила от внешней нагрузки Q_A не превышала суммы проекций на нормаль к оси элемента расчетных усилий в поперечной арматуре, отогнутых стержнях и бетоне сжатой зоны:

$$Q_A \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b = \Sigma R_{sw} A_{sw} + \\ + \Sigma R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta + Q_b, \quad (2.52)$$

где Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ — поперечные силы, воспринимаемые хомутами и отгибами, пересекающими наклонное сечение; Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном; A_{sw} и $A_{s,inc}$ — площади сечения поперечных стержней и отгибов; θ — угол наклона отгибов к горизонтали; R_{sw} — расчетное сопротивление хомутов и отогнутых стержней при действии поперечной силы; $R_{sw}=0,8R_s$, коэффициент 0,8 учитывает, что в хомутах (отгибах), расположенных у вершины наклонной трещины, напряжения могут быть ниже предельных.

●Расчет хомутов. В практике проектирования наиболее распространено поперечное армирование только хомутами (без отгибов). В этом случае выражение (2.52) примет вид

$$Q_A \leq Q_{sw} + Q_b, \quad (2.53)$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном над наклонной трещиной, определяется по эмпирической формуле

$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c \quad (2.54)$$

но принимается не менее $\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$, где c — длина проекции наклонного сечения, представляющая собой расстояние от вершины наклонной трещины до опоры; φ_{b2} и φ_{b3} — коэффициенты, для тяжелого бетона $\varphi_{b2}=2$, $\varphi_{b3}=0,6$; φ_n — коэффициент, учитывающий влияние продольных сил от внешних нагрузок и предварительного обжатия; для изгибаемых элементов без предварительного напряжения $\varphi_n=0$. Усилия, воспринимаемые хомутами, заменяются равномерно распределенными усилиями q_{sw} (рис. 2.21):

●Расчет хомутов. В практике проектирования наиболее распространено поперечное армирование только хомутами (без отгибов). В этом случае выражение (2.52) примет вид

$$Q_A \leq Q_{sw} + Q_b, \quad (2.53)$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном над наклонной трещиной, определяется по эмпирической формуле

$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c \quad (2.54)$$

но принимается не менее $\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$, где c — длина проекции наклонного сечения, представляющая собой расстояние от вершины наклонной трещины до опоры; φ_{b2} и φ_{b3} — коэффициенты, для тяжелого бетона $\varphi_{b2}=2$, $\varphi_{b3}=0,6$; φ_n — коэффициент, учитывающий влияние продольных сил от внешних нагрузок и предварительного обжатия; для изгибаемых элементов без предварительного напряжения $\varphi_n=0$.

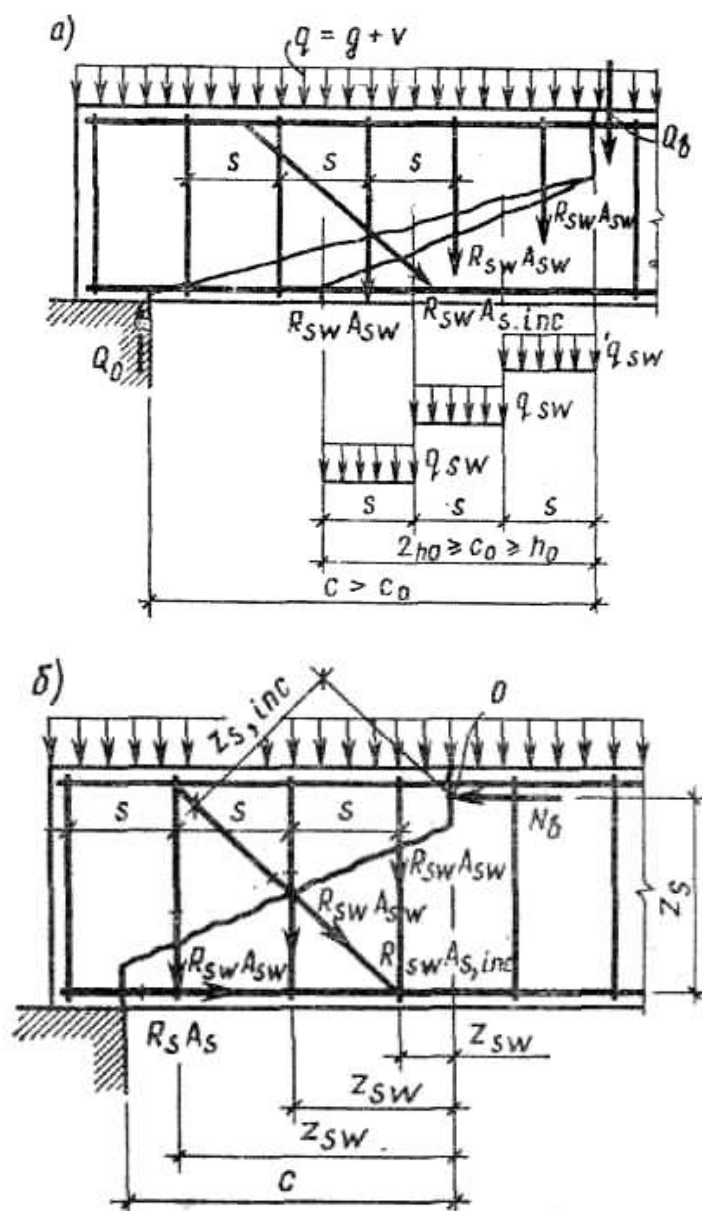
Усилия, воспринимаемые хомутами, заменяются равномерно распределенными усилиями q_{sw} (рис. 2.21):

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s \quad (2.55)$$

тогда

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 \quad (2.56)$$

где c_0 — длина проекции наклонного сечения, на которой учитывается работа хомутов. Величина c_0 принимается не более c .



а – при расчете на действие поперечной силы;
 б – на действие изгибающего момента
 Рисунок 2.21 – Схема расчетных усилий в наклонном сечении

Опыты показывают, что величина c_0 одновременно с ростом s возрастает, но до определенного предела, отвечающего минимуму $Q_{sw} + Q_b$. При этом значение c_0 определяют по формуле

$$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / q_{sw}} \quad (2.57)$$

и принимают в пределах $h_0 < c_0 < 2h_0$

При определении расчетной поперечной силы (см. рис. 2.21) нагрузку v , уменьшающую внешнюю поперечную силу, нужно полностью учитывать, лишь когда она безусловно действует (давление воды, грунта и т. п.).

При ее учете:

$$Q_A = Q_0 - v c. \quad (2.58)$$

Подставляя (2.52), (2.56) и (2.58) в (2.53) получают

$$Q_0 \leq \varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c + q_{sw} c_0 + v c \quad (2.59)$$

При проверке условия (2.59) задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c , не превышающих расстояния от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом, и учитывают наиболее неблагоприятный результат.

Для исключения возможности образования трещин между двумя соседними хомутами необходимо, чтобы поперечная сила воспринималась только бетоном, в этом случае условие (2.54) примет вид $c = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2/Q$. Тогда, приняв $c=s$ и вводя коэффициент 0,75, учитывающий неточности при установке хомутов, получим

$$s_{\max} = 0,75\varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q \quad (2.60)$$

В соответствии с нормами расстояние между поперечными стержнями в элементах, не имеющих отогнутой арматуры, в случаях, когда они ставятся по расчету или по конструктивным соображениям, принимают: а) на опорных участках (равных при равномерной нагрузке $1/4$ пролета) для балок $h \leq 450$ мм — не более $h/2$ и не более 150 мм, а для балок $h > 450$ мм — не более $h/3$ и не более 500 мм; б) на остальной части пролета при $h > 300$ мм — не более $3h/4$ и не более 500 мм.

Диаметр поперечной арматуры должен удовлетворять требованиям технологии сварки.

При проверке, прочности наклонных сечений на действие сжимающих напряжений между наклонными трещинами и на действие поперечной силы вначале проверяют прочность балки на действие наклонных сжимающих усилий по формуле (2.50), затем условие (2.51). Если оно выполняется, то наклонные трещины не образуются, в противном случае требуется производить расчет прочности на действие поперечной силы. В этом случае задаются $c \leq c_{\max} = \varphi_{b2}h_0 / \varphi_{b3}$.

Вычислив q_{sw} по формуле (2.55), находят c_0 по формуле (2.57), принимая ее не более c , $2h_0$ и не менее h_0 . Подставляя значения c и c_0 в (2.59) проверяют несущую способность.

Подбор сечений поперечной арматуры производят методом последовательных приближений. При этом задаются диаметром хомутов из условия сварки с продольной арматурой и шагом хомутов, назначаемым с учетом конструктивных требований и условия (2.60). Далее проверяют условие (2.59) по рассмотренной методике. Если условие (2.59) не выполняется, то изменяют диаметр или шаг хомутов.

● Расчет отгибов. Для усиления отдельных частей балки в зонах действия больших поперечных сил (когда $Q > Q_{sw} + Q_b$) возможно устройство отгибов путем отвода части рабочей арматуры из растянутой зоны в сжатую (рис. 2.22).

Обычно отгибы устраивают под углом 45° к горизонтали. Наиболее опасным является наклонное сечение, начало которого совпадает с наибольшей ординатой поперечной силы, т. е. у грани опоры. В этом случае, используя (2.61), получают

$$A_{s, inc1} = [Q_1 - (Q_b + Q_{sw})] / (R_{sw} \sin \theta) \quad (2.61)$$

Для отгибов в каждой последующей плоскости Q_i , принимают равной поперечной силе в сечении, проходящем через низшую точку предыдущего отгиба, т. е.

$$A_{s, inc2} = [Q_2 - (Q_b + Q_{sw})] / (R_{sw} \sin \theta) \quad (2.62)$$

Начало первого отгиба следует располагать на расстоянии не более 50 мм от грани опоры, а расстояние в свету между концом последующего и началом предыдущего отгиба должно удо-

влетворять условию (2.60).

■ Расчет элементов прямоугольного сечения на действие изгибающего момента по наклонной трещине. Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента заключается в проверке их прочности при известном количестве и расположении продольной арматуры, определенных из расчета прочности по нормальным сечениям. Прочность сечения будет обеспечена, если расчетный момент внешних сил M_0 относительно точки О (приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне) не превысит суммы моментов расчетных усилий в продольной арматуре, хомутах и отогнутых стержнях относительно той же точки (см. рис. 2.22):

$$M_0 \leq M_s + M_w + M_{s,inc} = R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_s A_{s,inc} z_{s,inc} \quad (2.63)$$

где $z_s, z_{sw}, z_{s,inc}$ — расстояния от центров тяжести сечений соответственно продольной арматуры, хомутов и отгибов до моментной точки А. При этом высоту сжатой зоны бетона определяют из условий равновесия проекций усилий в бетоне и арматуре в рассматриваемом сечении на продольную ось элемента. Поскольку напряжение в продольной арматуре у торцов элементов возрастает от нуля у начала стержня до R_s в конце зоны анкеровки, вводимое в расчет сопротивление арматуры умножают на коэффициент условий работы, численно равный отношению l_x/l_p .

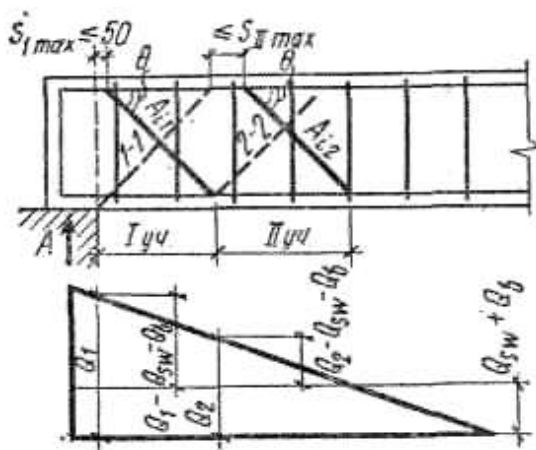


Рисунок 2.22 – К расчету отгибов

На действие изгибающего момента рассчитывают наклонные сечения, которые проходят через ослабленные участки элемента: в местах обрыва или отгиба продольной арматуры в пролете, у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров, а также в местах резкого изменения конфигурации элементов.

В сечении с наклонной трещиной, пересекающей нормальную ось в центре тяжести сжатой зоны (см. рис. 2.22), прочность, определяемая по формуле (2.63), будет выше, чем полученная из расчета по нормальным сечениям, вследствие включения в работу хомутов и отгибов. Однако это будет только в том случае, когда продольная растянутая арматура, пересекающая наклонную трещину, работает с полным расчетным сопротивлением. Это условие соблюдается при $l_x \geq l_{an}$ или выполнении специальных мероприятий по анкерровке продольных стержней.

Расчет на действие момента по наклонному сечению в балках с плавно меняющейся высотой может не производиться, если обеспечена: 1) достаточная анкерровка продольной арматуры на свободных опорах элементов (рис. 2.23-а); 2) достаточная анкерровка арматуры, обрываемой в пролете (рис. 2.23- б, в). Анкерровка арматуры на свободных опорах считается обеспеченной при длине заделки рабочей продольной арматуры за внутреннюю грань свободной опоры не менее $5d$

при $Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$ и не менее $10d$ при $Q > \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$. Уменьшение длины заделки возможно, если предусмотреть мероприятия по усилению анкеровки (постановка косвенной арматуры, приварка дополнительных стержней, анкерующих пластин и т. п.).

В целях экономии металла часть продольной арматуры (до 50% максимальной расчетной площади) может не доводиться до опоры и обрываться в пролете там, где она не требуется по расчету. В этом случае растянутые стержни должны заводиться за точку теоретического обрыва (т. е. за сечение 1—1, в котором эти стержни не требуются по расчету) на длину не менее $20d$ (d — диаметр обрываемого стержня) и не менее l , на протяжении которой в наклонных сечениях (3—3) отсутствие обрываемых стержней компенсируется поперечной арматурой:

$$l = Q/2q_{sw} + 5d \quad (2.64)$$

где Q , q_{sw} — расчетная поперечная сила и усилие, воспринимаемое поперечными стержнями в месте теоретического обрыва; $5d$ — расстояние, на котором обрываемый стержень включает-ся в работу, начиная с сечения 2—2 (рис. 2.23- б).

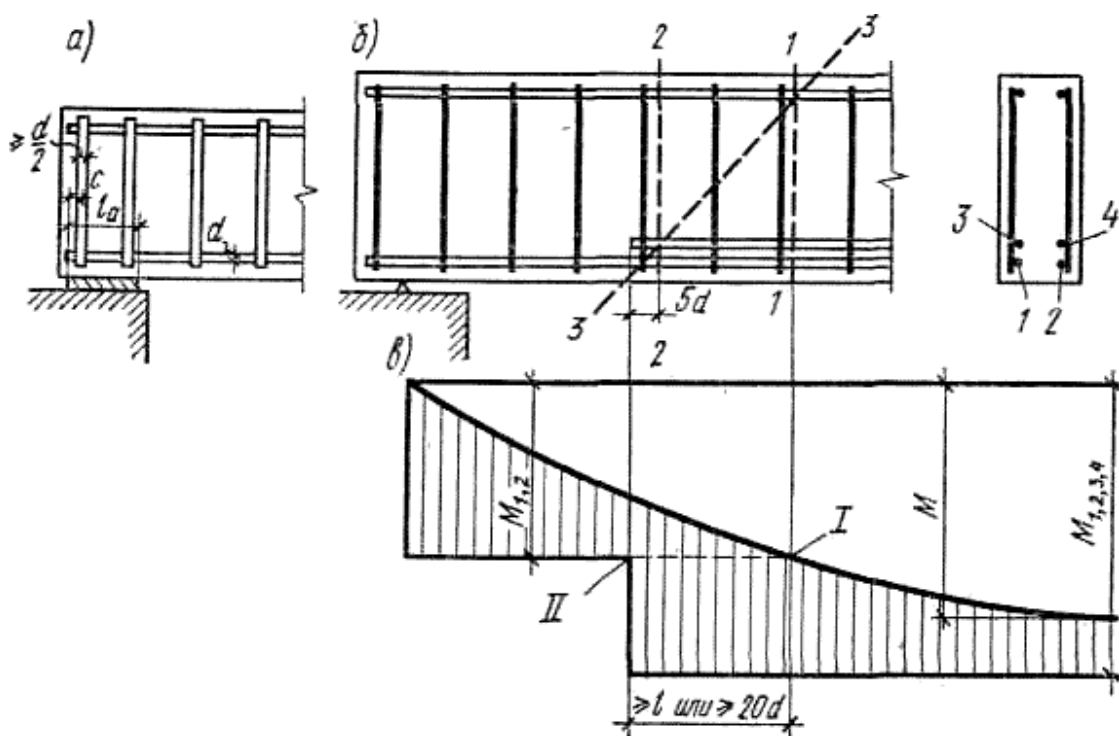
Места теоретического обрыва стержней устанавливают графоаналитическим способом. С этой целью на эпюру изгибающих моментов от внешней нагрузки (рис. 2.23- в) наносят в том же масштабе эпюру моментов, воспринимаемых сечением элемента с фактически имеющейся растянутой арматурой. Пусть, например, в балке по наибольшему моменту подобрана арматура из четырех стержней 1, 2, 3, 4 (рис. 2.23- б). Два из них 1, 2 доводят до опоры, стержни 3, 4 обрывают в пролете. Для определения места их теоретического обрыва на графике (рис. 2.23- в) в принятом масштабе откладывают момент, воспринимаемый сечением, армированным стержнями 1, 2. с площадью $A_{s1,2}(M_{1,2} = R_s A_{s1,2} z)$ и проводят горизонтальную линию, параллельную оси. Место пересечения этой линии с эпюрой изгибающих моментов (сечение 1—1) и будет местом теоретического обрыва.

■ Расчет элементов без поперечной арматуры. В некоторых типах железобетонных конструкций (сплошных плитах, балках высотой до 15 см, многопустотных сборных плитах высотой $h \leq 30$ см и т.п.) допускается не устанавливать поперечную арматуру. В этом случае расчет прочности по наклонным сечениям производят по уравнению (4.34) при $Q_{sw} = Q_{s,inc} = 0$.

С учетом опытных данных условия прочности будут иметь вид

$$Q_A \leq \varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} bh_0^2/c, \quad (2.65)$$

но не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$, где Q_A — поперечная сила в наклонном сечении; φ_{b4} — коэффициент, для тяжелого бетона $\varphi_{b4} = 1,5$; c — длина проекции наклонного сечения; при расчете задаются рядом значений $c \leq 2,5h_0$ с целью определения наименее выгодного.



I — место теоретического обрыва продольных стержней;

II — то же, фактического

Рисунок 2.23 – Обеспечение анкеровки арматуры на опоре (а) и в пролете (б); построение эпюры арматуры (в)

2.7 Расчет прочности сжатых и растянутых элементов

2.7.1 Виды элементов, подверженных внецентренному сжатию

Внецентренно сжатые элементы испытывают воздействие продольной сжимающей силы N , приложенной с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения (рис. 2.24-а), или воздействие силы N и изгибающего момента M (рис. 2.24-б). Одновременное действие силы N и момента M эквивалентно действию только одной силы N , приложенной с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно центра тяжести сечения (рис. 2.24-в).

Существует класс конструкций, в которых в соответствии со статическим расчетом продольная сила действует по оси, проходящей через центр тяжести сечения. Однако фактически и в этих конструкциях имеет место эксцентриситет, вызванный случайными причинами (неоднородность свойств материалов по сечению, начальная кривизна оси элемента, неучитываемые горизонтальные силы и т. п.). Поэтому при расчете по прочности таких элементов должен учитываться случайный эксцентриситет e_a , принимаемый равным большему из значений: $e_a = l/600$, $e_a = h/30$, где l — длина элемента; h — размер поперечного сечения. Кроме того, для конструкций, образуемых из сборных элементов, следует учитывать их возможное взаимное смещение, зависящее от вида конструкций, способа монтажа и т. п. При отсутствии для таких конструкций экспериментально обоснованных значений случайного эксцентриситета его следует принимать не менее 1 см.

При расчете статически определимых конструкций случайный эксцентриситет e_a суммируется с эксцентриситетом $e_0 = M/N$, определенным расчетом; для конструкций статически неопределимых делается послабление, обусловленное возможностью перераспределения усилий в элементах конструкции, и значение эксцентриситета принимается равным определенному только из расчета, но не менее случайного.

К внецентренно сжатым элементам со случайным эксцентриситетом относятся верхние по-

яса ферм при узловой передаче нагрузки, сжатые элементы решетки ферм и т. п. В крайних колоннах одноэтажных промышленных зданий, рамах, арках эксцентриситет определяется расчетом.

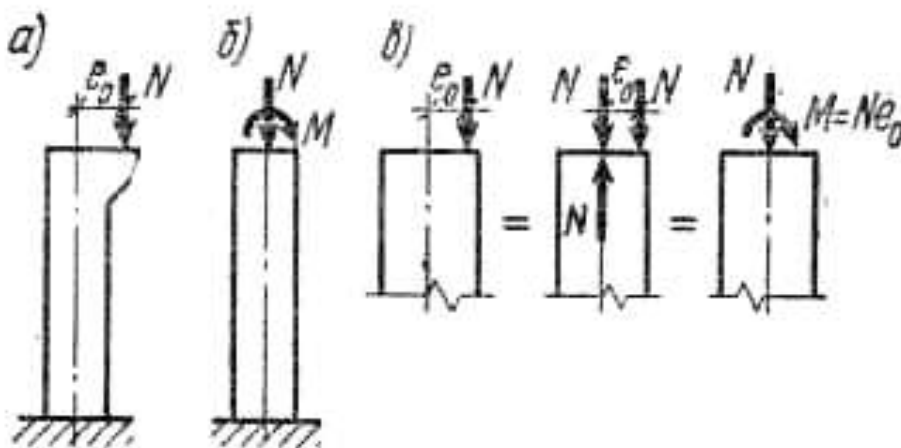


Рисунок 2.24 – Сжатые элементы

Внецентренно растянутые элементы одновременно находятся под действием продольной силы N и изгибающего момента M , что равносильно внецентренному растяжению усилием с эксцентриситетом $e_0 = M/N$. В условиях внецентренного растяжения работают стенки прямоугольных в плане бункеров, затяжек арок с внеузловой нагрузкой. В ряде конструкций (нижние пояса ферм, стенки круглых в плане резервуаров и напорных трубопроводов) эксцентриситет может быть принят равным нулю, и расчет их производится на центральное растяжение.

2.7.2 Конструктивные особенности сжатых элементов с гибкой продольной арматурой и хомутами

Поперечное сечение сжатых элементов, как правило, принимают: при малых эксцентриситетах – квадратное, круглое, кольцевое, при больших – прямоугольное, двутавровое. Элементы квадратного и прямоугольного сечений просты в изготовлении, но более материалоемки. Размеры поперечного сечения определяют расчетом и в целях унификации принимают кратными 50 мм, если размер сечения не превышает 500 мм, и кратным 100 мм — при больших размерах. Чтобы обеспечить качественное бетонирование, сборные и монолитные колонны сечением менее 250×250 мм применять не рекомендуется.

Для колонн обычно применяют бетон классов В 15...30. В последние годы разработаны проекты и начато внедрение элементов из бетонов более высоких классов. Это позволяет получить существенную экономию бетона и арматурной стали.

В зависимости от особенностей армирования сжатые элементы различают:

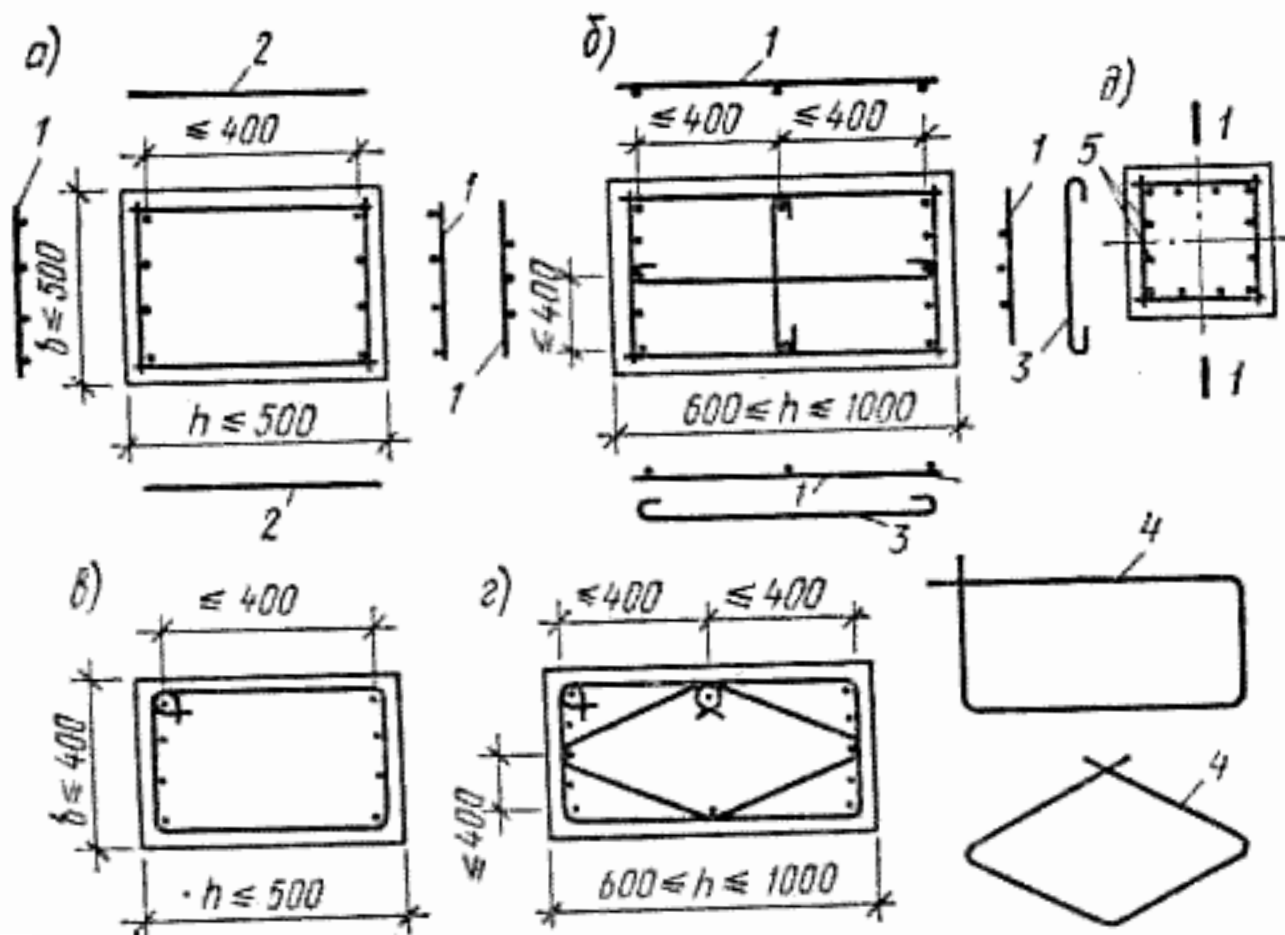
- 1) по виду продольного армирования: с гибкой продольной арматурой и хомутами (рис. 2.25-а); с жесткой (несущей) продольной арматурой (рис. 2.25-б);
- 2) по виду поперечного армирования: с обычным поперечным армированием (хомутами) (см. рис. 2.25-а); с косвенной арматурой, учитываемой в расчете (рис. 2.25-в, г).

Арматура сжатых элементов состоит из продольных и поперечных стержней (хомутов), расположенных, как правило, на равных расстояниях друг от друга. Продольная арматура ставится по расчету и воспринимает часть нагрузки, действующей на элемент. Хомуты, в основном, предназначены для обеспечения проектного положения арматуры и для предотвращения выпучивания продольных стержней при действии внешней нагрузки. Кроме того, хомуты препятствуют развитию поперечных деформаций элемента, тем самым несколько повышая сопротивляемость бетона сжатию. Расположение продольной арматуры может быть симметричным ($A_s = A'_s$) (рис. 2.26) относительно центра тяжести сечения и несимметричным ($A_s \neq A'_s$). Симметричное армиро-

При этом принимают в элементах со случайным эксцентриситетом $\mu = (A_s + A'_s) / (bh)$, а в элементах с расчетным эксцентриситетом $\mu = A_s / (bh_0)$ и $\mu' = A'_s / (bh_0)$. Оптимальный процент армирования по экономическим соображениям принимают 1...2%. Минимальный устанавливают в зависимости от гибкости элемента; он обеспечивает восприятие не учитываемых расчетом воздействий (температурных, усадочных и др.) и предотвращает хрупкое разрушение при образовании трещин. В элементах с расчетным эксцентриситетом $\mu_{\min} = 0,05 \dots 0,25\%$, а в элементах со случайным эксцентриситетом увеличивается вдвое. Рекомендуются максимальные значения $\mu = 3\%$; больший коэффициент армирования допускается лишь при соответствующем обосновании.

Применение арматуры классов Ат-IV, Ат-V, А-V диаметром до 32 мм допускается в вязаных каркасах при наличии косвенного армирования, повышающего деформативность элемента.

В элементах со случайным эксцентриситетом продольную рабочую арматуру располагают по периметру сечения для того, чтобы колонна могла лучше воспринять изгибающие моменты от случайных боковых воздействий и от расчетных усилий. В элементах с расчетными эксцентриситетами рабочую арматуру устраивают у граней, перпендикулярных плоскости действия изгибающего момента.



а, б, д – сварными каркасами; в, г – вязаными; 1 – сварные каркасы; 2 – соединительные стержни; 3 – шпильки; 4 – вязанные хомуты; 5 – промежуточные стержни;

1–1 – плоскость, в которой лежит эксцентриситет е

Рисунок 2.26 – Армирование сжатых элементов с гибкой арматурой

Для удобства бетонирования и обеспечения надежного сцепления арматуры с бетоном расстояние в свету между продольными стержнями принимают: при вертикальном бетонировании не менее 50 мм; при бетонировании в горизонтальном положении не менее 25 мм для нижней арматуры и не менее 30 мм для верхней и в обоих случаях не менее диаметра стержня. Максимально допустимое расстояние между осями стержней составляет 400 мм. Если расстояние между осями продольных стержней превышает 400 мм, то следует предусматривать установку между ними дополнительных стержней диаметром не менее 12 мм. Колонны сечением 400×400 мм можно армировать четырьмя стержнями. Если плоские каркасы противоположных граней колонны имеют промежуточные продольные стержни, то последние по крайней мере через один и не реже чем через 400 мм связывают между собой с помощью шпилек. Шпильки не ставят при ширине грани колонны ≤ 500 мм, если число стержней у этой грани не превышает 4. Примеры армирования сечений колонн даны на рис. 2.26. Поперечную арматуру в сжатых элементах устанавливают конструктивно. Расстояние между хомутами назначают: при $R_{sc} \leq 400$ МПа — не более 500 мм и $20d$ в сварных каркасах или $15d$ в вязаных; при $R_{sc} > 450$ МПа — не более 400 мм и $15d$ в сварных каркасах.

сах или $12d$ в вязаных (d — наименьший диаметр продольных стержней). В местах стыкования рабочих стержней внахлестку без сварки, а также если общее насыщение элемента продольной арматурой превышает 3%, хомуты устанавливают не реже чем через 300 мм и $10d$. Диаметр поперечных стержней d_w в сварных каркасах назначают по условиям свариваемости, а в вязаных — не менее 5 мм и $0,25d$. Для поперечной арматуры используют стали классов В-I, А-I, А-II.

2.7.3 Расчет прочности сжатых элементов со случайным эксцентриситетом

В общем случае расчет элементов со случайным эксцентриситетом производится как для внецентренно сжатых элементов. Однако для элементов прямоугольного сечения при расчетной длине $l_0 \leq 20h$ и симметричной арматуре классов А-I, А-II, А-III допускается расчет с использованием формулы для центрального сжатия. В соответствии с опытами в предельном состоянии по прочности напряжения в бетоне принимают равными R_b , а в арматуре — R_{sc} . Условие прочности

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) \quad (2.66)$$

где A — площадь бетона в поперечном сечении; $A_{s,tot}$ — площадь всей арматуры в сечении элемента; φ — коэффициент, учитывающий гибкость элемента, длительность загрузки, характер армирования, он получен из расчета на внецентренное сжатие с учетом влияния случайного эксцентриситета;

$$\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_{sb} - \varphi_b) R_{sc} A_{s,tot} / (R_b A) \leq \varphi_{sb} \quad (2.67)$$

где φ_b и φ_{sb} — коэффициенты, принимаемые по табл. 2.2.

Таблица 2.2 — Значения коэффициентов φ_b и φ_{sb}

Отношение l_0/H	Коэффициент φ_b для значений N_l/N			Коэффициент φ_{sb} для значений N_l/N		
	0	0,5	1	0	0,5	1
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,92/0,92	0,92/0,92
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,86	0,82	0,89/0,87	0,88/0,85	0,87/0,82
16	0,88	0,82	0,76	0,88/0,85	0,86/0,81	0,84/0,77
18	0,86	0,78	0,69	0,86/0,82	0,83/0,76	0,79/0,70
20	0,84	0,72	0,61	0,84/0,79	0,79/0,71	0,74/0,63

Примечания

l_0 — расчетная длина; для колонн сборных многоэтажных зданий $l_0 = H$, для колонн зданий с монолитными перекрытиями $l_0 = 0,7H$ и т. п., где H — высота этажа. В числителе приведены значения φ_{sb} при площади сечения промежуточных стержней $A_{s,i} < A_{s,tot}/3$ (рис. 2.26-д), в знаменателе при $A_{s,i} \geq A_{s,tot}/3$; N_l — продольная сила от постоянных и временных длительных нагрузок; N — то же, от полной нагрузки.

Несущую способность элемента при известном поперечном сечении, армировании и нагрузке проверяют по формуле (2.66), для чего предварительно по формуле (2.67) и табл. 2.2 определяют коэффициент φ . Если размеры поперечного сечения заданы и требуется найти площадь арматуры, то используют формулу (2.66), из которой площадь сечения арматуры будет $A_{s,tot} = (N/\varphi - R_b A)/R_{sc}$; значение φ определяют путем последовательных приближений (принимая в первом приближении $\varphi = \varphi_{sb}$). При подборе площади сечения бетона и арматуры при заданной

нагрузке, расчетной длине и материалах задаются $\varphi = 1$, $\mu = A_{s, \text{tot}}/A = 0,01$. Тогда из формулы (2.66) вычисляют $A = N/[(\varphi(R_b + \mu R_{sc}))]$. Назначают размеры сечения с учетом унификации и уточняют площадь арматуры. Подбор площади арматуры производят в соответствии с приведенными выше указаниями. Если коэффициент армирования не будет удовлетворять условию $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$, то изменяют поперечное сечение или класс бетона и проводят повторный расчет.

2.7.4 Расчет прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения при расчетных эксцентриситетах

Характер разрушения внецентренно сжатых элементов зависит от ряда причин и прежде всего от эксцентриситета. При больших эксцентриситетах (рис. 2.27-а) разрушение начинается с текучести арматуры у грани, наиболее удаленной от продольной силы, затем происходит разрушение сжатого бетона (случай 1). При относительно малых эксцентриситетах все сечение сжато или часть его сжата, а часть слабо растянута, разрушение начинается со стороны наиболее напряженного волокна сжатого бетона. Напряжения в арматуре у грани, более удаленной от продольной силы, могут быть равны нулю, сжимающими или растягивающими, но не достигают предела текучести. Напряжение в ближайшей к продольной силе арматуре (рис. 2.27-б) достигает R_{sc} (случай 2).

• Случай 1. Имеет место при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, случай 2 — при $\xi > \xi_R$. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R определяется по формуле (2.25). Расчетные зависимости получают на основе предпосылок, аналогичных принятым для изгибаемых элементов: расчет ведется по III стадии напряженно-деформированного состояния; в предельном состоянии по прочности принимают $\sigma_s = R_s$; $\sigma'_{sc} = R_{sc}$; $\sigma_b = R_b$; эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны — прямоугольная; работа растянутого бетона не учитывается. Условие прочности получают, сопоставляя внешний момент M и сумму моментов внутренних сил в сечении относительно центра тяжести растянутой арматуры 5 (рис.2.27-а):

$$Ne \leq M_b + M'_s = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2.68)$$

где $e = e_0 + h/2 - a$.

Высоту сжатой зоны бетона находят, проектируя все действующие силы на горизонтальную ось:

$$N = N_b + N'_s - N_s = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (2.69)$$

Пользуясь полученными зависимостями, можно проверить несущую способность сечения или подобрать требуемую арматуру. При определении несущей способности из формулы (2.69)

$$x = (N - R_{sc} A'_s + R_s A_s) / (R_b b).$$

Если $x \leq x_R = \xi_R h_0$ (случай 1), то подставляют его в формулу (2.68) и проверяют условие прочности. При $x > x_R$ расчет следует вести по формулам случая 2.

При подборе сечения арматуры в двух полученных уравнениях (2.68) и (2.69) оказывается три неизвестных: x , A_s , A'_s . В этом случае наиболее экономичное сечение (как и в изгибаемых элементах с двойной арматурой) получают, приняв $x = x_R$. Тогда из формулы (2.68) площадь сжатой арматуры

$$A'_s = (Ne - \alpha_R R_b b h_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a')],$$

а из формулы (2.69) площадь растянутой

$$A_s = (R_b b \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s - N) / R_s.$$

Для элементов из бетона класса В30 и ниже нормы рекомендуют формулы, в которых принято $\alpha_R = 0,4$, $\xi_R = 0,55$. Тогда

$$A'_s = (Ne - 0,4 R_b b h_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a')];$$

$$A_s = (0,55 R_b b h_0 + R_{sc} A'_s - N) / R_s.$$

Полученные зависимости справедливы при $A'_s > 0$ и $A'_s \geq \mu_{\min} b h_0$. Если $A'_s < 0$, то по расчету сжатая арматура не требуется, однако в соответствии с нормами она должна быть поставлена конструктивно в количестве $A'_s = \mu'_{\min} b h_0$. В этом случае из формулы (2.68) определяют момент, воспринимаемый бетоном $M_b = M - M'_s = Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')$ и соответствующую ему высоту сжатой зоны, т. е. по $\alpha_m = M_b / (R_b b h_0^2)$ находят ξ , после чего из формулы (2.69) $A_s = (R_b b \xi h_0 + R_{sc} A'_s - N) / R_s$.

При симметричном армировании $A_s = A'_s$ и при $R_s = R_{sc}$ (для арматуры классов А-П...А-III) $x = N / (R_b b)$. Тогда из формулы (2.68)

$$A_s = A'_s = [Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)] / [R_{sc} (h_0 - a')].$$

• Случай 2 ($\xi = x/h_0 > \xi_R$). Расчетные предпосылки те же, что и в предыдущем случае, однако напряжения в арматуре, наиболее удаленной от продольной силы, в предельном состоянии $\sigma_s < R_s$.

Условие прочности определяют по формуле (2.68), а условие равновесия примет вид (рис. 2.27-б)

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (2.70)$$

где σ_s для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III определяют по эмпирической формуле

$$\sigma_s = [2(1 - \xi) / (1 - \xi_R) - 1] R_s.$$

Из формулы видно, что при $\xi = \xi_R$; $\sigma_s = R_s$; при $\xi = 1$ (все сечение сжато) $\sigma_s = -R_s = R_{sc}$.

Согласно нормам проверка прочности прямоугольного сечения с симметричной арматурой при $x > \xi_R h_0$ может также производиться из условия (2.68), принимая высоту сжатой зоны $x = \xi h_0$, где значение ξ для бетона класса В30 и ниже

$$\xi = x/h_0 = [\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R] / (1 - \xi_R + 2\alpha_s), \quad (2.70)$$

здесь $\alpha_n = N / (R_b b h_0)$, $\alpha_s = R_s A_s / (R_b b h_0)$.

Требуемое количество симметричной арматуры в этом случае

$$A_s = A'_s = [Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)] / R_{sc} (h_0 - a'),$$

где x — высота сжатой зоны [см. формулу (2.70)].

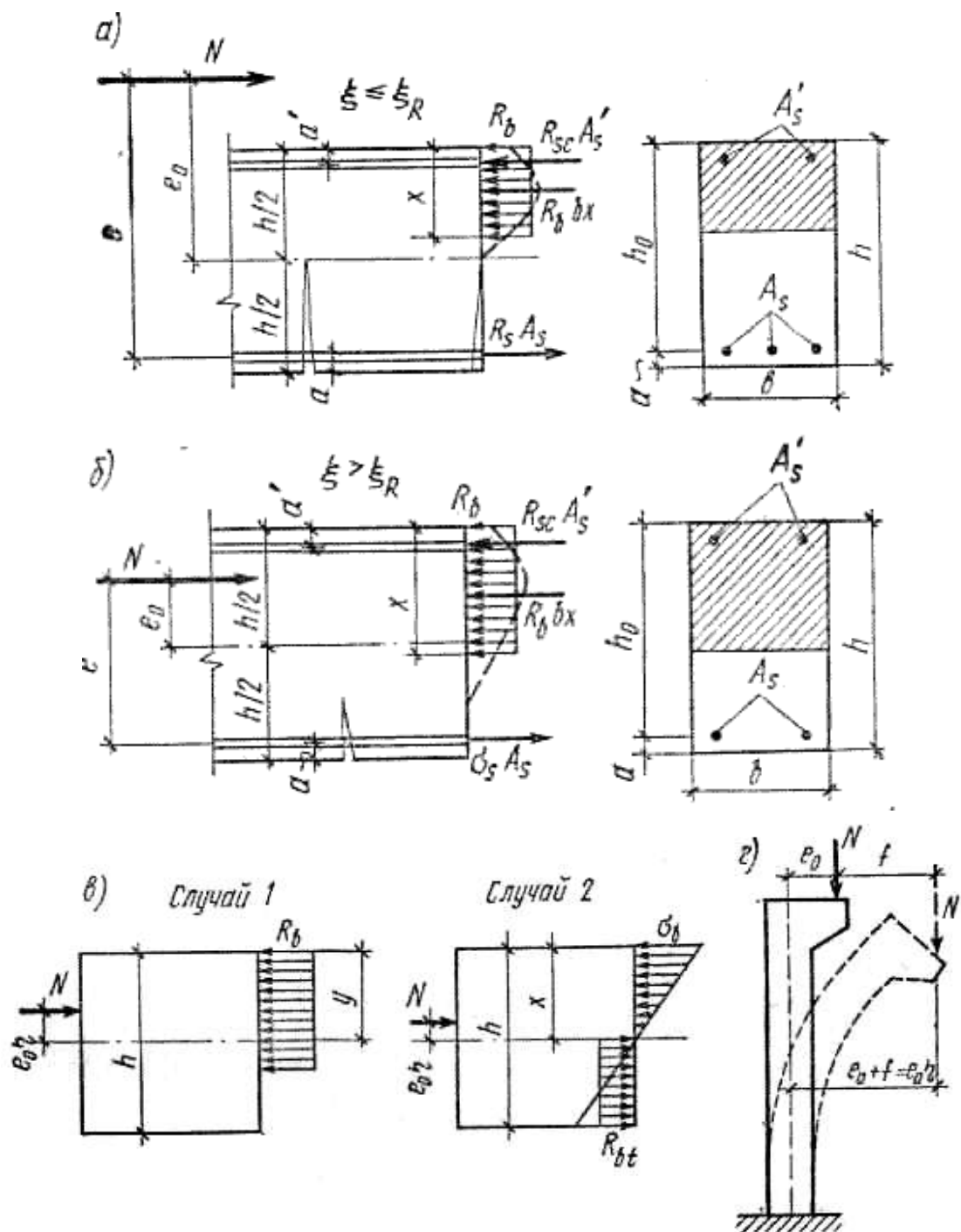


Рисунок 2.27 – Схемы расчетных усилий в сечениях сжатых железобетонных (а, б) и бетонных (в) элементов; увеличение эксцентриситета продольной силы в гибких элементах (г)

Учет влияния гибкости элемента. Полученные формулы относятся к расчету прочности внецентренно сжатых элементов, гибкостью которых можно пренебречь. Гибкие элементы под влиянием внешней нагрузки изгибаются, вследствие чего начальный эксцентриситет увеличивается (рис. 2.69-г). При этом возрастает изгибающий момент и разрушение происходит при меньшей продольной силе, чем в негибких элементах. Влияние прогиба на несущую способность сжатого элемента рекомендуется учитывать путем рассмотрения деформированного состояния конструкции. Однако расчет по деформированной схеме с учетом неупругих деформаций бетона и наличия трещин в его растянутой зоне пока представляет значительные трудности. Поэтому нормы допускают рассчитывать внецентренно сжатые элементы по недеформированной схеме (по приведен-

ным выше формулам), учитывая влияние прогиба f на его прочность путем умножения начального эксцентриситета e_0 на коэффициент η . Расчетный эксцентриситет при гибкости $l_0/i > 14$ (для прямоугольных элементов $l_0/h > 4$)

$$e_{0\eta} = e_0 + f = e_0 \eta = e_0 / (1 - N/N_{cr}) \quad (2.70)$$

где e_0 — начальный эксцентриситет, полученный из статического расчета по недеформированной схеме с учетом случайного эксцентриситета; N_{cr} — условная критическая сила, зависящая от геометрических характеристик, деформативных свойств материалов, эксцентриситета продольной силы, длительности действия нагрузки, предварительного напряжения и количества арматуры. При небольшой гибкости элемента $l_0/i < 14$ ($l_0/h < 4$) влияние продольного изгиба на увеличение эксцентриситета становится незначительным, и принимают коэффициент $\eta = 1$. В целях ограничения прогибов элементов рекомендуется соблюдать $\eta \leq 2,5$. При $\eta > 2,5$ следует увеличить размеры поперечного сечения и в первую очередь его высоту.

2.7.5 Сжатые элементы, усиленные косвенным армированием

Если в сжатых элементах с небольшим эксцентриситетом одновременно с продольной установить поперечную арматуру с малым шагом, то можно существенно повысить несущую способность элемента. Такое армирование называют косвенным. Для круглых или многогранных колонн принимают косвенное армирование в виде спиралей или сварных колец (см. рис. 2.25-в), для элементов прямоугольного сечения — в виде часто расположенных поперечных сварных сеток (см. рис. 2.25-г). Косвенное армирование в виде сеток затрудняет бетонирование и поэтому его применяют для местного усиления торцов железобетонных колонн, под опорами сильно нагруженных балок и т. п. Спирали изготавливают из арматуры классов А-I...А-III диаметром 6...14 мм (или проволоки класса Вр-I)*. Для обеспечения эффективной работы шаг спиральной арматуры должен быть не более $1/5$ диаметра ядра сечения колонны d_1 и не более 8 см; минимальный шаг спирали нормами не ограничен, но, исходя из удобства бетонирования, его назначают не менее 3 см.

Сварные сетки для косвенного армирования изготавливают из арматуры тех же классов, что и спирали, диаметром 4...14 мм, размер ячеек принимают от 45×45 до 100×100 мм, но не более $1/4$ меньшей стороны сечения колонны, шаг сеток $s = 6...15$ см. Во всех случаях продольная арматура колонны должна проходить внутри контура сеток (см. рис. 2.25-г).

Косвенная арматура, подобно обоям, сдерживает поперечные деформации бетона и тем самым увеличивает сопротивление его действию осевых продольных сил. Бетон, заключенный внутри спиралей или сварных сеток, продолжает сопротивляться внешним воздействиям даже после отслоения наружного слоя. Разрушение произойдет только после достижения в поперечной арматуре предела текучести.

Расчет прочности колонн с косвенным армированием производят по приведенным выше формулам, подставляя в них вместо R_b приведенную призматическую прочность $R_{b,red}$, определяемую при армировании поперечными сварными сетками по формуле

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \quad (2.71)$$

где φ — коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле $\varphi = 1/(0,23 + \psi)$, где $\psi = \mu_{xy} R_{s,xy} / l(R_b + 10)$; μ_{xy} — коэффициент косвенного армирования, $\mu_{xy} = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / (A_{ef} s)$; n_x, A_{sx}, l_x — соответственно число стержней, площадь сечения одного стержня, его длина (считая в осях крайних стержней) в одном направлении; n_y, A_{sy}, l_y — то же, в другом направлении; A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток; s — расстояние между сетками; $R_{s,xy}$ — расчетное сопротивление арматурных сеток.

При центральном сжатии ($e_0 = 0$) эффективность кольцевой арматуры максимальна. С уве-

личением e_0 эффект спирального армирования снижается (В последние годы применяют спиральную предварительно напряженную арматуру из высокопрочной проволоки класса В-II, наматывая ее на бетон). Это объясняется тем, что сжатая зона бетона охвачена спиральной арматурой лишь по внешнему контуру, что не может в достаточной мере ограничить развитие поперечных деформаций. При армировании сетками в сжатой зоне, как правило, оказывается несколько ячеек сетки, каждая из которых работает самостоятельно, поэтому прочность бетона в таких внецентренно сжатых элементах практически не снижается.

Граничное значение ξ_R вычисляют по формуле (2.25), в которой со находят по эмпирической зависимости, учитывающей большую деформативность элементов с косвенным армированием. Косвенное армирование учитывают в расчете при гибкости $l_0/i \leq 35$ (здесь i — радиус инерции ядра сечения, ограниченного осями крайних стержней поперечной арматуры), а также при условии, что несущая способность элемента, определенная по приведенным выше формулам (при A_{ef} и $R_{b,red}$), превышает его несущую способность, определенную по полному сечению A и величине расчетного сопротивления бетона R_b (без учета косвенной арматуры).

Для того чтобы в стадии эксплуатации в защитном слое не образовались продольные трещины и не произошло преждевременное отслаивание бетона, элементы с косвенным армированием проверяют по дополнительному условию:

$$N \leq 1,8R_b A_{red}/(1 + e_0 y/i_{red}^2) \quad (2.72)$$

где A_{red} и i_{red} — соответственно площадь и радиус инерции полного приведенного сечения элемента; y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатого волокна.

При определении приведенных характеристик сечения принимают коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha = 0,65R_s/R_b$.

2.7.6 Сжатые элементы с несущей (жесткой) арматурой

Сжатую несущую арматуру применяют главным образом в многоэтажных зданиях каркасного типа, возводимых из монолитного железобетона. В этом случае несущую арматуру используют вместо лесов для поддержания опалубки, свежееуложенного бетона и восприятия монтажных нагрузок. Работает она как стальной каркас. После приобретения бетоном необходимой прочности конструкция работает как железобетонная.

Наиболее целесообразно применять несущую арматуру, когда нагрузка от собственной массы конструкции не превышает 25% полной нагрузки, перерасход стали в этом случае незначителен и вполне окупается за счет экономии средств на устройство лесов. Жесткую арматуру используют в виде двутавров, швеллеров (см. рис. 2.25-б), уголков, пакетов полос и т. п. Гибкую продольную арматуру и хомуты по периметру колонны ставят во всех случаях. Сечение жесткой арматуры принимают наименьшим по условию восприятия нагрузок в процессе строительства — 3...8% от площади поперечного сечения бетона. Суммарное содержание жесткой и гибкой арматуры не должно превышать 15%.

Опыты показывают, что при указанных условиях жесткая арматура работает совместно с бетоном вплоть до разрушения, когда напряжения в ней достигают предела текучести. Напряжения, возникающие в несущей арматуре в процессе возведения конструкции, не снижают прочности железобетонного элемента.

Расчет прочности центрально-сжатых элементов с несущей арматурой производят по формулам:

- при содержании арматуры до 3%

$$N \leq \varphi_a (R_b A_b + R_{sc} A_s + R_{sa} A_{sa});$$

• при содержании арматуры более 3% (площадь бетона, занимаемая арматурой, исключается)

$$N \leq \varphi_a [R_b A_b + (R_{sc} - R_b) A_s + (R_{sa} - R_b) A_{sa}],$$

где A_{sa} – площадь сечения жесткой арматуры; R_{sa} – расчетное сопротивление жесткой арматуры; φ_a – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба.

2.7.7 Расчет стыков сборных колонн

Конструкции стыков сборных колонн зависят от назначения здания, размеров колонн и действующих усилий. При больших эксцентриситетах продольной силы N , т. е. при значительных моментах применяют жесткие стыки, выполненные путем ванной сварки выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках, при последующем замоноличивании этих подрезок бетоном (рис. 5.5, а). При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают угловые подрезки бетона длиной 150 мм, при арматурных же выпусках по всему периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сварными сетками и заканчивают в виде пластин толщиной 8...10 мм или бетонного выступа. Полость стыка (подрезки и шов между торцами стыка элементов) замоноличивают в инвентарных формах под давлением.

Такой стык рассчитывают в двух стадиях: до замоноличивания – как шарнирный – на нагрузки, действующие в этой стадии, и после замоноличивания – как жесткий.

Расчет незамоноличенных стыков производят на местное смятие бетона центрирующей прокладки с учетом дополнительного усилия, воспринимаемого арматурными выпусками:

$$N = \psi R_{b,red} A_{loc,1} + 0,5\varphi R_{sc} A_s \quad (2.73)$$

где $A_{loc,1}$ – площадь сечения, равная площади центрирующей прокладки при опирании ее на бетон; 0,5 – коэффициент условий работы; φ – коэффициент продольного изгиба для выпусков при l_0 , равной фактической длине выпусков; A_s – площадь сечения всех выпусков.

Расчет замоноличенного стыка (в стадии эксплуатации) производят в зоне подрезки бетона. При этом учет косвенного армирования зависит от его расположения в зоне стыка. При наличии косвенного армирования сетками как в бетоне колонны, так и в бетоне замоноличивания, рассматривают все сечение, ограниченное стержнями сеток, расположенными у граней замоноличенного участка колонны.

При малых эксцентриситетах продольной силы $e_0 = M/N \leq 0,2h$ применяют стык колонн (рис. 2.28-б) с торцовыми листами толщиной 10...20 мм и центрирующей прокладкой размером $b_1 = (1/3)b$, $h_1 = (1/3)h$, $t=3..4$ мм, где b и h – размеры сечения колонны. К торцовым листам приваривают анкерные стержни из арматуры периодического профиля диаметром d и длиной $20d$. По периметру листов имеются фаски для удобства сварки при монтаже колонны. Торцы стыкуемых колонн армируют горизонтальными сварными сетками. Продольное усилие с одного стыкуемого элемента другому передается через центрирующую прокладку и сварные швы, напряжение вне зоны контакта вследствие гибкости торцовых листов принимают равным нулю. Тогда действующая в колонне сжимающая сила N распределяется пропорционально площади контакта:

$$N_{wf} = NA_{wf}/A; \quad N_p = NA_p/A \quad (2.74)$$

где N_{wf} – усилие, которое передается на сварные швы по контуру стыка; A_{wf} – площадь контакта по периметру сварного шва торцового листа; N_p – усилие, передаваемое через центрирующую прокладку; A_p – площадь контакта под центрирующей прокладкой; A – полная площадь контакта, $A=A_{wf}+A_p$.

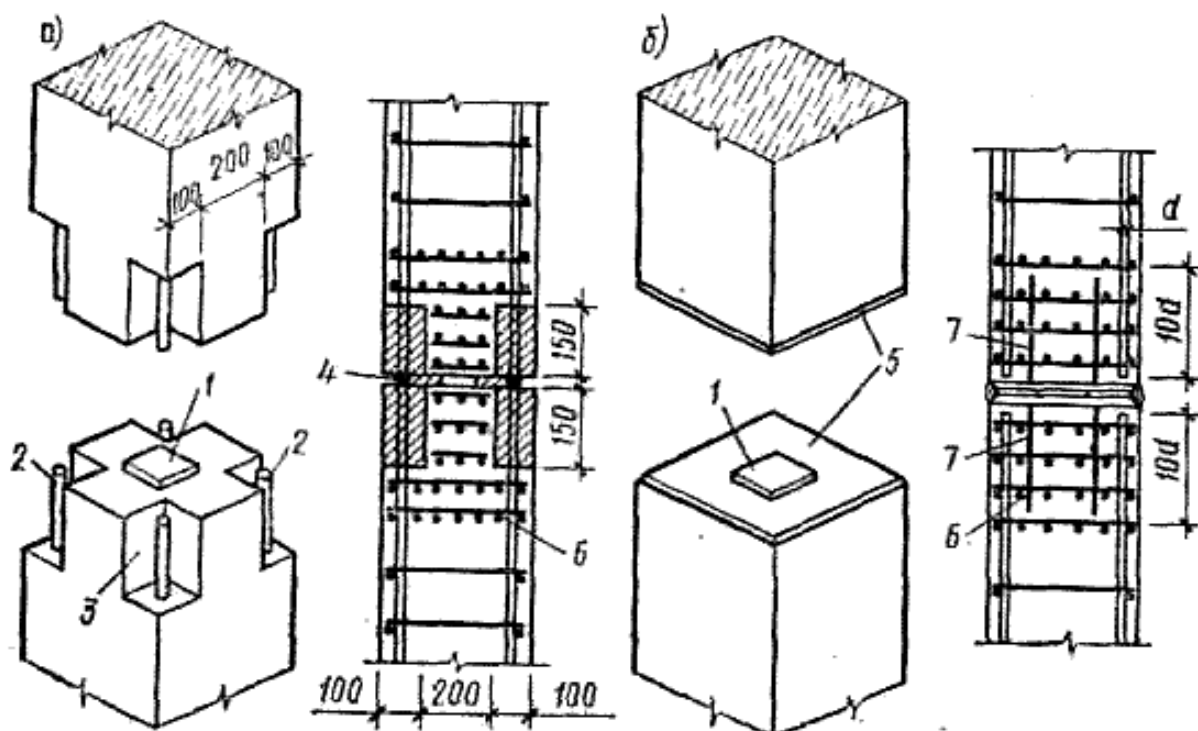
Требуемая высота сварного шва

$$h_w = N/0,7R_{wf} + \Sigma l_w \quad (2.75)$$

где R_{wf} — расчетное сопротивление сварного шва; Σl_w — суммарная длина сварных швов стыка с учетом непровара, равного 1 см.

Если в стыке действует изгибающий момент, то швы, перпендикулярные плоскости изгиба, рассчитывают с учетом дополнительной силы $N_{wl}=M/h$. Тогда усилие на шов

$$N_1 = \frac{N_{wf} b}{2(b+h)} + \frac{M}{h}$$



1 — центрирующая прокладка; 2 — выпуски арматуры; 3 — подрезка;
4 — ванная сварка; 5 — торцовый лист; 6 — сварные сетки; 7 — анкеры

Рисунок 2.28 — Конструкции стыков сборных колонн

2.7.8 Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов

При расчете прочности нормальных сечений внецентренно сжатых бетонных элементов рассматривают два случая (рис. 2.27-в):

- 1) при относительно больших эксцентриситетах предельное состояние наступает вследствие разрушения бетона сжатой зоны, в растянутой допускается образование трещин, сопротивление бетона на растяжение не учитывается;
- 2) предельное состояние характеризуется разрушением бетона растянутой зоны, сопротивление бетона растяжению учитывается (трещины не допускаются, например, в элементах, подвергающихся давлению воды).

При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов учитывают случайный и расчетный эксцентриситеты продольного усилия. В гибких элементах ($l_0/h > 4$) необходимо учитывать влияние на несущую способность прогибов путем умножения эксцентриситета на коэффициент η .

Применение внецентренно сжатых бетонных элементов не допускается при эксцентриситетах приложения продольной силы (с учетом прогибов) $e_0\eta$, превышающих: при основном сочетании нагрузок $0,9y$, при особом сочетании $0,95y$ и в любом случае $y - 1$ см, где y – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна бетона (рис. 2.27-в).

Расчет прочности внецентренно сжатых элементов из тяжелого бетона как с трещинами, так и без трещин в растянутой зоне, производят из условия

$$N \leq R_b A_b, \quad (2.76)$$

где A_b – площадь сжатой зоны бетона, определяемая из условия прохождения оси приложения внешней силы через центр тяжести сжатой зоны (рис. 5.4, в); для элементов прямоугольного сечения $A_b = bh(1 - 2e_0\eta/h)$.

Внецентренно сжатые элементы, в которых не допускается появление трещин, помимо условия (5.13) должны удовлетворять условию, учитывающему сопротивление бетона растянутой зоны, которое для элементов прямоугольного сечения имеет вид

$$N \leq 1,75 R_{bt} bh / (6e_0\eta/h - \varphi) \quad (2.77)$$

где $\varphi = 1,6 - \sigma_b/R_{b,ser}$, но не менее 0,7 и не более 1,0; σ_b – максимальное напряжение сжатия, вычисляемое как для упругого тела.

В бетонных элементах предусматривают конструктивное армирование в местах резкого изменения размеров сечения элементов, у растянутой или менее сжатой грани внецентренно сжатых элементов, если в сечении возникают растягивающие напряжения или сжимающие напряжения менее 1,0 МПа, а также при наибольших сжимающих напряжениях более $0,8R_b$ (напряжения определяют как для упругого тела); при этом коэффициент армирования μ принимают равным или более 0,0025. В сборных бетонных элементах необходимое армирование определяют расчетом по прочности на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже.

2.7.9 Конструктивные особенности растянутых элементов

Центрально растянутые элементы, как правило, выполняют предварительно напряженными с целью повышения их трещиностойкости, а арматуру в их поперечном сечении располагают симметрично, чтобы избежать эксцентриситета при обжатии.

Растянутые элементы армируют стержнями диаметром 3...32 мм; в целях ограничения ширины раскрытия трещин целесообразно применять меньшие диаметры при большем количестве стержней. Такое армирование также способствует более равномерному распределению напряжений в бетоне. В предварительно напряженных резервуарах и трубах напрягаемую арматуру нави-

вают на наружную поверхность, создавая обжатие конструкции в радиальном направлении.

Общие принципы конструирования железобетонных внецентренно растянутых элементов те же, что и внецентренно сжатых: продольную рабочую арматуру устанавливают по сторонам сечения, перпендикулярным плоскости изгиба, и связывают сварными или вязаными хомутами. Особенностью конструирования являются стыки рабочих стержней элементов, выполняемые, как правило, на сварке.

Для растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой применяют бетоны классов В15...В22,5. Предварительно напряженные конструкции изготовляют из бетона класса не ниже В22,5. В конструкциях, находящихся под давлением жидкостей, следует применять в качестве ненапрягаемой арматуры горячекатаную сталь классов А-II и А-I, предварительно напряженной — высокопрочную проволоку, канаты и горячекатаную сталь классов А-V, А-VI, Ат-V и Ат-VI.

Минимальный процент армирования устанавливают из условия предупреждения внезапно-го разрушения при раскрытии трещин и принимают: для центрально-растянутых элементов 0,1%, для внецентренно растянутых 0,05%.

2.7.10 Расчет прочности центрально растянутых элементов

При работе центрально растянутых элементов под нагрузкой, как и изгибаемых элементов, различают три стадии напряженно-деформированного состояния: стадию I – до образования в бетоне трещин, стадию II – после образования трещин до достижения текучести в арматуре и стадию III – разрушение. К моменту разрушения элемент оказывается рассеченным сквозными трещинами. В соответствии с этим в расчетном предельном состоянии по прочности работу бетона на растяжение не учитывают, а продольная сила воспринимается только напрягаемой арматурой площадью A_{sp} и ненапрягаемой площадью A_s . Прочность центрально растянутого элемента будет обеспечена при выполнении условия

$$N \leq \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s, \quad (2.78)$$

где γ_{s6} – коэффициент, учитывающий работу высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести.

2.7.11 Расчет прочности внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения

Характер разрушения внецентренно растянутых элементов зависит от величины эксцентриситета. При этом возможны два случая.

- Случай 1 – внешняя продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре (малые эксцентриситеты). Как и в центрально-растянутых элементах, бетон пересечен сквозными трещинами, а внешние усилия воспринимаются только продольной арматурой (рис. 2.29-а). Условия прочности получают, составив уравнения моментов относительно центров тяжести арматуры A_s и A'_s :

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a'); \quad (2.79)$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a') \quad (2.80)$$

Эти формулы непосредственно используют для проверки несущей способности и подбора арматуры.

- Случай 2 – продольная сила находится за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре. Часть сечения, удаленная от силы N (рис. 2.29-б), сжата, остальная часть сече-

ния – растянута. Прочность элемента, как и в случае изгиба, обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны и предельным сопротивлением сжатию бетона и арматуры сжатой зоны.

Условия прочности при $x \leq \xi_R h_0 = x_R$ получают из сопоставления внешнего момента и суммы моментов внутренних сил относительно центра тяжести растянутой арматуры:

$$Ne \leq M_b + M'_s = R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (2.81)$$

Высоту сжатой зоны находят из условия

$$N + R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s = 0 \quad (2.82)$$

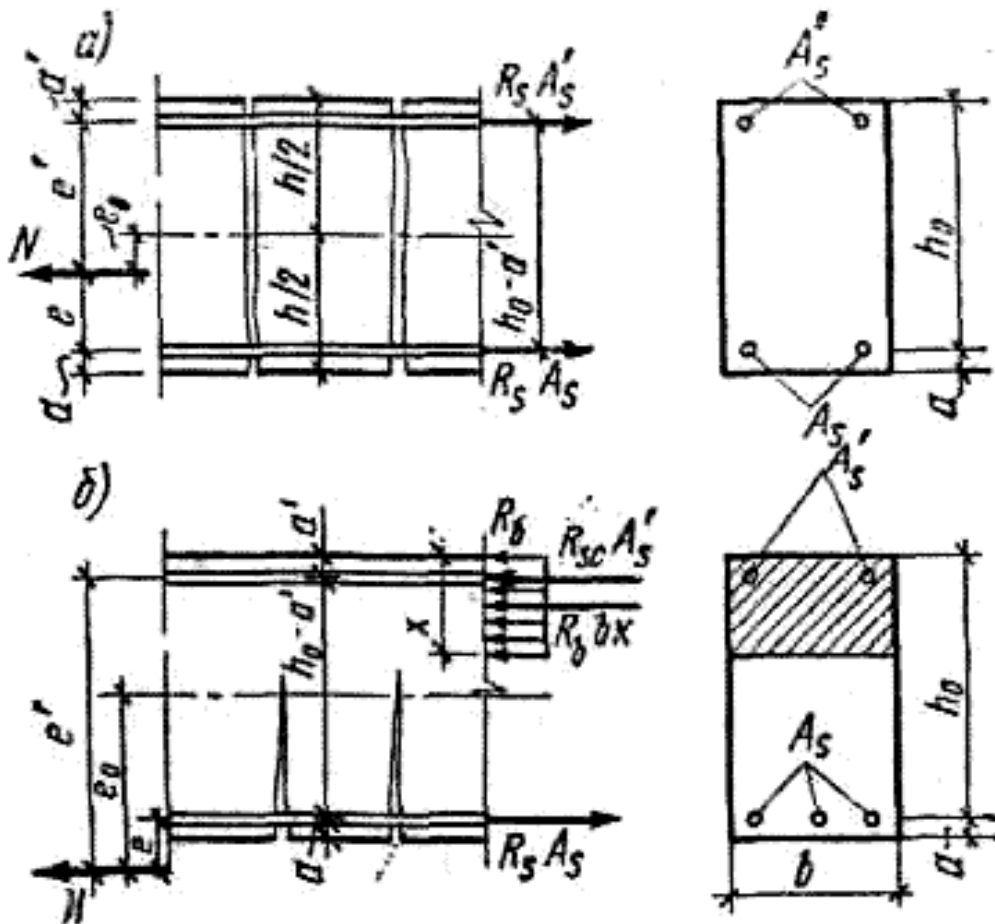


Рисунок 2.29 – Схемы расчетных усилий в сечениях внецентренно растянутых элементов

При проверке несущей способности найденное из формулы (2.82) значение x подставляют в формулу (2.81).

При подборе площади сечения арматуры для получения минимального значения $A_s + A'_s$ принимают $x_R = \xi_R h_0$ и, используя (2.82), находят

$$A'_s = (Ne - \alpha_R R_b b h_0^2) / [R_{sc} (h_0 - a')].$$

Площадь сечения растянутой арматуры определяют из (2.82):

$$A_s = N/R_s + R_b b \xi_R h_0 / R_s + R_{sc} A'_s / R_s.$$

Если окажется, что сжатая арматура по расчету не требуется ($A'_s < 0$) или ее количество недостаточно по конструктивным требованиям ($A'_s < \mu_{\min} b h_0$), то количество сжатой арматуры принимают равным $\mu_{\min} b h_0$. В этом случае вычисляют $a_m = [N e - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / (R_b b h_0^2)$, определяют ξ и площадь растянутой арматуры

$$A_s = N/R_s + R_b b \xi h_0 / R_s + A'_s R_{sc} / R_s.$$

Если найденное из (2.82) значение $\xi > \xi_R h_0$, то в формулу (2.81) подставляют $\xi = \xi_R$, где ξ_R определяют по формуле (2.25).

2.8 Расчет прочности железобетонных элементов на местное действие нагрузок

2.8.1 Расчет на местное сжатие (смятие)

Если нагрузка приложена к элементу на ограниченном участке, то бетон работает в условиях стесненных деформаций и прочность его повышается. Повышение прочности зависит прежде всего от схемы приложения нагрузки (в средней части элемента или на краю и т. п.), вида бетона, наличия армирования и т. д. Воздействие местной нагрузки встречается в стыках колонн, при опирании стальной колонны на фундамент, при нагрузках, передаваемых балками на стену, под анкерными плитами и т. п. Нагрузка может передаваться на бетон непосредственно или через прокладки (рис. 2.30-а). Для усиления бетона при необходимости устраивают косвенное армирование (рис. 2.30-б). При расчете на местное сжатие железобетонных элементов с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток должно удовлетворяться условие

$$N \leq \psi R_{b,loc}^* A_{loc1}, \quad (2.83)$$

где N – сжимающая сила от местной нагрузки; ψ – коэффициент, учитывающий равномерность распределения местной нагрузки на площади смятия и способность бетона к перераспределению напряжений, при косвенном армировании $\psi = 1$; $R_{b,loc}^*$ – приведенная прочность бетона при местном сжатии; A_{loc1} – фактическая площадь смятия.

$$R_{b,loc}^* = R_b \varphi_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \varphi_s, \quad (2.84)$$

где R_b – призменная прочность бетона; φ_b – коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном сжатии, зависящий от соотношения расчетной A_{loc2} и фактической A_{loc1} площади смятия; φ – коэффициент эффективности косвенного армирования; μ_{xy} – коэффициент косвенного армирования сетками; $R_{s,xy}$ – расчетное сопротивление растяжению арматуры сеток; φ_s – коэффициент. Далее даны формулы для коэффициентов:

$$\begin{aligned} \varphi_b &= \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}} \leq 3,5; \\ \mu_{xy} &= (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / (A_{ef} s); \\ \varphi_s &= 4,5 - (3,5 A_{loc1}) / A_{ef}, \end{aligned}$$

где A_{loc2} – расчетная площадь смятия, в A_{loc2} помимо A_{loc1} включается дополнительный участок поверхности сжимаемого элемента, вовлекаемый в работу и принимаемый в зависимости от схемы приложения нагрузки (рис. 2.30-в, г) [1]; n_x , A_{sx} , l_x – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки в одном направлении; n_y , A_{sy} , l_y – то же, в

другом направлении; s – расстояние между сетками; A_{ef} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток (считая в осях крайних стержней).

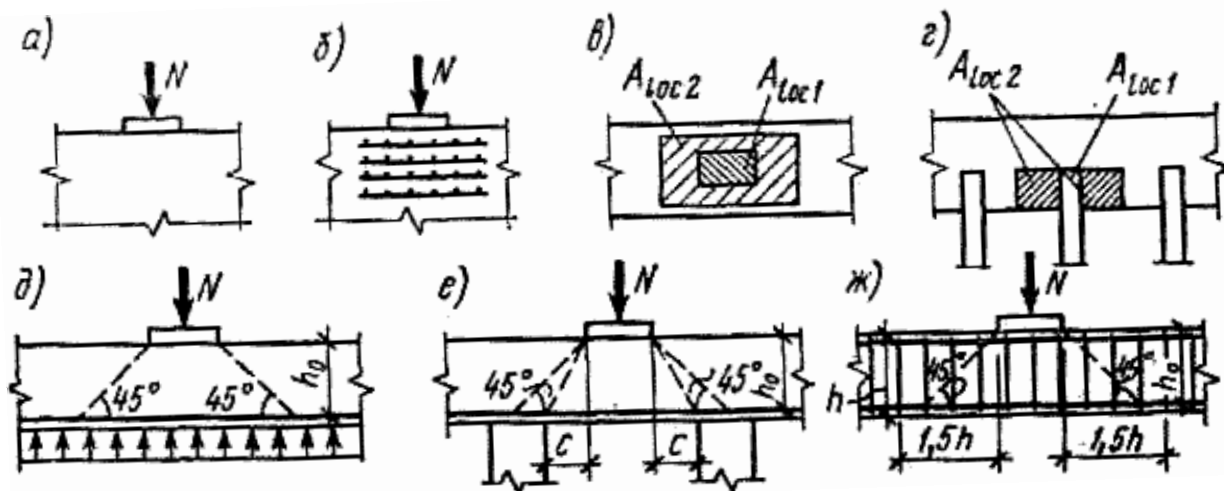


Рисунок 2.30 – К расчету железобетонных элементов на местное действие нагрузок

Выражения (2.83) и (2.84) справедливы и при расчете на местное сжатие элементов без косвенного армирования, т. е. когда $\mu_{xy}=0$. В этом случае второй член правой части уравнения (2.84) будет отсутствовать. Значение R_b вводится в расчет с коэффициентом 0,9 (как для бетонных элементов). Кроме того, коэффициент ϕ_b ограничивается для тяжелого бетона 1,5, а ψ в формуле (2.83) принимается при равномерно распределенной местной нагрузке на площади смятия – 1, при неравномерном ее распределении (под концами балок) – 0,75.

2.8.2 Расчет на продавливание

Плитные конструкции (безбалочные перекрытия, фундаменты под колонны, свайные ростверки и т. п.) при действии сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, могут разрушаться от продавливания.

• Продавливание обычно происходит по поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, боковые грани наклонены под углом 45° к горизонту, а высота равна рабочей высоте плиты h_0 (рис. 2.30-д).

Расчет плиты (без поперечной арматуры) на продавливание должен производиться из условия

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0, \quad (2.85)$$

где F – продавливающая сила; α – экспериментальный коэффициент, для тяжелого бетона $\alpha = 1$; R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению; u_m – среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания.

Продавливающая сила F принимается равной продольной силе N , приложенной к верхнему основанию пирамиды продавливания, за вычетом сил (если они имеются), приложенных к нижнему основанию и сопротивляющихся продавливанию (рис. 2.30-г). В том случае, когда схема загрузки и опирания конструкции такова, что продавливание может происходить только по поверхности пирамиды под углом наклона боковых поверхностей больше 45° , например, в свайных ростверках (рис. 2.30-е), несущая способность на продавливание увеличивается. Это учитывается умножением правой части условия (2.85) на h_0/c (где c – длина горизонтальной проекции пирами-

ды продавливания, но не более удвоенной несущей способности при обычной пирамиде продавливания).

В ряде случаев возникает необходимость ограничения толщины плиты, определяемой расчетом на продавливание. Это относится к мощным фундаментным плитам под большие нагрузки от колонн, безбалочным перекрытиям в зданиях, сооружаемых методом подъема этажей. Одним из способов снижения толщины плиты является установка в зоне продавливания поперечной арматуры (рис. 2.30-ж). При установке поперечной арматуры должно удовлетворяться условие

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0 + 0,8 R_{sw} A_{sw}, \quad (2.86)$$

но не более удвоенной несущей способности на продавливание без поперечной арматуры (A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры, пересекающей боковые грани пирамиды продавливания); здесь R_{sw} – предельное напряжение в хомутах принимается равным 175 МПа.

2.8.3 Расчет на отрыв

При действии нагрузки, приложенной в пределах высоты сечения балки (например, в месте примыкания второстепенной балки к главной), может произойти отрыв растянутой зоны бетона.

- Расчет на отрыв производится из условия, что отрывающая сила F , умноженная на коэффициент $(1 - h_s/h_0)$, должна быть воспринята специально поставленной для этого в зоне отрыва поперечной арматурой

$$F (1 - h_s/h_0) \leq R_{sw} A_{sw}. \quad (2.87)$$

Длина зоны отрыва a при отрывающей нагрузке, распределенной по ширине b , принимает ся $a=2h_s+b$, где h_s – расстояние от уровня передачи нагрузки (центра тяжести сжатой зоны элемента, вызывающего отрыв) до центра тяжести сечения растянутой арматуры.

2.9 Железобетонные фундаменты

2.9.1 Классификация фундаментов

Фундаменты, так же как и перекрытия, являются неотъемлемой частью любого здания. В подавляющем большинстве случаев их выполняют из железобетона. Они передают нагрузку от опирающихся на них колонн или стен на основание. Фундаменты бывают трех типов: отдельные – под каждой колонной (рис. 2.31-а), ленточные – под рядами колонн в одном или двух направлениях (см. рис. 10.5), а также под стенами (рис. 2.31-б), сплошные – под всем сооружением (рис. 2.31-в). Тип фундамента выбирают из сопоставления их стоимости, расхода материалов и трудовых затрат с учетом эксплуатационных и конструктивных требований. Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках, хороших грунтах и достаточно редком расположении колонн. При больших нагрузках и относительно слабых грунтах делают ленточные фундаменты. Последние особенно целесообразны при неоднородных грунтах и различных по величине нагрузках. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна, то устраивают сплошные фундаменты.

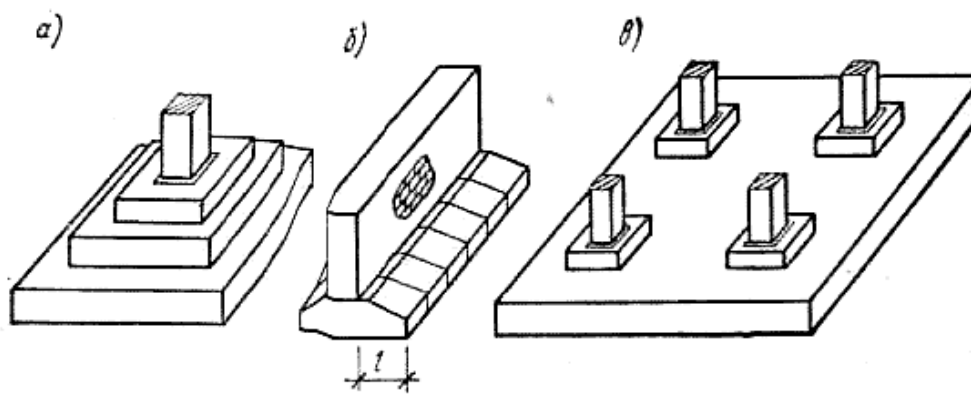


Рисунок 2.31 – Типы железобетонных фундаментов

2.9.2 Отдельные фундаменты

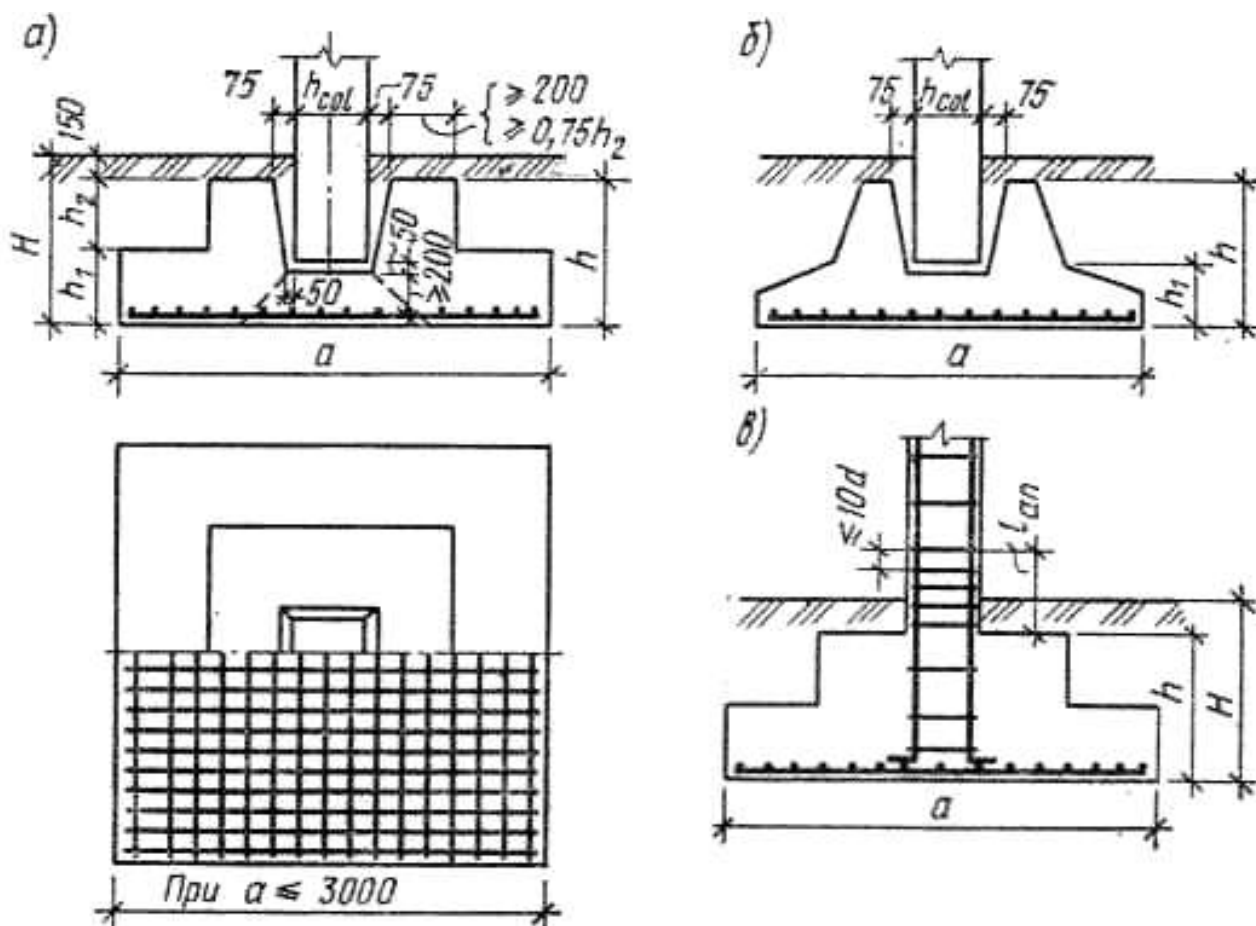
■ Центральные-нагруженные фундаменты. Эти фундаменты проектируют квадратными в плане.

● По форме они могут быть ступенчатыми (рис. 2.32-а) или пирамидальными (рис. 2.32-б). Последние экономичнее по расходу материалов, но сложнее в изготовлении и применяются реже. Обычно фундаменты проектируют так, чтобы нулевой цикл строительных работ мог быть закончен до монтажа колонн и произведена обратная засыпка грунта. Для этого верх фундамента располагают на 15 см ниже уровня чистого пола. Устанавливают фундаменты на естественный грунт, бетонную, щебеночную или песчаную подготовку толщиной 10 см.

● По способу изготовления различают фундаменты сборные и монолитные, в большинстве случаев применяют монолитные фундаменты. Сборные устраивают, когда они невелики по размерам, в сложных геологических или суровых зимних условиях, а также когда применение их сокращает сроки строительства и дает экономию. Монолитные фундаменты выполняют из бетона классов В12,5...В15, сборные-В15...В20. Центральные-нагруженные фундаменты армируют сварными сетками классов А-II, А-III с одинаковой арматурой в двух направлениях. Шаг стержней обычно принимают 150...200 мм, диаметр – не менее 10 мм. Минимальная толщина защитного слоя при возведении монолитного фундамента на бетонной подготовке – 35 мм, при ее отсутствии – 70 мм, для сборных фундаментов – 30 мм.

Сборные фундаменты проектируют под сборные колонны, монолитные фундаменты – как под сборные, так и под монолитные. Сборные колонны жестко заделывают в специальные гнезда – стаканы, оставляемые в фундаменте при бетонировании (рис. 2.32-а, б). Закрепление колонн в стакане осуществляют посредством заливки цементного раствора, между стенкой и колонной. Для жесткого соединения монолитных колонн с фундаментами из последних выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетной площади арматуры колонны у обреза фундамента (рис. 2.32-в). Выпуски арматуры фундамента стыкуют с арматурой колонны дуговой сваркой или внахлестку, без сварки. Стыки устраивают выше уровня пола. В пределах фундамента выпуски арматуры соединяют в каркасы хомутами и доводят до бетонной подготовки. Расчет фундамента состоит из двух частей: расчета основания (определяют форму и размеры подошвы) и тела фундамента (высоту фундамента, размеры его ступеней и сечения арматуры).

Расчет основания фундамента. Определение размеров подошвы фундамента производят при допущении, что реактивное давление на грунт по подошве фундамента распределяется по линейному закону, например при центральном нагружении по прямоугольной эпюре (рис. 2.33). В действительности распределение давления зависит от свойств грунта, жесткости фундамента и имеет более сложный характер. Однако, как показали исследования, принятое допущение упрощает расчет и не приводит к ошибкам.



а – монолитный под сборную колонну; б – сборный под сборную колонну;
в – монолитный под монолитную колонну.

Рисунок 2.32 – Отдельные центрально нагруженные фундаменты

Нагрузками, создающими давление на грунт, являются продольная сила N_{col} , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его ступенях N_{fun} . Площадь подошвы A должна быть подобрана так, чтобы среднее давление под подошвой не превышало расчетного давления на грунт R :

$$(N_{col} + N_{fun})/A \leq R. \quad (2.88)$$

Значение продольного усилия принимают с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1$, поскольку расчет основания производят по деформациям. Обозначив глубину заложения подошвы фундамента H и принимая нагрузку от средней плотности материала фундамента и грунта на его ступенях $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$, из (2.88) получают

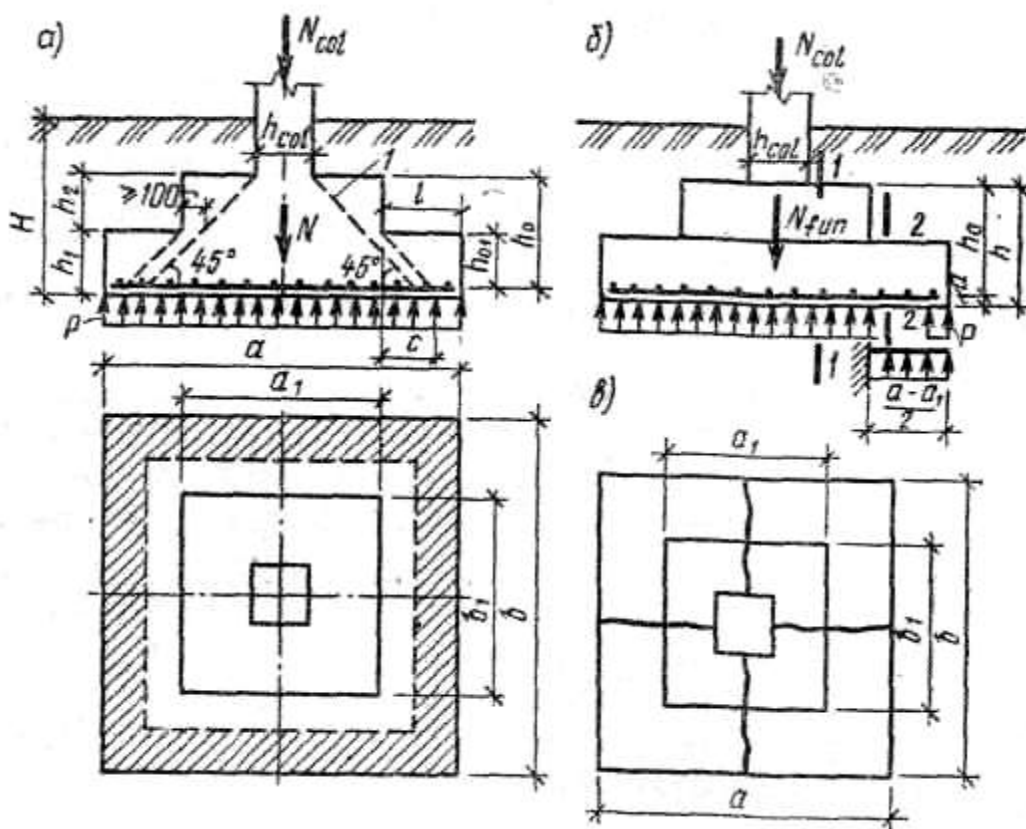
$$(N_{col} + AH\gamma_m)/A \leq R,$$

откуда

$$A \geq N_{col}/(R - \gamma_m H). \quad (2.89)$$

По найденной площади устанавливают размеры сторон подошвы фундамента, округляя их в большую сторону до значения, кратного 30см, если применяют металлическую инвентарную опалубку, и 10см при использовании неинвентарной опалубки.

Далее переходят к расчету прочности тела фундамента.



1 – пирамида продавливания

Рисунок 2.33 – К расчету отдельных центрально нагруженных фундаментов

Расчет тела фундамента. Высоту фундамента определяют из условия его прочности на продавливание в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом 45° к вертикали. Если основание пирамиды продавливания выходит за пределы основания фундамента, то расчет на продавливание не производят.

В качестве расчетной продавливающей силы F принимают силу N_{col} за вычетом отпора грунта p , распределенного по площади нижнего основания пирамиды продавливания. При квадратной колонне со стороной h_{col} площадь нижнего основания будет $(h_{col} + 2h_0)^2$, тогда

$$F = N_{col} - p (h_{col} + 2h_0)^2 \quad (2.90)$$

где N_{col} – расчетное продольное усилие, передаваемое колонной на фундамент, вычисляемое при $\gamma_f > 1$; p – отпор грунта от расчетного продольного усилия без учета веса фундамента и грунта на его ступенях.

Условие прочности на продавливание имеет вид средне арифметического между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания

$$u_m = [4h_{col} + 4(h_{col} + 2h_0)]/2 = 4(h_{col} + h_0) \quad (2.91)$$

Рабочая высота центрально-нагруженного фундамента с квадратной подошвой может быть вычислена с учетом (2.90) и (2.91):

$$h_0 = \frac{h_{col}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_{col}}{R_{bt} + p}} \quad (2.92)$$

тогда полная высота фундамента будет $h=h_0+a$ (рис. 2.90-б).

Проверку фундамента на продавливание следует производить не только по всей высоте, но и под каждой из ступеней.

Если в стакан фундамента устанавливают сборную колонну, то его глубина (м) должна также удовлетворять конструктивным требованиям обеспечения жесткого защемления колонны в фундаменте и достаточной анкеровки продольной арматуры:

$$\begin{aligned} h_{soc} &\geq (1 - 1,5) h_{col} + 0,05; \\ h_{soc} &\geq l_{an} + 0,05, \end{aligned} \quad (2.93)$$

где l_{an} – длина анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента, $l_{an} = (20...30)d$.

Определив высоту фундамента из расчета на продавливание [см. формулу (2.92)] и конструктивных требований, принимают большую из них. При $h \leq 450$ мм фундамент выполняют одноступенчатым, при $450 \text{ мм} < h \leq 900$ мм – двухступенчатым и при $h > 900$ мм – трехступенчатым.

Причинами разрушения фундаментов под сборные колонны могут также быть продавливание дна стакана (см. рис. 2.33-а) и раскалывание фундамента (рис. 2.33-в). Это имеет место при отсутствии надежного сопряжения колонны с фундаментом из-за некачественного омоноличивания стыка и т. п. Проверку дна стакана на продавливание осуществляют по аналогии с изложенным ранее. Проверку фундамента на раскалывание (рис. 2.33-в) определяют по формуле

$$N_{col} \leq 2\mu\gamma_1 A_1 R_b, \quad (2.94)$$

где μ – коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 – коэффициент условия работы фундамента в грунте, $\gamma_1 = 1,3$; A_1 – площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны, за вычетом площади стакана.

Ступени фундамента работают под воздействием реактивного давления грунта p снизу, подобно консолям, заделанным в массив фундамента (рис. 2.33-б). Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высота нижней ступени должна быть также проверена на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном:

$$Q = p(l - c)b \leq 1,5 R_{bt} b h_0^2 / c, \quad (2.95)$$

где правую часть неравенства принимают не менее $0,6R_{bt}bh_0$ и не более $2,5R_{bt}bh_0$; c — длина проекции рассматриваемого наклонного сечения (рис. 2.33-а).

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом по нормальным сечениям 1–1, 2–2; значения изгибающих моментов в этих сечениях как для консольных балок:

$$M_{1-1} = 0,125p(a - h_{col})^2 b; \quad (2.96)$$

$$M_{2-2} = 0,125p(a - a_1)^2 b. \quad (2.97)$$

Требуемую площадь арматуры, воспринимающую растягивающие напряжения при изгибе в сечении 1–1 на всю ширину фундамента, определяют из условия $M_{1-1} = R_s A_{s1} z_1$, приняв $z_1 \approx 0,9h_0$:

$$A_{s1} = M_{1-1} / (0,9h_0 R_s); \quad (2.98)$$

аналогично для сечения 2–2

$$A_{s2} = M_{2-2} / (0,9h_{01} R_s) \quad (2.99)$$

Из двух значений A_{s1} и A_{s2} выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра

и количества стержней. Вначале задаются шагом стержней, затем определяют их количество, на единицу больше числа шагов. Деля A_s на число стержней, получают требуемую площадь одного стержня, по которой подбирают диаметр. При ширине подошвы фундамента более 3м в целях экономии стали половину стержней можно не доводить до конца на $1/10$ длины в каждую сторону.

Внецентренно нагруженные фундаменты. Фундаменты под внецентренно сжатые колонны испытывают воздействие нормальной силы N , изгибающего момента M и поперечной силы Q (рис. 2.34-а). При небольших моментах фундаменты проектируют квадратными в плане, при значительных – прямоугольными с большим размером в плоскости действия момента.

Требуемую площадь фундамента определяют предварительно по формуле (2.89) с коэффициентом 1,2...1,6, учитывающим влияние момента:

$$A = (1,2 \dots 1,6) N_{col} / (R - \gamma_m H) \quad (2.100)$$

Вычислив площадь подошвы фундамента и задавшись соотношением сторон $b/a = (0,6 \dots 0,8)$, определяют a и b . Затем находят максимальное и минимальное давление под краем подошвы в предположении линейного распределения напряжений в грунте (рис. 2.34-б...г):

$$p_{\max, n} = \frac{N_{tot}}{A} \pm \frac{M_{tot}}{W} = \frac{N_{tot}}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{a} \right) \quad (2.101)$$

где N_{tot} , M_{tot} — нормальная сила и изгибающий момент при $\gamma_f = 1$ на уровне подошвы фундамента,

$$\begin{aligned} N_{tot} &= N_{col} + A \gamma_m H; \\ M_{tot} &= M_{col} + Q_{col} h, \end{aligned} \quad (2.102)$$

e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести подошвы фундамента, $e_0 = M_{tot} / N_{tot}$; W — момент сопротивления подошвы фундамента, $W = ba^2/6$.

Максимальное краевое давление p_{\max} на грунт не должно превышать $1,2R$ (для исключения возникновения в грунте пластических деформаций), а среднее давление $p_m - R$.

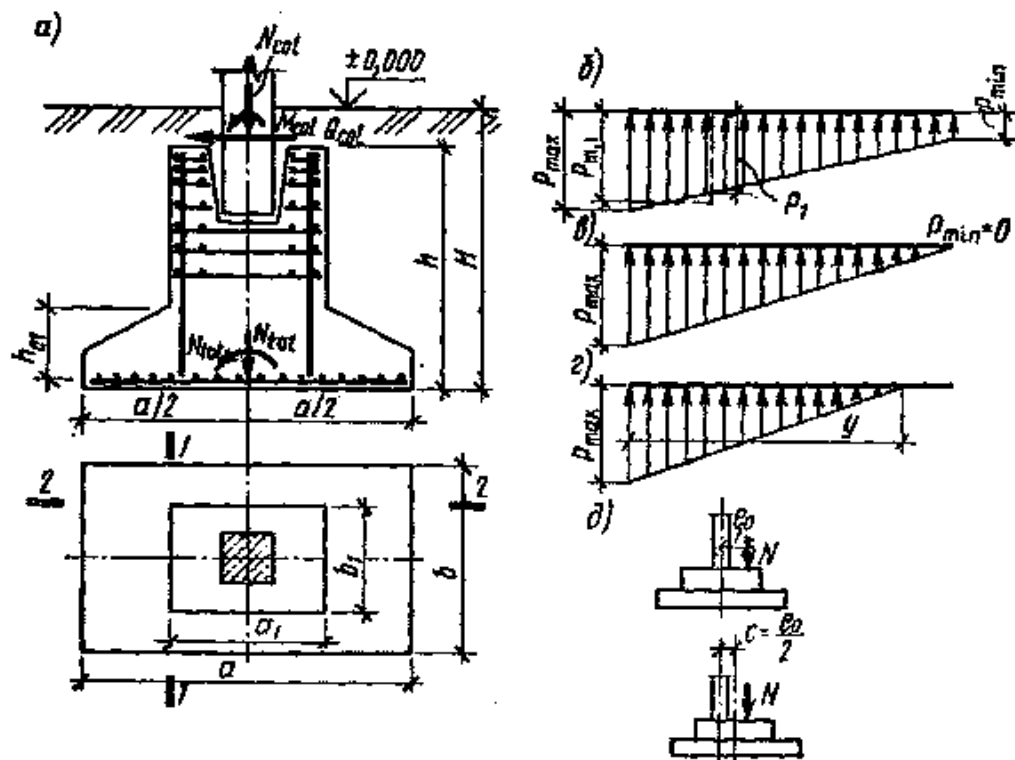


Рисунок 2.34 – Отдельный внецентренно нагруженный фундамент с повышенным стаканом

В промышленных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 75 т принима-

ют $p_{\min} \geq 0,25p_{\max}$ (см. рис. 2.34-б) т. е. не допускается отрыв фундамента от грунта. Последнее требование будет соблюдаться, если $a \geq 6e_0$. В зданиях без кранов допускается исключение из работы не более $1/4$ подошвы фундамента (см. рис. 2.34-г). Для уменьшения эксцентриситета при больших изгибающих моментах целесообразно сместить фундамент относительно колонны (см. рис. 2.34-д). Очевидно, при смещении на e_0 фундамент будет нагружен центрально. Обычно принимают $c = e_0/2$.

Высоту внецентренно нагруженного фундамента, как и центрально нагруженного, определяют из условия продавливания (2.92) и конструктивных требований (2.93). Высота нижней ступени и дно стакана должны быть проверены расчетом на продавливание; нижнюю ступень, кроме того, проверяют по условию (2.95) восприятия поперечной силы одним бетоном. Фундаменты под сборные колонны рассчитывают на раскалывание по обеим осям.

Для определения площади арматуры нижней части фундамента находят отпор грунта от расчетных нагрузок N_{col} , M_{col} , Q_{col} , передаваемых колонной без учета веса фундамента, при $\gamma_f > 1$:

$$M = M_{col} + Q_{col} h; \quad e_0 = M/N_{col};$$

$$p_{\max} = \frac{N_{col}}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{a} \right). \quad (2.103)$$

Затем вычисляют изгибающие моменты по граням колонны и уступов фундамента, как в консольной плите:

• в направлении действия момента — от среднего давления на этих участках (рис. 10.4, б): для сечения 1—1

$$M_{1-1} = p_{m1} (a - a_1)^2 b / 8, \quad (2.104)$$

где $p_{m1} = (P_{\max} + P_1) / 2$;

• в направлении, перпендикулярном плоскости действия момента, от давления $p_m = N_{col} / (ab)$; для сечения 2—2

$$M_{2-2} = p_m (b - b_1)^2 a / 8. \quad (2.105)$$

После определения моментов подсчитывают требуемое количество арматуры в каждом направлении по формуле

$$A_{s,i} = M / (0,9h_{oi} R_s) \quad (2.106)$$

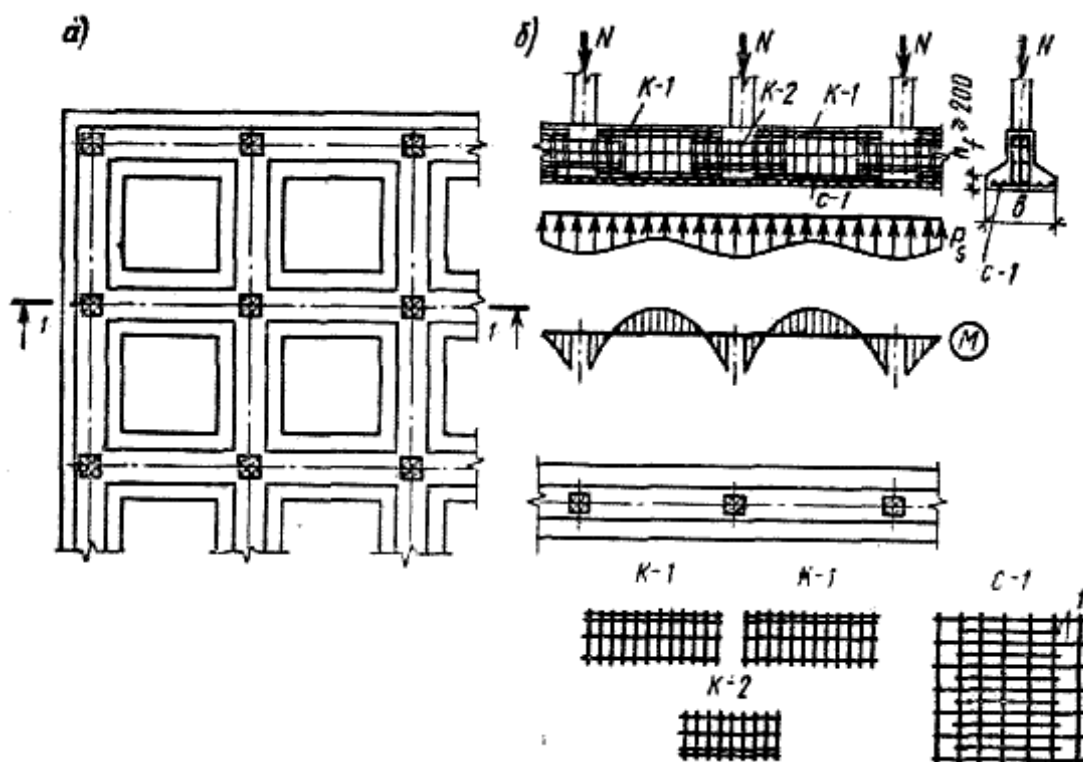
где h_{oi} — расчетная высота рассматриваемого сечения.

2.9.3 Ленточные фундаменты

Ленточные фундаменты устраивают под сплошные стены (см. рис. 2.31-б) и под рядами колонн в виде отдельных (рис. 10.5, б) или перекрестных лент (рис. 2.34-а).

Ленточные фундаменты под стенами. Их обычно делают сборными, собираемыми из отдельных блоков-подушек, на которые опираются фундаментные блоки. Блоки-подушки могут быть сплошные — прямоугольного и трапециевидного профилей, ребристые и пустотные. Наибольшее распространение получили сплошные блоки трапециевидного профиля. Они имеют простую геометрическую форму, армируются понизу одной сеткой и поэтому более просты в изготовлении, чем блоки других типов. Блоки-подушки укладывают вплотную и с зазором. Ширину их определяют из расчета основания — делением нормативной нагрузки на сопротивление грунта. Расчет прочности подушки производят только в поперечном направлении, рассматривая выступы как консоли, загруженные реактивным давлением грунта p (без учета массы подушки и грунта на ней). Площадь арматуры подбирается по моменту $M = pl^2/2$, где l — вылет консоли (см. рис. 2.31-б).

Толщину сплошной подушки h назначают из условия восприятия поперечной силы $Q=pl$ одним бетоном (без поперечного армирования), принимая ее не менее 200мм.



1 – рабочая арматура

Рисунок 2.35 – Ленточные фундаменты под колонны

Ленточные фундаменты под рядами колонн (рис. 2.35-а, б). Их выполняют обычно монолитными, таврового сечения с полкой понизу. В продольном направлении отдельная лента работает на изгиб, как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн и отпора грунта снизу. Ребра армируют подобно неразрезным балкам. Продольную арматуру определяют расчетом прочности нормальных сечений на изгибающий момент, поперечную – расчетом наклонных сечений на поперечную силу. Фундаменты армируют сварными или вязаными каркасами. При армировании сварными каркасами в ребре должно быть не менее двух каркасов при $b < 400$ мм, не менее трех – при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее четырех – при $b > 800$ мм. Плоские каркасы объединяют в пространственные. Для этого к верхним продольным стержням приваривают соединительные стержни или на них укладывают сварные сетки. Поскольку в процессе возведения и эксплуатации сооружения возможно неравномерное загрузку фундамента и его неравномерная осадка, в ребрах укладывают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру и количестве $\mu = 0,2 \dots 0,4\%$. Свесы полков тавра работают под воздействием отпора грунта как консоли, защемленные в ребре. Толщину полки назначают из условия, чтобы в ней не требовалась арматура для восприятия поперечной силы. Для армирования полков целесообразно применять сварные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. При этом поперечные стержни используют как арматуру полки, а продольные включают в площадь нижней рабочей арматуры.

При расчете фундаментные ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины при небольших расстояниях между колоннами можно считать абсолютно жесткими, поскольку деформации конструкции малы по сравнению с деформациями основания. Распределение давления по подошве таких фундаментов можно приближенно принимать по линейному закону. Абсолютно жесткий ленточный фундамент рассчитывают как статически неопределимую балку, на которую сверху действует нагрузка от колонн, а снизу – реактивный отпор грунта. Размеры

площади подошвы фундамента в этом случае устанавливают как для фундаментов, нагруженных внецентренно (или центрально) вдоль ленты. При симметричном загрузении ленты вдоль ее оси эпюра давления на грунт имеет вид прямоугольника, при несимметричном – трапеции.

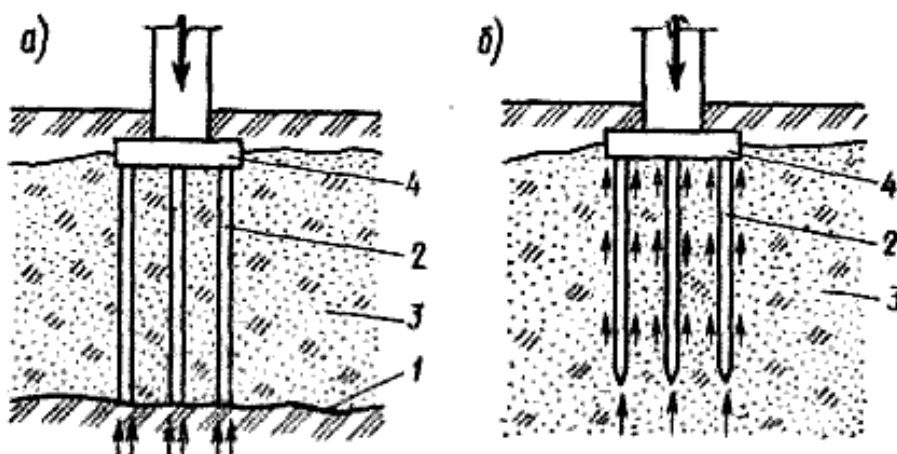
Фундаментные ленты большой длины, нагруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, считаются гибкими, поскольку их перемещения соизмеримы с перемещениями основания. Железобетонные гибкие ленточные фундаменты рассчитывают как балки на упругом основании. При этом широкое применение нашли два метода расчета. Метод, основанный на гипотезе Винклера, предполагает, что величина осадки в какой-либо точке основания прямо пропорциональна давлению, приложенному к этой точке и не зависит от осадки других точек. Согласно другому методу грунт рассматривают как однородное упругое тело, бесконечно простирающееся вниз и в стороны и ограниченное сверху плоскостью. Такое основание принято называть упругим полупространством. Расчет железобетонных ленточных фундаментов как балок на упругом основании и упругом полупространстве детально разработан и изложен в специальной литературе.

2.9.4 Сплошные фундаменты

Конструктивные решения сплошных фундаментов аналогичны решениям монолитных железобетонных перекрытий и могут проектироваться как ребристые или безбалочные плиты, нагруженные снизу отпором грунта, а сверху – сосредоточенными или распределенными нагрузками от колонн или стен. В ребристых плитах ребра располагают сверху или снизу плиты. Последнее решение предпочтительнее, особенно в зданиях с подвалом, поскольку в этом случае не требуется устройства опалубки ребер (бетон можно укладывать в траншеи) и упрощается устройство пола подвала. Безбалочные плиты целесообразны при сетке колонн, близкой к квадратной (см. рис. 2.31-в). Применяют также коробчатые (рамные) фундаменты под многоэтажные здания и некоторые другие высокие сооружения. Они состоят из верхней и нижней плит и системы продольных и поперечных вертикальных ребер (диафрагм).

2.9.5 Сплошные фундаменты

Свайные фундаменты применяются при возведении зданий и сооружений на грунтах с недостаточной несущей способностью. Они состоят из группы свай, объединенных поверху ростверком – железобетонной плитой (балкой). По сравнению с фундаментами на естественном основании применение свайных фундаментов уменьшает объем земляных работ, снижает трудоемкость нулевого цикла, облегчает производство работ в зимнее время.



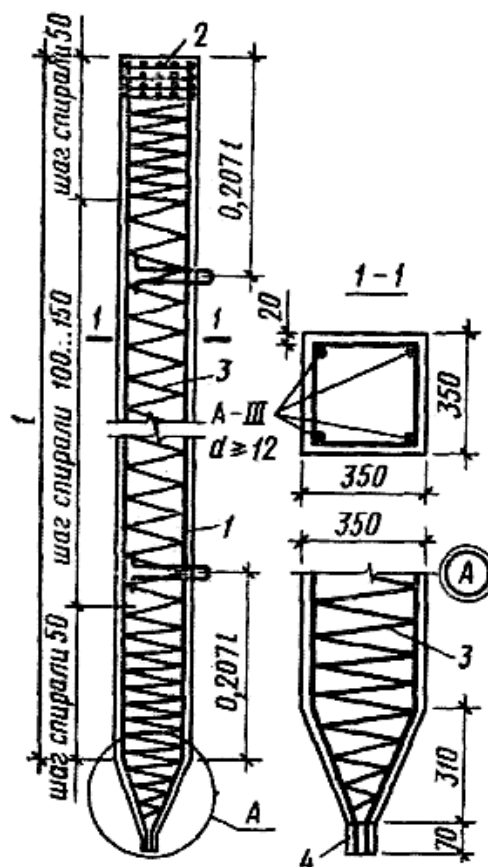
а – на сваях-стойках, б – на висячих сваях;
1 – твердый грунт; 2 – сваи; 3 – рыхлый грунт; 4 – ростверк

Рисунок 2.36 – Схема свайного фундамента:

● По характеру работы различают сваи-стойки, опирающиеся на твердый грунт, и висячие сваи, нагрузка на которые воспринимается грунтом как по площади поперечного сечения сваи, так и силами трения по ее боковой поверхности (рис. 2.36). В отечественной практике известно более 150 видов свай, отличающихся материалом, способом устройства и т. п., однако наибольшее распространение получили железобетонные сваи.

● По форме поперечного сечения различают железобетонные сваи сплошные и полые (пустотелые и сваи-оболочки). При диаметре поперечного сечения до 800 мм и наличии внутренней полости сваи называют пустотными, при диаметре более 800 мм — сваями-оболочками. При небольших нагрузках широко применяют сваи квадратного сплошного сечения (цельные и составные) размером от 200×200 мм до 400×400 мм, длиной 3...16 м без предварительного напряжения продольной арматуры и 3...20 м с предварительным напряжением. Сваи без предварительного напряжения изготавливают из бетона класса В15, арматуры классов А-II, А-III, диаметром не менее 12 мм. В верхней части сваи, непосредственно воспринимающей удар молота, устанавливают 3...5 сеток из арматурной проволоки на расстоянии 5 см друг от друга. В средней части располагают две строповочные петли. Шаг поперечной (спиральной) арматуры принимают у концов сваи 50 мм, в средней части 100...150 мм (рис. 2.37). Сваи с предварительно напряженной продольной арматурой изготавливают из бетона В20...В25; по сравнению со сваями без предварительного напряжения арматуры они экономичней (по расходу арматуры) и поэтому предпочтительней. Полые круглые сваи и сваи-оболочки применяют при больших нагрузках. Их изготавливают звеньями длиной 2...6 м. Стыки звеньев могут быть болтовыми, сварными или на вкладышах.

Несущая способность фундаментов на сваях-стойках (при любой их расстановке в плане) равна сумме несущих способностей отдельных свай, а несущая способность свайных фундаментов на висячих сваях зависит от числа свай, их расстановки в плане, формы, размеров поперечного сечения и длины. Сваи и свайные фундаменты рассчитывают по предельным состояниям. По предельным состояниям первой группы определяют несущую способность свай по грунту, прочность материала свай и ростверков; по предельным состояниям второй группы рассчитывают осадки свайных фундаментов, образование и раскрытие трещин в железобетонных фундаментах и ростверках. Помимо этого сваи рассчитывают по прочности на восприятие усилий, возникающих при монтаже, транспортировке, а также при выемке свай из пропарочных камер.



1 – продольная арматура; 2 – арматурные сетки; 3 – поперечная арматура; 4 – сварной шов

Рисунок 2.37 – Железобетонная свая

2.10 Учет дополнительных нагрузок

2.10.1 Ветровые нагрузки

Нормативное значение ветровой нагрузки w следует задавать в одном из двух случаев. В первом случае нагрузка w представляет собой совокупность:

- нормального давления w_e , приложенного к внешней поверхности сооружения или элемента;
- сил трения w_f , направленных по касательной к внешней поверхности и отнесенных к площади ее горизонтальной (для шедовых или волнистых покрытий, покрытий с фонарями) или вертикальной проекции (для стен с лоджиями и подобных конструкций);
- нормального давления w_i , приложенного к внутренним поверхностям сооружений с пропускаемыми ограждениями, с открывающимися или постоянно открытыми проемами.

Во втором случае нагрузка w рассматривается как совокупность:

- проекций w_x и w_y , внешних сил в направлении осей x и y , обусловленных общим сопротивлением сооружения;
- крутящего момента w_z относительно оси z .

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m в зависимости от эквивалентной высоты z_e над поверхностью земли следует определять по формуле:

$$w_m = w_o k(z_e) c, \quad (2.107)$$

где w_o – нормативное значение ветрового давления, которое определяется по формуле 2.108.

$k(z_e)$ – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты z_e и определяется по формуле 2.109.

c – аэродинамический коэффициент.

Нормативное значение ветрового давления w_o принимается в зависимости от ветрового района по картам СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», которые также приведены в приложении Е и определяется по формуле:

$$w_o = 0,43 v_{50}^2, \quad (2.108)$$

где v_{50}^2 – давление ветра, соответствующее скорости ветра (м/с) на уровне 10 м над поверхностью земли для местности типа А, определяемой с 10-минутным интервалом осреднения и превышаемой в среднем один раз в 50 лет.

Коэффициент k , учитывающий изменение ветрового давления по высоте z , определяется по табл. 2.4 в зависимости от типа местности. Принимаются следующие типы местности:

A - открытые побережья морей, озер и водохранилищ, пустыни, степи, лесостепи, тундра;

B - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м;

C - городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м.

Таблица 2.3 – Изменение ветрового давления в зависимости от ветрового района

Ветровые районы (принимаются по карте Е1 и Е2 приложения Е)	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w_o , кПа (кгс/м ²)	0,17 (17)	0,23 (23)	0,30 (30)	0,38 (38)	0,48 (48)	0,60 (60)	0,73 (73)	0,85 (85)

Сооружение считается расположенным в местности данного типа, если эта местность сохраняется с наветренной стороны сооружения на расстоянии $30h$ - при высоте сооружения h до 60 м и 2 км - при большей высоте.

Таблица 2.4 – Изменение коэффициента k , в зависимости от изменения ветрового давления по высоте z

Высота z , м	Коэффициент k для типов местности		
	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
≤ 5	0,75	0,5	0,4
10	1,0	0,65	0,4
20	1,25	0,85	0,55
40	1,5	1,1	0,8
60	1,7	1,3	1,0
80	1,85	1,45	1,15
100	2,0	1,6	1,25
150	2,25	1,9	1,55

Высота z , м	Коэффициент k для типов местности		
	A	B	C
200	2,45	2,1	1,8
250	2,65	2,3	2,0
300	2,75	2,5	2,2
350	2,75	2,75	2,35
≥ 480	2,75	2,75	2,75

П р и м е ч а н и е . При определении ветровой нагрузки типы местности могут быть различными для разных расчетных направлений ветра.

$$k(z_e) = k_{10}(z_e/10)^{2\alpha}, \quad (2.109)$$

Значение параметров k_{10} и α для различных типов местности приведены в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Изменение коэффициента k , в зависимости от изменения ветрового давления по высоте z

Параметр	Тип местности		
	A	B	C
α	0,15	0,2	0,25
k_{10}	1,0	0,65	0,4

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки w_p на высоте z следует определять:

а) для сооружений (и их конструктивных элементов), у которых первая частота собственных колебаний f_1 , Гц, больше предельного значения собственной частоты f_l , по формуле

$$w_p = w_m \zeta v, \quad (2.110)$$

где w_m - определяется в соответствии с формулой 2.107;

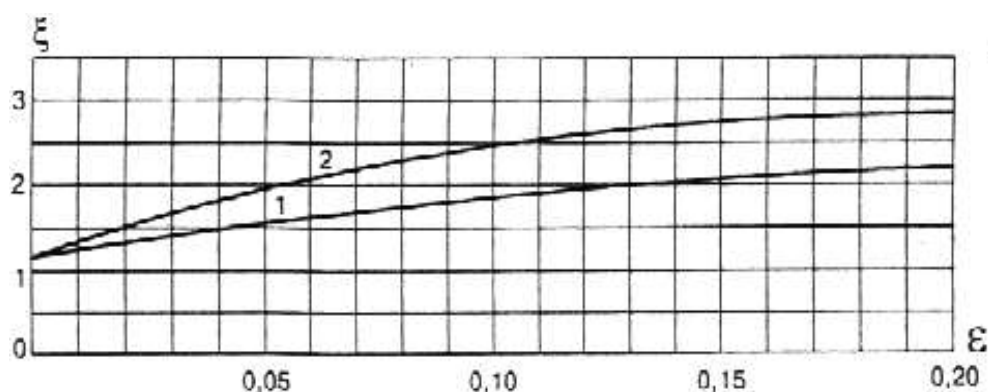
ζ - коэффициент пульсации давления ветра на уровне z , принимаемый по таблице 2.6;

v - коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ветра (рис. 2.39);

Таблица 2.6 – Изменение коэффициента пульсаций давления ветра ζ , в зависимости от изменения ветрового давления по высоте z

Высота z , м	Коэффициент пульсаций давления ветра ζ для типов местности		
	A	B	C
≤ 5	0,85	1,22	1,78
10	0,76	1,06	1,78

Высота z, м	Коэффициент пульсаций давления ветра ζ для типов местности		
	A	B	C
20	0,69	0,92	1,50
40	0,62	0,80	1,26
60	0,58	0,74	1,14
80	0,56	0,70	1,06
100	0,54	0,67	1,00
150	0,51	0,62	0,90
200	0,49	0,58	0,84
250	0,47	0,56	0,80
300	0,46	0,54	0,76
350	0,46	0,52	0,73
≥ 480	0,46	0,50	0,68



1 - для железобетонных и каменных сооружений, а также зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций ($\delta = 0,3$); 2 - для стальных башен, мачт, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаменты ($\delta = 0,15$)

Рисунок 2.38 – Коэффициенты динамичности

б) для сооружений (и их конструктивных элементов), которые можно рассматривать как систему с одной степенью свободы (поперечные рамы одноэтажных производственных зданий, водонапорные башни и т.д.), при $f_1 < f_l$ - по формуле

$$w_p = w_m \xi \zeta v, \quad (2.111)$$

где ξ - коэффициент динамичности, определяемый по рис. 2.38 в зависимости от параметра

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma_t w_0}}{940 f_1} \text{ и логарифмического декремента колебаний } \delta \text{ (см. рис. 2.39);}$$

γ_t - коэффициент надежности по нагрузке равный 1,4;

w_0 - нормативное значение ветрового давления, Па (определяемый по формуле 2.108);

в) для зданий, симметричных в плане, у которых $f_1 < f_i$, а также для всех сооружений, у которых $f_1 < f_i < f_2$ (где f_2 - вторая частота собственных колебаний сооружения), - по формуле

$$w_p = m \xi \psi y, \quad (2.112)$$

где m - масса сооружения на уровне z , отнесенная к площади поверхности, к которой приложена ветровая нагрузка;

ξ - коэффициент динамичности (см. табл. 2.6);

y - горизонтальное перемещение сооружения на уровне z по первой форме собственных колебаний (для симметричных в плане зданий постоянной высоты в качестве y допускается принимать перемещение от равномерно распределенной горизонтально приложенной статической нагрузки);

ψ - коэффициент, определяемый посредством деления сооружения на r участков, в пределах которых ветровая нагрузка принимается постоянной, по формуле

$$\psi = \frac{\sum_{k=1}^r y_k w_{pk}}{\sum_{k=1}^r y_k^2 M_k}, \quad (2.113)$$

где M_k - масса k -го участка сооружения;

y_k - горизонтальное перемещение центра k -го участка;

w_{pk} - равнодействующая пульсационной составляющей ветровой нагрузки, определяемой по формуле 2.112 на k -й участок сооружения.

Для многоэтажных зданий с постоянными по высоте жесткостью, массой и шириной наветренной поверхности нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки на уровне z допускается определять по формуле

$$w_p = 1,4 \frac{z}{h} \xi w_{ph}, \quad (2.114)$$

где w_{ph} - нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки на высоте h верха сооружения, определяемое по формуле 2.112.

Предельное значение частоты собственных колебаний f_i , Гц, при котором допускается не учитывать силы инерции, возникающие при колебаниях по соответствующей собственной форме, следует определять по таблице 2.7.

Таблица 2.7 – Изменение коэффициента пульсаций давления ветра ζ , в зависимости от изменения ветрового давления по высоте z

Ветровые районы (принимаются по карте 3 СП 20.13330.2011)	f_l , Гц при	
	$\delta = 0,3$	$\delta = 0,15$
Ia	0,85	2,6
I	0,95	2,9
II	1,1	3,4
III	1,2	3,8
IV	1,4	4,3
V	1,6	5,0
VI	1,7	5,6
VII	1,9	5,9

Значение логарифмического декремента колебаний δ следует принимать:

а) для железобетонных и каменных сооружений, а также для зданий со стальным каркасом при наличии ограждающих конструкций $\delta = 0,3$;

б) для стальных башен, мачт, футерованных дымовых труб, аппаратов колонного типа, в том числе на железобетонных постаменты, $\delta = 0,15$.

Коэффициент пространственной корреляции пульсаций давления ν следует определять для расчетной поверхности сооружения, на которой учитывается корреляция пульсаций. Расчетная поверхность включает в себя те части поверхности наветренных, подветренных, боковых стен, кровли и подобных конструкций, с которых давление ветра передается на рассчитываемый элемент сооружения. Если расчетная поверхность близка к прямоугольнику, ориентированному так, что его стороны параллельны основным осям (рис. 2.39), то коэффициент ν следует определять по табл. 2.8 в зависимости от параметров ρ и χ принимаемых по табл. 2.9.

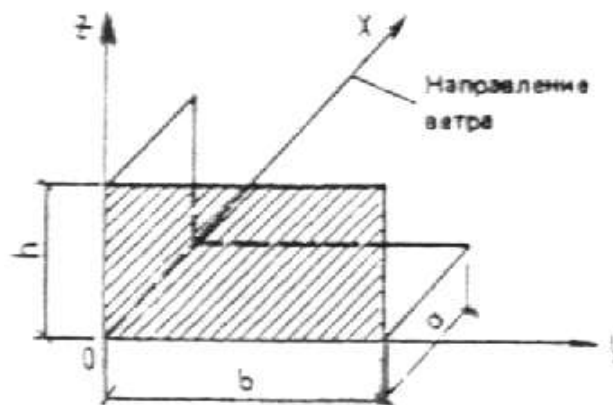


Рисунок 2.39 – Основная система координат при определении коэффициента корреляции ν

Таблица 2.8 – Определение коэффициента ν

ρ , м	Коэффициент ν при χ , м, равный						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56
5	0,89	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38

Таблица 2.9 – Параметры ρ и χ

Основная координатная плоскость, параллельно которой расположена расчетная поверхность	ρ	χ
zoy	b	h
zox	$0,4a$	hn
xoy	b	a

Для сооружений, у которых $f_2 < f_i$, необходимо производить динамический расчет с учетом s первых форм собственных колебаний. Число s следует определять из условия

$$f_s < f_i < f_{s+1}.$$

2.10.2 Снеговые нагрузки

Полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле

$$S_o = 0,7 \cdot S_g \cdot \mu \cdot c_e \cdot c_1 \quad (2.115)$$

где S_g - расчетное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое в соответствии с табл. 2.10;

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

Расчетное значение веса снегового покрова S_g на 1 м² горизонтальной поверхности земли следует принимать в зависимости от снегового района Российской Федерации по данным таблицы 2.10.

Таблица 2.10 – Расчетное значение веса снегового покрова S_g на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы Российской Федерации (принимаются по карте Д1 и Д2 приложения Д)	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа (кгс/м ²)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

Коэффициенты μ , для пологих (с уклонами до 12 % или с $\frac{f}{l} \leq 0,05$) покрытий однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах со средней скоростью ветра за три наиболее холодных месяца $v \geq 2 \text{ м/с}$, следует снижать умножением на коэффициент

$$c_e = (1,2 - 0,1v\sqrt{k})(0,8 + 0,002b), \quad (2.116)$$

где k - принимается по табл. 2.4; b - ширина покрытия, принимаемая не более 100 м.

Для покрытий с уклонами от 12 до 20 % однопролетных и многопролетных зданий без фонарей, проектируемых в районах с $v \geq 4 \text{ м/с}$, коэффициент μ , следует снижать умножением на коэффициент сноса снега c_e равный 0,85.

Нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением расчетного значения на коэффициент 0,7.

3 ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПРОСТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

3.1 Пример расчета прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям

Задача 3.1.1 Определить продольную арматуру железобетонной балки прямоугольного сечения с размерами $b=20$ см, $h=50$ см. Бетон класса В20 при $\gamma_{b2}=0,85$, толщина защитного слоя бетона $a=4$ см, арматура класса А-III. Расчетный изгибающий момент $M=120$ кН•м.

Решение. Из табл. А1 приложения Г находим $R_b=11,5$ МПа; $R_b \gamma_{b1}=9,775$ МПа; для арматуры класса А-III расчетное сопротивление принимаем по приложению Б табл. Б1 $R_s=365$ МПа.

Вычисляем рабочую высоту сечения: $h_0=h-a=50-4=46$ см. Из формулы определяем значение A_0 :

$$A_0 = M / \gamma_{b1} R_b b h_0^2 = 120\,000 / (9,775 \cdot 20 \cdot 46^2) = 0,290.$$

По табл. Б5 приложения Б при $A_0=0,290$ определяем $\xi=0,35$ и $\nu=0,824$.

Предельная высота сжатой зоны по табл. А4 приложения А для элементов из бетона класса В20 с арматурой А-III при $\gamma_{b1}=0,85$ $\xi_R=0,663$ и $A_R=0,443$. Условие $\xi < \xi_R$ соблюдается, т.е. имеет место случай 1. Так как $A_0=0,290 < A_R=0,443$, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле

$$A_s = M / R_s \nu h_0^2 = 120\,000 / 365 \cdot 0,824 \cdot 46 = 8,67 \text{ см}^2$$

По табл. Б1 принимаем 3Ø20 А-III $A_s = 9,41 \text{ см}^2$

Задача 3.1.2 Подобрать арматуру и определить оптимальные размеры балки прямоугольного сечения, изготовленной из бетона класса В20 $\gamma_{b1}=0,85$, $a=4$ см. Расчетный изгибающий момент $M=320$ кН•м. Арматура из стали класса А-III.

Решение. Условно принимаем ширину сечения 40 см и значение ξ в оптимальном диапазоне 0,3-0,4 ($\xi=0,35$). По табл. Б5 $\nu=0,825$; $A_0=0,289$.

Из уравнения имеем $h_0 = \sqrt{M / A_0 b R_b} = \sqrt{320\,000 / 0,289 \cdot 40 \cdot 9,775} = 53,2$ см.

Толщина защитного слоя при высоте балки более 25 см и бетоне класса В25 не менее 20 мм. При ориентировочном диаметре стержней до 25 мм и однородном их расположении имеем $a=20+25/2=32,5$ мм. Принимаем $a=3,5$ см, тогда $h=53,2+3,5=56,8$ см. Принимаем $h=60$ см, сечение

$h \times b=60 \times 40$ см; $h_0=60-3,5=56,5$ см. Определение площади сечения арматуры ведем аналогично задаче 3.1.1. $A_0 = 320\,000 / 9,775 \cdot 40 \cdot (56,5)^2 = 0,255$,

$\xi=0,3$ ($0,3 \leq \xi < 0,4$); $\xi_R=0,663$ ($\xi < \xi_R$); $\nu=0,845$.

Для арматуры из стали класса А-III искомая площадь равна

$$A_s = 320\,000 / 0,845 \cdot 56,5 \cdot 365 = 18,25 \text{ см}^2.$$

По табл. Б1 принимаем для 6 стержней диаметром 20 мм класса А-III площадь сечения $A_s = 18,85 \text{ см}^2$

Задача 3.1.3 Проверить прочность арматуры: $b=40$ см, $h=80$ см, $a=5$ см. Растянутая арматура класса А-III, площадь поперечного сечения $A_s=15,20 \text{ см}^2$ (4 Ø22), $\gamma_{b1}=0,85$. Бетон класса В30. Расчетный изгибающий момент $M=235$ кН•м.

Решение. $R_b = 17,0$ МПа; $R_b \gamma_{b1} = 14,45$ МПа; $R_s = 280$ МПа; $h_0 = 80 - 5 = 75$ см.

По формуле определим высоту сжатой зоны

$$x = R_s A_s / R_b b = 280 \cdot 32,17 / 14,45 \cdot 40 = 15,58 \text{ см};$$

$$\xi = x / h_0 = 15,58 / 75 = 0,208 < \xi_R = 0,649$$

Прочность проверяем по формуле

$$M_{сеч} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 280 \cdot 15,20 (75 - 0,5 \cdot 15,58) = 286\,045 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 = 286 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{сеч} = 286 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 235 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ т.е. прочность сечения обеспечена.}$$

Задача 3.1.4 Определить предельный изгибающий момент прямоугольного сечения железобетонного элемента, принятого по задаче 3.1.2, характеристики материала и нагрузки - по данным задачи 3.1.3. В сжатой зоне дополнительного введены два арматурных стержня диаметром 14 мм класса А-II $A_{sc} = 3,08 \text{ см}^2$; $a = 3,5$.

Решение. $R_b \gamma_{b1} = 14,45$ МПа, $R_s = R_{sc} = 280$ МПа, $A_s = 15,20 \text{ см}^2$,

$A'_{sc} = 3,08 \text{ см}^2$, $h_0 = 56,5$ см. Высоту сжатой зоны рассчитываем по формуле

$$x = R_s A_s - R_{sc} A'_{sc} / R_b b = 280 (15,20 - 3,08) / 14,45 \cdot 40 = 5,87 \text{ см}$$

$$\xi = x / h_0 = 5,87 / 56,5 = 0,104 < \xi_R = 0,649.$$

При $\xi < \xi_R$ имеет место случай 1. Предельный момент определим по формулам.

$$M_{сеч} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_{sc} (h_0 - a') = 14,45 \cdot 40 \cdot 5,87 \cdot (56,5 - 0,5 \cdot 5,87) + 280 \cdot 3,08 (56,5 - 3,5) = 227\,954 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3$$

$$M_{сеч} = 227,9 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 235 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Прочность сечения не обеспечена. Необходимо увеличить сечение железобетонного элемента.

Задача 3.1.5 Подобрать арматуру железобетонной балки прямоугольного сечения с размерами $b = 20$ см, $h = 40$ см, $a = 4$ см. Арматура класса А-III; $R_s = R'_{sc} = 365$ МПа, бетон класса В30, $\gamma_{b1} = 0,85$. Внешний расчетный момент $M = 180 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Решение. Аналогично задаче 3.1.3 определяем A_0 при $R_b \gamma_{b1} = 14,45$ МПа:

$$A_0 = 180\,000 / 14,45 \cdot 20 \cdot 36^2 = 0,648.$$

По табл. Г4 предельное значение $A_R = 0,418$ (при $\xi_R = 0,594$), так как $A_0 > A_R$, необходимо установить сжатую арматуру. Определяем момент при $A_0 > A_R$ и $\xi < \xi_R$.

$$M_R = 0,418 \cdot 20 \cdot 36^2 \cdot 14,45 = 156\,558 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3.$$

Величину a' принимаем равной 2,5. По формулам определяем площадь сжатой и растянутой арматуры $A'_{sc} = M - M_R / R_{sc} (h_0 - a') = (180\,000 - 156\,558) / (365 (36 - 2,5)) = 1,91 \text{ см}^2$;

$$A_s = \xi_R b h_0 \frac{R_b}{R} + A'_{sc} \frac{R_{sc}}{R} = 0,594 \cdot 20 \cdot 36 \frac{14,45}{365} + 1,91 \cdot \frac{365}{365} = 18,83 \text{ см}^2.$$

По табл. Б1 принимаем $2\varnothing 14$, А-III ($A'_{sc} = 3,08 \text{ см}^2$) и $4\varnothing 25$ А-III ($A_s = 19,63$)

Задача 3.1.6 Подобрать арматуру отдельной железобетонной балки таврового сечения размером $b'_n = 220 \text{ см}$; $h'_n = 6 \text{ см}$; $b = 20 \text{ см}$; $h = 40 \text{ см}$; $a = 3,5$; $\gamma_{b1} = 0,85$. Бетон класса В25, арматура класса А-III. Расчетный изгибающий момент $M = 35 \text{ кН}\cdot\text{м} = 35\,000 \text{ МПа}\cdot\text{см}^3$. Длина балки $l\sigma = 6,0 \text{ м}$.

Решение. Отношение толщины плиты к высоте балки

$$\frac{h'_n}{h} = \frac{6}{40} = 0,15 > 0,1; \quad b'_n = b + 2 \frac{l\sigma}{6} = 20 + 2 \frac{600}{6} = 220 \text{ см}.$$

Определим $R_b \gamma_{b1} = 12,325 \text{ МПа}$; $R_s = 365 \text{ МПа}$ (по табл. А2 и А2) и вычисляем $h_0 = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ см}$.

Предположим, что сжатая арматура не требуется. Определим границу сжатой зоны

$$M_{\text{сеч}} = R_b b'_n h'_n (h_0 - 0,5 h'_n) = 12,325 \cdot 220 \cdot 6 (36,5 - 3) = 39,5 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 35 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке. Расчет проведем для прямоугольного сечения с шириной

$$b'_n; \quad A_0 = M / R_b b'_n h_0^2 = 35000 / 12,325 \cdot 220 \cdot 36,5^2 = 0,0097$$

По табл. Б5 определяем $\nu = 0,995$. Площадь растянутой арматуры определим по формуле

$$A_s = M / R_s \nu h_0^2 = 35000 / 365 \cdot 0,995 \cdot 36,5^2 = 2,63 \text{ см}^2.$$

Принимаем по табл. Б1 $2\varnothing 14$ класса А-III ($A_s = 3,08 \text{ см}^2$).

Задача 3.1.7 Проверить несущую способность железобетонной балки таврового сечения размером $b'_n = 164 \text{ см}$; $h'_n = 12 \text{ см}$; $b = 20 \text{ см}$; $h = 60 \text{ см}$; $a = 5 \text{ см}$. Бетон класса В15; $\gamma_{b1} = 0,85$; растянутая

арматура класса А-II $4\varnothing 32$ с площадью сечения $A_s = 32,17 \text{ см}^2$

Расчетный изгибающий момент $M = 30 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Длина балки $l\sigma = 5,7 \text{ м}$.

Решение. $R_b \gamma_{b1} = 7,395 \text{ МПа}$; $R_s = 280 \text{ МПа}$; $h_0 = h - a = 60 - 5 = 55 \text{ см}$. Определим границу

сжатой зоны $M_{\text{сеч}} = R_s A_s = 280 \cdot 32,17 < R_b b'_n h'_n = 7,395 \cdot 164 \cdot 12 = 145,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$$M_{\text{сеч}} = 145,5 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 30 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Граница сжатой зоны проходит в полке. Отношение толщины плиты к высоте балки.

$$\frac{h'_n}{h} = \frac{12}{60} = 0,2; \quad b_{\text{св}} = 6b'_n = 6 \cdot 12 = 72 \text{ см}.$$

$$b'_n = b + 2b_{\text{св}} = 20 + 2 \cdot 72 = 164 \text{ см};$$

$$b'_n = b + 2 \frac{l\sigma}{6} = 20 + 2 \frac{5,70}{6} = 190 \text{ см}.$$

Принимаем $b_n = 164 \text{ см}$. Определим высоту сжатой зоны, имеем

$$x = R_s A_s / R_b b'_n = 280 \cdot 32,17 / 7,395 \cdot 164 = 7,42 \text{ см},$$

По табл. Д5 $\xi_R = 0,686$; $A_R = 0,451$; $\xi_R h_0 = 0,686 \cdot 55 = 37,7 \text{ см}$. Тогда имеем при $b = b'_n$; $h_0 = 55 \text{ см}$;

$$M_{\text{сеч}} = R_b b'_n x (h_0 - 0,5x) = 7,395 \cdot 164 \cdot 7,42 (55 - 7,42/2) = 62,215 \text{ МПа}\cdot\text{см}^3 = 62,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\text{сеч}} = 62,2 \text{ кН}\cdot\text{м}; > M = 30 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Прочность сечения обеспечена.

3.2 Расчет прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям

Задача 3.2.1 Подобрать поперечную арматуру балки размером $b=20$ см; $h=40$ см; $h_0=37,0$ см.

Поперечная сила $Q=70$ кН; бетон класса В30 при $\gamma_{b1}=0,85$. Арматура поперечная из стали класса А-II.

Решение. По табл. А1, А2 и Б2 находим $R_b \gamma_{b1} = 14,45$ МПа; $R_{bt} \gamma_{b1} = 1,02$ МПа; $R_{sw} = 215$ МПа.

Проверяем условие при $Q=70$ кН $= 700$ МПа·см²; $Q \leq 0,6 R_b \gamma_{b1} b h_0 = 0,6 \cdot 14,45 \cdot 20 \cdot 37 = 378,8$ МПа·см²

Так как условие не выполняется, требуется рассчитать поперечное армирование. Проверяем условие $Q \leq 0,35 R_b \gamma_{b1} b h_0 = 0,35 \cdot 14,45 \cdot 20 \cdot 37 = 3742,5$ МПа·см² > 700 МПа·см²

Размеры сечения балки подобраны удовлетворительно, условие выполняется. Для подбора поперечной арматуры необходимо задать диаметр поперечных стержней и определить их шаг. Примем диаметр поперечного стержня $d=6$ мм ($f_s=0,283$ см²) при $n=2$ ($A_{sw}=0,283 \cdot 2=0,566$ см²).

Шаг хомутов определяем по конструктивным требованиям.

Интенсивность поперечного армирования по

$$q_{sw} = Q^2 / 8 R_{bt} b n h_0 = 700^2 / 8 \cdot 1,02 \cdot 20 \cdot 37^2 = 2,193 \text{ МПа} \cdot \text{см} < R_{bt} / 2 = 1,02 \cdot 20 / 2 = 10 \text{ МПа} \cdot \text{см}.$$

Шаг поперечных стержней по

$$s = R_{sw} A_{sw} / q_{sw} = 215 \cdot 0,566 / 2,1 = 58,5 \text{ см}.$$

По условию

$$s_{max} = 1,5 \cdot 1,02 \cdot 20 \cdot 37^2 / 700 = 59,7 \text{ см}.$$

По конструктивным требованиям $s < h/2 = 40/2 = 20$ см и $s \leq 15$ см.

Принимаем наименьшее из всех значений $s=15$ см.

Задача 3.2.2 Определить прочность наклонного сечения по поперечной силе для железобетонной балки размером поперечного сечения $b \times h = 20 \times 40$ см. Бетон класса В15 ($R_b = 8,7$ МПа; $R_{bt} = 0,765$ МПа). Балка армирована двумя плоскими каркасами, поперечная арматура из проволоки класса Вр-I, диаметром 5 мм с шагом $s=12$ см. Поперечная сила на опоре $Q=60$ кН.

Решение. По табл. А1, А2 и Б2 находим $R_b \gamma_{b1} = 7,395$ МПа; $R_{bt} \gamma_{b1} = 0,65$ МПа (с учетом

$$\gamma_{b1} = 0,85) R_{sw} = 290 \text{ МПа}; A_{sw} = 0,39 \text{ см}^2, h_0 = 40 - 3 = 37 \text{ см}.$$

$$0,35 R_b b h_0 = 0,35 \cdot 7,395 \cdot 20 \cdot 37 = 1915 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 > 600 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2;$$

$$0,6 R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,65 \cdot 20 \cdot 37 = 288,5 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 < 600 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2.$$

Размеры сечения балки удовлетворительны, но необходима проверка (расчет) прочности наклонных сечений по поперечной силе. Проверяем шаг поперечных стержней по формулам и конструктивным требованиям

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = (290 \cdot 0,39) / 12 = 9,275 \text{ МПа} \cdot \text{см} > R_{bt} b / 2 = 0,65 \cdot 20 / 2 = 6,5 \text{ МПа} \cdot \text{см}.$$

$$s_{max} = 1,5 R_{bt} b h_0 / Q = 1,5 \cdot 0,65 \cdot 20 \cdot 37^2 / 60 \cdot 10 = 44,5 \text{ см}.$$

Условия выполняются, по конструктивным требованиям $s \leq h/2 = 20$ см, $s < 15$ см условие тоже выполнено.

Проведем проверку прочности наклонного сечения по

$$Q < Q_{swb} = \sqrt{8q_{sw}R_{bt}bh_0^2 q_{sw}} = \sqrt{8 \cdot 0,65 \cdot 20 \cdot 37^2 \cdot 7,15} = 1008,9 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2,$$

Прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

3.3 Расчет сжатых элементов

Задача 3.3.1. Определить площадь сечения арматуры колонны размерами сечением $b \times h = 40 \times 40$ см, $l_0 = 4,2$ м; бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа); арматура из стали класса А-III. Нагрузка $N_g = 1800$ кН. Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0,85$. $N_{кр} = 500$ кН.

Решение. Находим при $\gamma = \varphi = 1$ $A_s = \frac{N / \gamma \varphi - R_b A_b}{R_{sc}} = \frac{(18000 + 5000) - 0,85 \cdot 11,5 \cdot 40 \cdot 40}{340} = 21,64 \text{ см}^2$

Предварительно принимаем $7\varnothing 20$ ($A_s = 21,99 \text{ см}^2$).

Определяем α по формуле

$$\alpha = q_{sw} = R_{sw} A_s / R_b A_b = 340 \cdot 21,99 / 11,5 \cdot 0,85 \cdot 40 \cdot 40 = 0,478;$$

$$l_0 / b = 420 / 40 = 10,5 \quad N_g / N = 1800 / 2300 = 0,783,$$

$$\varphi_b = 0,893, \quad \varphi_r = 0,91 \quad (\text{по табл. 5.5})$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha = 0,893 + 2(0,91 - 0,893) \times 0,478 = 0,906 < 0,91.$$

Искомая площадь арматуры

$$A_s = \frac{23\,000 / 1 \cdot 0,906 - 0,85 \cdot 11,5 \cdot 40}{340} = 28,66 \text{ см}^2$$

Окончательно принимаем $6\varnothing 25$ ($A_s = 29,45 \text{ см}^2$).

3.4 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов

Задача 3.4.1 Проверить прочность железобетонной балки прямоугольного сечения размером $b = 30$ см; $h = 60$ см; $a_s = 5$ см; $a_p = 3$ см; бетон класса В40 ($R_b \gamma_{b1} = 22,5 \times 0,85 = 19,125$ МПа); предварительно напряженная арматура В-II диаметром 6 мм ($R_s = 1050$ МПа); ненапрягаемая - класса А-III ($R_s = 365$ МПа); предварительное напряжение с учетом всех потерь для арматуры растянутой зоны $\sigma_{sp} = 600$ МПа; сжатой зоны $\sigma_{sp}' = 700$ МПа; площадь сечения напрягаемой арматуры $A_p = 19,68 \text{ см}^2$ ($6\varnothing 6$); $A_p' = 5,66 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 6$); $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 12$). Изгибающий момент $M = 400 \text{ кН} \cdot \text{м} = 400\,000 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3$.

Решение. $h_0 = 60 - 5 = 55$ см. Напряжение в предварительно напряженной арматуре сжатой зоны при $\gamma_{sp} = 1,1$; $\gamma_{b1} = 0,85$; $\sigma_{\epsilon} = 500$ МПа находим σ_c : $\sigma_c = \sigma_{\epsilon} - \sigma_{sp}' = 500 - 1,1 \cdot 700 = -270$ МПа.

Затем определяем относительную высоту сжатой зоны $\xi = x / h_0$ при $\gamma_{s6} = 1$ по формуле

$$\xi = \frac{R_s A_p + R_s A_s - \sigma_c A_p'}{R_b b h_0} = (1050 \cdot 19,68 + 365 \cdot 2,26 + 270 \cdot 5,66) / 19,125 \cdot 30 \cdot 55 = 0,639.$$

Напряжение в напрягаемой арматуры растянутой зоны при $\gamma_{sp}=0,9$

$$\sigma_0 = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа.}$$

Из табл. А4 при $\sigma_s/R_s \frac{540}{1050} = 0,514$, арматуре класса Вр-II класса бетона В40 определяем $\xi_R = 0,34$;

$A_R = 0,32$; по табл. Б4 принимаем $\xi = 0,639$; $A_0 = 0,43$. $\xi_R = 0,34 < \xi = 0,65$; поэтому условие прочности проверяем по уравнению

$$\frac{A_R + A_0}{2} R_b b h_0^2 + \sigma_c A_p' (h_0 - a_p') = (0,34 + 0,43) / 219,125 \cdot 30 \cdot 55^2 - 270 \cdot 5,66 (55 - 3) = 588 \, 737 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3 =$$

$$= 588,7 \text{ кН} \cdot \text{м} > 400 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Прочность заданного сечения обеспечена.

Задача 3.4.2 Подобрать растянутую арматуру предварительно напряженной железобетонной балки размером $b=40$ см; $h=60$ см; $a=a'=5$ см; бетон класса В30 ($R_b \gamma_{b1} = 0,85 \cdot 17,0 = 14,45$ МПа) предварительно напряженная арматура растянутой зоны класса А-V ($R_s = 680$ МПа); сжатая ненапрягаемая – класса А-III ($R_s = 365$ МПа); четыре стержня диаметром 16мм ($A_s' = 8,0 \text{ см}^2$), изгибающий момент $M=600$ кН•м.

Решение. $h_0 = 60 - 5 = 55$ см. Определим площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны A_p с учетом площади сжатой ненапрягаемой арматуры по формуле

$$A_0 = \frac{M - R_{sc} (h_0 - a_s')}{R_b b h_0^2} = (600 \, 000 - 365 \cdot 8,04 (55 - 5)) / 14,45 \cdot 40 \cdot 55^2 = 0,258.$$

По табл. А4 при $\gamma_{b1} = 0,85$, бетон класса В30 и $\sigma_s/R_s = 0,6$; определяем: $\xi_R = 0,51$ и $A_s = 0,38$. При $A_0 = 0,258 < A_R = 0,38$ определяем A_p по условию далее и по табл. Б5 находим по $A_0 = 0,258$; $\xi = 0,305$.

$$\gamma_{s6} = \gamma_{s6} - (\gamma_{s6} - 1) \xi / \xi_R = 1,15 - (1,15 - 1) 0,305 / 0,51 = 1,06;$$

$$A_p = (0,305 \cdot 14,45 \cdot 40 \cdot 55 + 365 \cdot 8,04) / (1,06 \cdot 680) = 17,52 \text{ см}^2.$$

Принимаем в соответствии с табл. Д4 6ø20 ($A_s = 18,85 \text{ см}^2$).

Задача 3.4.3. Подобрать растянутую арматуру предварительно напряженной железобетонной тавровой балки размерами $b_n' = 115$ см; $h_n' = 5$ см; $b=10$ см; $h=40$ см; $a=5$ см; бетон класса В40 ($R_b = 22,5$ МПа, $\gamma_{b1} = 1$); предварительно напряженная арматура из стали класса А-V, стержневая ($R_s = 680$ МПа); изгибающий момент $100 \text{ кН} \cdot \text{м} = 100 \, 000 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3$.

Решение. $h_0 = 40 - 5 = 35$ см. Полагаем, что сжатая ненапрягаемая арматура не требуется. Из условия при $A_s' = A_p' = 0$ находим

$$M_{сеч} = R_b b_n' h_n' (h_0 - h_n' 0,5) = 22,5 \cdot 115 \cdot 5 (35 - 5 \cdot 0,5) = 420 \, 468 \text{ МПа} \cdot \text{см}^3;$$

$$M_{сеч} = 420,5 \text{ кН} \cdot \text{м} > 100 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Отсюда следует, что граница сжатой зоны проходит в полке, расчет ведем для прямоугольного сечения с шириной $b_{\pi}'=11\text{см}$.

По условию

$$A_0 = M / \gamma_{b1} R_b b h_0^2 = (100\,000) / (22,5 \cdot 115 \cdot 35^2) = 0,315.$$

По табл. Б4 при $\sigma_s/R_s=0,6$ определяем $A_R=0,39$ и $\xi_R=0,54$.

При $A_0 < A_R$ сжатой арматуры не требуется. Площадь напряженной арматуры растянутой зоны вычисляем по формуле $\gamma_{s6}=1,15-(1,15-1)0,0315/0,54=1,14$.

При $A_s=0$ по формуле $A_p=(100\,000)/(1,14 \cdot 680 \cdot 0,984 \cdot 35)=3,74\text{ см}^2$.

Принимаем по табл. Б1 2Ø16 ($A_p=4,02\text{ см}^2$).

3.5 Пример расчета железобетонных элементов по прочности

Задача 3.5.1. Требуется проверить прочность межквартирной бетонной панели стены толщиной $h = 200\text{ мм}$, высотой $H = 2,7\text{ м}$, изготовленной вертикально (в кассете) из керамзитобетона на кварцевом песке-класса В15, марки по средней плотности D1600 ($E_b = 14\,000\text{ МПа}$); полная нагрузка на 1 м стены $N = 900\text{ кН}$, в том числе постоянная и длительная нагрузки $N_l = 540\text{ кН}$; нагрузки непродолжительного действия отсутствуют.

Решение. Расчет производим на действие продольной силы $N = 900\text{ кН}$, приложенной со случайным эксцентриситетом e_a .

Поскольку $\frac{h}{30} = \frac{200}{30} = 6,67\text{ мм} < 10\text{ мм}$ и $\frac{H}{600} = \frac{2700}{600} = 4,5\text{ мм} < 10\text{ мм}$, случайный эксцентриситет принимаем равным 10 мм, т. е. $e_0 = 10\text{ мм}$. Закрепление панели сверху и снизу принимаем шарнирным, следовательно, расчетная длина l_0 , равна $l_0 = H = 2,7\text{ м}$ (см. табл. 3.1).

Таблица 3.1 – Изменение расчетной длины l_0 в зависимости от характера опирания

Характер опирания стен и столбов	Расчетная длина l_0 внецентренно сжатых бетонных элементов
1. С опорами вверху и внизу:	
а) при шарнирах на двух концах независимо от величины смещения опор	H
б) при защемлении одного из концов и возможном смещении опор для зданий:	
многопролетных	$1,25 H$
однопролетных	$1,50 H$
2. Свободно стоящие	$2,00 H$

Таблица 3.2 – Изменение коэффициента β в зависимости от бетона

Бетон	Коэффициент β
1. Тяжелый	1,0
2. Мелкозернистый групп:	
А	1,3
Б	1,5
В	1,0
3. Легкий:	
при искусственных крупных заполнителях и мелком заполнителе:	
плотном	1,0
пористом	1,5
при естественных крупных заполнителях	2,5
4. Поризованный	2,0

Так как гибкость панели $\frac{l_0}{h} = \frac{2,7}{0,2} = 13,5 > 4$, расчет производим с учетом прогиба. Определим коэффициент φ_l , принимая $\beta = 1,0$ (см. табл. 3.2). Поскольку эксцентриситет продольной силы не зависит от характера нагрузок, здесь можно принять $\frac{M_{II}}{M} = \frac{N_l}{N} = \frac{540}{900} = 0,6$,

тогда $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M} = 1 + 0,6 = 1,6$.

Поскольку нагрузки непродолжительного действия отсутствуют, расчетное сопротивление бетона R_b , согласно п. 3.1, принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0,90$, т.е. $R_b = 7,7$ МПа, а учитывая коэффициенты условий работы $\gamma_{b3} = 0,85$ и $\gamma_{b9} = 0,90$, получим $R_b = 7,7 \cdot 0,85 \cdot 0,90 = 5,89$ МПа.

Так как $\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 13,5 - 0,01 \cdot 5,89 = 0,306 > \frac{e_0}{h} = \frac{10}{200}$,

принимаем $\delta_e = \delta_{e,min} = 0,306$.

Критическую силу N_{cr} определим, принимая площадь сечения A для 1 м длины стены, т. е. $A = 200 \times 1000 = 200\,000$ мм²:

$$N_{cr} = \frac{0,533 E_b A}{\varphi_l (l_0 / h)^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) = \frac{0,533 \cdot 14 \cdot 10^3 \cdot 200\,000}{1,6 \cdot 13,5^2} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,306} + 0,1 \right) = 1898 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1898 \text{ кН},$$

отсюда

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{900}{1898}} = 1,902.$$

Проверим условие:

$$R_b A_b = R_b b h \left(1 - \frac{2e_0 \eta}{h} \right) = 5,89 \cdot 200\,000 \left(1 - \frac{2 \cdot 10 \cdot 1,902}{200} \right) = 954\,000 \text{ Н} = 954 \text{ кН} > N = 900 \text{ кН},$$

т. е. прочность панели обеспечена.

Задача 3.5.2. Требуется проверить прочность сечения колонны рамного каркаса с сечением размерами $b = 400$ мм, $h = 500$ мм; $a = a' = 40$ мм; бетон тяжелый класса В25 ($E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа); арматура класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); площадь ее сечения $A_s = A'_s = 1232 \text{ мм}^2$ ($2 \varnothing 28$); продольные силы и изгибающие моменты: от постоянных и длительных нагрузок $N_l = 650$ кН, $M_l = 140$ кН·м; от ветровой нагрузки $N_{sh} = 50$ кН, $M_{sh} = 73$ кН·м; расчетная длина колонны $l_0 = 6$ м.

Решение. $h_0 = 500 - 40 = 460$ мм.

$$N = 650 + 50 = 700 \text{ кН}; M = 140 + 73 = 213 \text{ кН·м}.$$

Определим моменты внешних сил относительно растянутой арматуры M_I и M_{II} , подсчитанные соответственно с учетом и без учета нагрузки непродолжительного действия (ветровой):

$$M_{II} = M_I = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 213 + 700 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 360 \text{ кН·м};$$

$$M_I = M_{II} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 140 + 650 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 276,5 \text{ кН·м}.$$

Так как $0,82M_{II} = 0,82 \cdot 360 = 295 \text{ кН·м} > M_I = 276,5 \text{ кН·м}$, производим расчет только на действие всех нагрузок, принимая $R_b = 16$ МПа (при $\gamma_{b2} = 1,1$).

Так как $l_0/h = 6/0,5 = 12 > 10$, расчет производим с учетом прогиба колонны.

Для этого определим:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \frac{276,5}{360} = 1,77$$

[здесь $\beta = 1,0$ для тяжелого бетона (см. табл. 3.1)];

$$\mu\alpha = \frac{A_s + A'_s}{bh} \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 1232 \cdot 2 \cdot 10^5}{400 \cdot 500 \cdot 2,7 \cdot 10^4} = 0,0913;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{213 \cdot 10^6}{700 \cdot 10^3} = 304 \text{ мм} > e_a = h/30,$$

следовательно, случайный эксцентриситет не учитываем.

Так как $\frac{e_0}{h} = \frac{304}{500} = 0,608 > \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 12 - 0,01 \cdot 16 = 0,22$,

принимаем $\delta_e = \frac{e_0}{h} = 0,608$.

$$N_{cr} = \frac{1,6 E_b b h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1}{3 \varphi_l} + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 500}{12^2} \times \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + 0,608} + 0,1}{3 \cdot 1,77} + 0,0913 \left(\frac{460 - 40}{500} \right)^2 \right] =$$

$$= 6760 \cdot 10^3 \text{ Н} = 6760 \text{ кН}.$$

Коэффициент η определим по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{700}{6760}} = 1,115.$$

Значение e равно:

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 304 \cdot 1,115 + \frac{460 - 40}{2} = 549 \text{ мм} \cong 0,55 \text{ м}.$$

Определим высоту сжатой зоны x по формуле (107):

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{700 \cdot 10^3}{16 \cdot 400} = 109,4 \text{ мм}.$$

$$\xi_R = 0,55 \text{ (см. табл. 18)}.$$

Так как $x = 109,4 \text{ мм} < \xi_R h_0 = 0,55 \cdot 460 = 253 \text{ мм}$, прочность сечения проверим из условия:

$$R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 16 \cdot 400 \cdot 109,4 (460 - 0,5 \cdot 109,4) + 365 \cdot 1232 \times$$

$$\times (460 - 40) = 472,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 472,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > Ne = 700 \cdot 0,55 = 385 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Задача 3.5.3. Требуется определить площадь сечения арматуры в сечении элемента размерами $b = 400 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$; $a = a' = 40 \text{ мм}$; бетон тяжелый класса В25 ($E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$); арматура симметричная класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$); продольные силы и изгибающие моменты: от постоянных и длительных нагрузок $N_l = 600 \text{ кН}$, $M_l = 170 \text{ кН} \cdot \text{м}$; от ветровой нагрузки $N_{sh} = 200 \text{ кН}$, $M_{sh} = 110 \text{ кН} \cdot \text{м}$; расчетная длина $l_0 = 8 \text{ м}$.

Решение. $h_0 = 500 - 40 = 460 \text{ мм}$. Поскольку имеется усилие от ветровой нагрузки, тогда:

$$M_I = M_{II} = M_l + N_l \frac{h_0 - a'}{2} = 170 + 600 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 296 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M = M_l + M_{sh} = 170 + 110 = 280 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = N_l + N_{sh} = 600 + 200 = 800 \text{ кН};$$

$$M_{II} = M_I = M + N \frac{h_0 - a'}{2} = 280 + 800 \frac{0,46 - 0,04}{2} = 448 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $0,82 M_{II} = 0,82 \cdot 448 = 368 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_I = 296 \text{ кН} \cdot \text{м}$, расчет производим только на действие всех нагрузок, принимая $R_b = 16 \text{ МПа}$ (при $\gamma_{b2} = 1,1$).

Так как $l_0/h = 8000/500 = 16 > 10$, расчет производим с учетом прогиба, вычисляя N_{cr} по формуле.

Для этого определим:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \frac{296}{448} = 1,66 \quad (\beta = 1,0, \text{ см. табл. 3.1});$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{280 \cdot 10^6}{800 \cdot 10^3} = 350 \text{ мм} > e_a = h/30$$

Так как $e_0/h = 350/500 = 0,7 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b$, принимаем $\delta_e = \frac{e_0}{h} = 0,7$.

В первом приближении принимаем $\mu = 0,01$, $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,7 \cdot 10^4} = 7,4$, тогда

$$N_{cr} = \frac{1,6 E_b b h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1}{3 \varphi_l} + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 500}{16^2} \times$$

$$\times \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + 0,7} + 0,1}{3 \cdot 1,66} + 0,01 \cdot 7,4 \left(\frac{460 - 40}{500} \right)^2 \right] = 33,75 \cdot 10^6 (0,0477 + 0,0522) = 3372 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3372 \text{ кН}.$$

Коэффициент η равен:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{800}{3372}} = 1,31.$$

Значение e с учетом прогиба элемента равно:

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 350 \cdot 1,31 + \frac{460 - 40}{2} = 669 \text{ мм}.$$

Вычислим значения:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{800 \cdot 10^3}{16 \cdot 400 \cdot 460} = 0,272;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N e}{R_b b h_0^2} = \frac{800 \cdot 10^3 \cdot 669}{16 \cdot 400 \cdot 460^2} = 0,395;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{460} = 0,087.$$

Из табл. 3.3 находим $\xi_R = 0,55$.

Таблица 3.3 – Значения ω , ξ_R , α_R и ψ_c для элементов из тяжелого бетона классов

Коэффициент условий работы бетона γ_{b2}	Класс растянутой арматуры	Обозначение	Значения ω , ξ_R , α_R и ψ_c для элементов из тяжелого бетона классов										
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
0,9	Любой	ω	0,796	0,788	0,766	0,746	0,726	0,710	0,690	0,670	0,650	0,634	0,614
		ξ_R	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542	0,521	0,500	0,484	0,464
		α_R	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395	0,381	0,376	0,367	0,355
	Вр-I (\emptyset 4; 5)	ψ_c	4,96	4,82	4,51	4,26	4,03	3,86	3,68	3,50	3,36	3,23	3,09
		ξ_R	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571	0,550	0,531	0,512	0,490
		α_R	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408	0,399	0,390	0,381	0,370
		ψ_c	6,46	6,29	5,88	5,55	5,25	5,04	4,79	4,57	4,38	4,22	4,03
	A-I	ξ_R	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591	0,570	0,551	0,533	0,510
		α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416	0,407	0,399	0,391	0,380
		ψ_c	8,04	7,82	7,32	6,91	6,54	6,27	5,96	5,68	5,46	5,25	5,01
1,0	Любой	ω	0,790	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694	0,674	0,650	0,630	0,610	0,586
		ξ_R	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,453	0,434	0,411
		α_R	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,350	0,340	0,327
	Вр-I (\emptyset 4,5)	ψ_c	3,89	3,79	3,52	3,29	3,12	2,97	2,83	2,68	2,56	2,46	2,35
		ξ_R	0,660	0,650	0,623	0,593	0,573	0,551	0,530	0,505	0,485	0,465	0,442
		α_R	0,442	0,439	0,429	0,417	0,409	0,399	0,390	0,378	0,367	0,357	0,344
1,1	Любой	ω	0,784	0,775	0,750	0,722	0,698	0,678	0,653	0,630	0,606	0,586	0,558
		ξ_R	0,621	0,610	0,581	0,550	0,523	0,502	0,481	0,453	0,429	0,411	0,385
		α_R	0,428	0,424	0,412	0,399	0,386	0,376	0,365	0,351	0,346	0,327	0,312
	Вр-I (\emptyset 4; 5)	ψ_c	3,81	3,71	3,44	3,19	3,00	2,86	2,73	2,56	2,52	2,35	2,23
		ξ_R	0,650	0,642	0,613	0,582	0,556	0,534	0,514	0,485	0,477	0,442	0,417
		α_R	0,439	0,436	0,425	0,413	0,401	0,391	0,382	0,361	0,363	0,344	0,330
		ψ_c	4,97	4,84	4,49	4,16	3,91	3,72	3,53	3,34	3,29	3,06	2,91
	A-I	ξ_R	0,675	0,665	0,636	0,605	0,579	0,558	0,537	0,509	0,500	0,464	0,439
		α_R	0,447	0,444	0,434	0,422	0,411	0,402	0,393	0,379	0,375	0,356	0,343
		ψ_c	6,19	6,02	5,59	5,17	4,86	4,63	4,42	4,16	4,09	3,80	3,62

Так как $\alpha_n < \xi_R$, значение $A_s = A'_s$ определим:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} = \frac{16 \cdot 400 \cdot 460}{365} \frac{0,395 - 0,272(1 - 0,272 / 2)}{1 - 0,087} = 1413 \text{ мм}^2,$$

откуда

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 1413}{400 \cdot 500} = 0,014 > 0,01.$$

Поскольку полученное армирование существенно превышает армирование, принятое при определении N_{cr} ($\mu = 0,01$), значение $A_s = 1413 \text{ мм}^2$ определено с „запасом“, и его можно несколько уменьшить, уточнив значение μ .

Принимаем $\mu = (0,01 + 0,014)/2 = 0,012$ и аналогично вычислим значение $A_s = A'_s$:

$$N_{cr} = 33,75 \cdot 10^6 \left[0,0477 + 0,012 \cdot 7,4 \times \left(\frac{460 - 40}{500} \right)^2 \right] = 3724 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3724 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{800}{3724}} = 1,274;$$

$$e = 350 \cdot 1,274 + 210 = 656 \text{ мм};$$

$$\alpha_{m1} = \frac{800 \cdot 10^3 \cdot 656}{16 \cdot 400 \cdot 460^2} = 0,388;$$

$$A_s = A'_s = \frac{16 \cdot 400 \cdot 460}{365} \frac{0,388 - 0,272(1 - 0,272 / 2)}{1 - 0,087} = 1352 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем $A_s = A'_s = 1362 \text{ мм}^2$ ($2 \varnothing 25 + 1 \varnothing 22$).

Задача 3.5.4.. Требуется проверить прочность сечения элемента размерами $b = 400 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$; бетон тяжелый класса В25 ($R_b = 16 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} = 1,1$; $E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$); арматура класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$) расположена в сечении, как показано на рис. 2.40; продольные силы и изгибающие моменты: от всех нагрузок $N = 500 \text{ кН}$, $M = 500 \text{ кН} \cdot \text{м}$; от постоянных и длительных нагрузок $N_l = 350 \text{ кН}$, $M_l = 350 \text{ кН} \cdot \text{м}$; расчетная длина $l_0 = 10 \text{ м}$.

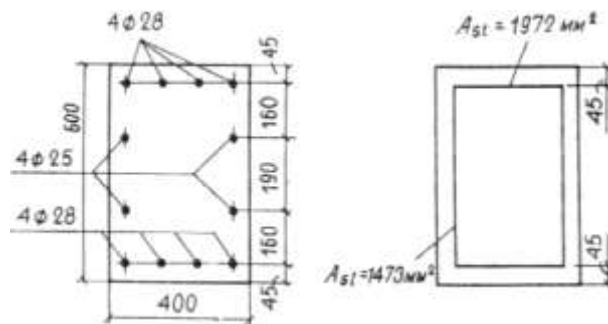


Рисунок 2.40 – расчетная схема сечения

Решение. Расчет производим согласно п. 3.63. Принимая $A_{s1,l} = 491 \text{ мм}^2$ ($\varnothing 25$), $\eta_l = 2$ и $A_{s,tot} = 6890 \text{ мм}^2$ ($8 \varnothing 28 + 4 \varnothing 25$), находим площади арматуры A_{sl} и A_{st} :

$$A_{sl} = A_{s1,l} (\eta_l + 1) = 491(2 + 1) = 1473 \text{ мм}^2;$$

$$A_{st} = A_{s,tot} / 2 - A_{sl} = 6890 / 2 - 1473 = 1972 \text{ мм}^2.$$

Из рис. 2.40 имеем $a_1 = 45 \text{ мм}$, тогда $\delta_1 = \frac{a_1}{h} = \frac{45}{600} = 0,075$.

Так как $l_0/h = 10/0,6 = 16,7 > 10$, расчет производим с учетом прогиба, вычисляем значение N_{cr} .

Для этого определим:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + 1 \frac{M_l + N_l (h/2 - a_1)}{M + N (h/2 - a_1)} = 1 + 1 \frac{350 + 350(0,6/2 - 0,045)}{500 + 500(0,6/2 - 0,045)} = 1,7, (\beta = 1,0, \text{ см. табл. 3.1});$$

$$e_0 = M / N = 500 / 500 = 1 \text{ м.}$$

Так как $e_0/h = \frac{1}{0,6} = 1,67 > \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 l_0/h - 0,01 R_b$, принимаем $\delta_e = e_0/h = 1,67$.

Значение $\mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2$ определим как для сечения с арматурой, расположенной по высоте сечения:

$$\mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 = 2 \frac{A_{st} + A_{sl} / 3}{bh} \frac{E_s}{E_b} (1 - 2 \delta_1)^2 = 2 \frac{1972 + 1473 / 3}{400 \cdot 600} \frac{20 \cdot 10^4}{2,7 \cdot 10^4} (1 - 2 \cdot 0,075)^2 = 0,11.$$

Отсюда

$$N_{cr} = \frac{1,6 E_b b h}{(l_0 / h)^2} = \left[\frac{\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1}{3 \varphi_l} + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 600}{16,7^2} \times$$

$$\times \left(\frac{\frac{0,11}{0,1 + 1,67} + 0,1}{3 \cdot 1,7} + 0,11 \right) = 5271 \cdot 10^3 \text{ Н} = 5271 \text{ кН}.$$

Коэффициент η равен:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{500}{5271}} = 1,105.$$

Определим величины:

$$\alpha_{sl} = \frac{R_s A_{sl}}{R_b b h (0,5 - \delta_1)} = \frac{365 \cdot 1473}{16 \cdot 400 \cdot 600 (0,5 - 0,075)} = 0,329;$$

$$\alpha_{st} = \frac{R_s A_{st}}{R_b b h} = \frac{365 \cdot 1972}{16 \cdot 400 \cdot 600} = 0,187;$$

$$\alpha_{n1} = \frac{N}{R_b b h} = \frac{500 \cdot 10^3}{16 \cdot 400 \cdot 600} = 0,13.$$

Из табл. 3.3 находим $\omega = 0,722$ и $\xi_R = 0,55$.

Так как $\xi = \frac{\alpha_{n1} + \alpha_{st}}{1 + 2\alpha_{st}/\omega} = \frac{0,13 + 0,329}{1 + 2 \cdot 0,329/0,722} = 0,24 < \xi_R = 0,55$, прочность сечения проверим из условия:

$$\xi_1 = \xi / \omega = 0,24 / 0,722 = 0,332;$$

$$\begin{aligned} R_b b h^2 [0,5 \xi (1 - \xi) + \alpha_{st} (\xi_1 - \delta_1) (1 - \xi_1 - \delta_1) - 0,05 \alpha_{st} \xi_1^2 + \alpha_{st} (1 - 2 \delta_1)] = 16 \cdot 400 \cdot 600^2 \times \\ \times [0,5 \cdot 0,24 (1 - 0,24) + 0,329 (0,332 - 0,075) \times (1 - 0,332 - 0,075) - 0,05 \cdot 0,329 \cdot 0,332^2 + \\ + 0,187 (1 - 2 \cdot 0,075)] = 688 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 688 \text{ кН} \cdot \text{м} > N e_0 \eta = 500 \cdot 1,105 = 552 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СП 20.13330.2011. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 2011.
2. СП 52-103-2007. Нормы проектирования. Железобетонные монолитные конструкции зданий. / Министерство строительства Российской Федерации – М., 2007.
3. СП 27.13330.2011. Нормы проектирования. Бетонные и железобетонные конструкции/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 2011.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 -84)/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 1989.
5. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: общий курс/ В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991.
6. Попов Н. Н., Забегаев А. В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций/ Н. Н. Попов, А. В. Забегаев. – М.: Высшая школа, 1989.
7. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий / под ред. П. Ф. Вахненко. – Киев: Будивэльник, 1987.
8. ГОСТ Р 21.1101 -92. СПДС. Основные требования к рабочей документации. – М.: Изд-во стандартов, 1993.
9. ГОСТ Р 21.1501 -92. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей. – М.: Изд-во стандартов, 1993.
10. Рабочая документация для строительства. Общие требования. – М.: АПП ЦИТП, 1992. – Вып. 1.
11. СП 16.13330.2011. Нормы проектирования. Стальные конструкции/ Министерство строительства Российской Федерации – М., 2011.
12. Сайт Википедия [электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ru.wikipedia.org>

Приложение А Основные расчетные характеристики бетона

Таблица А1 – Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , $R_{btн}$ и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие

Вид	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , $R_{btн}$ и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (применная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	—	—	—	—	<u>2,7</u> 27,5	<u>3,5</u> 35,7	<u>5,5</u> 56,1	<u>7,5</u> 76,5	<u>9,5</u> 96,9	<u>11,0</u> 112	<u>15,0</u> 153	<u>18,5</u> 189	<u>22,0</u> 224	<u>25,5</u> 260	<u>29,0</u> 296	<u>32,0</u> 326	<u>36,0</u> 367	<u>39,5</u> 403	<u>43,0</u> 438
	Легкий	—	—	—	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,7</u> 27,5	<u>3,5</u> 35,7	<u>5,5</u> 56,1	<u>7,5</u> 76,5	<u>9,5</u> 96,9	<u>11,0</u> 112	<u>15,0</u> 153	<u>18,5</u> 189	<u>22,0</u> 224	<u>25,5</u> 260	<u>29,0</u> 296	—	—	—	—
	Ячеистый	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,4</u> 14,3	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,4</u> 24,5	<u>3,3</u> 33,7	<u>4,6</u> 46,9	<u>6,9</u> 70,4	<u>9,0</u> 91,8	<u>10,5</u> 107	<u>11,5</u> 117	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое $R_{btн}$ и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	—	—	—	—	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	<u>2,20</u> 22,4	<u>2,30</u> 23,5	<u>2,40</u> 24,5	<u>2,50</u> 25,5
	Мелкозернистый групп:																			
	А	—	—	—	—	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,40</u> 4,08	<u>0,60</u> 6,12	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>0,95</u> 9,69	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,35</u> 13,8	<u>1,50</u> 15,3	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	<u>2,20</u> 22,4	<u>2,30</u> 23,5	<u>2,40</u> 24,5	<u>2,50</u> 25,5
	Легкий при мелком заполнителе:																			
	плотном	—	—	—	<u>0,29</u> 2,96	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,15</u> 11,7	<u>1,40</u> 14,3	<u>1,60</u> 16,3	<u>1,80</u> 18,4	<u>1,95</u> 19,9	<u>2,10</u> 21,4	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	<u>0,29</u> 2,96	<u>0,39</u> 4,00	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,70</u> 7,14	<u>0,85</u> 8,67	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,10</u> 11,2	<u>1,20</u> 12,2	<u>1,35</u> 13,8	<u>1,50</u> 15,3	<u>1,65</u> 16,8	<u>1,80</u> 18,4	—	—	—	—
	Ячеистый	<u>0,14</u> 1,43	<u>0,21</u> 2,24	<u>0,26</u> 2,65	<u>0,31</u> 3,16	<u>0,41</u> 4,18	<u>0,55</u> 5,61	<u>0,63</u> 6,42	<u>0,89</u> 9,08	<u>1,00</u> 10,2	<u>1,05</u> 10,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания

- 1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².
- 2 Для поризованного бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для легкого бетона, а значения $R_{btн}$ и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.
- 3 Для напрягающего бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для тяжелого бетона, а значения $R_{btн}$ и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

Таблица А2 – Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие

Вид сопро-тивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмная проч-ность) R_b	Тяжелый и мелко-зернистый	—	—	—	—	2,1 21,4	2,8 28,6	4,5 45,9	6,0 61,2	7,5 76,5	8,5 86,7	11,5 117	14,5 148	17,0 173	19,5 199	22,0 224	25,0 255	27,5 280	30,0 306	33,0 336
	Легкий	—	—	—	1,5 15,3	2,1 21,4	2,8 28,6	4,5 45,9	6,0 61,2	7,5 76,5	8,5 86,7	11,5 117	14,5 148	17,0 173	19,5 199	22,0 224	—	—	—	—
	Ячеистый	0,63 6,42	0,95 9,69	1,3 13,3	1,6 16,3	2,2 22,4	3,1 31,6	4,6 46,9	6,0 61,2	7,0 71,4	7,7 78,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	—	—	—	—	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	1,45 14,8	1,55 15,8	1,60 16,3	1,65 16,8
	Мелкозернистый групп:																			
	А	—	—	—	—	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	0,17 1,73	0,27 2,75	0,40 4,08	0,45 4,59	0,51 5,81	0,64 6,53	0,77 7,85	0,90 9,18	1,00 10,2	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	1,45 14,8	1,55 15,8	1,60 16,3	1,65 16,8
	Легкий при мелком заполнителе:																			
	плотном	—	—	—	0,20 2,04	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	0,20 2,04	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,74 7,55	0,80 8,16	0,90 9,18	1,00 10,2	1,10 11,2	1,20 12,2	—	—	—	—
	Ячеистый	0,06 0,613	0,09 0,91	0,12 1,22	0,14 1,43	0,18 1,84	0,24 2,45	0,28 2,86	0,39 4,00	0,44 4,49	0,46 4,69	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания

- 1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².
- 2 Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
- 3 Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bt} принимают как для легких бетонов на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.
- 4 Для поризованного бетона значения R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а значение R_{bt} умножают на коэффициент 0,7.
- 5 Для напрягающего бетона значение R_b принимают таким же, как для тяжелого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 1,2.

Таблица А3 – Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении
 $E_b \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие

Бетон	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
	B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый:																			
естественного твердения	—	—	—	—	<u>9,5</u> 96,9	<u>13,0</u> 133	<u>16,0</u> 163	<u>18,0</u> 184	<u>21,0</u> 214	<u>23,0</u> 235	<u>27,0</u> 275	<u>30,0</u> 306	<u>32,5</u> 331	<u>34,5</u> 352	<u>36,0</u> 367	<u>37,5</u> 382	<u>39,0</u> 398	<u>39,5</u> 403	<u>40,0</u> 408
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	<u>8,5</u> 86,7	<u>11,5</u> 117	<u>14,5</u> 148	<u>16,0</u> 163	<u>19,0</u> 194	<u>20,5</u> 209	<u>24,0</u> 245	<u>27,0</u> 275	<u>29,0</u> 296	<u>31,0</u> 316	<u>32,5</u> 332	<u>34,0</u> 347	<u>35,0</u> 357	<u>35,5</u> 362	<u>36,0</u> 367
подвергнутый автоклавной обработке	—	—	—	—	<u>7,0</u> 71,4	<u>9,8</u> 99,5	<u>12,0</u> 122	<u>13,5</u> 138	<u>16,0</u> 163	<u>17,0</u> 173	<u>20,0</u> 204	<u>22,5</u> 230	<u>24,5</u> 250	<u>26,0</u> 265	<u>27,0</u> 275	<u>28,0</u> 286	<u>29,0</u> 296	<u>29,5</u> 301	<u>30,0</u> 306
Мелкозернистый групп:																			
А – естественного твердения	—	—	—	—	<u>7,0</u> 71,4	<u>10,0</u> 102	<u>13,5</u> 138	<u>15,5</u> 158	<u>17,5</u> 178	<u>19,5</u> 199	<u>22,0</u> 224	<u>24,0</u> 245	<u>26,0</u> 265	<u>27,5</u> 280	<u>28,5</u> 291	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке, при атмосферном давлении	—	—	—	—	<u>6,5</u> 66,3	<u>9,0</u> 91,8	<u>12,5</u> 127	<u>14,0</u> 143	<u>15,5</u> 158	<u>17,0</u> 173	<u>20,0</u> 204	<u>21,5</u> 219	<u>23,0</u> 235	<u>24,0</u> 245	<u>24,5</u> 250	—	—	—	—
Б – естественного твердения	—	—	—	—	<u>6,5</u> 66,3	<u>9,0</u> 91,8	<u>12,5</u> 127	<u>14,0</u> 143	<u>15,5</u> 158	<u>17,0</u> 173	<u>20,0</u> 204	<u>21,5</u> 219	<u>23,0</u> 235	—	—	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	<u>5,5</u> 56,1	<u>8,0</u> 81,6	<u>11,5</u> 117	<u>13,0</u> 133	<u>14,5</u> 148	<u>15,5</u> 158	<u>17,5</u> 178	<u>19,0</u> 194	<u>20,5</u> 209	—	—	—	—	—	—
В – автоклавного твердения	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>16,5</u> 168	<u>18,0</u> 184	<u>19,5</u> 199	<u>21,0</u> 214	<u>22,0</u> 224	<u>23,0</u> 235	<u>23,5</u> 240	<u>24,0</u> 245	<u>24,5</u> 250	<u>25,0</u> 255
Легкий и поризованный марки по средней плотности D:																			
800	—	—	—	<u>4,0</u> 40,8	<u>4,5</u> 45,9	<u>5,0</u> 51,0	<u>5,5</u> 56,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	—	—	—	<u>5,0</u> 51,0	<u>5,5</u> 56,1	<u>6,3</u> 64,2	<u>7,2</u> 73,4	<u>8,0</u> 81,6	<u>8,4</u> 85,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	—	—	—	<u>6,0</u> 61,2	<u>6,7</u> 68,3	<u>7,6</u> 77,5	<u>8,7</u> 88,7	<u>9,5</u> 96,9	<u>10,0</u> 102	<u>10,5</u> 107	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1400	—	—	—	<u>7,0</u> 71,4	<u>7,8</u> 79,5	<u>8,8</u> 89,7	<u>10,0</u> 102	<u>11,0</u> 112	<u>11,7</u> 119	<u>12,5</u> 127	<u>13,5</u> 138	<u>14,5</u> 148	<u>15,5</u> 158	—	—	—	—	—	—
1600	—	—	—	—	<u>9,0</u> 91,8	<u>10,0</u> 102	<u>11,5</u> 117	<u>12,5</u> 127	<u>13,2</u> 135	<u>14,0</u> 143	<u>15,5</u> 158	<u>16,5</u> 168	<u>17,5</u> 178	<u>18,0</u> 184	—	—	—	—	—
1800	—	—	—	—	—	<u>11,2</u> 114	<u>13,0</u> 133	<u>14,0</u> 143	<u>14,7</u> 150	<u>15,5</u> 158	<u>17,0</u> 173	<u>18,5</u> 189	<u>19,5</u> 199	<u>20,5</u> 209	<u>21,0</u> 214	—	—	—	—
2000	—	—	—	—	—	—	<u>14,5</u> 148	<u>16,0</u> 163	<u>17,0</u> 173	<u>18,0</u> 184	<u>19,5</u> 199	<u>21,0</u> 214	<u>22,0</u> 224	<u>23,0</u> 235	<u>23,5</u> 240	—	—	—	—
Ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности D:																			
500	<u>1,1</u> 11,2	<u>1,4</u> 14,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
600	<u>1,4</u> 14,3	<u>1,7</u> 17,3	<u>1,8</u> 18,4	<u>2,1</u> 21,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
700	—	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,2</u> 22,4	<u>2,5</u> 25,5	<u>2,9</u> 29,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
800	—	—	—	<u>2,9</u> 29,6	<u>3,4</u> 34,7	<u>4,0</u> 40,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
900	—	—	—	—	<u>3,8</u> 38,8	<u>4,5</u> 45,9	<u>5,5</u> 56,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	—	—	—	—	—	<u>5,0</u> 50,0	<u>6,0</u> 60,0	<u>7,0</u> 70,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

						51,0	61,2	71,4											
1100	—	—	—	—	—	—	<u>6,8</u> 69,3	<u>7,9</u> 80,6	<u>8,3</u> 84,6	<u>8,6</u> 87,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	—	—	—	—	—	—	—	<u>8,4</u> 85,7	<u>8,8</u> 89,7	<u>9,3</u> 94,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания

- 1 Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².
- 2 Для легкого, ячеистого и поризованного бетонов при промежуточных значениях плотности бетона начальные модули упругости принимают по линейной интерполяции.

Таблица А4 – Изменение коэффициентов ξ_0 , ξ_R и A_R

Коэффициент условий, рабо- ты бетона γ_{e1}	Класс растяну- той арматуры	Коэф- фици- енты	Класс (марка бетона)									
			B12,5 (M150)	B15 (M200)	B20 (M250)	B25 (M300)	B30 (M400)	B35 (M450)	B40 (M500)	B45 (M600)	B55 (M700)	B60 (M800)
0,85	Любой	ξ_0	0,802	0,790	0,774	0,758	0,73	0,718	0,702	0,682	0,654	0,638
	А-III Вр-I	ξ_R	0,677	0,663	0,644	0,625	0,594	0,581	0,563	0,542	0,513	0,496
		A_R	0,448	0,443	0,437	0,43	0,418	0,412	0,405	0,395	0,381	0,373
	А-II	ξ_R	0,70	0,686	0,667	0,649	0,618	0,605	0,587	0,566	0,536	0,52
		A_R	0,455	0,451	0,445	0,438	0,427	0,422	0,415	0,406	0,398	0,385
	А-I	ξ_R	0,72	0,706	0,688	0,67	0,64	0,627	0,609	0,588	0,559	0,542
		A_R	0,461	0,457	0,451	0,446	0,435	0,43	0,424	0,415	0,403	0,395
1,0	Любой	ξ_0	0,79	0,778	0,758	0,742	0,71	0,674	0,678	0,654	0,626	0,598
	А-III Вр-I	ξ_R	0,642	0,623	0,599	0,581	0,546	0,528	0,511	0,486	0,458	0,431
		A_R	0,436	0,429	0,420	0,412	0,397	0,387	0,381	0,368	0,353	0,338
	А-II	ξ_R	0,668	0,650	0,626	0,608	0,573	0,555	0,538	0,513	0,485	0,457
		A_R	0,445	0,439	0,43	0,423	0,409	0,401	0,393	0,382	0,367	0,353
	А-I	ξ_R	0,693	0,674	0,652	0,634	0,598	0,581	0,564	0,539	0,51	0,482
		A_R	0,453	0,447	0,439	0,433	0,419	0,412	0,405	0,394	0,38	0,366
1,1	Любой	ξ_0	0,79	0,77	0,754	0,734	0,698	0,678	0,662	0,634	0,602	0,578
	А-III Вр-I	ξ_R	0,637	0,613	0,595	0,572	0,532	0,511	0,495	0,466	0,435	0,412
		A_R	0,434	0,425	0,418	0,408	0,391	0,381	0,372	0,357	0,34	0,327
	А-II	ξ_R	0,664	0,64	0,622	0,599	0,56	0,538	0,522	0,493	0,461	0,438
		A_R	0,443	0,435	0,429	0,42	0,403	0,393	0,386	0,371	0,355	0,342
	А-I	ξ_R	0,688	0,665	0,647	0,622	0,586	0,564	0,547	0,519	0,486	0,463
		A_R	0,451	0,444	0,438	0,43	0,414	0,405	0,398	0,384	0,386	0,356

Приложение Б Основные расчетные характеристики арматуры. Сортамент

Таблица Б1 – Расчетные площади поперечных сечений и масса одного погонного метра арматуры

Расчетные площади поперечных сечений и масса одного погонного метра арматуры											Сортамент арматуры									
Диаметр арматуры, мм	Поперечные сечения арматуры										Сортамент арматуры									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
3	0,077	0,04	0,05	0,25	0,05	0,07	0,49	0,57	0,62	0,7	0,055									
4	0,126	0,08	0,09	0,39	0,08	0,09	0,88	1,0	1,1	1,25	0,098									
5	0,166	0,09	0,09	0,78	0,09	0,09	1,14	1,37	1,57	1,9	0,134									
6	0,204	0,07	0,08	1,11	1,05	1,7	1,98	2,38	2,83	3,33	0,173									
7	0,241	0,07	1,19	1,51	0,7	2,3	2,69	3,48	4,46	5,53	0,21									
8	0,279	1,01	1,51	2,0	0,81	3,03	3,88	5,02	6,53	8,31	0,25									
10	0,399	0,7	2,36	3,14	0,93	4,7	6,1	8,28	10,7	13,88	0,35									
12	0,571	2,26	3,39	4,52	0,65	6,75	9,02	11,95	15,18	19,5	0,498									
14	0,799	0,8	4,92	6,18	0,69	9,23	12,3	15,8	20,5	26,5	0,708									
16	1,071	4,12	6,01	8,04	0,02	12,96	16,02	19,38	24,1	30,1	0,978									
18	1,393	5,69	8,0	10,4	12,72	15,27	18,81	23,68	29,6	36,65	1,298									
20	1,725	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	23,09	28,14	34,28	41,42	1,66									
22	2,057	7,09	10,1	13,2	16	22,01	26,01	31,27	37,21	43,9	1,982									
24	2,389	9,82	14,1	18,81	24,84	29,45	34,95	41,27	48,14	55,58	2,298									
26	2,721	10,62	15,47	20,61	26,81	31,99	37,51	44,28	51,42	59,18	2,614									
28	3,053	11,42	16,84	22,8	28,21	33,58	39,5	46,94	54,38	62,42	2,93									
30	3,385	12,22	18,21	24,84	30,2	35,58	41,28	49,44	57,62	66,18	3,246									
32	3,717	13,02	19,58	26,81	32,21	37,58	43,28	51,44	59,62	68,18	3,558									
36	4,381	15,02	22,18	30,2	36,21	41,58	47,28	55,44	63,62	72,18	4,07									
40	5,045	17,02	24,78	33,21	39,21	45,58	51,28	59,44	67,62	76,18	4,58									

Примечание: 1. Расчетные площади поперечных сечений и масса одного погонного метра арматуры даны для арматуры с номинальным диаметром, указанным в таблице.

Таблица Б2 – Расчетные сопротивления стержневой арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см²)

Стержневая арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)			Модуль упругости E _s , 10 ⁵ МПа
	растяжению			
	продольной R _s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R _{sw}	сжатию R _{sc}	
A-I (A240)	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)	2,1
A-II (A300)	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)	2,1
A-III (A400) диаметром, мм:				
6 — 8	355 (3600)	285* (2900)	355 (3600)	2,0
10—40	365 (3750)	290* (3000)	365 (3750)	2,0
A-IV (A600)	510 (5200)	405 (4150)	450 (4600)**	1,9
A-V (A800)	680 (6950)	545 (5550)	500 (5100)**	1,9
A-VI (A1000)	815 (8300)	650 (6650)	500 (5100)**	1,9
АТ-VII (A1200)	980 (10 000)	785 (8000)	500 (5100)**	
A-IIIв с кон- тролем:				
удлинения и апряжения	490 (5000)	390 (4000)	200 (2000)	1,8
только удлинения	450 (4600)	360 (3700)	200 (2000)	1,8
Проволочная				
Вр-I	375...360	270...260	375...360	1,7
В-II	1240...915	990...730	400	2,0
Вр-II	1215...850	970...680	400	2,0
Канатная				
К-7	1210...1080	965...865	400	1,8
К-19	1175	940	400	1,8

Примечание

В таблице под классами стержневой арматуры подразумевают все виды арматуры соответствующего класса, например, под классом А-V подразумевают также Ат-V, Ат-VCK и т. п.

Таблица Б3 – Расчетные сопротивления проволочной арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см²)

Класс арматуры	Модуль упругости арматуры $E_s \cdot 10^{-4}$, МПа (кгс/см ²)
A-I (A240), A-II (A300)	21 (210)
A-III (A400)	20 (200)
A-IV (A600), A-V (A800), A-VI (A1000) и Aт-VII (A1200)	19 (190)
A-IIIв	18 (180)
B-II, Bp-II	20 (200)
K-7, K-19	18 (180)
Bp-I	17 (170)

Таблица Б4 – Расчетные сопротивления проволочной арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см²)

Проволочная арматура классов	Диаметр арматуры, мм	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
		растяжению		сжатию R_{sc}
		продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
Вр-I	3—5	410 (4200)	290 (3000)*	375 (3850)**
В-II при классе прочности:				
1500	3	1250 (12750)	1000 (10200)	
1400	4—5	1170 (11900)	940 (9600)	
1300	6	1050 (10700)	835 (8500)	
1200	7	1000 (10200)	785 (8000)	
1100	8	915 (9300)	730 (7450)	
Вр-II при классе прочности:				
1500	3	1250 (12750)	1000 (10200)	500 (5100)**
1400	4—5	1170 (11900)	940 (9600)	
1200	6	1000 (10200)	785 (8000)	
1100	7	915 (9300)	730 (7450)	
1000	8	850 (8700)	680 (6950)	
К-7 при классе прочности:				
1500	6—12	1250 (12750)	1000 (10200)	
1400	15	1160 (12050)	945 (9600)	
К-19	14	1250 (12750)	1000 (10200)	

Таблица Б5 – К расчету на изгиб прямоугольных сечений с одиночной арматурой

ξ	A_0	ν	ξ	A_0	ν
0,01	0,010	0,995	0,34	0,282	0,830
0,02	0,020	0,990	0,35	0,289	0,825
0,03	0,030	0,985	0,36	0,295	0,820
0,04	0,039	0,980	0,37	0,301	0,815
0,05	0,048	0,975	0,38	0,309	0,810
0,06	0,058	0,970	0,39	0,314	0,805
0,07	0,067	0,965	0,40	0,320	0,800
0,08	0,077	0,960	0,41	0,326	0,795
0,09	0,085	0,955	0,42	0,332	0,790
0,10	0,095	0,950	0,43	0,337	0,785
0,11	0,104	0,945	0,44	0,343	0,780
0,12	0,113	0,940	0,45	0,349	0,775
0,13	0,121	0,935	0,46	0,354	0,770
0,14	0,130	0,930	0,47	0,359	0,765
0,15	0,139	0,925	0,48	0,365	0,760
0,16	0,147	0,920	0,49	0,370	0,755
0,17	0,155	0,915	0,50	0,375	0,750
0,18	0,164	0,910	0,51	0,380	0,745
0,19	0,172	0,905	0,52	0,385	0,740
0,20	0,180	0,900	0,53	0,390	0,735
0,21	0,188	0,895	0,54	0,394	0,730
0,22	0,195	0,890	0,55	0,399	0,725
0,23	0,203	0,885	0,56	0,403	0,72
0,24	0,211	0,880	0,57	0,408	0,715
0,25	0,219	0,875	0,58	0,412	0,71
0,26	0,226	0,870	0,59	0,416	0,705
0,27	0,234	0,865	0,6	0,42	0,70
0,28	0,241	0,860	0,65	0,439	0,675
0,29	0,248	0,855	0,7	0,455	0,65
0,30	0,255	0,850	0,8	0,480	0,600
0,31	0,262	0,845	0,9	0,495	0,550
0,32	0,269	0,840	1	0,5	0,5
0,33	0,275	0,835			

Приложение В Защитный слой бетона

Для продольной рабочей арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой, натягиваемой на упоры) толщина защитного слоя, мм, должна быть, как правило, не менее диаметра стержня или каната и не менее:

в плитах и стенках толщиной, мм:

до 100 включ.	10
св. 100	15

в балках и ребрах высотой, мм:

менее 250	15
250 и более	20
в колоннах	20
в фундаментных балках	30

в фундаментах:

сборных	30
монолитных при наличии бетонной подготовки	35
монолитных при отсутствии бетонной подготовки	70

В однослойных конструкциях из легкого и поризованного бетонов класса В7,5 и ниже толщина защитного слоя должна составлять не менее 20 мм, а для наружных стеновых панелей (без фактурного слоя) — не менее 25 мм.

В однослойных конструкциях из ячеистого бетона толщина защитного слоя во всех случаях принимается не менее 25 мм.

Приложение Г Основные буквенные обозначения величин

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

- M — изгибающий момент или момент внешних сил относительно центра тяжести приведенного сечения;
- N — продольная сила;
- Q — поперечная сила;
- T — крутящий момент;
- M_{sh}, M_b, M_{tot} — моменты относительно центра тяжести приведенного сечения соответственно от кратковременных нагрузок, от постоянных и длительных нагрузок и от всех нагрузок.

Характеристики материалов

- $R_b, R_{b,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
- $R_{bt}, R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
- $R_s, R_{s,ser}$ — расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;
- R_{sw} — расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;
- R_{sc} — расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;
- E_b — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;
- E_s — модуль упругости арматуры;
- α — отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b .

Характеристика положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

S — обозначение продольной арматуры:

- при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в растянутой зоне;
- при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у менее сжатой грани сечения;
- при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:
 - для внецентренно растянутых элементов — расположенной у более растянутой грани сечения;
 - для центрально-растянутых элементов — всей в поперечном течении элемента;

S' — обозначение продольной арматуры:

- при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенной в сжатой зоне;
- при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенной у более сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов — расположенной у менее растянутой грани сечения.

Геометрические характеристики

b — ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, b'_f — ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, h'_f — высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

a, a' — расстояния от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения;

h_o — рабочая высота сечения, равная $h - a$;

x — высота сжатой зоны бетона;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_o}$;

s — расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_o — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый согласно п. 3.3;

e, e' — расстояния от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' ;

e_s — расстояние от точки приложения продольной силы N до центра тяжести площади сечения арматуры S ;

l — пролет элемента;

l_o — расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы; значение l_o принимается по табл. 17 и п. 3.55;

i — радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

d — номинальный диаметр стержней арматурной стали;

A_s, A'_s — площади сечения арматуры соответственно S и S' ;

A_{sw} — площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

A_{swl} — площадь сечения одного стержня хомута;

A_{sl} — площадь сечения одного стержня продольной арматуры;

μ — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного сечения элемента bh_o без учета сжатых и растянутых полок;

A — площадь бетона в поперечном сечении;

A_b — площадь сечения сжатой зоны бетона;

A_{red} — площадь приведенного сечения элемента, включающая площадь бетона, а также площадь всей продольной арматуры, умноженная на отношение модулей упругости арматуры и бетона;

I_{red} — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

W_{red} — момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого материала;

D — диаметр кольцевого или круглого сечения.

Примененные индексы буквенных обозначений и поясняющие слова

Однобуквенные индексы

a — анкер (*anchor*);

a — случайный (*accidental*);

a — осевой, центральный (*axial*);

B — бетон, сжатый бетон (*beton*);

c — сжатие (*compression*);

d — глубина (*depth*);

d — расчетный (*designed*);

e — эксцентриситет (*eccentricity*);

e — проушина (*ear*);

f — полка балки (*flange*);

f — нагрузка (*force*);

h — горизонтальный (*horizontal*);

k — шпонка (*key*);

l — длительный (*long*);

l — уровень (*level*);

l — левый (*left*);

l — нахлестка, перепуск (*lap*);

m — средний (*middle*);

m — момент (*moment*);

n — продольная (нормальная) сила (*normal*);

n — нормативный (*normative*);

p — перегородка (*partition*);

q — поперечная сила Q ;

R — расчетное сопротивление R ;

r — правый (*right*);

s — замоноличенный (*in situ*);
s — арматура, сталь (*steel*);
t — растяжение (*tention*);
t — поперечный (*transverse*);
t — кручение (*torsion*);
t — температура (*temperature*);
u — предельный, крайний (*ultimate*);
v — вертикальный (*vertical*);
w — ребро или стенка балки (*web*);
w — сварка (*welding*);
x — в направлении оси *x* или в сечении *x*;
y — в направлении оси *y*;
y — предел текучести (*yield point*).

Двух- и трехбуквенные индексы

an — анкеровка, анкер (*anchoring*);
col — колонна, стойка (*column*);
cir — кольцевой, круглый (*circular*);
cr — критический (*critical*);
crc — трещинообразование, трещина (*cracking*);
el — упругий (*elastic*);
ef — эффективный (*effective*);
fact — фактический;
inc — отогнутый, наклонный (*inclined*);
inf — нижний (*inferior*);
int — внутренний (*interior*);
lim — граничный (*limit*);
loc — местный (*local*);
max — максимальный (*maximal*);
min — минимальный (*minimal*);
ov — свес полки (*overhang*);
out — выпуск арматуры (*output*);
pl — пластичный (неупругий) (*plastic*);
red — приведенный (*redacted*);
ser — эксплуатационный (*service*);
sh — кратковременный (*short*);

shr — усадка (*shrinkage*);
sup — опорный (*support*);
sup — верхний (*super*);
tot — суммарный, полный (*total*);
web — ребро или стенка балки.

Примечание

Двух- и трехбуквенные индексы отделяются от других индексов запятой. Однобуквенные индексы запятыми не разделяются.

Приложение Д Снеговые нагрузки

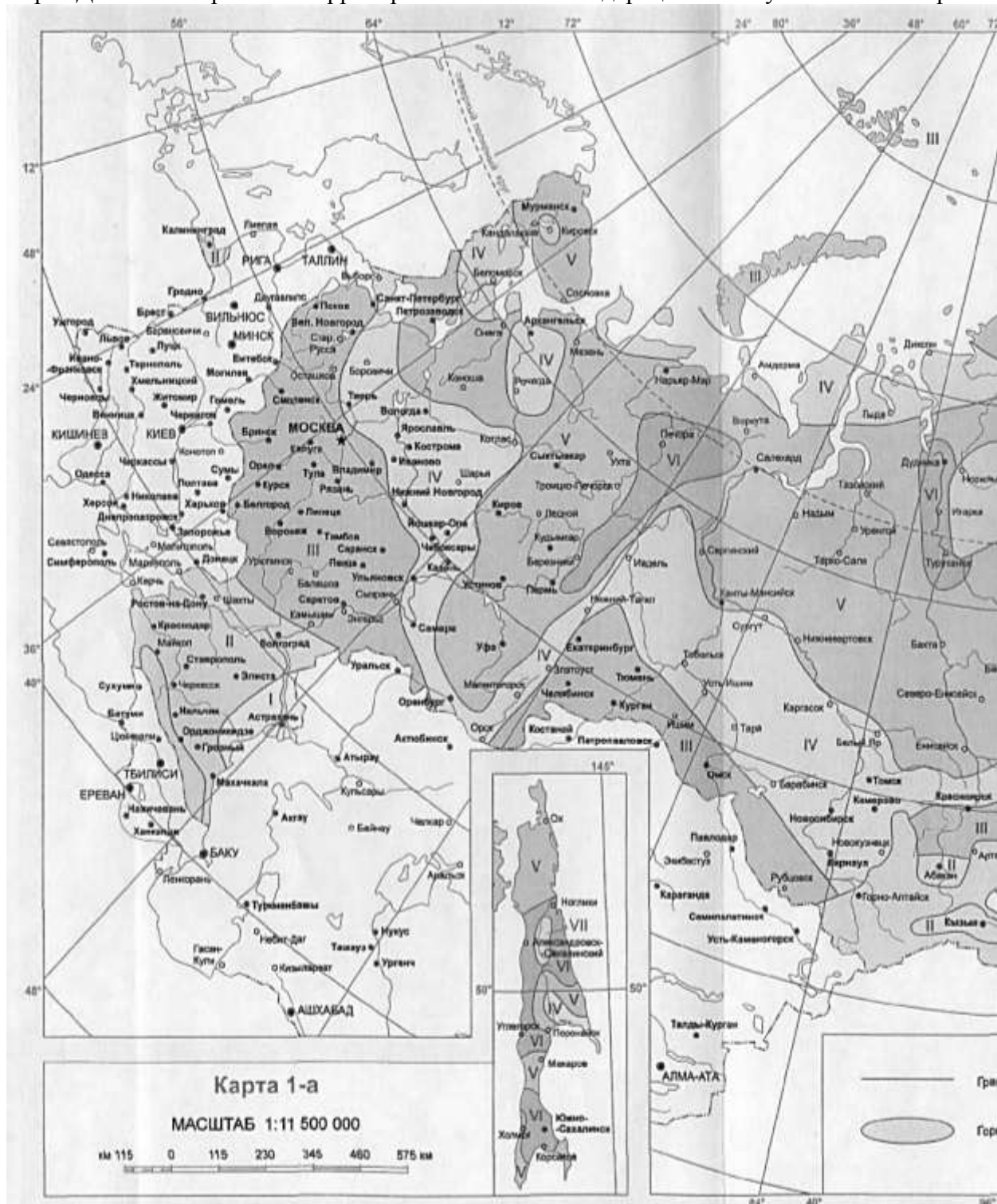
Таблица Д1 – Расчетное значение веса снегового покрова S_g на 1 м² горизонтальной поверхности земли

Снеговые районы Российской Федерации	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
S_g , кПа (кгс/м ²)	0,8 (80)	1,2 (120)	1,8 (180)	2,4 (240)	3,2 (320)	4,0 (400)	4,8 (480)	5,6 (560)

Примечания

- 1 Нагрузки приведены по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».
- 2 Коэффициент надежности по снеговой нагрузке γ_f следует принимать равным 1,4.
- 3 Подробный расчет снеговой нагрузки с учетом коэффициента сноса снега, а также термического коэффициента приведены в СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

Карта Д1 – Районирование территории Российской Федерации по весу снежного покрова



Карта Д2 – Районирование территории Российской Федерации по весу снежного покрова



Приложение Е Ветровые нагрузки

Карта Е1 – Районирование территории Российской Федерации по средней скорости ветра, м/с, за зимний период



Карта Е2 – Районирование территории Российской Федерации по средней скорости ветра, м/с, за зимний период



Карта Е4 – Районирование территории Российской Федерации по давлению ветра



Учебное издание

Божков Виктор Иванович
Лейер Дарья Валерьевна
Маций Сергей Иосифович

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

для студентов, обучающихся
по направлению «Строительство» (бакалавры)

Учебное пособие

Подписано в печать 31.10.2012 г.

формат 60x84 1/8

Усл. печ. л. 7,14

Тираж 150 экз. Заказ № ____

Редакционный отдел и типография Кубанского государственного аграрного университета

350044, г. Краснодар, ул. Калинина, 13

