

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. БЕТОН, АРМАТУРА И ЖЕЛЕЗОБЕТОН (Вопросы 1...28).....	5
2. ПРЕДНАПРЯЖЕННЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОН (Вопросы 29...56).....	16
3. ПРОЧНОСТЬ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ ИЗГИБЕ (Вопросы 57...120).....	30
3.1. НОРМАЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ (Вопросы 57...82).....	30
3.2. НАКЛОННЫЕ СЕЧЕНИЯ (Вопросы 83...103)	45
3.3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ (Вопросы 104...120).....	56
4. ПРОЧНОСТЬ ПРИ СЖАТИИ, РАСТЯЖЕНИИ И МЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ (Вопросы 121...146).....	69
5. ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ (Вопросы 147...171).....	81
6. СОЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ (Вопросы 172...187).....	95
7. НАГРУЗКИ (Вопросы 188...199)	103
8. РАЗМЕРНОСТИ (Вопрос 200).....	109
ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ.....	110
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	112

ВВЕДЕНИЕ

Общий курс "Железобетонные конструкции" относится к числу самых трудных в вузовской программе обучения по специальности 290300 "Промышленное и гражданское строительство", не говоря уже о других строительных специальностях, имеющих меньший объем курса. Связано это, прежде всего, со сложностью самого железобетона – двуединого материала, работу которого далеко не всегда возможно описать классическими методами строительной механики.

Особую важность представляет 1-я часть курса, излагающая основные понятия об упруго-пластической работе материалов, об условиях совместной работы бетона и арматуры, о напряженно-деформированном состоянии обычных и предварительно напряженных элементов, о методах расчета прочности и трещиностойкости сечений и т.д. Без знания их невозможно не только осознанно и грамотно проектировать сами конструкции, но и иметь общее представление об их работе, необходимое инженеру на стройплощадке.

Между тем, как показывает опыт, именно эти базовые понятия наиболее слабо усваиваются студентами по причине того, что многие физически тесно связанные вопросы в лекциях и учебниках хронологически отдалены друг от друга (а недостаток практических занятий проблему еще более усугубляет).

Попытками устранить этот изъян, осветить под несколько иными углами известные вопросы, показать причинные связи между ними и вызвано появление на свет настоящей книги, форма изложения в которой была подсказана автору его многолетним опытом педагогической работы. Содержание учебного пособия охватывает все темы первой части курса "Железобетонные конструкции", исключая только работу пространственных сечений и сопротивление динамическим воздействиям. В отдельную главу пособия выделена тема «Соединения железобетонных элементов», которая, имея самое непосредственное отношение к экспериментально-теоретическим основам курса, играет важнейшую роль в проектном деле и которая в учебниках, как правило, отдельно не рассматривается.

Разумеется, пособие не заменяет ни лекций, ни учебников, а служит лишь дополнением к ним. Более того, пользоваться пособием целесообразно, уже имея определенные знания о железобетоне, – тогда оно поможет углубить и быстрее систематизировать эти знания, лучше разобраться в физической сути расчетов сечений и работе самих конструкций.

1. БЕТОН, АРМАТУРА И ЖЕЛЕЗОБЕТОН

1. ДЛЯ ЧЕГО БЕТОНУ АРМАТУРА?

Бетон – это искусственный камень. Его прочность на сжатие намного (в 10...20 раз) превосходит прочность на растяжение. Поэтому бетон, как и природный камень, используют в тех частях зданий и сооружений, которые работают преимущественно на сжатие: в фундаментах, стенах, сводах, опорах мостов и т.п. Для изгибаемых элементов – балок, плит – бетон не годится: он разрушится от разрыва растянутой зоны при очень небольших нагрузках, задолго до исчерпания прочности сжатой зоны.

Если в растянутую зону ввести стальную арматуру (стержни, канаты и т.п.) и обеспечить ее надежное сцепление с бетоном, то после образования трещин она возьмет на себя все растягивающие усилия, оставив бетону только сжимающие. (А прочность арматуры на растяжение в сотни раз выше, чем у бетона.) Таким образом, изгибающему моменту будет сопротивляться внутренняя пара сил: сжимающая в бетоне и растягивающая в арматуре. Забегая вперед, отметим, что часто требуется устанавливать арматуру и в сжатом бетоне (см. главы 3 и 4).

2. ДЛЯ ЧЕГО АРМАТУРЕ БЕТОН?

Бетон – материал более долговечный, чем арматурная сталь, он менее подвержен коррозии. Кроме того, по сравнению со сталью бетон обладает более высокой огнестойкостью, т.е. дольше сохраняет несущую способность при действии высокой температуры, что особенно важно для успешной эвакуации при пожаре. Поэтому арматура, уложенная внутри бетонного тела, хорошо защищена слоем бетона от коррозии и высокой температуры. Нормы проектирования устанавливают минимальные величины защитного слоя бетона: не менее диаметра стержня (в ряде случаев не менее 2-х диаметров) и не менее 10...70 мм в зависимости от типа конструкции и условий эксплуатации. Отметим также, что без защитного слоя невозможно обеспечить надежное сцепление арматуры с бетоном, а значит и их совместное деформирование.

3. БЕТОН – МАТЕРИАЛ УПРУГО-ПЛАСТИЧЕСКИЙ. ЧТО ЭТО ОЗНАЧАЕТ?

Означает это, что при действии внешней нагрузки его деформации состоят из двух частей: упругой ε_{el} (обратимой) и пластической ε_{pl} (необратимой). Причем по мере роста напряжений доля ε_{pl} возрастает, поэтому диаграммы сжатия и растяжения криволинейны (рис.1). Отсюда ясно, что модуль упругости бетона соответствует только начальному участку диа-

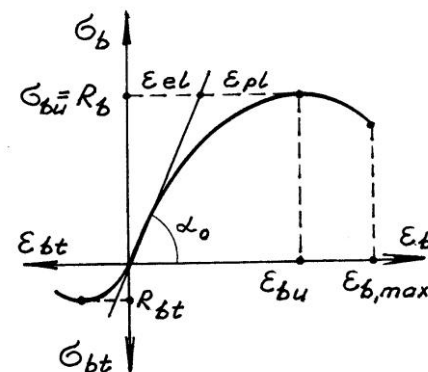


Рис. 1

граммы, когда деформации еще можно считать упругими, – его и называют начальным модулем упругости: $E_b = \sigma_b / \varepsilon_{el} = \operatorname{tg} \alpha_0$.

Деформативность бетона зависит также от скорости его нагружения v : при мгновенном нагружении (например, ударе) пластические деформации ничтожно малы, при кратковременном – весьма заметны, при длительном – очень велики (в несколько раз больше, чем упругие; рис. 2). Прочность же при длительном нагружении, наоборот, уменьшается (рис. 3), что в расчетах учитывается коэффициентом условий работы γ_{b2} .

Пластические свойства бетона вызывают такое явление, как ползучесть: рост во времени деформации ε_n при постоянном напряжении σ_b . Чем выше σ_b или чем ниже прочность бетона, тем больше деформации ползучести ε_n (рис. 4). Наиболее интенсивно ε_n проявляется в первое время после приложения нагрузки, затем они постепенно затухают в течение нескольких лет.



Рис. 2

Рис. 3

Рис. 4

4. ПОЧЕМУ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ ЭПЮРА НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОНЕ ПРЯМОУГОЛЬНАЯ, А ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ КРИВОЛИНЕЙНАЯ?

При центральном сжатии деформации ε_b в разных точках сечения одинаковы, значит одинаковы и напряжения σ_b . При внецентренном сжатии деформации сечения меняются по линейному закону, т.е. по форме треугольника или трапеции (мы пользуемся гипотезой плоских сечений),

но сама зависимость $\sigma_b - \varepsilon_b$ криволинейна, поэтому криволинейна и эпюра σ_b . В этом легко убедиться, рассмотрев хотя бы в 3-х точках деформации внецентренно сжатого сечения и найдя на диаграмме величины напряжений, соответствующие данным деформациям (рис.5). Подобная же форма эпюры напряжений в бетоне – и при изгибе.

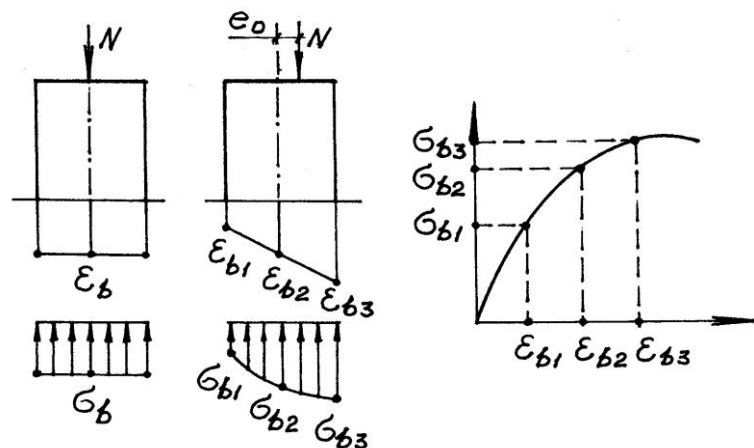


Рис. 5

5. КАК ВЛИЯЕТ ПОЛЗУЧЕСТЬ НА НАПРЯЖЕНИЯ В БЕТОНЕ И АРМАТУРЕ?

Рассмотрим схему на рис. 6. После приложения нагрузки N бетон и арматура укоротились на величину, соответствующую относительной деформации ε_b (благодаря сцеплению, они работают совместно). В бетоне установилось сжимающее усилие N_{b1} , а в арматуре N_{sc1} . Затем, вследствие ползучести, деформации выросли на величину ε_n . Поскольку арматура работает практически упруго, сжимающие напряжения в ней с течением времени возрастают по закону Гука на величину $\Delta\sigma_{sc} = \varepsilon_n E_s$, а усилие – на величину $\Delta N_{sc} = \Delta\sigma_{sc} A_s$ (где A_s – площадь сечения арматуры), т.е. $N_{sc2} = N_{sc1} + \Delta N_{sc}$. Но если N_{sc} растет, а внешняя сила N постоянна, то, значит, усилие и напряжения в бетоне падают: $N = N_{b1} + N_{sc1} = N_{b2} + N_{sc2}$. Происходит перераспределение напряжений: бетон частично разгружается, а арматура дополнительно нагружается. При наличии в сжатом бетоне преднапряженной (предварительно натянутой) арматуры растягивающие напряжения в ней падают, “теряются” – отсюда и термин “потери напряжений” (см. главу 2).

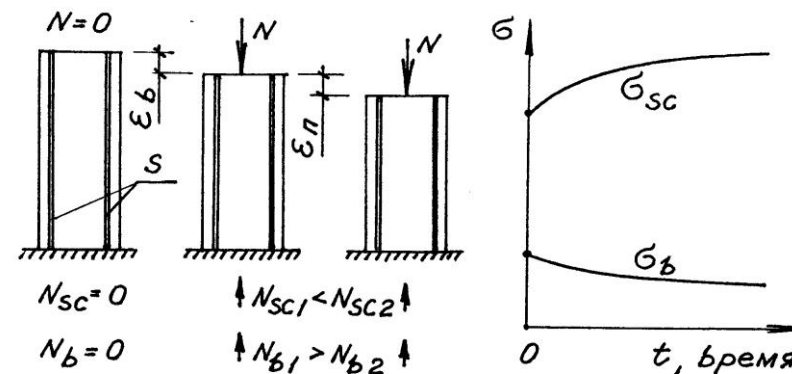


Рис. 6

6. ЧТО ТАКОЕ УСАДКА БЕТОНА?

Это свойство бетона самопроизвольно уменьшаться в объеме (укорачиваться во всех направлениях) в процессе твердения и набора прочности в воздушной среде. Усадке подвергается не весь бетон, а только цементный камень. Уменьшаясь в объеме, он сжимает встречающиеся препятствия (крупный заполнитель, арматуру), от которых, в свою очередь, получает реакции противодействия. Следовательно, в препятствии возникают сжимающие, а в цементном камне растягивающие напряжения. Последние приводят к появлению усадочных трещин. Чем меньше защитный слой бетона и чем больше диаметр арматуры, тем больше вероятность образования усадочных трещин на поверхности бетона (вот, кстати, еще одна причина, почему толщина защитного слоя зависит от диаметра арматуры). Если в обычной арматуре усадка вызывает сжимающие напряжения, то в преднапряженной приводит к уменьшению (потерям) растягивающих напряжений.

7. ПОЧЕМУ РАЗЛИЧАЮТ ПРИЗМЕННУЮ И КУБИКОВУЮ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА ПРИ СЖАТИИ?

Призменная прочность R_b наиболее точно соответствует реальной прочности бетона в конструкциях, ее определяют испытанием стандартных призм размерами $150 \times 150 \times 600$ мм. Однако изготовление призм требует вчетверо больше расхода бетона, чем изготовление кубов, а их испытание – дело очень трудоемкое (много времени отнимает центрирование призмы на прессе) и требующее дополнительных приборов. Поэтому в строительной практике призмы заменены кубами размерами

150×150×150 мм, хотя их прочность R на 33...37 % выше, чем R_b (вызвано это, главным образом, влиянием сил трения между плитами пресса и опорными гранями куба). R_b и R связаны между собой эмпирической зависимостью: $R_b = (0,77 - 0,001R)R$.

8. КАК МОЖНО УВЕЛИЧИТЬ СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА СЖАТИЮ?

Разрушение бетонных призм происходит вследствие поперечных деформаций, вызывающих продольные трещины (рис. 7,а). Если призму стянуть поперечными хомутами, то поперечные деформации уменьшатся, продольные трещины появятся позже, разрушение произойдет при более высокой нагрузке – сработает эффект обоймы. Роль внешних хомутов с успехом может выполнить и поперечная (косвенная) арматура в виде сеток или спиралей. Растягиваясь под влиянием поперечных деформаций бетона, арматура сопротивляется и сама воздействует на бетон в виде сжимающих сосредоточенных сил поперечного направления (рис. 7,б).

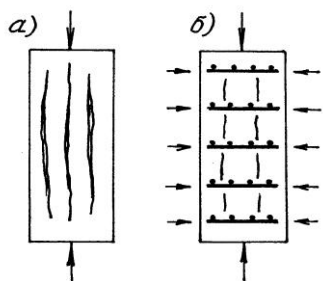


Рис.7

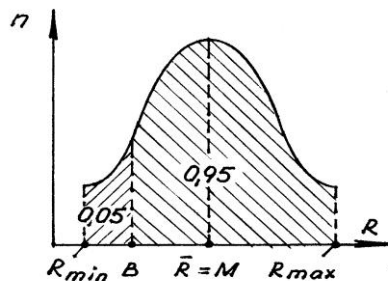


Рис.8

9. В ЧЕМ РАЗЛИЧИЕ МЕЖДУ МАРКАМИ И КЛАССАМИ БЕТОНА ПО ПРОЧНОСТИ НА СЖАТИЕ?

Марка M – это средняя кубиковая прочность бетона $\bar{R}$ в кг/см²; в проектировании железобетонных конструкций с 1986 г. не применяется, но в строительной практике по-прежнему имеет хождение. Класс B – это кубиковая прочность в МПа с обеспеченностью (доверительной вероятностью) 0,95. Как и любой другой материал, бетон обладает неоднородной прочностью – от R_{min} до R_{max} . Если изменчивость прочности представить в виде кривой нормального распределения (рис. 8), где n – число испытаний, то марка M будет соответствовать ее вершине, а класс B численно соответствует 0,0764 M (при коэффициенте вариации 0,135). Например, $B30$ примерно соответствует $M400$.

10. ЧТО ТАКОЕ “МЯГКАЯ” И “ТВЕРДАЯ” АРМАТУРНАЯ СТАЛЬ?

“Мягкая” арматура (классы А-I, А-II, А-III) на диаграмме растяжения (рис. 9,а) имеет три главных участка: упругие деформации (здесь действует закон Гука), площадку текучести при напряжениях σ_{pl} (предел текучести) и упруго-пластические деформации (криволинейный участок). При проектировании конструкций используют первый и второй участки. Текучесть стали в той или иной степени учитывают в расчетах нормальных сечений на изгиб (при слабом армировании, при многорядном расположении арматуры и т.д.), в расчетах статически неопределимых конструкций по методу предельного равновесия и в других случаях. Третий участок в расчетах не участвует – деформации там столь велики, что в реальных условиях они соответствуют уже разрушению конструкций.

“Твердая”, или высокопрочная арматура (классы А-IV, Ат-IV и выше, В-II, Вр-II, К-7, К-19) не имеет физического предела текучести (рис. 9,б), она деформируется упруго до предела пропорциональности, а далее диаграмма постепенно искривляется. В качестве границы безопасной работы принят условный предел текучести σ_{02} , при котором остаточные, т.е. пластические удлинения составляют 0,2 %. У “твердых” сталей прочность выше, чем у “мягких”, но зато меньше удлинения при разрыве δ , т.е. у них хуже пластические свойства, они более хрупкие. “Мягкая” и “твердая” сталь – понятия, разумеется, условные и в официальных документах отсутствуют, но они очень удобны в обиходе, потому их широко используют в научно-технической литературе.

11. НАСКОЛЬКО ВАЖНА ВЕЛИЧИНА УДЛИНЕНИЙ АРМАТУРЫ ПРИ РАЗРЫВЕ?

При малых удлинениях может произойти хрупкое (внезапное) обрушение железобетонной конструкции, даже при небольших перегрузках: арматура разорвется, когда прогибы малы, а раскрытие трещин незначительно – другими словами, когда конструкция не подает сигналов, предупреждающих о своем опасном состоянии. Поэтому арматура любого класса должна иметь величину равномерного относительного удлинения при разрыве δ , как правило, не менее 2 %.

12. В ЧЕМ РАЗЛИЧИЕ МЕЖДУ ТЕКУЧЕСТЬЮ СТАЛИ И ПОЛЗУЧЕСТЬЮ БЕТОНА?

Текучесть проявляется только по достижении определенных напряжений (σ_{pl}), а ползучесть – при любых напряжениях. Деформации ползучести тем больше, чем выше напряжения в бетоне и чем продолжительнее действует нагрузка. Деформации текучести проявляются очень быстро, в течение всего нескольких минут, а деформации ползучести могут длиться годами.

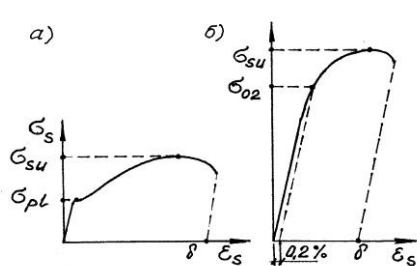


Рис.9

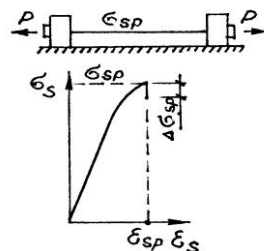


Рис.10

13. ПОЧЕМУ ДЛЯ МОНТАЖНЫХ ПЕТЕЛЬ ПРИМЕНЯЮТ СТАЛЬ КЛАССА А-I И ПОЧТИ НЕ ПРИМЕНЯЮТ СТАЛЬ ДРУГИХ КЛАССОВ?

Вовсе не потому, что стержни А-I имеют гладкий профиль, а потому, что у этой стали самые высокие пластические свойства, которые позволяют загнуть стержни с малыми радиусами кривизны. Если аналогичные петли изготавливать из “твердой” (высокопрочной) стали, то в них образуются трещины, которые приведут к излому петель, если не в процессе изготовления, то в процессе подъема самой конструкции, что особенно опасно.

14. ЧТО ТАКОЕ РЕЛАКСАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ СТАЛИ И КОГДА ОНА ПРОЯВЛЯЕТСЯ?

Релаксация заключается в том, что при зафиксированной деформации ε_{sp} (например, в растянутом силой P стержне, неподвижно закрепленном по концам) напряжения σ_{sp} через некоторое время падают на величину $\Delta\sigma_{sp}$ (рис. 10). Релаксация – результат пластических свойств стали. У “твердой” стали она проявляется при напряжениях выше предела пропорциональности, у “мягкой” – выше предела текучести. Релаксацию учитывают при проектировании преднапряженного железобетона, когда определяют потери напряжений в натянутой арматуре.

15. ДЛЯ ЧЕГО НУЖНО СЦЕПЛЕНИЕ АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ?

Нужно для обеспечения их совместных деформаций. При отсутствии сцепления арматура никакой пользы не принесет – бетон будет работать сам по себе, а арматура лишь служить балластом. Без сцепления арматуру можно применять в преднапряженных конструкциях, размещая ее в специальных каналах (а иногда даже снаружи конструкции) и передавая усилие ее предварительного натяжения на бетон через концевые анкера – арматура здесь выполняет роль внешней силы, разгружающей конструкцию. Следует, однако, оговориться, что такую арматуру можно применять только при условии ее надежной защиты от коррозии.

16. ОТ ЧЕГО ЗАВИСИТ СЦЕПЛЕНИЕ?

От нескольких факторов, главные из которых: силы склеивания цементного камня с поверхностью металла, силы трения, вызванные усадкой бетона, и силы механического зацепления выступов арматуры за бетон (последние – у арматуры периодического профиля). Эти силы T_{cy} препятствуют проскальзыванию арматуры относительно бетона и направлены в сторону, противоположную направлению смещения арматуры. Они являются реакцией противодействия и в сумме равны продольному усилию в стержне: $\Sigma T_{cy} = N_s$. Очевидно, что сцепление лучше у арматуры периодического профиля и хуже у гладких стержней, особенно с промасленной, грязной или ржавой поверхностью. На практике пользуются не сосредоточенными силами T_{cy} , а касательными напряжениями $\tau_{cy} = T_{cy}/A_{cy}$, где A_{cy} – площадь поверхности контакта арматуры и бетона.

17. ЧЕМ ХАРАКТЕРИЗУЕТСЯ СЦЕПЛЕНИЕ?

Характеризуется длиной зоны анкеровки l_{an} , т.е. такой длиной заделки арматуры в бетоне, которая обеспечивает полное использование прочности стали. Иначе говоря, если стержень заделан на величину $l_x \geq l_{an}$, то выдернуть его из бетона невозможно, он разорвется или потечет в другом месте при усилии $N_{s1} = R_s A_s$; если на величину $l_x < l_{an}$, то он выдернется при усилии $N_{s2} = R_s A_s (l_x / l_{an})$, недоиспользовав свою прочность (рис. 11).

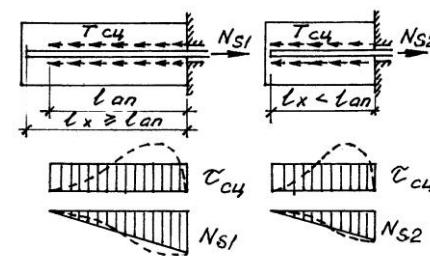


Рис. 11

В последнем случае говорят, что стержень слабо заанкерен в бетоне. (Шутливый пример: если при выдергивании морковки у нее обрывается ботва, это значит, что морковка хорошо “заанкерена” в грядке.)

Чем лучше сцепление, тем выше τ_{cy} , тем меньше l_{an} . Эпюра τ_{cy} для простоты расчетов принимается прямоугольной, а эпюра N_s соответственно треугольной, хотя в действительности обе они криволинейны (пунктирные линии на рис.11). Длину зоны анкеровки определяют по эмпирической зависимости $l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta l_{an}) d$, где ω_{an} и Δl_{an} – коэффициенты, учитывающие профиль арматуры и характер усилий (сжатие или растяжение), d – диаметр стержня, R_s и R_b – расчетные сопротивления арматуры и бетона. Задача конструктора состоит в том, чтобы обеспечить заделку арматуры по обе стороны опасного сечения на величину не менее l_{an} .

18. ПОЧЕМУ ВЕЛИЧИНА l_{an} ЗАВИСИТ ОТ ДИАМЕТРА АРМАТУРЫ?

При увеличении диаметра вдвое площадь сечения увеличивается вчетверо; вчетверо (при той же прочности) увеличивается и усилие в стержне. Чтобы удержать этот стержень в бетоне от выдергивания, нужно вчетверо больше сил сцепления, в то время как периметр, а значит, и площадь контакта арматуры с бетоном возросли только вдвое. Следовательно, нужно еще вдвое увеличить площадь контакта, т.е. вдвое увеличить длину анкеровки.

В процессе эскизного конструирования при армировании наиболее распространенной сталью класса А-III можно пользоваться простыми зависимостями: для растянутой арматуры $l_{an} = 40d$, для сжатой $l_{an} = 30d$, для растянутых стыков внахлестку $l_{an} = 50d$, для сжатых стыков $l_{an} = 35d$. Окончательное решение, разумеется, следует принимать с учетом формулы, приведенной в ответе 17.

19. ПОЧЕМУ ВЕЛИЧИНА l_{an} ЗАВИСИТ ОТ ПРОЧНОСТИ АРМАТУРЫ?

С увеличением прочности (расчетного сопротивления R_s) растет и выдергивающее усилие: $N_s = R_s A_s$. Для удержания арматуры требуется увеличить сумму сил $T_{сш}$, а это возможно (при прочих равных условиях) только увеличив длину анкеровки арматуры в бетоне. Поэтому, чем выше R_s , тем больше требуемая величина l_{an} .

20. ПОЧЕМУ ВЕЛИЧИНА l_{an} ЗАВИСИТ ОТ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА?

Во-первых, чем выше прочность бетона (расчетное сопротивление R_b), тем выше его адгезия (силы склеивания) с металлом. Во-вторых, чем выше прочность бетона, тем лучше его выступы сопротивляются силам зацепления выступов арматуры. Поэтому, чем выше R_b , тем меньше величина l_{an} .

21. КАК БЫТЬ, ЕСЛИ АРМАТУРУ В БЕТОНЕ НЕВОЗМОЖНО ЗАДЕЛАТЬ НА ВЕЛИЧИНУ l_{an} ?

Когда такие случаи встречаются в проектной практике, приходится заанкеривать арматуру дополнительно. Например, концы монтажных петель загибают в “крюки” (рис. 12,а), концы рабочих стержней в узлах ферм загибают в “лапы” или приваривают к ним “коротыши” (рис. 12,б), продольную рабочую арматуру в изгибаемых элементах приваривают к опорным закладным изделиям (рис. 12,в).

Кстати, до середины 1950-х годов применяли преимущественно гладкую арматуру, сцепление которой с бетоном очень слабое. Поэтому для ее анкеровки в бетоне концы стержней всегда загибали в “крюки” или в “лапы”.

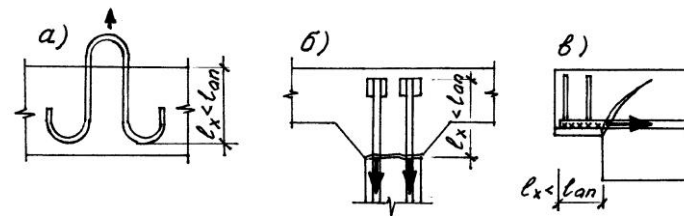


Рис. 12

22. МОЖНО ЛИ ЗАДЕЛАТЬ РАБОЧУЮ АРМАТУРУ НА ВЕЛИЧИНУ $l_x < l_{an}$?

Можно только в одном случае – если арматура поставлена с запасом против требуемой расчетом по прочности. Например, по условию прочности требуемая площадь арматуры равна A_{s1} , а по условию трещиностойкости ее площадь пришлось увеличить вдвое: $A_{s2} = 2A_{s1}$. В этом случае длину анкеровки l_{an} , вычисленную для арматуры A_{s2} по формуле, приведенной в ответе 17, можно уменьшить в отношении A_{s1}/A_{s2} , т.е. наполовину.

23. ПОЧЕМУ В РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИСПОЛЬЗУЮТ ПРЕДЕЛ ПРОЧНОСТИ СЖАТОГО БЕТОНА, НО НЕ ИСПОЛЬЗУЮТ ПРЕДЕЛ ПРОЧНОСТИ РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЫ?

Если использовать предел прочности арматуры (временное сопротивление разрыву σ_{su} – см. рис.9), то ее удлинения будут столь велики, что у конструкции образуются недопустимо большие трещины и перемещения, но главное – у изгибаемых элементов крайние сжатые волокна бетона намного раньше достигнут предельных деформаций сжатия (ϵ_{bu} на рис.1), и разрушение сжатой зоны наступит прежде, чем арматура достигнет предела прочности на растяжение. Поэтому в расчетах используют предел текучести – физический σ_{pl} или условный σ_{02} .

24. ЧТО ТАКОЕ НОРМАТИВНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА И АРМАТУРЫ?

Любой материал, даже бетон одного класса и сталь одной марки, не обладает стабильно одинаковой прочностью. Брать в таких случаях среднюю прочность R слишком рискованно (50 % вероятности того, что в опасном сечении конструкции прочность материала окажется ниже R), а брать R_{min} – слишком накладно (столь низкая прочность приведет к увеличению размеров сечения). Поэтому специалисты условились принимать в качестве нормативной R_n такую прочность, которая давала бы 95 % гарантии, а риска – лишь 5 %, аналогично тому, как принимается класс бетона (см. вопрос 9). На математическом языке это называется “с обеспе-

ченностью 0,95". Следовательно, нормативным сопротивлением бетона сжатию R_{bn} является призмная прочность с обеспеченностью 0,95, а нормативным сопротивлением арматуры растяжению R_{sn} – условный или физический пределы текучести с обеспеченностью 0,95.

25. ЧТО ТАКОЕ РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА И АРМАТУРЫ?

Строительные конструкции должны обладать запасом несущей способности, который предохраняет от многих неприятных случайностей и обеспечивает долговечность зданий и сооружений. Вот почему в расчетах по прочности сечений используют не нормативные, а более низкие – расчетные сопротивления материалов, взятые с запасом по отношению к нормативным: $R = R_n / \gamma$, где γ – коэффициент надежности по прочности. Для бетона $\gamma_b = 1,3$, для арматуры $\gamma_s = (1,05...1,2)$ в зависимости от класса стали. Значение γ тем больше, чем больший разброс прочности материала, или, говоря иначе, чем менее однородна его прочность.

26. В КАКИХ РАСЧЕТАХ ИСПОЛЬЗУЮТ НОРМАТИВНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ?

Если у конструкции в процессе эксплуатации чрезмерно раскрылись трещины или прогибы превысили допустимые значения, то последствия этого не столь опасны, как при исчерпании прочности (разрушении). Вот почему в расчетах по 2-й группе предельных состояний используют преимущественно нормативные сопротивления R_n . Правда, Нормы проектирования в последней редакции обозначают их R_{ser} и именуют “расчетными сопротивлениями для предельных состояний 2-й группы”, но столь длинное название выговаривать неудобно, поэтому инженеры и ученые в обиходе по-прежнему употребляют термин “нормативное сопротивление”, тем более что численно $R_{ser} = R_n$.

27. ЧЕМ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ АРМАТУРЫ СЖАТИЮ?

Определяется предельной сжимаемостью бетона $\varepsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$ (рис. 1). Поскольку, благодаря сцеплению, арматура деформируется совместно с бетоном ($\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{bu}$), предельные напряжения в ней $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{sc} \cdot E_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^3 = 400$ МПа, отсюда и $R_{sc} = 400$ МПа. Если приложенная нагрузка действует длительно, то за счет ползучести предельная сжимаемость возрастет до $2,5 \cdot 10^{-3}$, соответственно и $R_{sc} = 500$ МПа. При этом, разумеется, R_{sc} не может превышать расчетного предела текучести стали, т.е. $R_{sc} \leq R_s$. Заметим, что указанные расчетные значения ε_{bu} приняты одинаковыми для бетона всех классов. На самом деле, со снижением класса бетона его деформативность увеличивается, растет и ε_{bu} .

28. ПОЧЕМУ ОГРАНИЧИВАЮТ РАССТОЯНИЯ МЕЖДУ АРМАТУРНЫМИ СТЕРЖНЯМИ В КОНСТРУКЦИЯХ?

Вызвано это условиями бетонирования: при слишком малых расстояниях зерна крупного заполнителя могут застрять между стержнями (канатами, проволокой) и препятствовать качественной укладке и уплотнению бетонной смеси. А некачественное бетонирование приводит к ослаблению сечений, ухудшению сцепления арматуры и т.д. Поэтому Нормы вводят такие предписания: если при бетонировании стержни занимают горизонтальное положение, то расстояния в свету должны быть не менее 25 мм для нижних и не менее 30 мм для верхних стержней; если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение, то – не менее 50 мм, и во всех случаях – не менее самого большого диаметра среди соседних стержней.

Когда эти предписания не удастся выполнить (например, при ограниченных размерах сечения или при большой насыщенности арматурой), то можно устанавливать стержни попарно, вплотную друг к другу – такое решение Нормы допускают.

2. ПРЕДНАПРЯЖЕННЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОН

29. ЧТО ТАКОЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОН?

Это железобетон (элемент, конструкция), в котором до приложения внешней нагрузки искусственно создают внутренние напряжения, чаще всего, противоположные по знаку тем напряжениям, которые будут возникать при действии внешней нагрузки.

30. КАК СОЗДАЮТ ПРЕДНАПРЯЖЕНИЕ?

Создают, в основном, за счет предварительного напряжения рабочей арматуры двумя способами. 1-й способ: заранее бетонируют конструкцию, оставляют в ней каналы, в них пропускают арматуру (пучки из проволоки, канаты, стержни); после набора бетоном необходимой прочности арматуру натягивают, а ее концы закрепляют на торцах конструкции. Одновременно с натяжением арматуры происходит сжатие (обжатие) бетона. Поскольку усилие натяжения P передается на затвердевший бетон, способ называется “натяжением на бетон” (рис. 13,а).

2-й способ: вначале натягивают арматуру и закрепляют ее концы на упорах стенда или формы, затем бетонируют изделие, а после набора бетоном необходимой прочности отпускают с упоров арматуру. Упруго укорачиваясь, арматура обжимает бетон за счет сил сцепления. Этот способ называется “натяжением на упоры” (рис. 13,б).

Преднапряжение можно создать и с помощью напрягающего цемента НЦ, при твердении которого бетон не уменьшается, а увеличивается в объеме, удлиняя за собой и арматуру: в ней возникают растягивающие напряжения, а сама она воздействует на бетон в виде сжимающих сил. Этот способ пока имеет очень ограниченное применение.

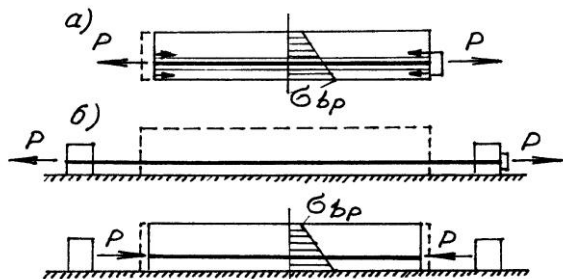


Рис. 13

31. КАКАЯ ПОЛЬЗА В ПРЕДНАПРЯЖЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА?

Польза в повышении трещиностойкости и жесткости конструкций. Сравним, как ведут себя балки с обычной S и напрягаемой S_p арматурой (рис. 14). У первой балки (а) прогиб f начинается с нуля и растет по мере роста нагрузки F . У второй балки (б) до приложения нагрузки F от действия силы обжатия P уже имеется выгиб (отрицательный прогиб) f_{cp} . Очевидно, что при одинаковом значении F прогиб второй балки будет меньше прогиба первой. Подобное же влияние оказывает преднапряжение и на трещиностойкость (см. вопрос 50). Кроме того, преднапряжение позволяет применять высокопрочные бетоны и арматуру, что дает снижение расхода материалов и собственной массы конструкции.

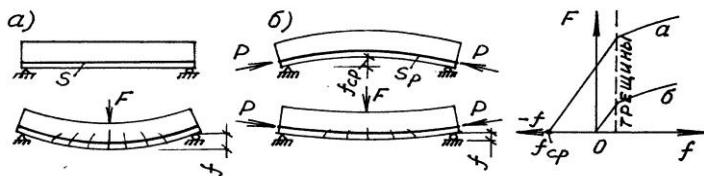


Рис. 14

32. ВЛИЯЕТ ЛИ ПРЕДНАПРЯЖЕНИЕ НА ПРОЧНОСТЬ КОНСТРУКЦИЙ?

Прямо, непосредственно – нет. Из рис. 15 видно, что после образования трещин вся растягивающая сила N воспринимается только арматурой. Ее несущая способность $N_{su} = R_s A_s$ и определяет прочность элемента, независимо от того, был он преднапряженным или нет.

33. ПОЧЕМУ В КАЧЕСТВЕ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ НЕ ПРИМЕНЯЮТ “МЯГКУЮ” СТАЛЬ?

Не потому, что она “мягкая”, а потому, что у нее низкая прочность. Если ее натянуть даже до предела текучести, то со временем от воздействия усадки, ползучести бетона и других причин (см. вопрос 40) от преднапряжения почти ничего не останется, арматура “потеряет” свои начальные напряжения почти полностью. Тем не менее “мягкую” сталь класса А-III можно использовать в качестве преднапряженной арматуры, если ее заранее натянуть (вытянуть) до напряжений 450...500 МПа, превышающих предел текучести, а затем отпустить. После такой процедуры прежняя площадка текучести исчезает, а новая, очень небольшая площадка находится примерно на 1/3 выше прежней (рис. 16). Такая сталь называется “сталью, упрочненной вытяжкой” и обозначается А-IIIв.

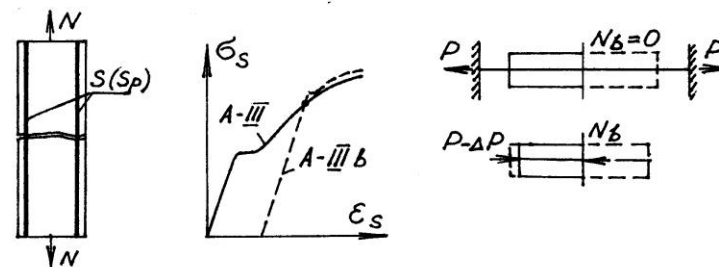


Рис. 15 Рис. 16 Рис. 17

34. ПОЧЕМУ В ОБЫЧНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ НЕ ПРИМЕНЯЮТ “ТВЕРДУЮ” СТАЛЬ?

У “твердых” (высокопрочных) сталей расчетные сопротивления достигают 1000 МПа и более, в то время как при допустимом раскрытии трещин на ширину 0,2...0,3 мм напряжения в арматуре составляют всего 250...350 МПа. Ясно, что при таких напряжениях прочностные возможности высокопрочной арматуры используются слабо, поэтому ее применение попросту неэффективно.

35. НЕ СНИЖАЕТСЯ ЛИ ПРОЧНОСТЬ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ В РЕЗУЛЬТАТЕ ЕЕ НАТЯЖЕНИЯ?

На первый взгляд, должна снижаться: ведь к началу приложения внешней нагрузки арматура уже натянута и часть своей прочности успела использовать. В действительности дело обстоит иначе. При передаче на бетон силы обжатия P арматура и бетон совместно укорачиваются, по-

этому в арматуре растягивающее усилие уменьшается на величину ΔP , а бетон обжимается силой $N_b = P - \Delta P$. Чтобы восстановить исходное состояние, к железобетонному элементу нужно приложить внешнюю растягивающую силу $N = N_b + \Delta P$, т.е. $N = P$ (рис. 17). Следовательно, прочность арматуры сохраняется.

36. ЧЕМ ОГРАНИЧИВАЕТСЯ ВЕЛИЧИНА ПРЕДНАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ σ_{sp} ?

Верхний предел σ_{sp} ограничивается расчетным сопротивлением стали для 2-й группы предельных состояний $R_{s,ser}$ (численно равным нормативному сопротивлению R_{sn}). При этом, чтобы избежать обрыва арматуры при случайном ее перенапряжении, учитывается возможное отклонение p проектной величины σ_{sp} , поэтому $\sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p$. Другой предел ограничивается величиной $0,3R_{s,ser} + p$, ниже которого преднапряжение бессмысленно. Значения p даны в Нормх проектирования.

37. КАК НАТЯГИВАЮТ АРМАТУРУ?

Натягивают механическим (гидродомкраты, грузы, рычаги) или электротермическим методами. Сущность второго состоит в следующем: заготавливают стержни определенной, точно выверенной длины с анкерами по концам (см. вопрос 39), нагревают их сильным током до температуры не выше $350...400^\circ\text{C}$ (иначе произойдет разупрочнение стали). При нагреве стержни удлиняются и в таком состоянии их закрепляют на упорах. В процессе охлаждения стержни стремятся укоротиться, т.е. вернуться в исходное состояние, но упоры этому препятствуют – в результате, в арматуре возникают растягивающие напряжения.

38. МОЖНО ЛИ НАТЯГИВАТЬ ЭЛЕКТРОТЕРМИЧЕСКИМ МЕТОДОМ АРМАТУРУ КЛАССОВ Ат-VII, В-II, Вр-II, К-7, К-19?

Канаты натягивать нельзя, потому что невозможно обеспечить одинаковый нагрев всех проволок. Все остальное можно, но не имеет смысла, так как нагрев до $350...400^\circ\text{C}$ позволяет достичь предварительного напряжения не выше $650...700$ МПа, в то время как прочностные возможности этих классов стали намного выше. Для натяжения подобной арматуры разработан электротермомеханический метод, совмещающий электротермический и механический методы, однако широкого распространения он не получил. Поэтому арматуру перечисленных классов натягивают преимущественно механическим способом.

39. КАК ЗАКРЕПЛЯЮТ АРМАТУРУ ПРИ НАТЯЖЕНИИ?

Закрепляют с помощью специальных анкеров (рис. 18). Это могут быть инвентарные (многоразовые) зажимы клинового (а) и цангового (б)

типа или анкера однократного использования: утолщения (головки) с шайбами (в), обжимные шайбы (г) и т.д. При натяжении на бетон применяют стационарные анкера различных систем, которые обычно являются неотъемлемой частью железобетонного элемента.

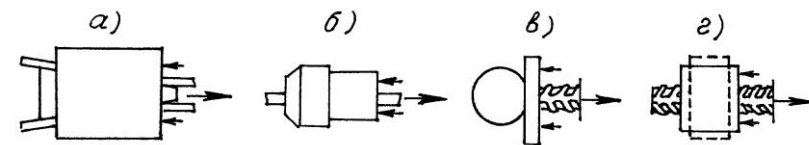


Рис. 18

40. ЧТО ТАКОЕ ПОТЕРИ НАПРЯЖЕНИЙ В АРМАТУРЕ?

От момента натяжения арматуры до начала приложения внешней нагрузки на конструкцию часть величины предварительного напряжения σ_{sp} безвозвратно теряется в результате релаксации напряжений стали, температурного перепада, деформации анкеров, трения отогнутой арматуры, деформации формы, ползучести и усадки бетона и т.д.

Влияние релаксации, ползучести и усадки на напряжения в арматуре отражены соответственно в вопросах 14, 5 и 6. Заметим лишь, что ползучесть очень интенсивно проявляется в первые минуты после обжатия бетона, а затем постепенно затухает, поэтому ее разделяют на две части: быстронатекающую, которая проявляется уже в процессе обжатия, и длительную, которая продолжается вплоть до приложения эксплуатационной нагрузки.

Под деформациями анкеров следует понимать частичное проскальзывание арматуры в инвентарных зажимах, обжатие анкерных головок, шайб (рис. 18) и т.д., в результате чего арматура укорачивается и часть напряжений теряется.

Потери в отогнутой арматуре тем больше, чем больше угол отгиба θ : чем больше θ , тем больше сила нормального давления V на огибающие приспособления, тем больше сила трения T (рис. 20).

Потери от деформации формы возникают при одновременном натяжении стержней на упоры формы: если стержень “б” (рис. 21, вид сверху) натягивать после того, как натянут стержень “а”, произойдет дополнительное укорочение формы вместе с дополнительным укорочением стержня “а” – в нем и потеряется часть напряжений. Чем больше стержней, тем больше потери в первом стержне. (Это явление хорошо известно музыкантам. Пока настраивают последнюю струну – например, гитары, – первая успевает расстроиться: случилось укорочение грифа, которое при-

вело к ослаблению первой струны.) Однако, если все стержни натягивать одновременно – т.н. «групповым» способом, то потерь не будет.

Потери от перепада температуры возникают при натяжении на упоры стенда в процессе термообработки изделий (рис. 19): вместе с уложенной в форму бетонной смесью нагревается и арматура, напряжения в ней падают. Во время прогрева бетон твердеет, набирает передаточную прочность и силами сцепления надежно захватывает ослабленную арматуру. Поэтому после остывания изделия арматура уже не может вернуть потерянные напряжения. Чем больше перепад между температурой изделия t_2 и температурой упоров (воздуха) t_1 , тем больше потери. При натяжении на упоры формы изделие нагревается вместе с формой, одновременно удлиняются арматура и форма (т.е. расстояние между упорами) и потери в арматуре не возникают. Формулы для определения потерь приведены в Нормах.

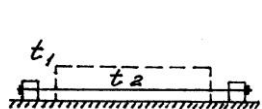


Рис.19

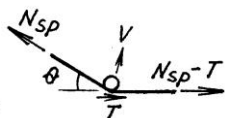


Рис.20

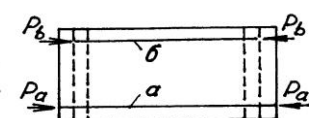


Рис.21

41. ЧТО ТАКОЕ ПЕРЕДАТОЧНАЯ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА?

Это кубиковая прочность бетона в момент обжатия R_{bp} . Как правило, она меньше проектной прочности (класса B). Ждать, когда бетон наберет 100 % проектной прочности, – расточительно, особенно в условиях заводского изготовления. Поэтому назначают такую минимальную величину R_{bp} , которая обеспечила бы прочность и трещиностойкость изделия при обжатии, подъеме и перевозке, полагая, что до приложения эксплуатационных нагрузок бетон наберет проектную прочность. В любом случае R_{bp} принимают не менее 50 % от класса B и не менее 11 МПа (а для канатов, проволоки классов В-II и В_p-II, стержней классов А-VI и выше – не менее 15,5 МПа). Следует помнить, что чем ниже R_{bp} , тем больше потери от ползучести, тем меньше сила обжатия; чем выше R_{bp} , тем больше продолжительность термообработки, тем дороже конструкция. Опыт показывает, что в большинстве случаев оптимальной является величина $R_{bp} = 0,7B$.

К сожалению, в Нормах проектирования отсутствует обозначение призмной передаточной прочности бетона, а именно она чаще всего и участвует в расчетах. Поэтому проектировщикам приходится вводить собственные буквенные обозначения для этой характеристики.

42. С КАКОЙ ЦЕЛЮ ПОТЕРИ НАПРЯЖЕНИЙ РАЗДЕЛЯЮТ НА ПЕРВЫЕ И ВТОРЫЕ?

Первые потери проявляются в процессе изготовления, до окончания обжатия бетона. Вторые – после изготовления, до начала эксплуатации конструкции. Разделяют их потому, что преднапряженная конструкция в разные периоды испытывает разные нагрузки, на действие которых необходимо проверять прочность и трещиностойкость. Сразу после изготовления – силу обжатия и собственный вес при подъеме или перевозке. В это время в напрягаемой арматуре проявились только первые потери, сила обжатия еще велика, а прочность бетона мала. К началу эксплуатации проявились и первые, и вторые потери, сила обжатия уменьшилась, а прочность бетона выросла и достигла проектного значения.

43. ЗАВИСЯТ ЛИ ПОТЕРИ НАПРЯЖЕНИЙ ОТ СПОСОБА НАТЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ?

Да, зависят. При натяжении на упоры к первым потерям относят потери от релаксации напряжений стали σ_1 , от перепада температуры σ_2 (при натяжении на упоры стенда), от деформации анкеров σ_3 , от трения арматуры об огибающие приспособления σ_4 , от деформации формы σ_5 (при неодновременном натяжении на упоры формы) и от быстронатекающей ползучести σ_6 , а ко вторым – потери от усадки σ_8 и длительной ползучести бетона σ_9 .

При натяжении на затвердевший бетон релаксация напряжений стали и полная ползучесть бетона проявляются уже после обжатия, поэтому к первым потерям относят только потери от деформации анкеров σ_3 и от трения о стенки каналов (или о поверхность бетона) σ_4 , а ко вторым – потери от релаксации σ_7 , от усадки σ_8 , от ползучести σ_9 и некоторые другие, связанные с особенностью самой конструкции.

44. КАК УЧИТЫВАЕТСЯ УКРОЧЕНИЕ БЕТОНА ПРИ ОБЖАТИИ?

При передаче усилия обжатия происходит укорочение бетона вместе с напрягаемой арматурой (см. также вопрос 35), причем укорочение бетона имеет две составляющие – упругую и пластическую. Пластическую составляющую (усадку и ползучесть) учитывают при подсчете потерь σ_6 , σ_8 и σ_9 , а упругую в потери не включают, т.к. упругие деформации – обратимые, и напряжения, вызванные ими, арматура теряет временно, до приложения внешней нагрузки. Эти временные потери учитывают с помощью геометрических характеристик приведенных сечений (см. вопрос 49).

45. ЧТО ТАКОЕ КОНТРОЛИРУЕМОЕ НАПРЯЖЕНИЕ σ_{con} ?

Это напряжение в арматуре, которое контролируют приборами или инструментами в процессе изготовления преднапряженной конструкции и величина которого зависит от технологии изготовления. Например, при механическом натяжении на упоры (гидродомкратами, грузами, лебедками и т.п.) контроль осуществляется в ходе самого натяжения, потери от деформации анкеров и от трения арматуры при перегибах (если перегибы имеются) происходят также в ходе натяжения, поэтому $\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4$. При электротермическом натяжении заготовочную длину стержней назначают не только с учетом создания предварительного напряжения σ_{sp} (см. вопрос 37), но и с учетом потерь напряжения от деформации анкеров σ_3 и деформации формы σ_5 . В этом случае $\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_4$. При натяжении на бетон контроль осуществляют в ходе натяжения, когда одновременно с натяжением арматуры происходит упругое укорочение бетона, которое учитывают в назначении величины σ_{con} .

Значение σ_{con} должно быть указано в чертежах преднапряженной конструкции, а если технология заведомо неизвестна, то необходимо указать расчетное значение σ_{sp} и поименные расчетные значения первых потерь (за исключением потерь от быстронатекающей ползучести).

46. ЧТО ОЗНАЧАЮТ 100 СУТОК ДЛЯ ПРЕДНАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА?

Это срок с момента изготовления конструкции, в течение которого она должна быть загружена проектной нагрузкой. Дело в том, что формулы для определения потерь напряжений от усадки и ползучести бетона выведены исходя из этого срока. Если конструкция загружена в более раннем возрасте, то это даже хорошо: меньше потери напряжений, больше сила обжатия, выше жесткость и трещиностойкость. Если конструкция пролежала на складе более 100 суток, то потери напряжений превысят расчетные значения. Такую конструкцию необходимо пересчитать (а иногда и испытать) и, возможно, придется использовать под более низкую нагрузку.

Перерасчет начинается с того, что проектные потери от усадки и длительной ползучести умножают на коэффициент $\varphi_1 = 4t/(100+3t)$, где t — фактический возраст изделия в сутках. Далее с учетом измененной силы обжатия вновь проверяют жесткость и трещиностойкость.

47. ЧТО ТАКОЕ КОЭФФИЦИЕНТ ТОЧНОСТИ НАТЯЖЕНИЯ?

В производстве любых изделий могут быть неточности, которые заранее учитывают и допускают в ограниченных размерах. Одной из них при изготовлении преднапряженных изделий является погрешность в натяжении арматуры, что вызывает увеличение или уменьшение величины

предварительного напряжения σ_{sp} по сравнению с расчетной — это учитывается умножением σ_{sp} на коэффициент точности натяжения γ_{sp} . Если неблагоприятное влияние на работу конструкции оказывает пониженное значение σ_{sp} (например, на образование трещин в зоне, растянутой при эксплуатации), то $\gamma_{sp} < 1$; если повышенное (например, на прочность в стадии обжатия), то $\gamma_{sp} > 1$. При подсчете потерь напряжений, ширины раскрытия трещин и прогибов допускается принимать $\gamma_{sp} = 1$. Значения γ_{sp} приведены в Нормативах проектирования.

Не следует путать γ_{sp} с допустимым отклонением p . Если p используют при назначении проектной величины предварительного напряжения, то γ_{sp} — при расчете непосредственно самих сечений.

48. ПОЧЕМУ ПОЛОЖЕНИЕ СИЛЫ ОБЖАТИЯ P НЕ ВСЕГДА СОВПАДАЕТ С ЦЕНТРОМ ТЯЖЕСТИ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ?

Усадка и ползучесть бетона вызывают не только потери напряжений в напрягаемой арматуре, но и сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_s и σ_s' (рис. 22). В результате, после вторых потерь сила обжатия P из усилия натяжения арматуры превращается в равнодействующую всех внутренних сил в сечении: $P = \sigma_{sp}A_{sp} - \sigma_sA_s - \sigma_s'A_s'$, а ее эксцентриситет относительно центра тяжести (ц.т.) сечения равен

$e_{op} = (\sigma_{sp}A_{sp}y_{sp} - \sigma_sA_sy_s + \sigma_s'A_s'y_s')/P$, т.е. не совпадает с y_{sp} . Напряжения σ_s и σ_s' в ненапрягаемой арматуре определяют по тем же формулам Норм, что и потери напряжений σ_8 и σ_9 в напрягаемой

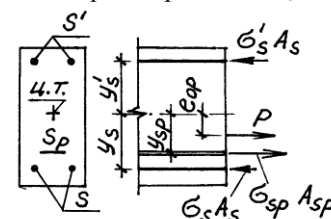


Рис.22

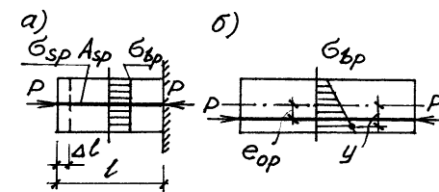


Рис.23

49. ЧТО ТАКОЕ ПРИВЕДЕННЫЕ СЕЧЕНИЯ?

Бетон и арматура, хотя и работают совместно, но имеют разные модули упругости: при одинаковых деформациях в них возникают разные напряжения. Чтобы подсчитать их, сечения приводят к одному материалу (обычно к бетону) через коэффициент приведения $\alpha = E_s / E_b$, где E_s и E_b — модули упругости арматуры и бетона (начальный). Такие сечения называют приведенными. Поясним примером.

Требуется определить напряжения в бетоне преднапряженного элемента, обжатого осевой силой $P = \sigma_{sp} A_{sp}$, где A_{sp} – площадь сечения напрягаемой арматуры. После обжатия элемент упруго укорачивается на величину Δl , или $\varepsilon_b = \Delta l / l$ (рис. 23,а), причем вместе с бетоном укорачивается и напрягаемая арматура: $\Delta \varepsilon_{sp} = \varepsilon_b$. Усилие в ней падает на величину $\Delta P = \Delta \sigma_{sp} A_{sp} = \Delta \varepsilon_{sp} E_s A_{sp}$.

Поскольку $\Delta \varepsilon_{sp} = \varepsilon_b$, а $E_s = \alpha E_b$, то $\Delta \sigma_{sp} = \Delta \varepsilon_{sp} E_s = \varepsilon_b \alpha E_b = (\sigma_{bp} / E_b) \alpha E_b = \alpha \sigma_{bp}$, где σ_{bp} – установившееся напряжение в бетоне. Условие равновесия: $P - \Delta P = N_{bp}$, или $P = N_{bp} + \Delta P$, где $N_{bp} = \sigma_{bp} A_b$ – усилие, воспринимаемое бетоном, A_b – площадь бетонного сечения, $\Delta P = \Delta \sigma_{sp} A_{sp} = \alpha \sigma_{bp} A_{sp}$. Отсюда $P = \sigma_{bp} A_b + \alpha \sigma_{bp} A_{sp} = \sigma_{bp} A_{red}$, где $A_{red} = A_b + \alpha A_{sp}$ – площадь приведенного сечения. Тогда $\sigma_{bp} = P / A_{red}$.

Следовательно, чтобы вычислить напряжения в бетоне при обжатии, вовсе не обязательно учитывать упругое укорочение арматуры и падение в ней усилия P – достаточно первоначальное значение P разделить на площадь приведенного сечения.

В более сложных случаях одной площади недостаточно. Например, чтобы вычислить σ_{bp} в любой точке приведенного сечения при внецентренном обжатии (рис. 23,б) требуется знать статический момент S_{red} (для нахождения центра тяжести приведенного сечения) и момент инерции J_{red} . Тогда $\sigma_{bp} = P / A_{red} \pm P e_{op} / J_{red}$, где y – расстояние от центра тяжести до интересующей точки.

50. ЧЕМ ОТЛИЧАЮТСЯ СТАДИИ РАБОТЫ ОБЫЧНЫХ И ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ?

Рассмотрим работу центрально растянутого элемента (рис. 24) с обычной (а) и напрягаемой (б) арматурой. У элемента с обычной арматурой до приложения внешней нагрузки напряжения отсутствуют (если пренебречь влиянием усадки) – стадия 1. С приложением внешней силы N в бетоне и арматуре появились растягивающие напряжения (стадия 2), причем из условия совместности деформаций в арматуре напряжения в α раз больше, чем в бетоне: $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_s$; $\sigma_{bt} = E_b \varepsilon_b$; $\sigma_s = E_s \varepsilon_s$, откуда $\sigma_s = \sigma_{bt} E_s / E_b = \alpha \sigma_{bt}$. По мере роста N бетон достигает предела прочности на растяжение ($\sigma_{bt} = R_{bt}$), а напряжения в арматуре составляют $\sigma_s = 2\alpha R_{bt}$, где цифра 2 учитывает удвоение, по сравнению с упругой частью, деформаций в бетоне ε_{bt} к моменту его разрыва (см. диаграмму на рис. 1). Внешняя сила N на момент образования трещин (разрыва бетона) составляет $N_{crc} = N_{bt} + N_s = R_{bt} A_b + 2\alpha R_{bt} A_s = R_{bt} (A_b + 2\alpha A_s)$, где A_b и A_s – площади сечения соответственно бетона и арматуры. После образования трещин вся нагрузка воспринимается арматурой (стадия 3): $N = \sigma_s A_s$.

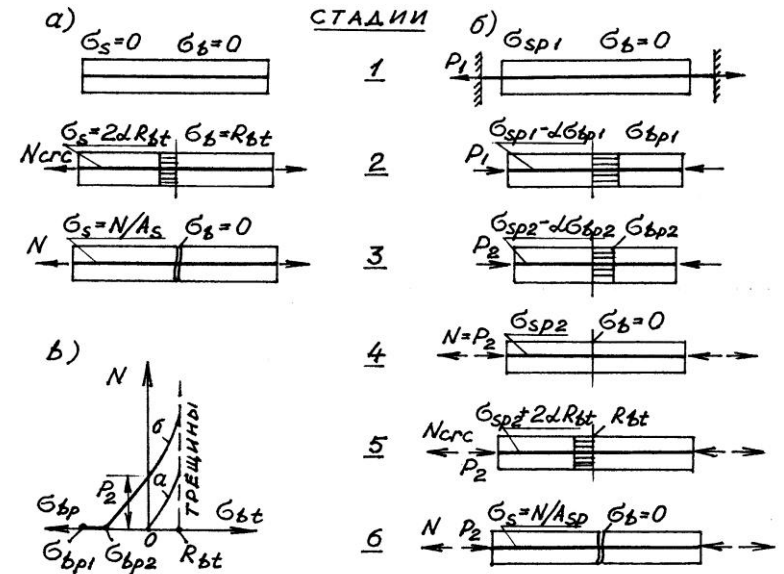


Рис. 34

У элемента с напрягаемой арматурой на стадии 1 арматура натянута и закреплена на упорах, в ней проявились первые потери (кроме потерь от быстронатекающей ползучести). Стадия 2 – натяжение отпущено, бетон обжат силой $P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp}$, напряжения в нем $\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red}$, напряжения в арматуре уменьшились за счет быстронатекающей ползучести и упругого укорочения бетона и составили $\sigma_{sp1} - \alpha \sigma_{bp1}$. Стадия 3 – проявляются вторые потери, сила обжатия уменьшается до величины P_2 , напряжения в бетоне – до величины $\sigma_{bp2} = P_2 / A_{red}$, а напряжения в арматуре – до величины $\sigma_{sp2} - \alpha \sigma_{bp2}$. Стадия 4 – приложена внешняя нагрузка N , по мере роста которой напряжения в бетоне σ_{bp2} падают до нуля, а напряжения в арматуре растут на величину $\alpha \sigma_{bp2}$ – сила обжатия бетона P_2 погашена, элемент возвращается в исходное положение на стадии 1, но с одной существенной оговоркой: в бетоне проявились деформации усадки и ползучести, а в арматуре безвозвратно потеряна часть напряжений. Условие равновесия: $N = P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp}$. Стадия 5 – бетон растягивается до напряжений $\sigma_{bt} = R_{bt}$ при нагрузке N_{crc} . Условие равновесия:

$N_{crc} = N_{bt} + N_s$, где $N_{bt} = R_{bt} A_b$, $N_s = P_2 + \Delta N_{sp} = \sigma_{sp2} A_{sp} + 2\alpha R_{bt} A_{sp}$. Окончательно: $N_{crc} = P_2 + R_{bt} (A_b + 2\alpha A_{sp})$. Стадия 6 – после образования трещин бетон выключается из работы и всю нагрузку воспринимает одна арматура (так же, как элемент с обычной арматурой на стадии 3): $N = \sigma_s A_s$.

Таким образом, трещиностойкость (т.е. усилие образования трещин N_{cr}) преднапряженного элемента по сравнению с обычным выросла на величину силы обжатия P_2 (рис. 24,в). Подобные же стадии работы и у изгибаемых элементов, только с более сложными эпюрами напряжений.

51. ПОЧЕМУ НАПРЯЖЕНИЯ ПРИ ОБЖАТИИ ОПРЕДЕЛЯЮТ ИСХОДЯ ИЗ УПРУГИХ ДЕФОРМАЦИЙ БЕТОНА?

В первые мгновения после передачи усилия обжатия бетон работает практически упруго, а напряжение σ_{bp} в нем можно определять по обычным формулам сопромата. От величин именно этих напряжений зависят в дальнейшем деформации ползучести, а от них – и потери напряжений в напрягаемой арматуре. Как видим, в этом случае никаких погрешностей в расчете нет. Для случая расчета по закрытию трещин объяснение дано в вопросе 162.

Для остальных случаев заведомо допускается некоторая погрешность, чтобы исключить неоправданное усложнение расчетов. Однако погрешность эта компенсируется поправочными коэффициентами, например, коэффициентом ϕ при подсчете величины радиуса ядра сечения и коэффициентом γ при подсчете величины упруго-пластического момента сопротивления (см. вопрос 152).

52. ЕСТЬ ЛИ СМЫСЛ СОЗДАВАТЬ ПРЕДНАПРЯЖЕНИЕ В ЭЛЕМЕНТАХ, СЖАТЫХ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКОЙ?

На первый взгляд, это кажется бессмысленным. Действительно, зачем к сжатию бетона внешней нагрузкой добавлять еще и предварительное обжатие? И все же такие случаи встречаются. Например, для многоэтажных зданий иногда изготавливают цельные, очень длинные колонны, что весьма удобно для монтажников – исключается трудоемкая стыковка коротких колонн. Но поднять и перевести длинную колонну невозможно: или она сломается, или в ней образуются недопустимо широкие трещины под воздействием изгибающего момента M_w от собственного веса q_w (рис. 25,а). Если колонну изготовить преднапряженной, то вместо работы только на изгиб она будет работать на сжатие (P) с изгибом (M_w), т.е. на внецентренное сжатие. Причем силу обжатия P можно подобрать таким образом, что растягивающих напряжений в бетоне вообще не будет. Аналогичное решение применяют и к длинным сваям.

Другой пример: в изгибаемых элементах в зоне, которая будет сжата от внешней нагрузки, могут образовываться недопустимо широкие трещины на стадии обжатия силой P . Если нельзя уменьшить P , то приходится ставить напрягаемую арматуру S'_p в сжатой зоне и создавать еще одну силу обжатия P' (рис. 25,б).

Разумеется, напрягаемая арматура в сжатой зоне играет положительную роль, пока конструкция не загружена внешней нагрузкой. Далее ее роль отрицательна, за исключением одного случая: если $\sigma_{sc,u} - \sigma_{sp2} > 0$, то в напрягаемой арматуре растягивающие напряжения перейдут в сжимающие и она начнет работать как обычная сжатая арматура (здесь σ_{sp2} – величина преднапряжения с учетом всех потерь, а $\sigma_{sc,u}$ – предельные напряжения в стали, которые могут быть достигнуты в момент разрушения сжатого бетона; их принимают равными 500, 400 или 330 МПа в зависимости от длительности действия сжимающей нагрузки на бетон; см. также вопрос 27).

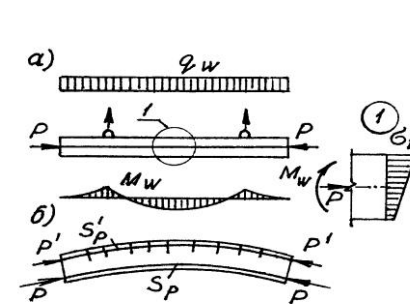


Рис. 25



Рис. 26

53. ЧТО ТАКОЕ САМОАНКЕРУЮЩАЯСЯ АРМАТУРА?

Силу натяжения арматуры можно передать на бетон двумя способами: через концевые анкера (рис. 26,а) или за счет сил сцепления (рис. 26,б). Первый способ применяют, преимущественно, при натяжении на бетон, второй – на упоры. При втором способе анкера не нужны, арматура сама заанкеривается в бетоне, поэтому и называется самоанкерующейся. Такой арматуре для уравнивания силы обжатия P необходимо иметь достаточную сумму сил сцепления ($\sum T_{cx} = P$), которые действуют в концевом участке – этот участок называется зоной передачи напряжений l_p . Длина l_p тем меньше, чем больше силы сцепления T_{cx} , которые зависят от профиля арматуры, ее диаметра d , передаточной прочности бетона R_{bp} и, конечно же, от величины преднапряжения σ_{sp} . Величину l_p определяют по формуле: $l_p = (\omega \sigma_{sp} / R_{bp} + \lambda_p) d$, где ω и λ_p – эмпирические коэффициенты, учитывающие профиль арматуры.

В соответствии с характером действия T_{cx} меняется и усилие обжатия P_x – от нуля в торце до P в конце зоны l_p . Величина P_x меняется по сложному закону (пунктирная линия на рис. 26,б), для простоты расчетов за-

менному линейным законом: $P_x = (l_x / l_p)P \leq P$. Очевидно, что по такому же закону меняются и напряжения обжатия в бетоне $\sigma_{бр}$.

54. В КАКИХ РАСЧЕТАХ ИСПОЛЬЗУЮТ l_p ?

Используют тогда, когда необходимо учесть уменьшение силы обжатия бетона и ослабление сцепления арматуры с бетоном в концевых участках, т.е. в расчете трещиностойкости опорных участков (наклонные сечения), в расчете прочности наклонных сечений на изгибающий момент, в расчете прочности и трещиностойкости нормальных сечений концевых участков при действии монтажных и транспортных нагрузок и т.п. Когда дело касается учета анкеровки напрягаемой арматуры, то составители Норм проектирования, упрощая задачу, предложили принимать большее из значений $l_{ан}$ (см. вопрос 17) и l_p .

В действительности же, природа сцепления при выдергивании арматуры и при передаче усилия ее натяжения на бетон совершенно различна: если в первом случае арматура максимально смещается относительно бетона вблизи опасной трещины, то во втором – в торце конструкции.

55. С КАКОЙ ЦЕЛЬЮ В КОНЦЕВЫХ УЧАСТКАХ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ УСТАНАВЛИВАЮТ КОСВЕННУЮ АРМАТУРУ?

Напрягаемые стержни, канаты, проволока представляют собой сосредоточенные силы, приложенные в торцах конструкций. Самоанкерующаяся арматура, кроме того, работает как клин, сужающийся по длине l_p (сужение происходит от поперечных деформаций, пропорциональных продольным). В итоге, в бетоне образуются продольные трещины, которые можно предотвратить или сдержать арматурой поперечного направления. Сдерживая поперечные деформации, она косвенно повышает прочность бетона (см. вопрос 8) – отсюда и название “косвенная арматура”. Косвенной арматурой могут служить сварные сетки, спирали, анкера закладной детали и т.п. Косвенная арматура должна устанавливаться с шагом 50...100 мм на длине не менее $0,6l_p$.

56. МОЖНО ЛИ К НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЕ ПРИСОЕДИНЯТЬ ДРУГУЮ АРМАТУРУ?

Ни в коем случае. Во-первых, это дополнительная нагрузка, которая оттягивает напрягаемую арматуру и увеличивает в ней усилие натяжения. Во-вторых, в случае приварки дополнительной арматуры, в месте сварки произойдет разупрочнение высокопрочной стали. Все это может привести к обрыву напрягаемой арматуры.

3. ПРОЧНОСТЬ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ ИЗГИБЕ

57. ПОЧЕМУ ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РАССЧИТЫВАЮТ ПО НОРМАЛЬНЫМ И НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ?

Это связано с направлением главных напряжений σ_m : там, где действуют только изгибающие моменты M , а поперечные силы Q отсутствуют или ничтожно малы, направления σ_m совпадают с направлениями нормальных напряжений σ_x – на этих участках образуются нормальные трещины, а расчетными являются нормальные сечения; где Q велики, там σ_m направлены под углом к оси элемента – на этих участках под воздействием главных растягивающих напряжений σ_{mt} образуются наклонные трещины, а расчетными являются наклонные сечения (рис. 27).

58. В ЧЕМ СУТЬ УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ?

Суть в том, чтобы несущая способность сечения была не ниже усилия от внешней нагрузки, например, при изгибе $M \leq M_u$, где M – изгибающий момент в нормальном сечении от внешней нагрузки, M_u – расчетный изгибающий момент, который может воспринять это сечение.

3.1. НОРМАЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ

59. КАК ОБЕСПЕЧИВАЕТСЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ НА ИЗГИБ?

Обеспечивается моментом M_u внутренней пары сил. Одна из них – равнодействующая растягивающих усилий в арматуре N_s , другая – равнодействующая сжимающих усилий в бетоне (и в сжатой арматуре – если таковая имеется) N_b . Чем больше эти силы или чем больше расстояние между ними z (плечо внутренней пары), тем больший изгибающий момент M может выдержать сечение, тем выше его несущая способность: $M_u = N_b z$. Отсюда следует, что с увеличением армирования или рабочей высоты сечения h_0 растет его несущая способность (рис. 28).

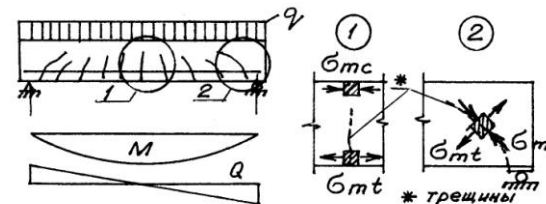


Рис. 27

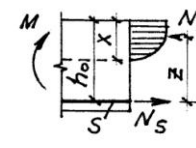


Рис. 28

60. МОЖНО ЛИ НЕОГРАНИЧЕННО УВЕЛИЧИВАТЬ РАСХОД РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЫ ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ?

Нет, нельзя. Ведь при увеличении N_s автоматически увеличивается и N_b , иначе не соблюдается условие статики $N_b = N_s$. В свою очередь, величина $N_b = R_b A_b$ может увеличиваться либо за счет повышения прочности бетона R_b , либо за счет увеличения площади сжатой зоны сечения A_b , а последняя имеет свои пределы, которые определяются граничной высотой сжатой зоны x_R . Если фактическая высота сжатой зоны x выйдет за пределы граничной высоты x_R , то растянутая арматура S начинает работать неэффективно и увеличение ее расхода пользы не принесет.

61. ЧТО ТАКОЕ ГРАНИЧНАЯ ВЫСОТА СЖАТОЙ ЗОНЫ?

Это такая высота (абсолютная x_R или относительная $\xi_R = x_R / h_0$), при которой в предельной по прочности стадии, т.е. перед разрушением, напряжения в сжатом бетоне σ_b и в растянутой арматуре σ_s одновременно достигают своих предельных значений (расчетных сопротивлений) R_b и R_s – такое сечение называют нормально армированным. Если армирование уменьшить, то высота сжатой зоны тоже уменьшится и станет меньше граничной, т.е. $x < x_R$ – такое сечение называют слабо армированным. Если армирование увеличить, то окажется $x > x_R$ – такое сечение называют переармированным. Разумеется, названия эти условные и в нормативной литературе отсутствуют, однако они настолько кратки и понятны, что уже много десятилетий употребляются в научном и инженерном обиходе.

62. КАК РАБОТАЮТ СЛАБО-, НОРМАЛЬНО- И ПЕРЕАРМИРОВАННЫЕ СЕЧЕНИЯ?

Еще раз отметим, что по условиям статики $N_b = N_s$, или $R_b A_b = R_s A_s$. Отсюда видно, что с увеличением A_s увеличивается и A_b , а значит, увеличивается и x . С помощью схем на рис. 29 рассмотрим, как деформируются бетон и арматура перед разрушением нормального сечения в зависимости от степени армирования.

В слабо армированном сечении (а), при $x < x_R$, деформации в арматуре достигли начала площадки текучести ($\varepsilon_s = \varepsilon_{pl}$), а в бетоне не достигли предельной сжимаемости ($\varepsilon_b < \varepsilon_{bu}$). Казалось бы, прочность бетона здесь недоиспользуется, и сечение работает нерационально. Но на самом деле, у арматуры имеется резерв – площадка текучести, а это значит, что по мере текучести стали, когда деформации в ней увеличиваются с ε_{pl} до ε_{pl1} (рис. 29,г), растут и деформации бетона, достигая в итоге ε_{bu} (рис. 29,а, пунктирная линия). Если вместо “мягкой” стали установить “твердую”, не

имеющую площадки текучести, то деформации в ней к моменту разрушения превысят величину ε_{02} , соответствующую условному пределу текучести σ_{02} , и составят $\varepsilon_{02,1}$ (рис. 29, г), что учитывается коэффициентом условной работы γ_{s6} : чем меньше x , тем больше γ_{s6} . Следовательно, в слабо армированном сечении напряжения в “мягкой” стали достигают предела текучести и реализуют R_s , в “твердой” стали превышают условный предел текучести и составляют $R_s \gamma_{s6}$; напряжения в бетоне тоже, в конце концов, достигают расчетного сопротивления R_b .

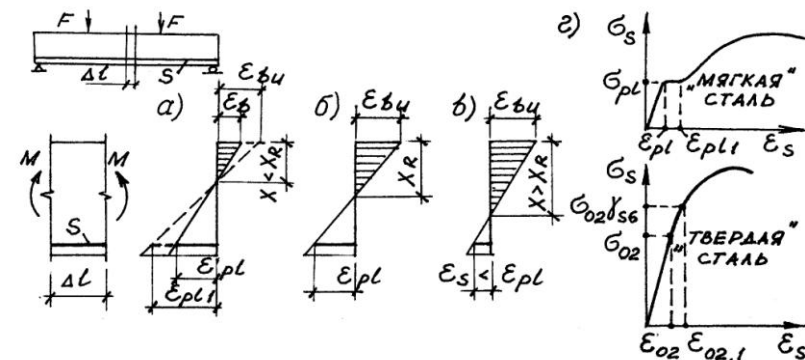


Рис. 29

Нормально армированное сечение при $x = x_R$, работает наиболее рационально (б): ε_b и ε_s одновременно достигают значений соответственно ε_{bu} и ε_{pl} (или ε_{02}), а напряжения одновременно достигают значений соответственно R_b и R_s .

В переармированном сечении (в) при $x > x_R$, деформации бетона достигают ε_{bu} , а деформации арматуры не достигают ε_{pl} (ε_{02}), т.е. прочность бетона R_b используется полностью, а прочность арматуры R_s – частично: $\sigma_s < R_s$. Причем, чем больше x , тем меньше σ_s .

Слабо и нормально армированные сечения имеют один общий признак: бетон и арматура полностью используют свою прочность, поэтому принцип расчета у них одинаков (1-й случай расчета). Переармированные сечения рассчитывают иначе (2-й случай). Границей между случаями является величина x_R (или ξ_R), поэтому ее и называют граничной высотой сжатой зоны.

63. ПОЧЕМУ ГРАНИЧНАЯ ВЫСОТА СЖАТОЙ ЗОНЫ ЗАВИСИТ ОТ КЛАССА РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЫ, ВЕЛИЧИНЫ ЕЕ ПРЕДНАПРЯЖЕНИЯ И КЛАССА БЕТОНА?

Чем выше класс арматуры, тем выше ее предел текучести σ_{pl} (σ_{02}), тем больше деформации ε_{pl} (ε_{02}), соответствующие пределу текучести. Граничная высота x_R (ξ_R) – это величина, которая обеспечивает одновременное достижение деформаций бетона ε_{bu} и арматуры ε_{pl} (ε_{02}). Но, если для данного класса бетона величина ε_{bu} постоянна, а с увеличением класса арматуры величина ε_{pl} растет, то x_R (ξ_R), естественно, уменьшается (рис. 30,а).

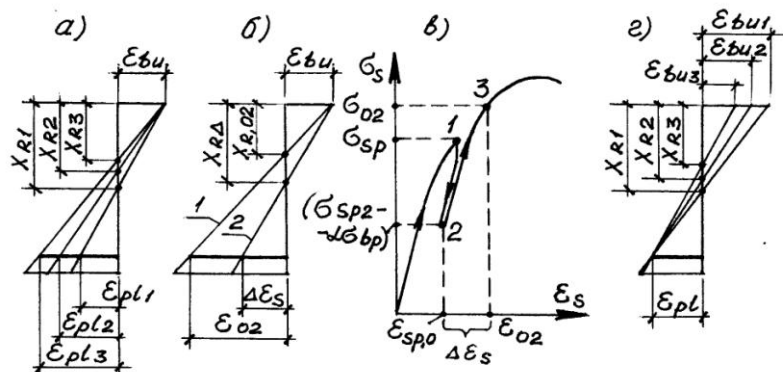


Рис. 30

Та же обратная зависимость между ε_{02} и x_R сохраняется и для высокопрочной (“твердой”) стали, однако ее удлинение ε_{02} столь велико, а соответствующая ему граничная высота $x_{R,02}$ столь мала (эпюра 1 на рис. 30,б), что в растянутой зоне трещины раскрываются на недопустимую ширину (до 1 мм и более), не говоря уже о чрезмерных прогибах. Если такую арматуру предварительно натянуть до напряжений σ_{sp} (точка 1 на рис. 30,в), а затем передать силу обжатия на бетон, то после проявления потерь и упругого укорочения от обжатия бетона (точка 2) в арматуре установятся напряжения ($\sigma_{sp2} - \alpha\sigma_{bp}$) и деформации $\varepsilon_{sp,0}$, после чего прикладывается внешняя нагрузка.

Чтобы достичь условного предела текучести σ_{02} (точка 3), арматуре предстоит удлиниться на величину $\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_{02} - \varepsilon_{sp,0}$, т.е. меньше, чем если бы преднапряжения не было (без преднапряжения арматура продлевает путь от точки 0 до точки 3, минуя точку 2). Это непосредственно отражается и на работе нормального сечения: деформации растянутой зоны, а вместе с ними и ширина раскрытия трещин, становятся меньше, а граничная высота x_R больше (эпюра 2 на рис. 30,б). Отсюда понятно, что при

прочих равных условиях, чем меньше величина преднапряжения σ_{sp} , тем больше $\Delta\varepsilon_s$ и тем меньше x_R (или ξ_R).

С повышением класса бетона его предельная сжимаемость ε_{bu} уменьшается (см. вопрос 27). Но, если для данного класса арматуры величина ε_{pl} постоянна, то очевидно, что с уменьшением ε_{bu} (повышением класса бетона) уменьшается и x_R (рис. 30,г).

64. КАКОВА ЭПЮРА НАПРЯЖЕНИЙ В БЕТОНЕ СЖАТОЙ ЗОНЫ?

Форма эпюры меняется в зависимости от напряженно-деформированного состояния, которое условно разделяют на 3 стадии (рис. 31). На 1-й стадии, до образования трещин, напряжения сравнительно невелики, сжатый бетон работает практически упруго и эпюру сжимающих напряжений без особых погрешностей можно принять треугольной. Эпюра напряжений в растянутом бетоне накануне образования трещин криволинейна, что вытекает из криволинейности диаграммы растяжения (см. вопрос 4). Стадию 1 рассматривают, когда выполняют расчет по образованию трещин, при этом криволинейную эпюру в растянутой зоне заменяют прямоугольной, что существенно упрощает расчет почти без ущерба для его точности.

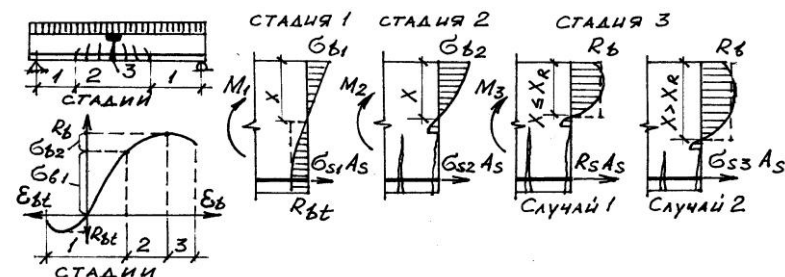


Рис. 31

На 2-й стадии (после образования трещин) растянутый бетон выключается из работы, трещины раскрываются все шире, а растягивающие усилия воспринимаются одной только арматурой (если пренебречь ничтожно малой растянутой зоной над трещиной). Эпюра напряжений в сжатом бетоне все более искривляется. На этой стадии выполняют расчет по раскрытию трещин.

3-я стадия – разрушение, соответствует участку диаграммы сжатия бетона с нисходящей ветвью (рис.1), поэтому максимальные сжимающие напряжения ($\sigma_b = R_b$) – не в крайних волокнах, а несколько ближе к нейтральной оси. Полнота эпюры напряжений ω приближается к 1, поэтому

для практических расчетов криволинейную эпюру с небольшой погрешностью (не более 5 %) заменяют прямоугольной. В зависимости от высоты сжатой зоны x напряжения в арматуре σ_s могут достичь расчетного сопротивления R_s (случай 1) или быть меньше R_s (случай 2). На 3-й стадии выполняют расчет прочности нормальных сечений.

65. ЧЕМ ОТЛИЧАЕТСЯ РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПО СЛУЧАЯМ 1 И 2?

Случай 1 возникает, когда высота сжатой зоны $x \leq x_R$ (или $\xi \leq \xi_R$). Тогда растянутая арматура S работает с полной отдачей (рис. 29,а, б), напряжения в ней $\sigma_s = R_s$, а усилие $N_s = R_s A_s$. Поскольку фактическая криволинейная эпюра заменена условной прямоугольной, то для прямоугольного сечения равнодействующая сжимающих усилий в бетоне $N_b = R_b b x$ приложена в центре тяжести сжатой зоны, т.е. посередине высоты x (рис. 32,а).

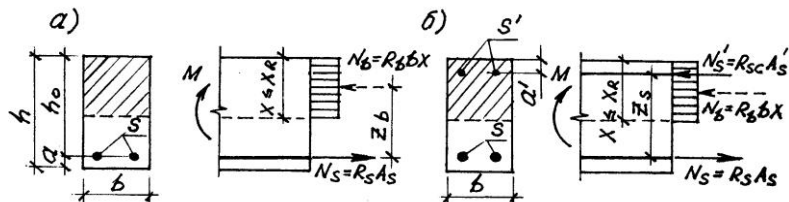


Рис. 32

Плечо внутренней пары сил $z_b = h_0 - 0,5x$. Условие прочности имеет вид: $M \leq M_u = N_b z_b = R_b b x (h_0 - 0,5x)$, где M_u – несущая способность нормального сечения на изгиб. (Заметим, что моменты внешних и внутренних сил можно определять относительно любой точки, лежащей в плоскости нормального сечения, но в данном случае это удобно делать относительно центра тяжести арматуры S , так как исключается одна неизвестная.) Высоту сжатой зоны определяют из условия $\sum N = 0$, где $\sum N$ – сумма проекций внешних и внутренних сил на продольную ось элемента:

$$N_b - N_s = 0, \text{ или } R_b b x - R_s A_s = 0, \text{ откуда } x = R_s A_s / (R_b b).$$

В случае 2 высота сжатой зоны $x > x_R$ (или $\xi > \xi_R$), а напряжения в арматуре $\sigma_s < R_s$ (рис. 29,в). Условие прочности имеет тот же вид, что и в случае 1, а x и σ_s находят из совместного решения уравнений $x = f(\sigma_s)$, $\sigma_s = f(x)$, или, выражаясь иначе, расчет выполняют по “общему случаю” Норм проектирования (см. вопрос 80). Допускается в запас прочности принимать $x = x_R$, а $\sigma_s = R_s$ и рассчитывать сечение по случаю 1. Очевидно, что переармированные сечения невыгодны, прочность арматуры в них недоис-

пользуется, поэтому рекомендуется проектировать изгибаемые элементы так, чтобы соблюдалось условие $x \leq x_R$ (или $\xi \leq \xi_R$).

66. КАК ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ С ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРОЙ?

Формулы те же, что и в предыдущем ответе, но с одной поправкой. Поскольку высокопрочная арматура не имеет площадки текучести, то в слабо армированном сечении она работает за условным пределом текучести, $\sigma_s > \sigma_{02}$ (см. вопрос 62): чем меньше высота сжатой зоны, тем выше σ_s . Это учитывается умножением R_s на коэффициент условий работы $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta$, где $\eta = 1,1 \dots 1,2$ (в зависимости от класса арматуры). Очевидно, что при $\xi = \xi_R$ коэффициент $\gamma_{s6} = 1$, при $\xi \leq 0,5\xi_R$ коэффициент $\gamma_{s6} = \eta$. Особенность расчета здесь заключается в следующем: после того, как найдено первоначальное значение x при $\gamma_{s6} = 1$, определяют $\xi = x/h_0$ и отношение ξ/ξ_R , затем вычисляют γ_{s6} . После этого вновь вычисляют x (заменяя R_s на $\gamma_{s6} R_s$): $x = \gamma_{s6} R_s A_s / (R_b b)$, а далее выполняют обычные операции.

Следует, однако, иметь в виду, что повышение расчетного сопротивления заметно снижает резерв прочности арматурной стали, и даже ее незначительное повреждение коррозией может привести к преждевременному разрушению конструкции. Поэтому в расчете элементов, предназначенных для эксплуатации в агрессивных средах (см. главу 5), γ_{s6} не используют. Не используют γ_{s6} также при армировании стержнями класса А-IIIв, которые хотя и обладают высокой прочностью, но деформируются как “мягкие” стали.

67. ДЛЯ ЧЕГО СТАВЯТ АРМАТУРУ В СЖАТОЙ ЗОНЕ, ЕСЛИ БЕТОН И ТАК ИМЕЕТ ВЫСОКУЮ ПРОЧНОСТЬ НА СЖАТИЕ?

Во-первых, такая арматура нужна по технологическим соображениям – для формирования арматурных каркасов. Во-вторых, сжатая арматура S' берет на себя часть усилий в сжатой зоне, разгружая бетон и уменьшая, тем самым, высоту сжатой зоны x . Это особенно важно для переармированных сечений, которые (при уменьшении величины x до x_R) можно перевести в нормально армированные и обеспечить полное использование прочности растянутой арматуры S . Анализ показывает, что минимальный расход продольной арматуры ($A_s + A'_s$) обеспечивается при условии $x = x_R$ (или $\xi = \xi_R$).

Проверка прочности прямоугольного сечения с двойной арматурой (т.е. с арматурой S и S') выполняется так же, как и с одиночной (см. вопрос 56 и рис.32,б), с добавлением лишь одного нового слагаемого: $N'_s = R_{sc} A'_s$. Несущую способность определяют из выражения

$M_u = N_b z_b + N'_s z_s = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$, а высоту сжатой зоны – из условия $N_b + N'_s - N_s = 0$, откуда $x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b)$, где R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию (см. вопрос 27).

Следует, однако, помнить, что сжатая арматура может преждевременно потерять устойчивость (выпучиться из бетона), если не принять специальных конструктивных мер (см. вопрос 135).

68. КАК ПОДОБРАТЬ АРМАТУРУ В ПРЯМОУГОЛЬНОМ СЕЧЕНИИ?

Если известны остальные параметры сечения и изгибающий момент M от внешней нагрузки, то вначале определим по формулам Норм или по таблицам справочников величину ξ_R , затем найдем $x_R = \xi_R h_0$, полагая, что 2-го случая допускать не будем. Далее определим, какую величину изгибающего момента относительно ц.т. растянутой арматуры может воспринять усилие в бетоне с граничной высотой сжатой зоны: $M_b = N_b z_b = R_b b x_R (h_0 - 0,5x_R)$.

Если $M_b < M$, то, чтобы исключить 2-й случай, усилим бетон сжатой арматурой S' . Найдем, какая доля изгибающего момента M должна приходиться на эту арматуру: $M'_s = M - M_b$, затем подставим полученное значение в формулу $M'_s = R_{sc} A'_s (h_0 - a')$, откуда $A'_s = M'_s / (R_{sc} (h_0 - a'))$. Тогда из условия $N_s = N_b + N'_s$, или $R_s A_s = R_b b x_R + R_{sc} A'_s$, находим $A_s = (R_b b x_R + R_{sc} A'_s) / R_s$.

Если $M_b = M$, то прочность достаточна и сжатая арматура по расчету не нужна. Из условия $N_b = N_s$ находим требуемую площадь растянутой арматуры $A_s = R_b b x_R / R_s$.

Если $M_b > M$, то сжатая арматура тем более не нужна, но определять сразу A_s , как это сделано выше, не следует: в данном случае $x < x_R$ и расход A_s окажется завышенным. Поэтому вначале нужно уточнить x , используя условие $M = M_u = N_b z_b = R_b b x (h_0 - 0,5x)$. Откуда

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{R_b b}}, \text{ а далее } A_s = R_b b x / R_s.$$

Подобрать арматуру можно и с помощью таблиц коэффициентов, приводимых в справочниках и пособиях. Однако следует помнить, что табличный расчет справедлив только для сечений с одиночной арматурой, существенной экономии времени он не дает и, кроме того, затуманивает физическую суть работы сечения.

69. МОЖЕТ ЛИ ОКАЗАТЬСЯ $x < a'$?

По расчету вполне может быть не только $x < a'$, но и $x = 0$. В обоих случаях сжатая арматура S' располагается в растянутой зоне бетона, а во втором случае сжатая зона вообще отсутствует. Конечно, такая ситуация

с точки зрения здравого смысла абсурдна, и возникает она обычно при избытке сжатой арматуры. Например, при симметричном армировании (т.е. при $R_s A_s = R_{sc} A'_s$) величина $x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b = 0$. В действительности, сжатая арматура конечно же находится в сжатой зоне, просто напряжения σ_{sc} в арматуре и σ_b в бетоне малы. Поэтому Нормы рекомендуют выполнять расчет без учета сжатой арматуры S' – как для одиночного армирования. Опытные инженеры поступают еще проще, записывая условие прочности в виде: $M \leq R_s A_s z_s$, т.е. моменты внутренних сил берут относительно ц.т. арматуры S' , не вычисляя высоту сжатой зоны. Точность при этом, практически, не страдает.

Несмотря на очевидную нерациональность, подобное армирование иногда приходится применять – по конструктивным или технологическим соображениям, а также при наличии знакопеременных моментов.

70. ПОЧЕМУ ВЫГОДНЫ ТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ С ПОЛКОЙ В СЖАТОЙ ЗОНЕ?

По сравнению с прямоугольными сечениями выгода здесь во всех отношениях. При той же несущей способности M_u и расходе арматуры A_s можно уменьшить расход бетона, убрав лишнюю часть из растянутой зоны (рис. 33,а). При той же несущей способности M_u и расходе бетона можно сэкономить арматуру A_s за счет уменьшения высоты сжатой зоны x (сжатая зона “растекается” по полке) и увеличения плеча z_b внутренней пары сил (рис.33,б). При том же расходе бетона и арматуры можно увеличить M_u за счет увеличения плеча z_b (рис. 33, в).

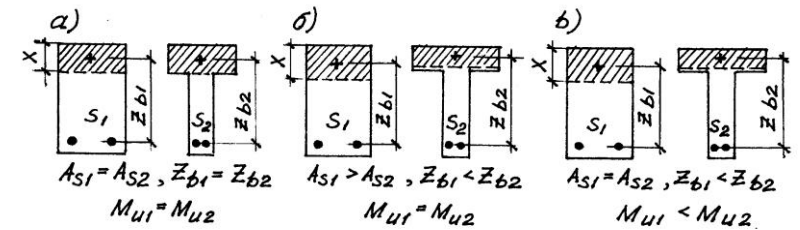


Рис. 33

71. ЕСТЬ ЛИ НЕДОСТАТКИ У ТАВРОВЫХ СЕЧЕНИЙ С ПОЛКОЙ В СЖАТОЙ ЗОНЕ?

Почти всегда такие сечения относятся к слабо армированным, т.е. с большими удлинениями растянутой арматуры (см. вопрос 62), а это приводит к более раннему образованию и к более значительному раскрытию нормальных трещин (см. главу 5), чем в равнопрочных прямоугольных

сечениях такой же высоты. Поэтому оценке трещиностойкости тавровых сечений следует уделять особо пристальное внимание.

72. КАК ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ НА ИЗГИБ ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ?

Если все параметры сечения известны (размеры, армирование и класс бетона), то вначале нужно определить, где проходит граница сжатой зоны: $x = (N_s - N'_s)/(R_b b \rho) = (R_s A_s - R_{sc} A'_s)/(R_b b \rho)$. Если $x \leq h'_f$ (рис. 34,а), то граница сжатой зоны проходит в полке и расчет ничем не отличается от расчета прямоугольного сечения (с заменой b на b'_f в расчетных формулах). Если $x > h'_f$ (рис. 34,б), то граница сжатой зоны проходит в ребре (стенке) и появляется дополнительное слагаемое – сжимающее усилие в свесах полки: $N_{bf} = R_b(b'_f - b)h'_f$. В остальном расчет тот же, что и для прямоугольного сечения шириной b : $x = (N_s - N'_s - N_{bf})/(R_b b) = (R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b(b'_f - b)h'_f)/(R_b b)$; $M_u = N_b z_b + N_{bf} z_{bf} + N'_s z_s$, или

$M_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$. Условие прочности: $M \leq M_u$. В приведенных формулах b'_f – не фактическая (проектная), а расчетная ширина полки, которая часто принимается меньше проектной (см. вопрос 74).

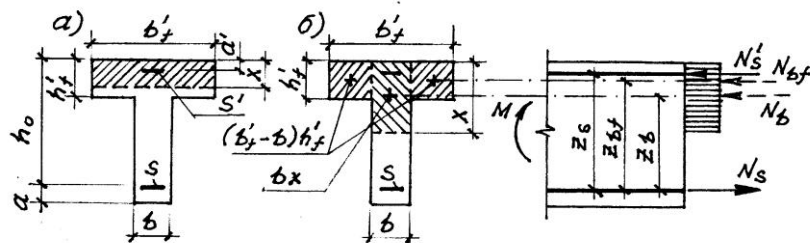


Рис. 34

73. КАК ПОДОБРАТЬ ПРОДОЛЬНУЮ АРМАТУРУ В ТАВРОВОМ СЕЧЕНИИ?

Сначала можно назначить $x = h'_f$, затем, как и в прямоугольном сечении, определить M_b . Если $M_b < M$ (т.е. граница сжатой зоны проходит в ребре), принять $x_R = \xi_R h_o$ и определить несущую способность сечения с этой высотой сжатой зоны:

$M_{bf} + M_b = R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - 0,5h'_f) + R_b b x_R(h_o - 0,5x_R)$. Далее следует действовать так же, как и при подборе арматуры в прямоугольном сечении, имея в виду только одну особенность:

$N_{bf} = R_b(b'_f - b)h'_f$ и $M_{bf} = N_{bf} z_{bf}$ – величины постоянные и как слагаемые присутствуют во всех вычислениях.

74. ПОЧЕМУ ОГРАНИЧИВАЕТСЯ РАСЧЕТНАЯ ШИРИНА СВЕСОВ СЖАТОЙ ПОЛКИ?

Потому, что сжимающие напряжения σ_b по ширине полки фактически распределены неравномерно, особенно в широких и тонких полках – у концов свесов они значительно меньше, чем вблизи ребра. Происходит это из-за деформации (искривления) сечения: деформации краев отстают от деформаций середины. Точный расчет здесь очень сложен, поэтому используют приближенный подход: расчетную ширину b'_f по сравнению с фактической уменьшают, зато напряжения принимают постоянными $\sigma_b = R_b$ (пунктирная линия на рис.35). Эта мера заодно уменьшает и вероятность потери устойчивости тонких и широких полок. Расчетное значение b'_f зависит от соотношения h'_f/h , наличия поперечных ребер, формы поперечного сечения (Т- или П-образное) и пр. Все эти условия приведены в Нормативах проектирования.

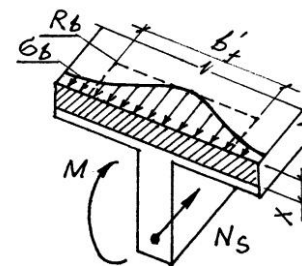


Рис. 35

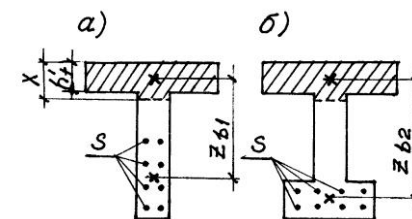


Рис. 36

75. КАКОЙ СМЫСЛ ПРОЕКТИРОВАТЬ ДВУТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ, ЕСЛИ БЕТОН В РАСТЯНУТОЙ ПОЛКЕ ВСЕ РАВНО НЕ РАБОТАЕТ?

В узком ребре таврового сечения невозможно по ширине разместить много арматуры, ее приходится ставить в несколько рядов по высоте (рис. 36,а). Но в этом случае поднимается центр тяжести арматуры S , т.е. уменьшается рабочая высота h_o и плечо внутренней пары z_b . Кроме того, чем ближе к нейтральной оси расположена арматура, тем меньше в ней напряжения (см. вопрос 80), ее прочность недоиспользуется. В итоге, несущая способность сечения снижается. Чтобы сконцентрировать арматуру как можно ближе к растянутой грани, и устраивают полку (рис. 36,б). Наличие полки увеличивает также и момент инерции сечения, что важно для повышения жесткости и трещиностойкости конструкций.

В ряде случаев полку в растянутой зоне применяют и по эстетическим соображениям, например, в плитах междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий, где необходим гладкий потолок.

76. ПРОЕКТИРУЮТ ЛИ ТАВРОВЫЕ СЕЧЕНИЯ С ПОЛКОЙ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ?

Проектируют, хотя более нерациональное сечение трудно придумать. Делают это по эстетическим или объемно-планировочным соображениям. Например, если применять подобное сечение в ригелях перекрытий, то плиты можно опирать не на верхние грани ригелей, а на полки. Это, во-первых, улучшает интерьер помещений (ригели лишь ненамного выступают под потолком) и, во-вторых, уменьшает строительный объем здания, в результате чего экономия материалов на колоннах, стенах и перегородках с лихвой перекрывает некоторый перерасход бетона в ригелях (не говоря уже об экономии затрат на эксплуатацию здания). Тавровыми с полками в растянутой зоне являются также опорные сечения многопролетных балок монолитных перекрытий – в этих сечениях моменты имеют отрицательные знаки. По прочности такие сечения рассчитывают как прямоугольные с шириной, равной ширине стенки (ребра)

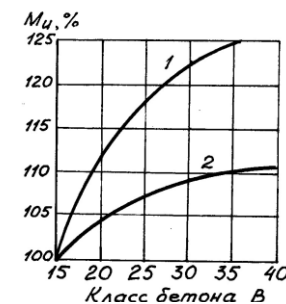
77. КАК УПРОЩЕННО ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ?

Если задаться плечом внутренней пары сил (например, $z_b = 0,8h_0$ для прямоугольного и $z_b = h_0 - 0,5 h'_f$ для таврового сечений), тогда прочность можно проверить по простой формуле $M_u = R_s A_s z_b$, а преобразовав формулу, можно подобрать и арматуру $A_s = M/(R_s z_b)$. Но упрощение это очень грубое, оно может дать ошибку до 15...20 % и пользоваться им можно только для первой прикидки.

78. КАК ВЛИЯЕТ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА НА ПРОЧНОСТЬ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ?

Влияет не столь существенно, как кажется на первый взгляд. Например, если взять прямоугольное нормально армированное сечение (т.е. с относительной высотой сжатой зоны $\xi = \xi_R$) из бетона класса В15, то повышение прочности бетона вдвое (до В30) увеличивает прочность сечения M_u всего на 22,5 % (кривая 1 на рис.37). Еще более низкий эффект – при слабом армировании: в аналогичной балке при $\xi = 0,5\xi_R$ повышение класса бетона с В15 до В30 увеличивает M_u всего на 9,2 % (кривая 2). Низкая эффективность объясняется тем, что при сохранении армирования неизменным с увеличением прочности R_b пропорционально уменьшается высота сжатой зоны x . Это приводит к увеличению плеча внутренней пары ($z_b = h_0 - 0,5x$), которое, однако, растет намного медленнее, чем уменьшается x . Столь же неэффективно увеличение R_b в тавровых сечениях с полкой в сжатой зоне, большинство которых относится к слабо армированным с $\xi < 0,5\xi_R$. Поэтому более целесообразно повышать проч-

ность сечения за счет увеличения армирования, и только в крайнем случае следует повысить R_b .



79. ПОЧЕМУ В ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ ОБЫЧНО ПРИМЕНЯЮТ БЕТОН БОЛЕЕ ВЫСОКИХ КЛАССОВ, ЧЕМ В ЭЛЕМЕНТАХ БЕЗ ПРЕДНАПРЯЖЕНИЯ?

Это вызвано, главным образом, необходимостью либо обеспечить требуемую прочность сечений при обжатии, либо уменьшить потери напряжений в напрягаемой арматуре. В связи с этим приходится повышать передаточную прочность бетона R_{bp} , а вместе с ней – и класс бетона (см. также вопрос 41).

80. КАК РАССЧИТЫВАЮТ СЕЧЕНИЯ С МНОГОРЯДНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ?

Чем ближе арматура находится к нейтральной оси, тем меньше в ней деформации ε_s и напряжения σ_s . Согласно гипотезе плоских сечений, ε_s растут пропорционально удалению от нейтральной оси (рис. 38,а). Если бы так же пропорционально росли напряжения σ_s , то задача была бы достаточно простой. Однако такое возможно только в переармированных сечениях, да и то при условии, что напряжения в крайнем ряду растянутой арматуры не превышают предела пропорциональности (примерно 80 % предела текучести), когда работа стали соответствует закону Гука. Уже для нормально армированных сечений такой подход дает заметную неточность результата, и совершенно недопустимую – для слабо армированных сечений. В таких сечениях арматура крайнего ряда ведет себя совсем иначе (см. вопрос 62). “Мягкая” сталь течет, напряжения в ней не растут после достижения R_s , но зато растут напряжения в следующих рядах, причем в соседних они тоже могут достичь предела текучести. “Твердая” сталь работает за условным пределом текучести, напряжения в ней $\sigma_s = \gamma_{s6} R_s$; в зависимости от высоты сжатой зоны напряжения в соседнем ряду тоже могут достичь или даже превысить R_s .

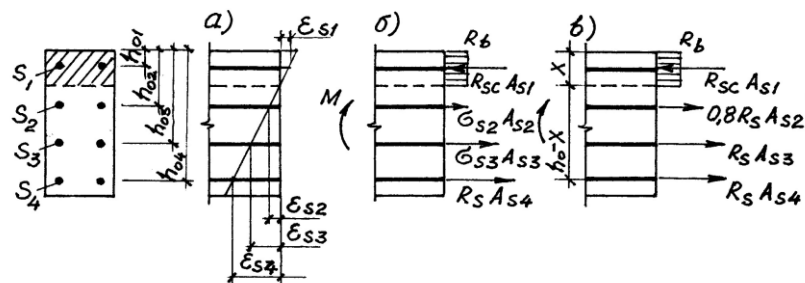


Рис. 38

Из приведенного видно, что задача достаточно сложна: кроме высоты сжатой зоны, неизвестными являются напряжения во всех рядах арматуры, исключая крайний сжатый (там $\sigma_{sc}=R_{sc}$). Решение задачи дается в Нормативах проектирования в “общем случае” расчета, подразумевающим решение системы уравнений; имеются и другие методы с использованием ЭВМ.

Расчет сечений, армированных “мягкой” сталью, можно существенно упростить, допуская небольшую погрешность: вся арматура, расположенная в нижней половине растянутой зоны ($h_o - x$), вводится в расчет с напряжением $\sigma_s = R_s$, а расположенная в верхней половине – с напряжением $\sigma_s = 0,8R_s$ (рис.38,в).

81. ДЛЯ ЧЕГО ВЫПОЛНЯЮТ РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ В СТАДИИ ОБЖАТИЯ, ТРАНСПОРТИРОВКИ И ВОЗВЕДЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ?

В этой стадии конструкции работают, как правило, по иной расчетной схеме, чем при эксплуатации, а сечения на отдельных участках испытывают изгибающие моменты противоположного знака. К тому же, бетон еще не успел набрать проектную прочность, а у преднапряженных элементов проявились только первые потери напряжений в арматуре, т.е. сила обжатия (P_1) больше, чем при эксплуатации (P_2). Например, при подъеме преднапряженной балки к отрицательному изгибающему моменту M_p от силы обжатия P добавляется отрицательный момент M_w от собственного веса q_w (рис.39). Верхняя арматура вместо сжатия испытывает растяжение, площадь ее сечения может оказаться недостаточной и произойдет разрушение по нормальному сечению.

82. КАКОВЫ ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ В СТАДИИ ОБЖАТИЯ, ТРАНСПОРТИРОВКИ И ВОЗВЕДЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ?

Особенности заключаются в следующем (рис. 39,б). Сила обжатия P_1 рассматривается как внешняя нагрузка: $P_1 = (\sigma_{sp1} - 330)A_{sp}$, где σ_{sp1} – величина преднатяжения арматуры с учетом только первых потерь и с учетом коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$; 330(МПа) – величина падения напряжений в арматуре S_p в момент разрушения сжатой зоны, соответствующая предельной сжимаемости бетона ε_{bu} при кратковременном сжатии (потому она и меньше обычно принимаемых величин 400 и 500 МПа, см. вопрос 27). С учетом кратковременного характера нагрузки и передаточная прочность бетона R_{bp} умножается на коэффициент $\gamma_{b2} = 1,1$. Вместе с тем нагрузка от собственного веса не только принимается расчетной, но и умножается на коэффициент динамичности $K_d = 1,4$ (при перевозке изделий $K_d = 1,6$), который учитывает дополнительную перегрузку от толчков, рывков, подбрасываний и т.п. воздействий.

В итоге, расчет сводится к расчету нормального сечения на внецентрированное сжатие от действия силы P_1 , приложенной относительно оси с эксцентриситетом $e_o = e_{op} + M_w/P_1$ (см. главу 4). При отсутствии предварительного напряжения ($P = 0$) сечение рассчитывают на обычный поперечный изгиб, лишь поменяв в расчете местами арматуру S и S' .

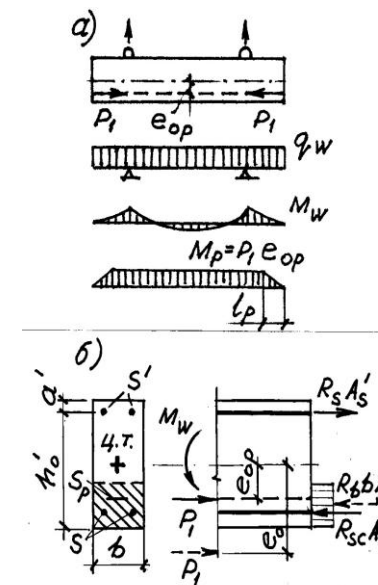


Рис. 39

3.2. НАКЛОННЫЕ СЕЧЕНИЯ

83. КАК ПРОИСХОДИТ РАЗРУШЕНИЕ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ?

Разрушение происходит по одной из трех схем.

1. Раздавливание тонкой стенки (ребра) по наклонной полосе между трещинами от действия главных сжимающих напряжений σ_{mc} (рис. 40,а). Чем выше прочность бетона R_b и чем больше толщина стенки b , тем лучше стенка сопротивляется действию σ_{mc} (при этом R_b повышается с увеличением интенсивности поперечного армирования, играющего для бетона роль обоймы, аналогичную сеткам косвенного армирования). Увеличение рабочей высоты сечения h_o уменьшает касательные напряжения τ_{xy} , а вместе с ними – и σ_{mc} .

Прочность наклонной полосы проверяют по эмпирической формуле: $Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_o$, где φ_{w1} и φ_{b1} – коэффициенты, учитывающие интенсивность поперечного армирования и вид бетона, Q – максимальная величина поперечной силы (как правило, это опорная реакция). Требования к прочности наклонной полосы являются главной причиной, почему у тавровых и двутавровых балок с тонкой стенкой устраивают уширения на опорах.

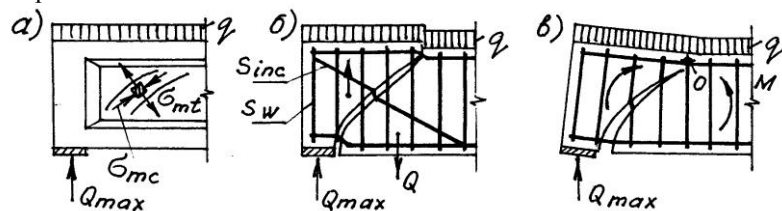


Рис. 40

2. Взаимный сдвиг двух частей изгибаемого элемента, разделенных наклонной трещиной (рис. 40,б). Сдвиг вызывается поперечной силой Q , а сопротивляется ей поперечная S_w , отогнутая S_{inc} арматура и бетон сжатой зоны, работающий на срез. При такой схеме наклонное сечение рассчитывают на действие поперечной силы, а условие прочности записывают в виде: $Q \leq Q_u$, где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, находящейся по одну сторону от наклонного сечения, Q_u – несущая способность наклонного сечения. Из рис. 40,б видно, что сдвигу сопротивляется и продольная арматура, работающая на срез и изгиб (в ней возникают т.н. «нагельные» усилия), однако в расчетах ее, как правило, не учитывают.

3. Взаимный поворот относительно точки O двух частей изгибаемого элемента, разделенных наклонной трещиной (рис. 40,в), который вызыва-

ется действием изгибающего момента M . Ему сопротивляется продольная S , поперечная S_w и отогнутая S_{inc} арматура, а условие прочности записывают в виде: $M \leq M_u$. Точка поворота O находится в точке приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

84. КАКИЕ УРАВНЕНИЯ СТАТИКИ ИСПОЛЬЗУЮТ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ?

Всего одно уравнение: $\Sigma Q = 0$, откуда и условие прочности:

$Q \leq Q_u = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$ (рис. 41), где $Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c_o$ – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой (хомутами), или, говоря иначе, – несущая способность поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину; $Q_{s,inc} = R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha$ – поперечная сила, воспринимаемая отогнутой арматурой, или – вертикальная проекция усилий в отогнутых стержнях, пересекающих наклонную трещину;

$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2 / c = M_b / c$ – поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, или – несущая способность бетона сжатой зоны на срез (растянутый бетон после образования наклонной трещины из работы выключен).

В выражении для Q_b коэффициент φ_{b2} учитывает вид бетона (для тяжелого $\varphi_{b2} = 2$), φ_n учитывает наличие внешней продольной силы (сжимающая сила – например, сила предварительного обжатия – повышает сопротивление бетона, тогда $\varphi_n > 1$; растягивающая сила – снижает, тогда $\varphi_n < 1$); φ_f учитывает наличие полки в сжатой зоне (свесы увеличивают сопротивление сжатой зоны, тогда $\varphi_f > 1$). Значения φ_n и φ_f по отдельности и в сумме не должны превышать 0,5. В других выражениях R_{sw} – расчетное сопротивление растяжению поперечной и отогнутой арматуры.

Сложность задачи состоит в том, что в единственном уравнении статики содержатся два неизвестных: горизонтальная проекция наклонной трещины c_o и горизонтальная проекция расстояния от грани опоры до вершины наклонной трещины c (в Нор-

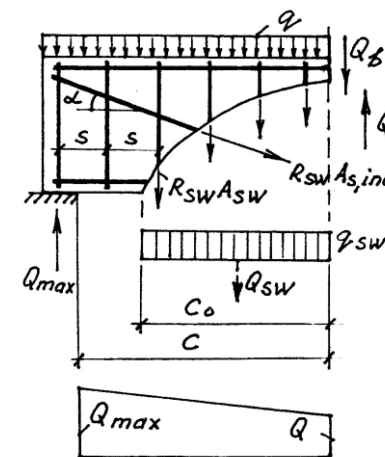


Рис. 41

мах она именуется проекцией наклонного сечения). Без них не найти ни Q_b , ни Q_{sw} , ни даже Q .

Заметим, что в научно-технической литературе величину c часто именуют «плечом среза», а $M_b = Q_b c$ – «моментом среза». Нельзя не признать, что эти термины более просты и понятны, чем принятые в Норммах.

85. ПОЧЕМУ СОСРЕДОТОЧЕННЫЕ УСИЛИЯ В ХОМУТАХ ЗАМЕНЯЮТ НА РАСПРЕДЕЛЕННЫЕ?

Делают это для удобства вычислений. Если пользоваться сосредоточенными усилиями, то пришлось бы каждый раз подсчитывать, сколько хомутов (поперечных стержней) пересекает наклонную трещину и суммировать усилия в них. Если пользоваться распределенными усилиями $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$ (где s – шаг хомутов), то вычисление Q_{sw} значительно упрощается: $Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c_o$. Понятно, что прием этот условный.

86. ПОЧЕМУ РАСЧЕТНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ И ОТОГНУТОЙ АРМАТУРЫ МЕНЬШЕ, ЧЕМ ПРОДОЛЬНОЙ?

Потому, что наклонная трещина раскрывается неравномерно: в начале – больше, в конце (вершине) – меньше. Так же неравномерно деформируется и арматура, пересекающая трещину, – соответственно неравномерно распределяются и усилия (напряжения) в ней: в одних стержнях напряжения достигают предела текучести, в других – нет. Неравномерность учитывается коэффициентом условий работы, равным 0,8. Отсюда и $R_{sw} = 0,8 R_s$. Разумеется, при этом поперечная и отогнутая арматура должна быть надежно заанкерена по обе стороны наклонной трещины.

87. КАК ОПРЕДЕЛИТЬ ВЕЛИЧИНЫ c И c_o ?

Во-первых, как показали опыты, они имеют ограничения: $h_o \leq c_o \leq 2h_o$, $h_o \leq c \leq c_{max}$, где для тяжелого бетона $c_{max} = 3,33h_o$, для мелкозернистого $c_{max} = 3,4h_o$ и т.д. Во-вторых, следует различать два случая: первый – трещина начинается у грани опоры, тогда $c = c_o$; второй – трещина начинается в пролете (на отдалении от опоры), тогда $c > c_o$. Рассмотрим оба случая на примере балки постоянного сечения, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, но без учета отогнутой арматуры – ее несущая способность не зависит ни от c , ни от c_o (к тому же ее в настоящее время применяют крайне редко).

В 1-ом случае (рис. 42,а) чем больше c (а значит и c_o), тем меньше сопротивление бетона $Q_b = M_b / c$, но тем больше сопротивление поперечной арматуры $Q_{sw} = q_{sw} c_o$. Суммарное сопротивление $Q_u = Q_b + Q_{sw}$ выражается седловидной кривой, нижняя точка которой соответствует наиболее опасному сечению – здесь минимальное расстояние между графиком Q_u и

эпюрой Q . Эта точка находится над точкой пересечения гиперболы Q_b и прямой Q_{sw} – там, где $Q_b = Q_{sw}$. Тогда $M_b / c = q_{sw} c_o$, откуда, $c = c_o = \sqrt{M_b / q_{sw}}$, где $M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2$.

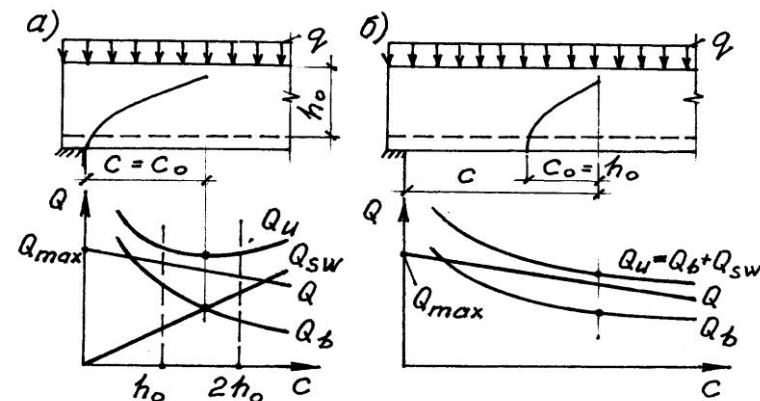


Рис. 42

Во 2-ом случае (рис. 42,б) начало и вершина опасной трещины неизвестны и, чтобы определить положение сечения с наименьшим запасом прочности, нужно приравнять к нулю первую производную выражения $(Q_b + Q_{sw} - Q)$. Поскольку заведомо известно, что минимальное сопротивление поперечной арматуры $Q_{sw,min} = q_{sw} c_{o,min}$, а $c_{o,min} = h_o$, то задача упрощается. Тогда $Q_{sw,min} = q_{sw} h_o = const$, а в результате дифференцирования $c = \sqrt{M_b / q}$, где q – внешняя равномерно распределенная нагрузка.

88. КАК ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ?

Если все параметры элемента заданы, то вначале определяют момент среза $M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2$, затем $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$, затем $Q_{s,inc} = R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha$, после чего проверяют прочность по обоим случаям.

1. $c = c_o = \sqrt{M_b / q_{sw}}$; $Q_b = M_b / c$; $Q_{sw} = q_{sw} c_o$; $Q = Q_{max} - qc$. Если условие прочности не выполняется, т.е. $Q > Q_u = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$, то необходимо увеличить армирование – либо поперечное (тогда расчет вновь начинают с поиска c), либо отогнутое (тогда только повторяют проверку условия прочности). Если в начале расчета оказалось, что $c < h_o$, то принимают $c = h_o$, если $c > 2h_o$, то сразу переходят к расчету по 2-му случаю.

Если по длине c_o меняется шаг хомутов, то проверку прочности приходится выполнять методом последовательного перебора сечений, задаваясь с определенным интервалом (шагом) значениями $c = c_o$ в пределах от h_o до $2h_o$.

2. $c = \sqrt{M_b / q}$. Если $c > c_{max}$, то принимают $c = c_{max}$. Затем определяют $Q_{sw} = q_{sw}h_o$, далее выполняют операции, как в случае 1. Если условие прочности не выполняется и требуется увеличить поперечное армирование, то вновь проверяют прочность при новом значении Q_{sw} , не меняя c .

Увеличивая Q_{sw} , следует, однако, иметь в виду, что расстояние в свету между хомутами должно быть не менее 50 мм (см. вопрос 28). Вообще опорные участки изгибаемых элементов, особенно преднапряженных, сильно насыщены арматурой, что затрудняет укладку и уплотнение бетонной смеси – об этом всегда нужно помнить инженеру-конструктору.

89. КАК ПОДОБРАТЬ ПОПЕРЕЧНУЮ АРМАТУРУ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ?

Задача эта прямо не решается из-за лишнего неизвестного. На практике поступают так: задаются максимально допустимым шагом хомутов s и минимальным их диаметром d_{sw} , руководствуясь требованиями Норм проектирования. В опорных участках при высоте сечения $h \leq 450$ мм принимается шаг $s \leq h/2$ и $s \leq 150$ мм, при $h > 450$ мм шаг $s \leq h/3$ и $s \leq 500$ мм. По условиям сварки диаметры хомутов $d_{sw} \geq d_s/3$, допускаются $d_{sw} \geq d_s/4$, но в последнем случае учитывают ослабление арматуры сваркой и снижают R_{sw} на 10 % (здесь d_s – диаметр продольного стержня, к которому приваривают поперечные). Одновременно должно соблюдаться условие: $q_{sw} \geq 0,5\phi_{b3}(1 + \phi_n + \phi_f)R_{bt}b$, где для тяжелого бетона $\phi_{b3} = 0,6$. Далее выполняют обычную проверку прочности (см. вопрос 88).

В плитах высотой сечения 300 мм и менее, и в балках высотой сечения 150 мм и менее поперечную арматуру можно не ставить, если соблюдаются два условия: $Q_{max} \leq 2,5R_{bt}bh_o$ и $Q \leq \phi_{b4}R_{bt}bh_o^2/c$, где Q_{max} – поперечная сила у грани опоры; Q – то же, в конце наклонного сечения; $\phi_{b4} = (1,0...1,5)$ – коэффициент, учитывающий вид бетона; c – проекция опасного наклонного сечения, определяемая по формуле $c = \sqrt{M_b / q}$.

90. КАК ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ ЭЛЕМЕНТА С ПЕРЕМЕННОЙ ВЫСОТОЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННОЙ НАГРУЗКИ?

Обычным способом это сделать трудно, так как неизвестными становятся не только c и c_o , но и h_o , от которого зависит M_b (h_o принимают в

конце наклонного сечения). Поэтому лучше всего с определенным интервалом (шагом) задаваться несколькими значениями c . При небольшом навыке расчет трудностей не представляет, еще проще его выполнить на ЭВМ. Если у элемента наклонной является растянутая грань, то в расчет вводят и продольную растянутую арматуру, рассматривая ее как отогнутую, но с расчетным сопротивлением, равным R_s .

91. КАК ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТА НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ ПРИ ДЕЙСТВИИ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ СИЛ?

Как показали эксперименты, опасные наклонные трещины обычно выходят к месту приложения сосредоточенных сил, поэтому поиск величин c и c_o упрощается. Если проекция расстояния от опоры до силы $a \leq 2h_o$ (рис. 43,а), то возникает 1-й случай: $c = c_o = a$. Если $a > 2h_o$ (рис. 43,б), то 2-й случай: $c = a$, $c_o = h_o$. Если $a > c_{max}$, то принимают $c = c_{max}$. Далее выполняют обычные операции: определяют Q , Q_b , Q_{sw} , $Q_{s,inc}$ и проверяют условие прочности.

92. КАК ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ПОПЕРЕЧНУЮ СИЛУ ЭЛЕМЕНТА С ПОДРЕЗКОЙ У ОПОРЫ?

У такого элемента заведомо известно, что опасное наклонное сечение начинается в углу подрезки, так как здесь резко уменьшается h_o (рис. 44). Поэтому рассматривают только 1-й случай: $h_{o1} \leq c = c_o \leq 2h_{o1}$ (см. вопрос 87), а момент среза M_b вычисляют с использованием h_{o1} .

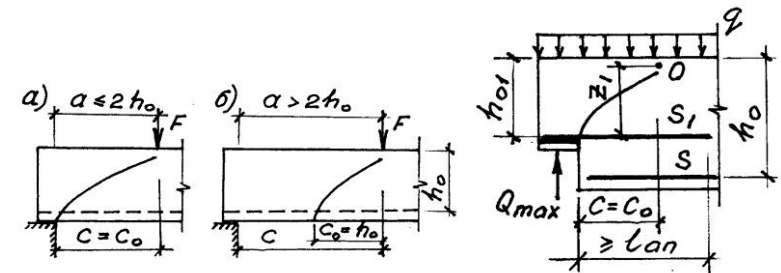


Рис. 43

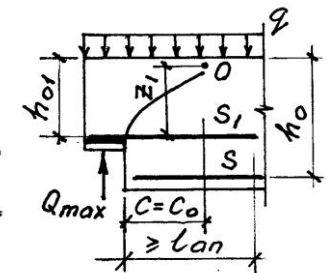


Рис. 44

93. КАК РАССЧИТЫВАЮТ НАКЛОННЫЕ СЕЧЕНИЯ ТАВРОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ПОЛКОЙ В РАСТЯНУТОЙ ЗОНЕ?

У таких элементов внешняя нагрузка, как правило, прикладывается к полке, а не к верхней грани (см. вопрос 76). В случае 1, когда трещина начинается у грани опоры (рис. 45,а), почти вся нагрузка действует по одну сторону от сечения, а опорная реакция – по другую. Поэтому попе-

речную силу принимают $Q = Q_{max}$ (а не $Q = Q_{max} - qc$, когда нагрузка приложена к верхней грани). В случае 2 (рис. 45,б) $Q = Q_{max} - mq$, где $m = c - c_0$. В остальном расчет не отличается от обычного.

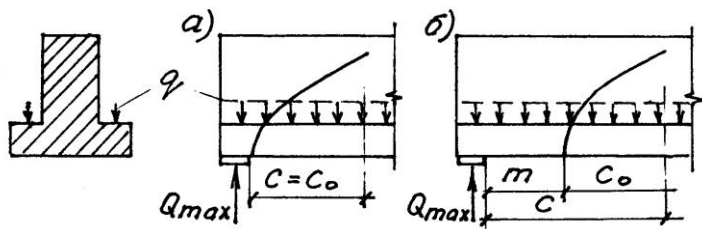


Рис. 45

94. КАКИЕ УРАВНЕНИЯ СТАТИКИ ИСПОЛЬЗУЮТ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ?

Как и при расчете нормальных сечений, используют два уравнения (рис. 46). Первое – из равенства нулю суммы моментов относительно точки O проверяют условие прочности: $M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}$, где

$$M_s = N_s z_s = R_s \gamma_{s5} A_s z_s;$$

$$M_{sw} = Q_{sw} c / 2 = q_{sw} c^2 / 2;$$

$$M_{s,inc} = N_{s,inc} z_{s,inc} = R_{sw} \gamma_{s5} A_{s,inc} z_{s,inc}.$$

Причем расчетные сопротивления продольных S и отогнутых S_{inc} стержней снижают, если они недостаточно заанкерены в бетоне: $\gamma_{s5} = l_x / l_{an} \leq 1$ (для напрягаемой арматуры принимают большее из значений l_{an} и l_p ; см. вопрос 54). Второе – из равенства нулю проекций

всех сил на продольную ось находят высоту сжатой зоны x , затем точку приложения равнодействующей сил N_b и N_s , которая и является точкой O . Для упрощения расчетов арматурой S' можно пренебречь, но расстояние от точки O до верхней грани должно быть в любом случае не менее a' .

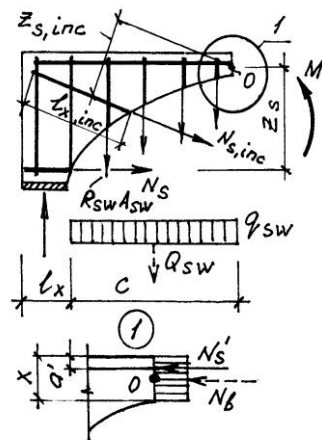


Рис. 46

95. КАК ОПРЕДЕЛИТЬ ПОЛОЖЕНИЕ ОПАСНОГО НАКЛОННОГО СЕЧЕНИЯ ПРИ РАСЧЕТЕ ПРОЧНОСТИ НА ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ?

Прежде всего, отметим, что при расчете прочности на M наклонное сечение и наклонную трещину не разделяют, пользуются единой проекцией c . Кроме того, имеется ограничение: $c \leq 2h_0$. Наконец, вспомним, что опасным является сечение, имеющее наименьший запас прочности, т.е. минимум выражения $(M_u - M)$. Исходя из этого, для свободно опертого изгибаемого элемента, воспринимающего нагрузку q (рис. 47,а): $d(M_s + M_{sw} - M)/dc = 0$.

Так как $M_s = N_s z_s = \text{const}$, $dM_{sw}/dc = d(q_{sw} c^2 / 2) / dc = q_{sw} c$, а $dM/dc = Q = Q_{max} - qc$, то в итоге $q_{sw} c = Q_{max} - qc$. Отсюда $c = Q_{max} / (q_{sw} + q)$, где Q_{max} – опорная реакция. При наличии отогнутой арматуры формула видоизменяется: $c = (Q_{max} - R_{sw} A_{s,inc} \gamma_{s5} \sin \alpha) / (q_{sw} + q)$. При загрузении сосредоточенными силами различают три варианта (рис. 47,б). Если $h_0 \leq a \leq 2h_0$, то трещина выходит к точке приложения силы F , и $c = a$. Если $a > 2h_0$, то $c = Q_{max} / q_{sw} \leq 2h_0$. Если $a < h_0$, то $c = (Q_{max} - F) / q_{sw}$.

96. В КАКИХ СЛУЧАЯХ РАССЧИТЫВАЮТ ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ?

Во-первых, необходимо всегда рассчитывать приопорные участки изгибаемых элементов с самоанкерующейся напрягаемой арматурой S_p , которая имеет пониженную несущую способность из-за малой длины заделки в бетоне: $N_s = R_s \gamma_{s5} A_{sp}$ (см. вопрос 94). Если арматура S_p имеет концевые анкера, то $\gamma_{s5} = 1$ и расчет этот, как правило, носит формальный смысл: арматуры S_w , подобранной из расчета на поперечную силу, и арматуры S_p , подобранной из расчета нормальных сечений на изгибающий момент, достаточно и для восприятия момента в наклонном сечении. Во-вторых, необходимо рассчитывать наклонные сечения в местах резкого изменения формы сечения (см. вопрос 97), в-третьих, – в местах отгиба продольной арматуры (см. вопрос 98) и, в-четвертых, – в местах обрыва продольной арматуры (см. вопросы 104 и 105).

97. ПОЧЕМУ НЕОБХОДИМО ПРОВЕРЯТЬ ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ЭЛЕМЕНТАХ С ПОДРЕЗКОЙ У ОПОР?

Поскольку в таких элементах арматура S не доходит до опоры, необходимо устанавливать дополнительную арматуру S_1 , которая вместе с поперечной S_w будет воспринимать изгибающий момент в наклонном сечении (рис.44), начинающемся в углу подрезки.

Если арматура S_w уже подобрана из расчета на Q , то проекция опасного наклонного сечения при изгибе равняется $c = Q_{max} / (q_{sw} + q)$, а в слу-

чае приложения нагрузки к нижней полке $c = Q_{max}/q_{sw}$ (см. вопрос 93). Затем вычисляют M , M_{sw} и $M_{s1} = M - M_{sw}$, а отсюда $A_{s1} = M_{s1}/(R_s z_1)$, где z_1 – расстояние от оси S_1 до точки O (плечо внутренней пары сил). Длину арматуры S_1 назначают с учетом ее надежного заанкеривания в бетоне. Например, слева от наклонного сечения (рис.44) ее можно приварить к опорной закладной детали, а справа необходимо заделать в бетон на длину не менее длины зоны анкеровки l_{an} .

98. ПОЧЕМУ НЕОБХОДИМО ПРОВЕРЯТЬ ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В МЕСТАХ ОТГИБА ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ?

В местах отгиба арматуры, где действует момент M (рис. 48), опасным может оказаться не нормальное, а наклонное сечение, поскольку в нем плечо внутренней пары сил z_2 меньше, чем z_1 в нормальном.

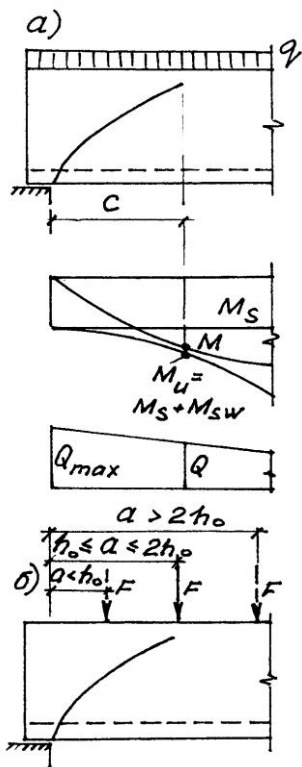


Рис. 47

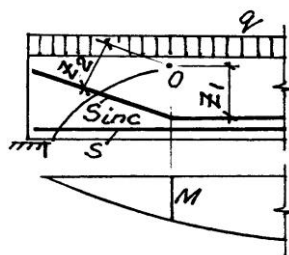


Рис. 48

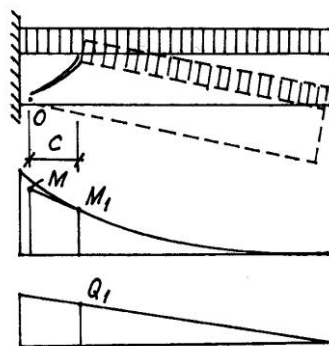


Рис. 49

99. КАК РАССЧИТЫВАЮТ НАКЛОННЫЕ СЕЧЕНИЯ КОНСОЛЕЙ НА ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ?

Рассчитывают так же, как и у обычных балок, но с одной особенностью: расчетный момент определяют без учета нагрузки, действующей в пределах наклонного сечения с проекцией c (рис.49). Взаимный поворот двух частей, разделенных наклонной трещиной, происходит вокруг точки O (точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне), на правую часть действует та доля нагрузки, которая расположена справа от начала трещины – от этой нагрузки и следует определять момент относительно точки O . Например, при нагружении равномерно распределенной нагрузкой $M = M_1 + Q_1 c$. Аналогичный подход и к расчету наклонных сечений неразрезных балок в зоне действия отрицательных моментов.

100. МОЖНО ЛИ ОБЕСПЕЧИТЬ ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПРИ ИЗГИБЕ ЗА СЧЕТ ОДНОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ?

Ответить на этот вопрос легче всего, совместив на одной координатной оси эпюры моментов M от внешней нагрузки с эпюрой несущей способности поперечной арматуры $M_{sw} = q_{sw} c^2 / 2$. В трех, показанных на рис. 50, примерах – а) балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, б) балка, нагруженная сосредоточенными силами и в) консоль, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, – эпюры M_{sw} врезаются в эпюры M . На этих участках (заштрихованные зоны) прочность сечений не обеспечивается. Если увеличить q_{sw} , то парабола M_{sw} станет более крутой, дефицит прочности уменьшится, но все равно останется. Таким образом, одна поперечная арматура, как бы много ее ни поставить, прочность наклонных сечений обеспечить не в состоянии – нужна продольная арматура.

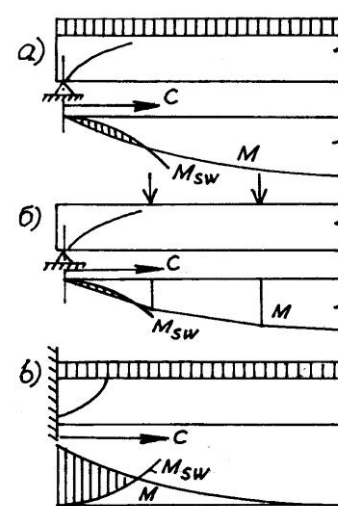


Рис. 50

101. ЧТО ТАКОЕ КОРОТКИЕ КОНСОЛИ?

Это консоли, которые удовлетворяют условию $l_1 \leq 0,9h_0$, где l_1 – расчетный вылет, h_0 – рабочая высота. Обычно они представляют собой бо-

ковые выступы у колонн, служащие опорами балок, ригелей и тому подобных конструкций.

102. КАК РАССЧИТЫВАЮТ КОРОТКИЕ КОНСОЛИ?

Короткие консоли испытывают воздействие больших поперечных сил при относительно небольших изгибающих моментах, поэтому их разрушение всегда происходит не по нормальным, а по наклонным сечениям. Опыты показали, что короткие консоли работают по схеме, близкой к работе кронштейна. Роль подкоса выполняет наклонная сжатая полоса (призма) бетона, а роль растянутой связи – растянутая арматура S (рис. 51). Условие прочности призмы выводится из ее геометрии: $N \leq N_{bu}$, где $N = Q/\sin\theta$ – продольное усилие в призме от внешней нагрузки, $N_{bu} = 0,8R_b b l_{sup} \sin\theta \varphi_w$ – несущая способность призмы. Отсюда $Q \leq 0,8R_b b l_{sup} \sin^2\theta \varphi_w$. Здесь Q – нагрузка на консоль, b – ширина сечения призмы (колонны), $l_{sup} \sin\theta$ – высота сечения (l_{sup} – ширина площадки опирания балок или ригелей), $0,8$ – коэффициент условий работы, $\varphi_w \geq 1$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры S_w на повышение призмочной прочности бетона (подобно сеткам косвенного армирования – см. вопрос 8).

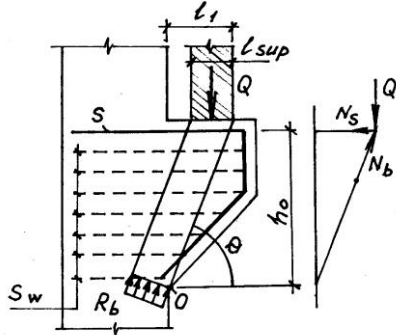


Рис. 51

Усилие в арматуре S можно определить из суммы проекций сил на горизонтальную ось, а можно – из суммы моментов сил относительно точки опирания подкоса (точка O на рис. 51). Нормы рекомендуют второй способ, тогда $A_s = M/R_s h_0$, где $M = Q l_1$ (здесь плечо l_1 умышленно взято несколько больше проектной величины с учетом возможной неравномерности опорного давления балок, неточного их монтажа и соответствующего смещения равнодействующей силы Q). Арматура S должна быть надежно заанкерена по обе стороны от зоны опасных сечений (длина этой зоны, практически, равна l_1).

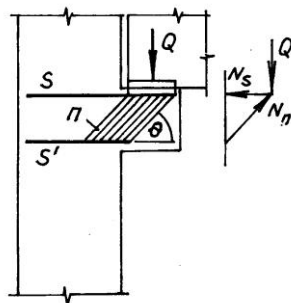


Рис. 52

Если условие прочности бетонной призмы не выполняется, то повышать класс бетона не следует – это отразится на стоимости всей колонны. Увеличение поперечного армирования дает ограниченный эффект. Поэтому лучше всего увеличить высоту консоли, что позволит увеличить угол θ , т.е. уменьшить усилие в призме и увеличить площадь ее поперечного сечения. Если высота сечения консоли заведомо ограничена (архитектурными, технологическими или иными требованиями), применяют консоли с жесткой арматурой.

103. КАК РАССЧИТЫВАЮТ КОРОТКИЕ КОНСОЛИ С ЖЕСТКОЙ АРМАТУРОЙ?

Рассчитывают так же (рис. 52), как и с гибкой арматурой, только в роли подкоса используют наклонные стальные пластины Π , соединенные на сварке с арматурными стержнями – растянутыми S и конструктивными (слабо сжатыми) S' . Усилия в пластине и в арматуре находят из решения силового треугольника: $N_n = Q/\sin\theta$; $N_s = N_n \cos\theta$. Пластины рассчитывают без учета продольного изгиба, поскольку бетон препятствует потере устойчивости. Расчетными также являются сварные швы, соединяющие пластины с арматурой.

3.3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

104. ЧТО ТАКОЕ ЭПЮРА МАТЕРИАЛОВ И ДЛЯ ЧЕГО ЕЕ СТРОЯТ?

У изгибаемого элемента (например, у балки) с постоянными по длине размерами сечения и армированием несущая способность на изгиб, равная $M_u = N_b z_b + N'_s z_s$ (ее и называют эпюрой материалов, а иногда – эпюрой арматуры), изображается в виде прямоугольника. Если на той же оси построить эпюру моментов M от внешней нагрузки (например, от q), то видно, что эпюры M и M_u сближаются в середине пролета – здесь находится опасное сечение, которому соответствует минимальное отношение M_u/M . Чем ближе к опорам, тем больше отношение M_u/M , тем больше запас прочности и тем менее эффективно используется продольная арматура (рис. 53,а). Отсюда напрашивается простое решение: доводить до опоры не всю арматуру S , а только ее часть S_1 , другую часть S_2 оборвать в пролете. Тогда несущая способность нормальных сечений с арматурой S_1 уменьшится до величины M_{u1} (рис. 53,б).

Очевидно, что точки теоретического обрыва (ТТО) арматуры S_2 располагаются на пересечении эпюры M с эпюрой M_{u1} , а расстояние a от опоры до ТТО определяется из равенства $M_{u1}=M$, где для данной схемы нагружения $M = 0,5qa(l-a)$. Фактически же арматура S_2 должна быть заведена за ТТО на длину не менее ω (см. вопрос 105).

Следует также помнить, что до опоры (точнее, за грань опоры) должно быть доведено не менее 2-х стержней арматуры S_1 (при ширине элемента менее 150 мм допускается доводить один стержень).

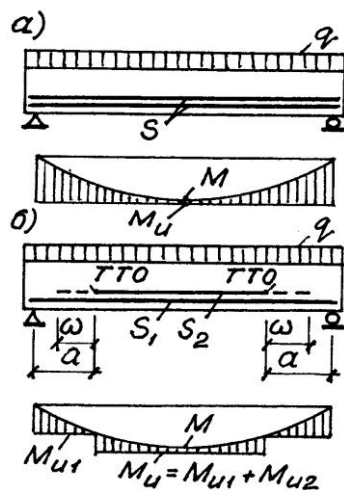


Рис. 53

105. ПОЧЕМУ ОБРЫВАЕМУЮ В ПРОЛЕТЕ АРМАТУРУ НЕОБХОДИМО ЗАВОДИТЬ ЗА ТОЧКИ ТЕОРЕТИЧЕСКОГО ОБРЫВА?

Как видно из предыдущего ответа, ТТО определяют из условия прочности нормальных сечений. В действительности же, разрушение здесь произойдет по наклонным сечениям, так как с приближением к опорам сказывается влияние поперечных сил. В вершине наклонного сечения момент M_2 больше того момента M_1 , с учетом которого определяли ТТО (рис.54,а). Как уже было показано в ответе 100, даже самая мощная поперечная арматура, поставленная в наклонном сечении, положения не спасет: эпюра $M_{sw} = q_{sw}c^2/2$ имеет форму вогнутой параболы, которая всегда будет врезаться в выпуклую (кривую или ломаную) эпюру M , т.е. несущая способность такого сечения ($M_{u1} + M_{sw}$) всегда будет недостаточной (заштрихованная зона на рис.54,а).

Ясно, что точку обрыва нужно передвинуть ближе к опоре, тогда парабола ($M_{u1} + M_{sw}$) пройдет снаружи эпюры M и прочность будет обеспечена (рис. 54,б). Величина этой передвигки $\omega = Q/2q_{sw} + 5d_s$, где d_s – диаметр арматуры S_2 . Зависимость ω выводится следующим образом.

Определяем проекцию c такого наклонного сечения, несущая способность которого была бы достаточной: $d(M_{u1} + M_{sw} - M_1)/dc = 0$, где $dM_{u1}/dc = 0$ (т.к. $M_{u1} = \text{const}$); $dM_{sw}/dc = d(q_{sw}c^2/2)/dc = q_{sw}c$; $dM_1/dc = Q_1$.

В итоге $q_{sw}c = Q_1$. Ввиду того, что $Q_1 \approx Q$, заменяем Q_1 на Q (где Q – поперечная сила в сечении с ТТО). Тогда $q_{sw}c = Q$, а $c = Q/q_{sw}$. (1)

Однако положение начала наклонного сечения еще неизвестно, а именно оно и соответствует ω . Поскольку $M_{sw} = \Delta M$, а $\Delta M = M_1 - M$, или с небольшой погрешностью $\Delta M = Q(c - \omega)$, то $q_{sw}c^2/2 = Q(c - \omega)$. (2) Подставляя (1) в (2), получим $\omega = Q/2q_{sw}$, а добавив $5d_s$ для страховки от случайностей (например, при неточной установке арматуры S_2), имеем окончательную формулу $\omega = Q/2q_{sw} + 5d_s$.

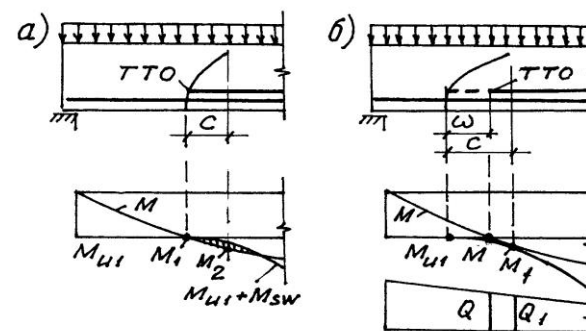


Рис. 54

106. МОЖНО ЛИ ОБРЫВАТЬ АРМАТУРУ В ПРОЛЕТЕ У ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ?

Обрывать напрягаемую арматуру S_p в пролете нельзя – технологически это очень трудно осуществить. Поэтому применяют комбинированное решение: часть рабочей арматуры выполняют преднапряженной (S_p), а часть – ненапрягаемой (S). Последнюю и обрывают в пролете в согласии с эпюрой моментов (заводя концы стержней за ТТО на величину ω). Такое армирование называется «смешанным». Для ненапрягаемой арматуры можно применять те же классы стали (но, как правило, не выше А-V), что и для напрягаемой. Смешанное армирование позволяет экономить до 15...20 % дорогостоящей высокопрочной стали.

107. КАК РАБОТАЮТ КОНСТРУКЦИИ СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ?

Особенности работы заключаются в следующем. Во-первых, ненапрягаемая арматура S вступает в работу намного позже напрягаемой S_p (рис. 55): к началу приложения внешней нагрузки в арматуре S_p уже имеются большие напряжения (величина преднапряжения за вычетом потерь), в то время как в арматуре S напряжения даже ниже нуля (сжимающие напряжения от усадки и ползучести бетона). В результате такого отставания, напряжения в арматуре S_p намного раньше достигают условного предела текучести

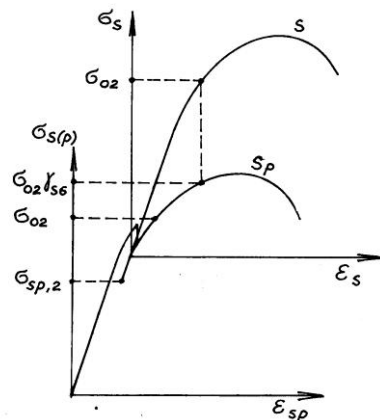


Рис. 55

σ_{02} , чем в арматуре S , т.е. прочность арматуры S недоиспользуется. Напряжения в арматуре S могут достичь напряжений σ_{02} , если напряжения в арматуре S_p превысят σ_{02} , – а это возможно только в слабо армированном сечении (тогда расчетное сопротивление напрягаемой арматуры можно увеличить коэффициентом γ_{s6} – см. вопрос 66). Поэтому смешанное армирование становится эффективным при отношении $\xi/\xi_R \leq 0,5$. Очевидно также, что для напрягаемой арматуры целесообразно применять сталь более высокого класса чем для ненапрягаемой.

Во-вторых, преднапряженной является только часть рабочей арматуры, поэтому сила обжатия P меньше, следовательно, жесткость и трещиностойкость элементов со смешанным армированием ниже, чем элементов с полностью напрягаемой арматурой. Силу P дополнительно снижает само наличие ненапрягаемой арматуры: в ней возникают сжимающие усилия от усадки и ползучести, которые вызывают растягивающие усилия в бетоне (см. вопрос 48) и еще больше снижают жесткость и трещиностойкость. Поэтому долю ненапрягаемой арматуры ограничивают так, чтобы она воспринимала не более (40...50) % всех усилий в растянутой арматуре.

Таким образом, смешанное армирование имеет весьма узкую область применения – в основном, это ребристые и пустотные плиты (сечения у них всегда слабо армированы), эксплуатация которых из-за учета коэффициента γ_{s6} допускается только в неагрессивной среде (см. вопрос 66). Однако именно эти конструкции являются самыми массовыми, поэтому использование в них смешанного армирования дает ощутимый экономический эффект.

108. КАК РАССЧИТЫВАЮТ КОНСТРУКЦИИ СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ?

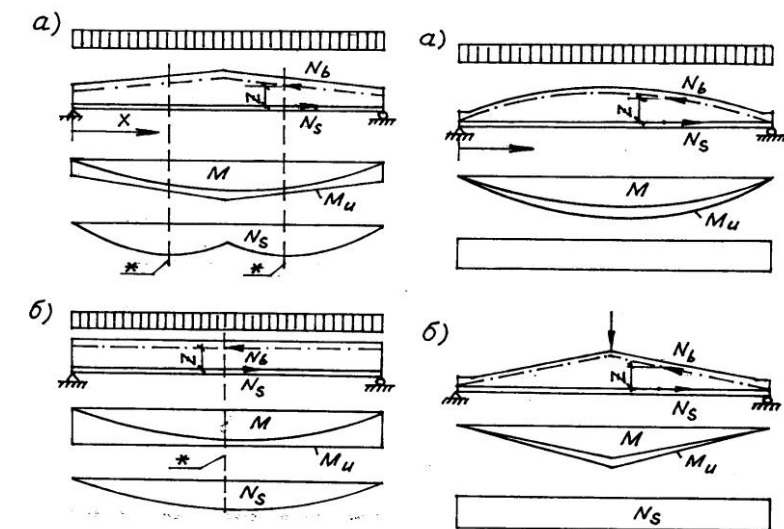
Если соблюдаются вышеприведенные условия (класс ненапрягаемой арматуры не выше А-V и не выше класса напрягаемой, а отношение $\xi/\xi_R \leq 0,5$), то расчет выполняют обычными методами, принимая для напрягаемой арматуры S_p расчетное сопротивление, равное $R_s\gamma_{s6}$, а для ненапрягаемой S – равное R_s . Если $\xi/\xi_R > 0,5$, то приходится поступать следующим образом: в зависимости от расчетного отношения ξ/ξ_R определяют значение γ_{s6} , затем совмещают расчетные диаграммы растяжения арматуры (аналогично показанному на рис. 55), из которых находят, какое напряжение σ_s в арматуре S соответствует напряжению $R_s\gamma_{s6}$ в арматуре S_p , – напряжение σ_s и принимают в качестве расчетного сопротивления арматуры S . Более точные результаты дает расчет на ЭВМ по специальным программам, в которых используются реальные диаграммы растяжения арматуры и сжатия бетона, фактическое положение каждого ряда стержней и т.д.

При использовании стали класса А-IIIв для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры принимают расчетное сопротивление, равное R_s : благодаря высоким пластическим свойствам напряжения в обоих видах арматуры перед разрушением практически выравниваются (для А-IIIв коэффициент γ_{s6} не применяют – см. вопрос 66). Центр тяжести ненапрягаемой арматуры S в поперечном сечении элемента желательно располагать ниже центра тяжести напрягаемой S_p – чем ближе арматура к растянутой грани, тем выше в ней напряжения, тем быстрее арматура S будет «догонять» арматуру S_p .

При расчете наклонных сечений следует помнить не только об уменьшении силы обжатия по сравнению с полностью преднапряженным армированием, но и о том, что площадь продольной рабочей арматуры в опорных участках меньше, чем в пролете. Все это снижает не только трещиностойкость, но и прочность наклонных сечений.

109. ПОЧЕМУ У БАЛОК С ТОНКОЙ СТЕНКОЙ ДЕЛАЮТ УШИРЕНИЯ В ОПОРНЫХ УЧАСТКАХ?

Опорные реакции создают большие местные напряжения, которые могут привести к потере устойчивости стенки. Кроме того, чем тоньше стенка, тем больше в ней главные сжимающие напряжения, которые могут вызвать разрушение бетона по наклонной сжатой полосе (см. вопрос 83). Наконец, в балках таврового сечения уширения обеспечивают устойчивость опирания самих балок.



* Опасные сечения
Рис. 56

110. ПОЧЕМУ У ДВУСКАТНЫХ БАЛОК ДВА ОПАСНЫХ СЕЧЕНИЯ?

Потому что эпюра материалов $M_u = N_s z$ имеет у них не прямоугольную, а трапецидальную форму, повторяющую очертание самой конструкции: плечо внутренней пары z сил N_s и N_b меняется параллельно изменению высоты сечения (рис. 56,а). Эпюра моментов M от равномерно распределенной нагрузки наиболее близко подходит к эпюре M_u в двух местах – здесь M_u/M имеют минимальное значение, здесь и расположены опасные сечения. Положение опасных нормальных сечений, зависящее от пролета, уклона верхней грани, высоты на опоре и схемы нагружения, определяют из выражения $d(M_u/M)/dx = 0$, где x – продольная координата. Задачу можно решить также графически, построив эпюры M и M_u и найдя сечения с минимальными расстояниями между ними (точность результата здесь зависит от масштаба и точности построений).

Заметим, что у двускатных балок может быть и одно опасное сечение, если они нагружены, например, одной сосредоточенной силой.

111. КАК МЕНЯЕТСЯ УСИЛИЕ В РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЕ ПО ДЛИНЕ ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА?

В произвольном нормальном сечении любого элемента (балки, ригеля или плиты) усилие N_s в арматуре зависит от плеча z внутренней пары и изгибающего момента M от внешней нагрузки: $N_s = M/z$. Следовательно,

по длине элемента усилие меняется в зависимости от очертания эпюры M и очертания конструкции (т.е. очертания z). Например, у элементов с постоянной высотой сечения плечо $z = \text{const}$, потому эпюра N_s имеет тот же характер, что и эпюра M (рис. 56, б); у двускатных элементов эпюра N_s двугорбая, а $N_{s,\text{max}}$ находятся в опасных сечениях (рис. 56,а).

112. КАКИЕ ОЧЕРТАНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ САМЫЕ РАЦИОНАЛЬНЫЕ?

С точки зрения расхода материалов – такие, которые обеспечивают постоянное по длине усилие в арматуре: $N_s = \text{const}$. У этих элементов все нормальные сечения равнопрочны (т.е. все сечения являются опасными), следовательно, у них нет избыточных запасов прочности и нет избыточного расхода материалов. Поскольку $N_s = M/z = \text{const}$, то, очевидно, плечо z должно меняться пропорционально M , т.е. очертание элемента должно повторять очертание эпюры M . Показанное на рис. 57,а, параболическое очертание используется в панелях КЖС («конструкции железобетонные сводчатые») – самых экономичных сборных конструкциях покрытия пролетом до 24 м. Треугольное очертание (рис. 57,б) применяют в подстропильных балках, воспринимающих в середине пролета большие сосредоточенные силы от опорных реакций стропильных балок или ферм.

113. ПОЧЕМУ ПАНЕЛЯМ КЖС НЕ ТРЕБУЕТСЯ ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА?

Из балки, показанной на рис. 58, мысленно вырежем элемент длиной Δl . Слева от него действует момент M , справа $M + \Delta M$. Возникающие в левой части усилия в бетоне N_b и в арматуре N_s прирастают в правой части соответственно на величины ΔN_b и ΔN_s . Приращение усилий уравнивается сдвигающими силами ($\pm T = \Delta N_s = -\Delta N_b$), которые вызывают касательные напряжения: $\tau = T/(b \cdot \Delta l)$. У панелей КЖС усилия в арматуре по длине пролета постоянны (см. предыдущий вопрос), поэтому $\Delta N_s = -\Delta N_b = 0$, отсюда $T = 0$ и $\tau = 0$. Но если $\tau = 0$, то главные растягивающие напряжения совпадают с нормальными, и наклонные трещины не образуются, а при их отсутствии нет смысла и применять поперечную арматуру. Правда, в КЖС поперечную арматуру все-таки ставят на небольших участках у опор, что вызвано, прежде всего, возможным несовпадением очертаний эпюр M и M_u в реальных условиях (например, при несимметричной нагрузке).

Кстати, подобный ход рассуждений применим и к фермам. Если очертание поясов фермы совпадает с очертанием балочной эпюры моментов, то во всех панелях нижнего (соответственно, и верхнего) пояса горизонтальные проекции усилий равны, разность между усилиями в смежных панелях равна нулю, следовательно, равны нулю и сдвигающие силы, воспринимаемые решеткой. Поэтому усилия в элементах решетки (под-

считанные по статической схеме) также равны нулю. Читателю предоставляется возможность удостовериться в этом лично, выполнив статический расчет простейшей треугольной фермы, нагруженной сосредоточенной силой в середине пролета.

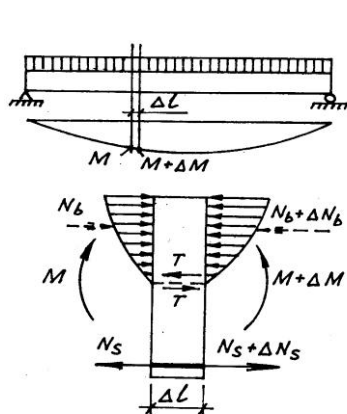


Рис. 58

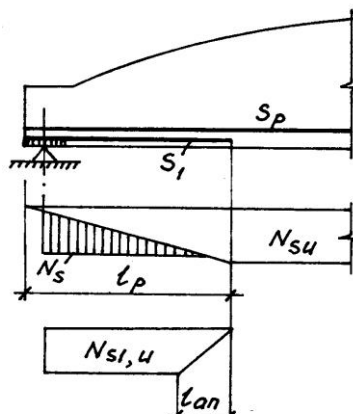


Рис. 59

114. ПОЧЕМУ В ПАНЕЛЯХ КЖС НЕ ПРИМЕНЯЮТ САМОАНКЕРУЮЩУЮСЯ НАПРЯГАЕМУЮ АРМАТУРУ?

В зоне передачи напряжений l_p несущая способность N_{su} самоанкерующейся напрягаемой арматуры S_p падает от $R_s A_{sp}$ до 0, в то время как усилие N_s от внешней нагрузки должно быть постоянно на всем протяжении (см. вопрос 112). В результате, возникает дефицит прочности (заштрихованная зона на рис. 59). Поэтому в качестве рабочей арматуры в КЖС обычно применяют стержни классов А-IIIв и А-IV (но не Ат-IV), которые не только приваривают к опорным закладным деталям, но и натягивают вместе с ними. (Заметим в скобках, что арматура указанных классов при сварке прочность почти не теряет, в отличие от термоупрочненной арматуры). В этом случае опорные закладные детали играют роль наружных анкеров, которые передают усилие натяжения на бетон и обеспечивают постоянство несущей способности арматуры по всей ее длине.

Конечно, можно применять и самоанкерующуюся арматуру, но тогда в концевых участках следует устанавливать дополнительную ненапрягаемую арматуру S_1 , которая покроет дефицит несущей способности в зоне передачи напряжений ($N_{su} + N_{s1,u} \geq N_s$) и которую необходимо надежно заанкерить, приварив ее к опорной закладной детали. Решение это, однако, сопряжено с дополнительными технологическими затратами и широ-

кого распространения не получило. Сказанное справедливо для всех конструкций с малой высотой на опоре, у которых эпюра материалов близка к эпюре моментов.

115. ЧТО ТАКОЕ ПЛАСТИЧЕСКИЙ ШАРНИР?

Когда напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, усилие в ней перестает расти ($N_s = N_{pl} = \text{const}$), по условию статики не растет и усилие в сжатом бетоне ($N_b = N_s$). Поскольку плечо z внутренней пары сил практически также не меняется, то не растет и момент, воспринимаемый нормальным сечением: $M_{pl} = N_{bz} = \text{const}$. Однако

деформации арматуры ε_s продолжают увеличиваться (арматура течет), в связи с чем примыкающие к сечению части изгибаемого элемента взаимно поворачиваются (см. узел А на рис. 60) — сечение работает как шарнир, но, в отличие от обычного (в котором момент равен нулю), способный воспринимать изгибающий момент M_{pl} . Такое состояние сечения назвали «пластическим шарниром» (ПШ).

Понятно, что ПШ может возникнуть только в слабо армированном сечении. В переармированном сечении арматура предела текучести не достигает (см. вопрос 62), а в нормально армированном достижение предела текучести происходит одновременно с разрушением бетона сжатой зоны и о взаимном повороте примыкающих частей речи быть не может.

В статически определимой конструкции (например, в однопролетной балке) образование ПШ превращает ее в механизм и быстро вызывает разрушение (рис. 60,а). Иное дело в статически неопределимых системах: образование ПШ там только устраняет лишнюю связь, и чем больше лишних связей, тем большее число ПШ можно допустить без риска разрушения конструкции (рис. 60,б). Поскольку в ПШ моменты не растут, то при увеличении нагрузки начинают более интенсивно работать другие сечения, происходит т.н. «перераспределение моментов» с одних сечений на другие. Перераспределение продолжается до наступления *предельного равновесия*, за которым система превращается в механизм.

116. КАК ПРОИСХОДИТ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ МОМЕНТОВ?

Рассмотрим защемленную балку с одинаковой продольной растянутой арматурой в пролете и на опорах ($A_s = A'_s$), нагруженную нагрузкой q (рис. 61). На 1-ом этапе нагружения моменты в балке распределяются

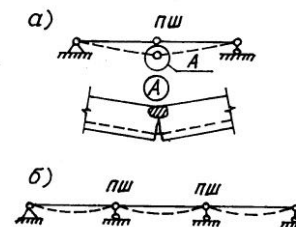


Рис. 60

согласно правилам строительной механики и растут пропорционально нагрузке. Так продолжается до тех пор, пока в опасных сечениях (в данном примере – на опорах) не потечет растянутая арматура S' и не возникнут ПШ. Тогда моменты в последних достигают величины $M'_1 = -ql^2/12$, а в пролете – величины $M_1 = ql^2/24$ – это окончание работы конструкции по упругой статической схеме.

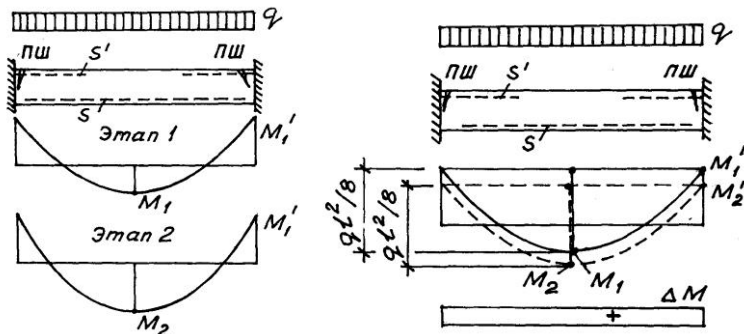


Рис. 61 Рис. 62

При дальнейшем увеличении нагрузки (2-й этап) в опорных сечениях арматура S' продолжает течь, опорные моменты не растут ($M'_1 = -ql^2/12 = \text{const}$), зато растут моменты в пролете, пока не достигают предельного значения: $M_2 = ql^2/12$ (напомним, что несущая способность пролетного и опорных сечений в данном примере одинакова). Наступает предельное равновесие: в пролете образуется еще один ПШ, вслед за чем балка превращается в механизм (три шарнира на одной прямой) и происходит разрушение.

В результате упруго-пластической работы и перераспределения усилий, пролетный момент увеличился вдвое по сравнению с упругой схемой, а нагрузка q возросла в 1,33 раза. Удостовериться в этом легко, если вспомнить правило строительной механики: суммарное значение пролетного и полусуммы опорных моментов равно моменту в однопролетной свободно опертой балке M_6 . Тогда на 1-ом этапе $M_{61} = ql^2/12 + ql^2/24 = 3ql^2/24 = ql^2/8$, на 2-м этапе $M_{62} = ql^2/12 + ql^2/12 = 4ql^2/24 = 1,33ql^2/8$.

117. МОЖНО ЛИ ЗАРАНЕЕ ПЛАНИРОВАТЬ ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ МОМЕНТОВ?

В предыдущем примере показано, как с помощью ПШ удалось выровнять опорные и пролетный моменты и увеличить нагрузку на балку. Такие задачи встречаются не часто, обычно нагрузка известна заранее. Тогда ПШ можно использовать по-другому, а именно: выровнять опорные ($M'_1 = ql^2/12$) и пролетный ($M_1 = ql^2/24$) моменты, передвинув парал-

лельно вниз всю эпюру (рис. 62). Поскольку $|M'_1| + M_1 = ql^2/12 + ql^2/24 = ql^2/8$, то после выравнивания $M_2 = -M'_2 = ql^2/16$. По сравнению с упругой схемой опорные моменты M'_2 снизились на 1/4, а пролетный M_2 вырос на 1/2. Очевидно, что эпюра моментов оказалась передвинутой вниз на величину $\Delta M = ql^2/48$, что равносильно добавлению к существующей упругой эпюре еще одной эпюры ΔM со знаком «+» (рис. 62).

Именно так и поступают в практике проектирования, а эпюру ΔM называют «добавочной». Ординаты эпюры ΔM имеют одно ограничение: они не должны превышать 30 % значений того максимального упругого момента, который предстоит снизить. Таким образом, с помощью добавочных эпюр можно заранее запланировать перераспределение моментов. Форма добавочной эпюры зависит от расчетной схемы конструкции. Например, у двухпролетной свободно опертой неразрезной балки она будет треугольной, так как на крайних опорах моменты возникать не могут.

118. КАКОЙ СМЫСЛ В ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИИ МОМЕНТОВ?

Если основываться на предыдущем примере, то, действительно, смысла нет. Ведь уменьшение опорных моментов влечет увеличение пролетного, т.е. экономия опорной арматуры приводит к перерасходу пролетной. Есть, правда, исключение: в многопролетных неразрезных плитах монолитных перекрытий выравнивание моментов дает возможность применять рулонные сетки (т.е. арматуру одного сечения) по всей длине, что значительно упрощает технологию армирования.

Эффект от ПШ и перераспределения моментов проявляется тогда, когда к конструкции приложены временные нагрузки, действующие по разным схемам. Рассмотрим в качестве примера двухпролетную неразрезную балку с равными пролетами по 6 м (рис. 63), испытывающую воздействие постоянной ($g = 8$ кН/м) и временной ($v = 24$ кН/м) нагрузок. Нагрузка может быть приложена по одной из трех схем.

Схема 1 – постоянная плюс временная по всей длине: опорный момент составляет -144 кН·м, пролетные моменты $+81$ кН·м. Схема 2 – постоянная плюс временная на левом пролете: опорный момент -90 кН·м, пролетный в левом пролете $+103$ кН·м, в правом пролете $+1,1$ кН·м. Схема 3 – постоянная плюс временная на правом пролете: эта эпюра зеркальная на эпюре 2, потому на рисунке не приведена. Схема 1 создает максимальный (по модулю) опорный момент, схемы 2 и 3 – максимальные пролетные моменты.

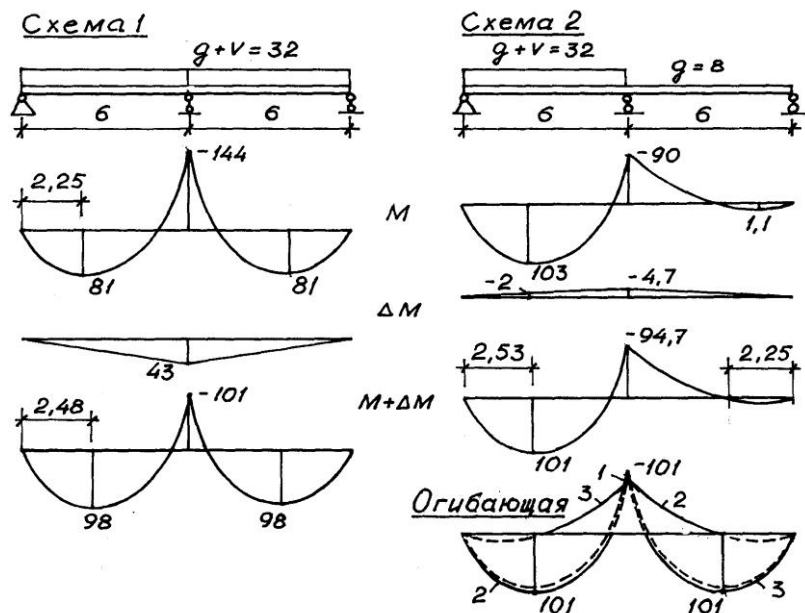


Рис. 63

Предусмотрим образование ПШ на средней опоре при нагружении по схеме 1 и с помощью добавочной эпюры ΔM уменьшим опорный момент на 30 %: $144 - 43 = 101$ кН·м. При этом максимальные пролетные моменты выросли с 81 до 98 кН·м, а опасные пролетные сечения передвинулись с расстояния 2,25 м на 2,48 м от крайних опор. При нагружении по схеме 2 (и 3) вводить ПШ на опоре нет смысла, т.к. упругий опорный момент 90 кН·м и так меньше опорного момента 101 кН·м, полученного после перераспределения по схеме 1. Казалось бы, есть смысл уменьшить пролетные моменты со 103 до 98 кН·м, т.е. «подтянуть» их до уровня перераспределенных моментов по схеме 1 (несколько увеличив опорный момент 90 кН·м). Однако делать этого нельзя вот по какой причине: уменьшение пролетных моментов предусматривает образование в пролетах ПШ, а это означает, что при нагружении по схеме 1 в балке одновременно возникнут три ПШ, она превратится в механизм и разрушится. Чтобы этого не произошло, пролетные моменты по схемам 2 и 3 уменьшать нужно так, чтобы они были больше моментов по схеме 1. В нашем примере можно уменьшить пролетные моменты, например, до 101 кН·м, приравняв их к опорному по схеме 1. Для этого строим добавочную

отрицательную эпюру ΔM , в результате чего опорный момент возрастает до 94,7 кН·м, что меньше перераспределенного момента по схеме 1. В итоге, при нагружении по 1-й схеме ПШ образуется на опоре, по 2-й схеме – в левом пролете, по 3-й схеме – в правом пролете.

Построим теперь на одной оси все три окончательные эпюры (цифрами на рисунке показаны номера схем нагрузок). Расчетными здесь являются максимальные по модулю моменты, которые соответствуют ординатам наружных кривых. Совокупность этих наружных кривых именуется огибающей (или объемлющей) эпюрой моментов, в согласии с ней подбирают арматуру, строят эпюру материалов и находят точки теоретического обрыва.

Таким образом, в результате перераспределения удалось на 30 % снизить опорный момент и на 2 % пролетные – экономия арматуры очевидна. Любопытно, что в результате перераспределения опорный и пролетные моменты стали по модулю близки значению $M = ql^2/11$, где $q = g + v$.

119. ПОЧЕМУ ПРИ УЧЕТЕ ПЛАСТИЧЕСКИХ ШАРНИРОВ УПРУГИЕ МОМЕНТЫ МОЖНО УМЕНЬШАТЬ НЕ БОЛЕЕ ЧЕМ НА 30 %?

Вызвано это требованием к ограничению раскрытия трещин в сечениях, где образуются ПШ. Ведь чем больше снижается величина момента, тем больше деформируется (течет) арматура, тем шире раскрывается трещина. Кстати, именно по этой причине расчет по методу предельного равновесия (т.е. с учетом ПШ) запрещается для конструкций, эксплуатация которых предусмотрена в агрессивной среде.

120. КАКАЯ СТЕПЕНЬ АРМИРОВАНИЯ НЕОБХОДИМА ДЛЯ СЕЧЕНИЙ С ПЛАСТИЧЕСКИМ ШАРНИРОМ?

Выше отмечено (см. вопрос 115), что ПШ может возникнуть только в слабо армированном сечении. Однако, как показали экспериментально-теоретические исследования, не во всяком, а в таком, где соблюдается условие $\xi \leq 0,37$ (для бетона классов В30 и ниже). Это ограничение необходимо для того, чтобы полнее использовать пластические свойства арматуры. Задавшись значением $\xi = 0,37$, для прямоугольного сечения можно легко определить не только армирование, но и требуемую рабочую высоту h_0 : $M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = R_b b \cdot 0,37 h_0 (h_0 - 0,185 h_0)$, откуда $h_0 = 1,8 \sqrt{M / (R_b b)}$.

4. ПРОЧНОСТЬ ПРИ СЖАТИИ, РАСТЯЖЕНИИ И МЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ

121. ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ И СЖАТИЕ С ИЗГИБОМ: ЕСТЬ ЛИ РАЗНИЦА МЕЖДУ НИМИ?

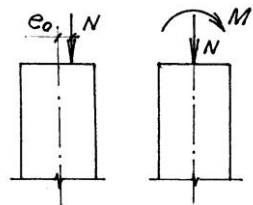


Рис. 64

В принципе, это одно и то же. Силу N , приложенную с эксцентриситетом e_o , можно заменить осевой силой N и изгибающим моментом $M = Ne_o$ (рис. 64). И, наоборот, осевую силу N и момент M можно заменить силой N , приложенной с эксцентриситетом $e_o = M/N$. Аналогичный подход – к внецентренному растяжению и растяжению с изгибом.

122. ЧТО ТАКОЕ БОЛЬШИЕ И МАЛЫЕ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТЫ?

Если сила N приложена вдоль оси элемента, т.е. центрально, то очевидно, что все сечение равномерно сжато (рис. 65,а), напряжения в бетоне и арматуре в предельной по прочности стадии достигают расчетных сопротивлений. При смещении N от оси в сторону арматуры S' на величину эксцентриситета e_o эпюра напряжений искривляется (см. вопрос 4), напряжения в арматуре S уменьшаются: $\sigma_s < R_s$ (рис. 65,б). С увеличением e_o появляется растянутая зона, а в арматуре S возникают растягивающие напряжения (рис. 65,в). Наконец, e_o может достичь такого значения (рис. 65,г), при котором высота сжатой зоны $x = x_R$, а в арматуре S напряжения возрастают до расчетного сопротивления $\sigma_s = R_s$ – это и есть граница между большими и малыми эксцентриситетами, между двумя случаями расчета. Она имеет тот же физический смысл, что и при изгибе (см. вопрос 65).

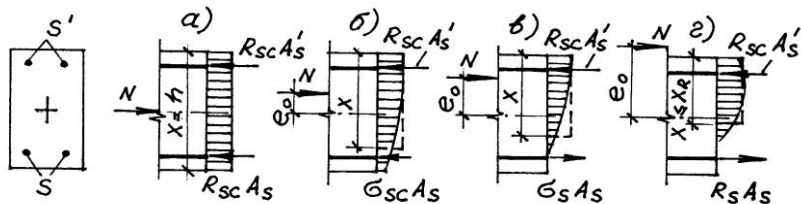


Рис. 65

Таким образом, случай больших эксцентриситетов (1-й случай расчета) возникает тогда, когда $x \leq x_R$, а арматура S полностью использует свою прочность на растяжение, т.е. $\sigma_s = R_s$. Случай малых эксцентриситетов (2-й случай расчета) характерен тем, что $x > x_R$, а напряжения в арматуре S мо-

гут быть сжимающими ($0 \leq \sigma_s \leq R_{sc}$), нулевыми или растягивающими ($\sigma_s < R_s$). В обоих случаях, однако, напряжения в арматуре S' достигают R_{sc} .

123. ПОЧЕМУ НЕ ДОПУСКАЕТСЯ РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ, НО ДОПУСКАЕТСЯ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ РАСТЯЖЕНИЕ?

В процессе работы реальной конструкции всегда присутствуют случайные факторы, которые могут привести к смещению расчетной точки приложения силы N . Кроме того, из-за неоднородных свойств бетона (разная деформативность и прочность даже в пределах одного сечения) напряжения в сечении становятся неодинаковыми, что также приводит к смещению продольной силы. Для центрально растянутых элементов это не опасно, так как после образования трещин в них работает только арматура, напряжения в которой по достижении предела текучести выравниваются. В сжатых элементах даже небольшой эксцентриситет приводит к неравномерности нормальных напряжений и к искривлению продольной оси, что опасно в смысле потери устойчивости.

Вот почему к эксцентриситету e_o , полученному из статического расчета, добавляют случайный эксцентриситет e_a , принимаемый не менее $1/600$ длины элемента, не менее $1/30$ высоты его сечения и не менее 10 мм. Следовательно, если по результатам статического расчета $e_o = 0$ (центрально сжатие), то назначают $e_o = e_a$. Исключение составляют только элементы статически неопределимых систем, но и в них расчетный эксцентриситет принимают не менее случайного.

124. КАКИЕ УСЛОВИЯ СТАТИКИ ИСПОЛЬЗУЮТ ПРИ РАСЧЕТЕ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ НА ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ?

Как и при расчете на изгибающий момент, используют два уравнения: $\sum M_s = 0$ и $\sum N = 0$. Из суммы моментов внутренних сил относительно оси арматуры S находят несущую способность сечения $(Ne)_u = N_b z_b + N'_s z_s$, или для прямоугольного сечения $(Ne)_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$. Условие прочности имеет вид: $Ne \leq (Ne)_u$, где Ne – момент продольной силы N относительно оси арматуры S . Для прямоугольного сечения $e = e_o + (0,5h - a)$, где $e_o = M/N$ (с учетом e_a).

Из суммы проекций всех сил на продольную ось ($N + N_s - N_b - N'_s = 0$) находят высоту сжатой зоны x . Для прямоугольного сечения (рис. 66):

$$N + R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s = 0, \text{ откуда } x = (N + R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b).$$

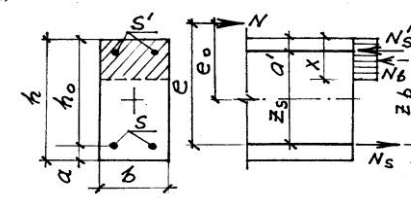


Рис. 66

Если $x > x_R$, то возникает 2-й случай и вместо R_s появляется лишнее неизвестное σ_s , которое зависит от высоты сжатой зоны – здесь значения x и σ_s определяют расчетом по “общему случаю”, а для элементов из бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III – из совместного решения уравнений:

$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x$ и $\sigma_s = (2(1 - \xi)/(1 - \xi_R) - 1)R_s$, где $\xi = x/h_0$. Как видно из второго уравнения, при $\xi = \xi_R$ напряжения $\sigma_s = R_s$, а при $\xi = 1$ (все сечение сжато) $\sigma_s = -R_s$, т.е. $\sigma_s = R_{sc}$.

125. КАК ПРОВЕРИТЬ ПРОЧНОСТЬ ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ С ПОЛКОЙ В СЖАТОЙ ЗОНЕ НА ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ?

Если $x \leq h'_f$, то по тем же формулам, что и для прямоугольного сечения (см. вопрос 124), заменив в них b на b'_f . Если $x > h'_f$, то в формулы добавляется по одному слагаемому, соответственно: $N_{bf} = R_b(b'_f - b)h'_f$ и $M_{bf} = N_{bf}(h_0 - 0,5h'_f)$. При подсчете величины e следует помнить, что ось таврового сечения (центр тяжести) не совпадает с серединой высоты сечения.

126. ВОЗМОЖНО ЛИ, ЧТОБЫ ПО РАСЧЕТУ АРМАТУРА С БЫЛА СЖАТОЙ ПРИ НАЛИЧИИ В БЕТОНЕ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ?

Да, возможно при $x > x_R$, хотя, на первый взгляд, и противоречит здравому смыслу. Дело в том, что для простоты расчетов криволинейная эпюра напряжений в сжатой зоне заменена на прямоугольную (рис. 64,б). Но полнота прямоугольной эпюры больше, а это значит, что ее высота меньше, чем криволинейной (иначе не будет обеспечена эквивалентная замена). В результате появляется “растянутая” зона, которой в действительности нет.

127. МОЖНО ЛИ ЗАРАНЕЕ ОПРЕДЕЛИТЬ, ПО КАКОМУ СЛУЧАЮ СЛЕДУЕТ РАССЧИТЫВАТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЕ СЕЧЕНИЕ?

Можно, но только ориентировочно: при $e_o > 0,3h_0$ по случаю 1, при $e_o \leq 0,3h_0$ по случаю 2. Точный ответ даст величина сжатой зоны, определяемая расчетом (см. вопрос 122).

128. ЕСЛИ СЖИМАЮЩАЯ СИЛА ПРИЛОЖЕНА С ЗАВЕДОМО МАЛЫМ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОМ, МОЖЕТ ЛИ ВОЗНИКНУТЬ 1-Й СЛУЧАЙ РАСЧЕТА?

Если расчет выполнять формально, не вдумываясь в его физический смысл, то вполне может (например, при небольшой величине продольной силы и мощном бетонном сечении или мощном продольном армировании). Однако более внимательный анализ покажет, что в этом случае ось равнодействующей $\sum N$ внутренних сил в сечении не совпадает с осью внешней силы N , т.е. равновесие не обеспечивается. Если же ось $\sum N$ при-

вести в соответствие с осью N , то выяснится, что напряжения в бетоне и арматуре меньше их расчетных сопротивлений – сечение попросту недогружено.

129. КАК ОПРЕДЕЛИТЬ НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ НОРМАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ НА ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ?

Как видно из ответа на вопрос 124, сделать это легко, но... когда величины усилий N и M от внешней нагрузки уже известны. Если нет, то задача отыскания N_u и M_u резко усложняется. Она, в отличие от поперечного изгиба, становится двухмерной, а ее решение выглядит в виде диаграммы $N_u - M_u$ (рис. 67). Построить диаграмму можно, задаваясь значениями ξ от 0 до 1, определяя каждый раз $(Ne)_u$ из условия $\sum M_s = 0$ и N_u из условия $\sum N = 0$. Далее следует определить $e = (Ne)_u / N_u$, $e_o = e - (0,5h - a)$, а затем и $M_u = N_u e_o$. Внутри кривой $M_u - N_u$ и лежит область несущей способности, где могут располагаться точки с самыми разнообразными сочетаниями усилий M и N от внешней нагрузки.

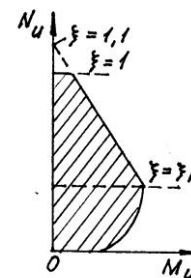


Рис.67

Здесь необходимо отметить одну особенность. При $x = h$ (что примерно соответствует $\xi = 1,1$) величина N_u возрастает еще больше, но при этом $M_u = 0$, что означает центральное сжатие. Поскольку его в расчетах не допускают, верхушку графика приходится срезать и величину ξ ограничивать единицей (т.е. $x = h_o$).

При большом объеме проектных работ строить подобные графики для каждого конкретного сечения не всегда удобно, поэтому пользуются графиками не в абсолютных величинах M_u и N_u , а в относительных: $\alpha_m = M/R_b b h_o^2$ и $\alpha_n = N/R_b b h_o$ – они приведены в справочной литературе.

130. КАКОЙ СМЫСЛ ПРОЕКТИРОВАТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ С СИММЕТРИЧНОЙ АРМАТУРОЙ?

Многие внецентренно сжатые элементы, особенно колонны, воспринимают знакопеременные моменты, когда нагрузка с равной вероятностью может быть приложена с одной и с другой стороны оси. В соответствии с этим и арматура может менять свою работу: из сжатой S' превращаться в растянутую (менее сжатую) S . Если же в результате статического расчета окажется $e_o = 0$ (центральное сжатие) и учитывается только случайный эксцентриситет $e_o = e_a$, то вся арматура становится полностью сжатой, а напряжения в ней $\sigma_{sc} = \sigma'_{sc}$. Во всех этих случаях есть прямой смысл устанавливать симметричную арматуру $A_s = A'_s$.

131. КАК ПОДОБРАТЬ АРМАТУРУ В ПРЯМОУГОЛЬНОМ СЕЧЕНИИ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ?

Если армирование симметричное (т.е. $R_s A_s = -R_{sc} A'_s$), то вначале определяют $x = N/(R_b b)$, $\xi = x/h_0$. При $\xi \leq \xi_R$ (1-й случай) из условия $Ne \leq N_b z_b + N'_s z_s$ находят $A'_s = (Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)) / (R_{sc} (h_0 - a'))$, а затем $A_s = A'_s$.

При $\xi > \xi_R$ возникает 2-й случай, в арматуре S напряжения $\sigma_s < R_s$ и поэтому высоту сжатой зоны приходится определять вновь. Однако на сей раз сделать это сложнее, так как неизвестных три: A_s , x , и σ_s . Найти их можно, либо решив систему из трех уравнений (см. вопрос 124) либо методом попыток, задавшись вначале минимальным коэффициентом (процентом) армирования.

При несимметричном армировании добавляется еще одно неизвестное A'_s , поэтому непосредственно подобрать арматуру невозможно – приходится ее назначать, затем выполнять проверочный расчет, затем, при необходимости, увеличивать армирование (или класс бетона) и вновь проверять сечение.

132. ЧТО ТАКОЕ КОЭФФИЦИЕНТ АРМИРОВАНИЯ?

Это отношение площади сечения рабочей арматуры к рабочей площади бетонного сечения в долях или процентах (в последнем случае называют не коэффициентом, а процентом армирования). Для прямоугольного сечения $\mu = A_s / b h_0$, $\mu' = A'_s / b h_0$. При внецентренном сжатии минимальные значения μ принимают в пределах от 0,05 до 0,25 % (чем больше гибкость, тем выше μ), рекомендуемые значения лежат в пределах от 1 до 2 %, а максимальное – 3 %.

133. НОРМАЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИЕ ПО 2-МУ СЛУЧАЮ, ПРОЕКТИРОВАТЬ НЕ РЕКОМЕНДУЕТСЯ. А КАК БЫТЬ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ?

При поперечном изгибе 2-й случай не рекомендуется потому, что растянутая арматура недоиспользует свою прочность. Избежать его можно, установив арматуру в сжатой зоне (см. вопрос 67). При сжатии, наоборот, чем больше высота сжатой зоны, тем эффективнее работает сечение, тем большую продольную силу оно способно воспринять (рис. 67), т.е. 2-й случай предпочтительнее. Однако конструктивные меры почти не в состоянии повлиять на то, по какому случаю работает сечение на внецентренное сжатие, – это определяется величинами эксцентриситетов продольных сил от внешних нагрузок.

134. ЗАВИСИТ ЛИ НАЗНАЧЕНИЕ КЛАССА ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ ОТ КЛАССА БЕТОНА В СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТАХ?

Нормы проектирования рекомендуют в качестве сжатой арматуры применять сталь не выше класса А-III (см. вопрос 27), но при соответствующем обосновании допускают и сталь более высоких классов. При плавном росте нагрузки (например, на колонны нижних этажей в процессе возведения высотных зданий) деформативность бетона за счет ползучести увеличивается, а если еще использовать нисходящую ветвь диаграммы $\sigma_b - \varepsilon_b$ (рис.1), то предельная сжимаемость бетона становится столь высокой, что даже арматура класса Ат-VI при совместном деформировании может достичь напряжений $\sigma_{sc} = \sigma_{02}$. Причем деформативность бетона тем больше, чем ниже его прочность. Отсюда и неожиданная, на первый взгляд, зависимость: чем ниже класс бетона, тем более высокого класса арматуру можно использовать в сжатых элементах.

135. ДЛЯ ЧЕГО ВО ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТАХ УСТАНАВЛИВАЮТ ПОПЕРЕЧНУЮ АРМАТУРУ?

Устанавливают, как правило, не для восприятия поперечной силы (обычно прочности самого бетона для этого вполне достаточно), а для того, чтобы обеспечить устойчивость продольной арматуры. Под влиянием поперечных деформаций бетона продольные стержни искривляются наружу (выпучиваются), отрывают защитный слой и теряют устойчивость задолго до исчерпания своей прочности (рис. 68). Поперечные стержни препятствуют этому процессу. Их ставят с шагом s не более $15d_s$ (d_s – наименьший диаметр продольных стержней). Минимальные диаметры поперечных стержней назначают по условиям сварки: $d_{sw} \geq d_s / 3$. Указанные требования, кстати, обязательны и для сжатой продольной арматуры изгибаемых элементов.

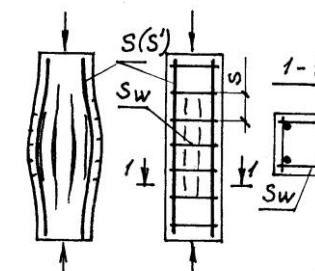


Рис. 68

Поперечные стержни также сдерживают поперечные деформации бетона и, тем самым, несколько повышают его прочность на сжатие. Однако намного эффективнее в этом отношении косвенное армирование (см. вопрос 137).

136. КАК ОБЕСПЕЧИВАЕТСЯ УСТОЙЧИВОСТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОГО ЭЛЕМЕНТА?

При внецентренном сжатии элемент искривляется, первоначальный эксцентриситет e_0 увеличивается, а вместе с ним растет и момент M от внешней нагрузки. Причем, чем больше доля постоянной и длительной нагрузки, тем больше деформации ползучести наиболее сжатых волокон, тем больше элемент искривляется, тем больше растет e_0 .

Учитывают это коэффициентом $\eta = 1/(1 - N/N_{cr})$, на который умножают e_0 (рис. 69). В приведенном выражении N – продольная сила от внешней нагрузки, N_{cr} – критическая сила, определяемая по формулам Норм проектирования. Она зависит от расчетной длины элемента, размеров сечения, величины эксцентриситета, доли постоянной и длительной нагрузки и др. Коэффициент η можно не учитывать, если гибкость элемента $\lambda = l_0/i \leq 14$ (для прямоугольного сечения $l_0/h \leq 4$), где i – радиус инерции, h – высота сечения, l_0 – расчетная длина. Таким образом, условие устойчивости после корректировки величины e_0 сохраняет вид условия прочности.

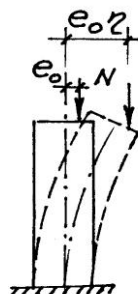


Рис. 69

137. КАК БЫТЬ, ЕСЛИ ПРОЧНОСТЬ СЖАТОГО ЭЛЕМЕНТА НЕДОСТАТОЧНА, А СЕЧЕНИЕ УВЕЛИЧИВАТЬ НЕЛЬЗЯ?

Если все пути (увеличение армирования, повышение прочности бетона) исчерпаны, можно применить или жесткое, или косвенное армирование. Жесткая арматура – это стальной сердечник сварного сечения или из прокатного двутавра. Вокруг сердечника по периметру сечения нужно обязательно устанавливать продольную гибкую арматуру с поперечной, соблюдая рекомендации о максимальном суммарном проценте армирования $\mu_{max} = 15\%$.

Косвенная арматура в виде поперечных сварных сеток или спиралей, охватывающих снаружи продольные стержни, препятствует поперечному расширению бетона и повышает его сопротивление продольному сжатию (см. вопрос 8). Разрушение элемента происходит, когда косвенная арматура достигает предела текучести. Следует, однако, помнить, что сетки косвенного армирования затрудняют укладку и уплотнение бетона. Кроме того, косвенное армирование эффективно только при малых эксцентриситетах и при небольшой гибкости элементов.

138. КАК РАССЧИТЫВАЮТ НА СЖАТИЕ БЕТОННЫЕ СЕЧЕНИЯ?

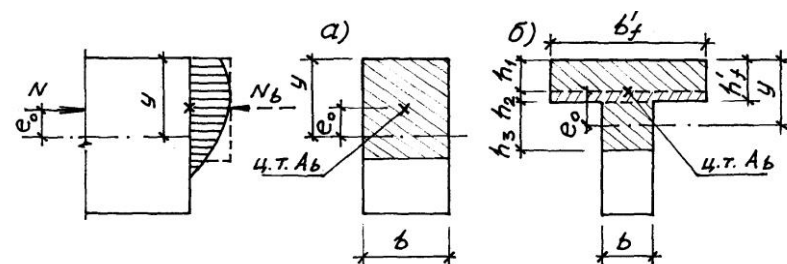


Рис. 70

Принцип расчета основан на двух условиях равновесия: усилие от внешней нагрузки N и равнодействующая внутренних усилий в бетоне N_b должны быть равны по величине и расположены вдоль одной оси. При этом криволинейную эпюру напряжений в сжатой зоне (см. вопрос 4) заменяют на равновеликую прямоугольную. Тогда условие прочности имеет вид: $N \leq \alpha R_b A_b$, где A_b – площадь сжатой зоны, центр тяжести которой совпадает с точкой приложения силы N (рис. 70,а), α – коэффициент, учитывающий вид бетона (для тяжелого бетона $\alpha = 1$). Таким образом, расчет сводится к определению площади A_b при известном положении ее центра тяжести.

В общем виде задача решается через равенство статических моментов S_i частей площади A_b , лежащих по обе стороны от ее центра тяжести. Для прямоугольного сечения $A_b = bx$, где $x = h - 2e_0$. Для таврового сечения нужно учитывать положение ц.т. A_b (в полке или в стенке). В примере, показанном на рис. 70,б, A_b можно определить, разделив сжатую зону на три части и подсчитав статические моменты площади каждой части относительно ц.т. A_b . Тогда $S_1 = S_2 + S_3$, или $b \int (h_1)^2/2 = b \int (h_2)^2/2 + bh_3(h_2 + h_3/2)$, где $h_1 = y - e_0$, $h_2 = h_f' - h_1$, h_3 – искомая величина. Найдя h_3 , получим $A_b = b_f' h_f' + bh_3$. Если прочность недостаточна, то следует увеличить либо R_b , либо размеры сечения (с увеличением размеров увеличивается A_b).

Как и для железобетонных элементов, к эксцентриситету, полученному из статического расчета, добавляется случайный эксцентриситет e_a , а продольный изгиб учитывается умножением e_0 на коэффициент η (см. вопрос 136). Величина эксцентриситета $e_0\eta$ не должна превышать $0,9y$, где y – расстояние от центра тяжести сечения до крайнего сжатого волокна. В ряде случаев (некоторые конструкции гидротехнических и др. специаль-

ных сооружений, карнизы, парапеты) прочность бетонных сечений исчерпывается прочностью растянутой зоны. Поэтому расчет прочности таких конструкций сводится к расчету по образованию трещин (см. вопрос 158).

139. ПОЧЕМУ ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ СЖАТИИ ПЛОЩАДЬ СЖАТОЙ ЗОНЫ В БЕТОННОМ СЕЧЕНИИ НЕ ОПРЕДЕЛЯЮТ ТАК, КАК В ЖЕЛЕЗОБЕТОННОМ?

Если определять из условия $A_b = N/R_b$, то площадь сжатой зоны будет зависеть только от величины N и не зависеть от точки приложения последней. А это приведет к тому, что ось равнодействующей внутренних усилий в бетоне N_b не будет совпадать с осью силы N , т.е. равновесие не будет обеспечено. Хорошо было бы метод расчета бетонных сечений перенести и на железобетонные, тогда не возникало бы абсурдной ситуации, изложенной в ответе 128. Однако практически осуществить это трудно, поскольку появляется еще одна неизвестная и расчет резко усложняется, особенно для случая малых эксцентриситетов.

140. ЧТО ТАКОЕ МЕСТНОЕ СЖАТИЕ (СМЯТИЕ)?

Это приложение нагрузки не по всей площади поперечного сечения, а только по ее части, что более опасно, так как вызывает высокую концентрацию напряжений в бетоне, приводит к образованию местных трещин и преждевременному разрушению (рис. 71).

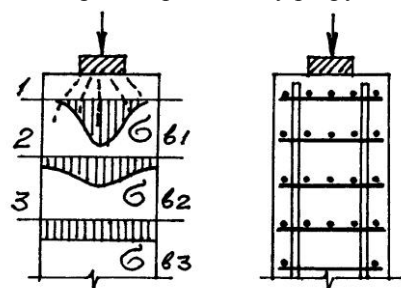


Рис. 71

Рассчитывают прочность из условия $N \leq \Psi R_{b,loc} A_{loc1}$, где $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, A_{loc1} – площадь смятия, Ψ – коэффициент, зависящий от равномерности приложения силы N по площади смятия и учитывающий, по существу, полноту эпюры давления. При равномерном распределении нагрузки (прямоугольной эпюре давления) $\Psi=1$, при неравномерном (под

опорами балок, перемычек и т.п. элементов) – $\Psi=0,75$. Незагруженная часть бетона сдерживает поперечные деформации смятия, играет роль обоймы, поэтому $R_{b,loc} > R_b$. Значение $R_{b,loc}$ определяется по формуле: $R_{b,loc} = R_b \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}}$, где A_{loc2} – расчетная площадь смятия, включающая A_{loc1} и окружающие ее участки. Величина A_{loc2} зависит от схемы приложения нагрузки (схемы приведены в Нормках).

Если прочность не обеспечивается, то в зоне действия напряжений

смятия устанавливают сетки косвенного армирования (не менее двух), шаг которых и размеры ячеек зависят от размеров меньшей стороны сечения элемента. Первую сетку ставят не далее 15...20 мм от поверхности смятия. Условие прочности имеет вид: $N \leq R_{b,red} A_{loc1}$, где $R_{b,red}$ – приведенное расчетное сопротивление бетона смятию, зависящее от $R_{b,loc}$ и от интенсивности косвенного армирования ($R_{b,red} > R_{b,loc}$).

141. КАК РАССЧИТЫВАЮТ ПРОЧНОСТЬ РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ?

Здесь также различают два случая: первый (рис. 72,а) – растягивающая сила N расположена между крайними рядами арматуры, внутри сечения (тогда все сечение растянуто); второй (рис. 72,б) – сила N расположена за пределами сечения (тогда часть сечения сжата). Понять разницу между случаями легко, представив себе однопролетную балку: если сосредоточенная сила приложена между опорами, то опорные реакции направлены в одну сторону (1-й случай), если к консоли, то в противоположные (2-й случай, рис. 72,в).

В 1-ом случае прочность проверяют из условий: $Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a')$, $Ne \leq R_s A_s' (h_0 - a')$. Отсюда легко подобрать и арматуру:

$A_s \geq Ne' / (R_s (h_0 - a'))$; $A_s' \geq Ne / (R_s (h_0 - a'))$. Очевидно, что при $A_s = A_s'$ в арматуре S' напряжения $\sigma_s < R_s$, поэтому симметричное армирование эффективно только при центральном растяжении или при знакопеременности эксцентриситета e_0 .

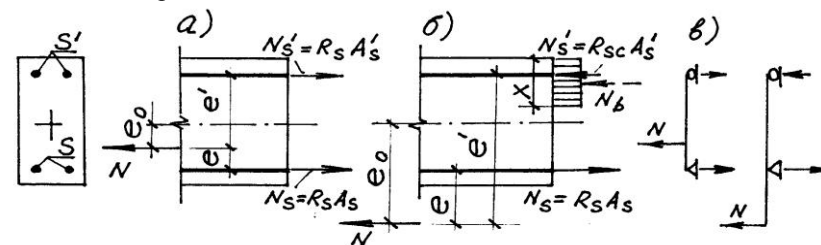


Рис. 72

Во 2-ом случае прочность проверяют из того же условия, что и при внецентренном сжатии: $Ne \leq N_b z_b + N_s' z_s = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a')$, где $x = (R_s A_s - R_{sc} A_s' - N) / (R_b b)$. Если $x > \xi_R h_0$, то принимают $x = \xi_R h_0$, иначе получается абсурдная ситуация: в арматуре S напряжения $\sigma_s < R_s$ (как в переармированном сечении). Подобрать арматуру во 2-м случае несколько сложнее, так как при двух уравнениях имеется три неизвестных: A_s , A_s' и x . Обычно делают это методом последовательных приближений, задавая A_s , или с помощью табличных коэффициентов. Если по расчету ока-

залось $x < 0$ (что также противоречит здравому смыслу), то прочность проверяют из условия $Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a')$.

142. КАКОЙ СМЫСЛ ПРИМЕНЯТЬ РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА?

Конечно, смысла нет – ведь в таких сечениях работает почти одна арматура. Поэтому их стараются делать преднапряженными (стенки цилиндрических резервуаров, напорные трубы, нижние пояса ферм и т.п.) с целью, если не полностью, то хотя бы частично погасить растягивающую силу N силой обжатия P . Однако есть элементы, где преднапряжение (а оно связано с существенными технологическими затратами) не всегда оправдано: например, раскосы и стойки ферм. Но в таких элементах расход растянутой арматуры определяет, как правило, не расчет по прочности, а расчет по раскрытию трещин (см. главу 5).

143. НУЖНО ЛИ СТАВИТЬ ПОПЕРЕЧНУЮ АРМАТУРУ В РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТАХ?

Обязательно нужно, хотя ее роль здесь совсем не та, что в изгибаемых или во внецентренно сжатых элементах. Во-первых, вдоль растянутой арматуры могут появиться усадочные трещины, иногда и не очень заметные для глаза. Во-вторых, продольные трещины могут появиться в результате обжатия бетона, если арматура преднапряженная. Поэтому роль поперечной арматуры – сдерживать развитие продольных трещин. Ставят ее снаружи продольной арматуры, а шаг хомутов назначают не более 600 мм и не более удвоенного наименьшего размера сечения элемента.

144. КАК РАССЧИТЫВАЮТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ?

Продавливание бетона может возникнуть в плитных конструкциях, когда к ним приложена нагрузка F_1 на ограниченной площади (местная нагрузка). Продавливание происходит по поверхности пирамиды, грани которой наклонены под углом 45° (рис. 73,а). Продавливанию сопротивляется бетон, работающий на срез с расчетным сопротивлением, равным R_{bt} . Очевидно, что чем выше класс бетона и чем больше площадь боковой поверхности пирамиды, тем выше сопротивление продавливанию.

Площадь боковой поверхности допускается определять упрощенно: $A_b = u_m h_0$, где u_m – среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего оснований. Когда к большему основанию пирамиды приложена нагрузка F_2 , то продавливающая сила $F = F_1 - F_2$. Условие прочности: $F \leq F_b = \alpha R_{bt} A_b$, где $\alpha = (0,8...1,0)$ – коэффициент, зависящий от вида бетона. Если условие прочности не соблюдается, а увеличить R_{bt} или h_0 нет

возможности, то устанавливают хомуты, пересекающие боковые поверхности пирамиды. Тогда условие прочности: $F \leq F_b + 0,8 \sum R_{sw} A_{sw}$, где независимо от класса стали $R_{sw} = 175$ МПа (как для арматуры А-I).

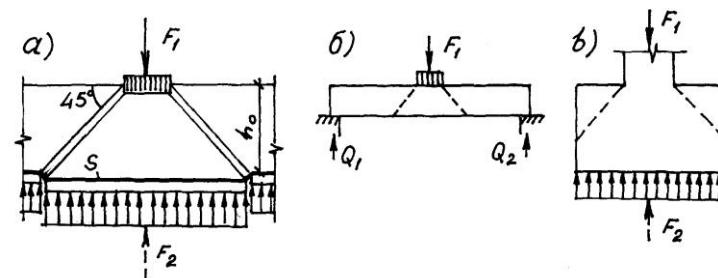


Рис. 73

145. ВЛИЯЕТ ЛИ СХЕМА ОПИРАНИЯ НА ВЕЛИЧИНУ ПРОДАВЛИВАЮЩЕЙ СИЛЫ?

Для уяснения сути вопроса рассмотрим два крайних примера (рис. 73,б,в).

1. Если плиту перекрытия загрузить местной нагрузкой F_1 , то к ее нижней поверхности будут приложены только опорные реакции, расположенные за пределами основания пирамиды продавливания, т.е. $F_2 = 0$. Поэтому продавливающая сила $F = F_1$.

2. Если подошва фундамента не выходит за пределы нижнего основания пирамиды продавливания, то $F_2 = F_1$, а $F = 0$, т.е. продавливания не будет. Очевидно, что при расчете на продавливание всегда следует учитывать особенности опирания конструкции.

146. КАК РАССЧИТЫВАЮТ НА ОТРЫВ?

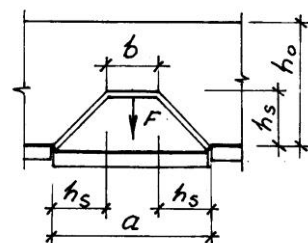


Рис. 74

Отрыв возникает, когда нагрузка приложена к нижней грани элемента или в пределах высоты его сечения. Например, отрыв части бетона балки может вызвать нагрузка от оборудования, подвешенного к ней через отверстия в стенке; отрыв бетона в главной балке монолитного ребристого перекрытия могут вызвать опорные реакции второстепенных балок. Механизм отрыва очень похож на механизм продавливания – разрушение бетона тоже происходит от среза и тоже под углом 45° .

Однако в расчете на отрыв сопротивление бетона срезу по поверхности отрыва учитывают косвенно, корректируя величину отрывающей силы F . Ее сравнивают с несущей способностью дополнительной поперечной арматуры, устанавливаемой в обязательном порядке по длине зоны отрыва a (рис. 74). Тогда условие прочности имеет вид: $F(1 - h_s/h_0) \leq \Sigma R_{sw} A_{sw}$, где $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ – сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами (поперечными стержнями) по длине зоны a . Разумеется, хомуты должны быть надежно заанкерены по обе стороны от поверхности отрыва.

5. ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ

147. С КАКОЙ ЦЕЛЮ ВЫПОЛНЯЮТ РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ?

Цель здесь одна из двух. Первая – обеспечить непроницаемость тех конструкций, которые с трещинами попросту невозможно эксплуатировать (например, емкости для хранения жидкостей или газов). Вторая – не допустить или ограничить возможность проникновения к поверхности арматуры всего того, что может вызвать коррозию стали (паро-воздушная смесь, химически агрессивные жидкости или газы). Поэтому у одних конструкций образование трещин не допускается, у других допускается не продолжительное раскрытие трещин с последующим их закрытием, у третьих допускается как не продолжительное, так и продолжительное раскрытие трещин с ограничением по ширине.

В соответствии с этим различают три категории трещиностойкости, а вопрос о принадлежности к той или иной категории решают с учетом назначения конструкции, коррозионной стойкости арматуры и степени химической агрессивности окружающей среды (Нормы предусматривают четыре степени: неагрессивная, слабо-, средне- и сильноагрессивная).

148. ЧТО ТАКОЕ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОЕ И НЕПРОДОЛЖИТЕЛЬНОЕ РАСКРЫТИЕ ТРЕЩИН?

После того, как трещина образовалась, ширина ее раскрытия не остается неизменной: при увеличении нагрузки трещина расширяется, при уменьшении сужается. В реальных условиях нагрузка тоже меняется: продолжительное время действуют постоянная и длительная нагрузки,

которые вызывают раскрытие трещин на ширину a_{crc2} ; непродолжительное время действуют кратковременная нагрузка, которая совместно с постоянной и длительной увеличивает раскрытие трещин до ширины a_{crc1} , а как только кратковременная нагрузка снимается, ширина вновь уменьшается до величины a_{crc2} . Очевидно, что $a_{crc1} > a_{crc2}$. Следовательно, a_{crc1} – это ширина непродолжительного раскрытия трещин от суммарного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, a_{crc2} – ширина продолжительного раскрытия от действия только постоянных и длительных нагрузок. Значения a_{crc1} и a_{crc2} ограничиваются Нормами проектирования в зависимости от категории трещиностойкости, класса (иногда и диаметра) арматуры и степени агрессивности среды.

149. ЧТО ТАКОЕ ЗАКРЫТИЕ ТРЕЩИН?

Выше (вопрос 148) отмечено, что постоянные и длительные нагрузки действуют продолжительно, а полные нагрузки (включая кратковременные) – непродолжительно. Можно запроектировать конструкцию так, чтобы от действия полной нагрузки непродолжительное раскрытие трещин a_{crc1} было ограничено, а после снятия кратковременной нагрузки (остаются только постоянная и длительная) трещины закрылись полностью, т.е. $a_{crc2} = 0$, – и не только закрылись, но и зажалась бы под действием сжимающих напряжений величиной не менее 0,5 МПа, как предписывают Нормы. Создать сжимающие напряжения на растянутой грани можно только при наличии предварительного напряжения.

150. ЧЕМ ОТЛИЧАЮТСЯ КАТЕГОРИИ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ?

1-я категория: не допускается образование трещин при действии полных расчетных нагрузок, т.е. с коэффициентом надежности $\gamma_f > 1$. Здесь выполняют расчет по образованию трещин, а сечения рассматривают на 1-й стадии работы (см. вопрос 64).

2-я категория: допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин a_{crc1} при действии полных нормативных нагрузок, т.е. с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$, при условии последующего надежного закрытия трещин, когда остаются только постоянная и длительная нагрузки. Здесь выполняют расчет по раскрытию и закрытию трещин, а сечения рассматривают на 2-й стадии работы.

3-я категория: допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин a_{crc1} при действии полных нормативных нагрузок с $\gamma_f = 1$ и продолжительное раскрытие a_{crc2} при действии постоянной и длительной нормативных нагрузок (тоже с $\gamma_f = 1$). Расчет выполняют по раскрытию трещин, сечения рассматривают на 2-й стадии работы.

151. КОНСТРУКЦИИ КАКОЙ КАТЕГОРИИ САМЫЕ ДОЛГОВЕЧНЫЕ?

Конечно, первой: у них коррозия арматуры практически полностью исключается. Но для этих конструкций, при прочих равных условиях, требуется больше арматуры, особенно напрягаемой, и, как правило, более высокие классы бетона. Поэтому чаще всего применяют самые дешевые конструкции 3-й категории, если не позволяют условия – то 2-й, и, в исключительных случаях, – 1-й.

152. В ЧЕМ СУТЬ РАСЧЕТА ПО ОБРАЗОВАНИЮ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН ПРИ ИЗГИБЕ?

Суть – в выполнении условия $M \leq M_{crc}$, где M – изгибающий момент в нормальном сечении от внешней расчетной нагрузки, а M_{crc} – момент внутренних сил, который сопротивляется образованию трещин.

Чтобы вызвать образование трещин в сечении преднапряженного изгибаемого элемента, нужно загрузить его внешним моментом, численно равным M_{crc} и состоящим из двух слагаемых: M_p – момента, который погашает предварительное обжатие крайнего волокна бетона (на рис. 75 – нижнего), т.е. уменьшает в нем сжимающие напряжения от σ_{bp} до 0, и M_{bt} – момента, который повышает в этом же волокне растягивающие напряжения от 0 до сопротивления бетона растяжению $R_{bt,ser}$. Очевидно, что при отсутствии преднапряжения первое слагаемое отсутствует.

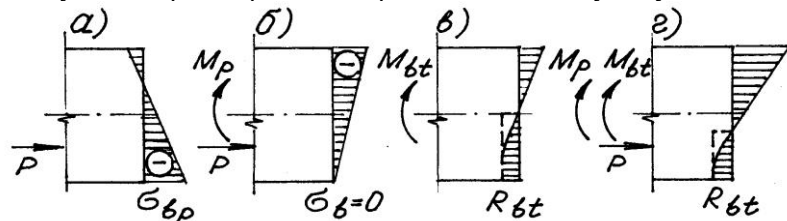


Рис. 75

Поскольку $M_p = W_{red} \sigma_{bp}$, а $\sigma_{bp} = P / A_{red} + P e_{op} / W_{red}$ (см. вопрос 49), то подставив второе выражение в первое, получим (рис. 76,а):

$$M_p = W_{red} (P / A_{red} + P e_{op} / W_{red}) = P(r + e_{op}),$$

где $r = W_{red} / A_{red}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки (радиус ядра сечения). Для учета неупругих свойств бетона вводят поправочный коэффициент φ , составляющий в зависимости от напряжений в сжатом бетоне от 0,7 до 1. Тогда $r = \varphi W_{red} / A_{red}$. Другими словами, M_p – это момент силы обжатия P относительно ядерной точки, наиболее удаленной от растянутого волокна, обозначается он $M_{гр}$.

$M_{bt} = W_{pl} R_{bt,ser}$ – обычная формула сопромата, в которую только внесена поправка на неупругие деформации бетона растянутой зоны: W_{pl} – упруго-пластический момент сопротивления приведенного сечения. Его можно определить по формулам Норм или из выражения $W_{pl} = \gamma W_{red}$, где W_{red} – упругий момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна (в нашем случае – нижнего), $\gamma = (1,25 \dots 2,0)$ – зависит от формы сечения и определяется по таблицам справочников. $R_{bt,ser}$ – расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний 2-й группы (численно равно нормативному $R_{bt,n}$).

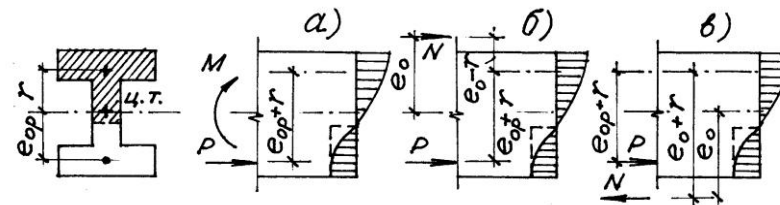


Рис. 76

153. ПОЧЕМУ НЕУПРУГИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА УВЕЛИЧИВАЮТ МОМЕНТ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЕЧЕНИЯ?

Рассмотрим простейшее прямоугольное бетонное (без арматуры) сечение и обратимся к рис. 75, в, на котором показана расчетная эпюра напряжений накануне образования трещин: прямоугольная в растянутой и треугольная в сжатой зоне сечения. По условию статики равнодействующая усилий в сжатой N_b и в растянутой N_{bt} зонах равны между собой, значит равны и соответствующие площади эпюр, а это возможно, если напряжения в крайнем сжатом волокне вдвое больше растягивающих: $\sigma_b = 2R_{bt,ser}$. Равнодействующие усилий в сжатой и растянутой зонах $N_b = N_{bt} = R_{bt,ser} b h / 2$, плечо между ними $z = h / 4 + h / 3 = 7h / 12$. Тогда момент, воспринимаемый сечением, равен $M = N_{bt} z = (R_{bt,ser} b h / 2) (7h / 12) = R_{bt,ser} b h^2 / 24 = R_{bt,ser} (7/4) b h^2 / 6$, или $M = R_{bt,ser} 1,75 W$. То есть, для прямоугольного сечения $\gamma = 1,75$. Таким образом, момент сопротивления сечения возрастает благодаря принятой в расчете прямоугольной эпюры напряжений в растянутой зоне, вызванной неупругими деформациями бетона.

154. КАК РАССЧИТЫВАЮТ НОРМАЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН ПРИ ВНЕЦЕНТРОННОМ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ?

Принцип расчета тот же, что и при изгибе. Нужно только помнить, что моменты продольных сил N от внешней нагрузки принимают относительно ядерных точек (рис. 76, б, в):

при внецентренном сжатии $M_r = N(e_o - r)$, при внецентренном растяжении $M_r = N(e_o + r)$. Тогда условие трещиностойкости принимает вид: $M_r \leq M_{crc} = M_{rp} + M_{bt}$ – то же, что и при изгибе. (Вариант центрального растяжения рассмотрен в вопросе 50.) Напомним, что отличительной особенностью ядровой точки является то, что приложенная в ней продольная сила вызывает на противоположной грани сечения нулевые напряжения (рис. 78).

155. МОЖЕТ ЛИ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА БЫТЬ ВЫШЕ ЕГО ПРОЧНОСТИ?

В практике проектирования действительно встречаются случаи, когда по расчету $M_{crc} > M_u$. Чаше всего подобное происходит в преднапряженных конструкциях с центральным армированием (сваях, дорожных бортовых камнях и т.п.), которым арматура требуется только на период перевозки и монтажа и у которых она расположена по оси сечения, т.е. вблизи нейтральной оси. Объясняется это явление следующими причинами.

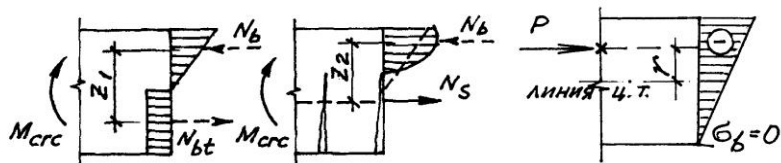


Рис. 77

Рис. 78

В момент образования трещины растягивающее усилие в бетоне передается арматуре при соблюдении условия: $M_{crc} = N_{bt} z_1 = N_s z_2$ (рис. 77) – для простоты рассуждений работа арматуры до образования трещины здесь не учтена. Если окажется, что $N_s = R_s A_s \leq N_{bt} z_1 / z_2$, то одновременно с образованием трещин происходит и разрушение элемента, что подтверждается многочисленными экспериментами. Для некоторых конструкций такая ситуация может оказаться чреватой внезапным обрушением, поэтому Нормы проектирования в этих случаях предписывают увеличить на 15 % площадь сечения арматуры, если она подобрана расчетом по прочности. (Кстати, именно подобные сечения в Нормам именуются «слабо армированными», что вносит некоторую путаницу в давно устоявшуюся научно-техническую терминологию.)

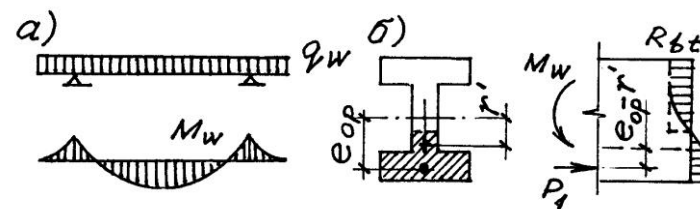


Рис. 79

156. В ЧЕМ ОСОБЕННОСТЬ РАСЧЕТА НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН В СТАДИИ ОБЖАТИЯ, ТРАНСПОРТИРОВКИ И МОНТАЖА?

Все зависит от того, трещиностойкость какой грани проверяют и какие при этом действуют усилия. Например, если при перевозке балки или плиты подкладки находятся на значительном расстоянии от торцов изделия, то в опорных сечениях действует отрицательный изгибающий момент M_w от собственного веса q_w (с учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,6$ – см. вопрос 82). Сила обжатия P_1 (с учетом первых потерь и коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$) создает момент того же знака, поэтому ее рассматривают как внешнюю силу, которая растягивает верхнюю грань (рис. 79), и при этом ориентируются на нижнюю ядровую точку r' . Тогда условие трещиностойкости имеет вид:

$M_w + P_1(e_{op} - r') \leq R_{bt,ser} W'_{pl}$, где W'_{pl} – упруго-пластический момент сопротивления для верхней грани. Заметим еще, что величина $R_{bt,ser}$ должна соответствовать передаточной прочности бетона.

157. ВЛИЯЕТ ЛИ НАЛИЧИЕ НАЧАЛЬНЫХ ТРЕЩИН В ЗОНЕ, СЖАТОЙ ОТ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ, НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ РАСТЯНУТОЙ ЗОНЫ?

Влияет, причем отрицательно. Начальные трещины, образовавшиеся в стадии обжатия, перевозки или монтажа под воздействием момента от собственного веса M_w , уменьшают размеры поперечного сечения бетона (заштрихованная часть на рис. 80), т.е. уменьшают площадь, момент инерции и момент сопротивления приведенного сечения. За этим следует увеличение напряжений обжатия бетона σ_{bp} , увеличение деформаций ползучести бетона, рост потерь напряжений в арматуре от ползучести, уменьшение силы обжатия P и снижение трещиностойкости той зоны, которая будет растянута от внешней (эксплуатационной) нагрузки.

Влияние начальных трещин учитывают, умножая расчетное значение M_{crc} на коэффициент $(1-\lambda)$, величина которого зависит от ряда характеристик сечения и вычисляется по формулам Норм проектирования. При расчете по раскрытию трещин на коэффициент $(1-\lambda)$ умножают силу об-

жания P . Таким образом, прежде, чем рассчитать трещиностойкость растянутой зоны на стадии эксплуатации, нужно проверить, нет ли начальных трещин в сжатой зоне расчетных сечений.

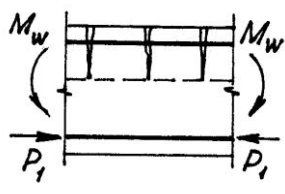


Рис. 80

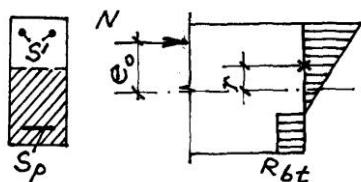


Рис. 81

158. КАК РАССЧИТЫВАЮТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ БЕТОННЫЕ СЕЧЕНИЯ?

Выше отмечалось (вопрос 139), что для случаев, когда прочность бетонных сечений определяется прочностью растянутой зоны, необходимо выполнять расчет по образованию трещин. Перед образованием трещин работа сечения соответствует стадии 1 (см. вопрос 64): эпюру напряжений в сжатой зоне принимают треугольной, в растянутой – прямоугольной (рис. 81). Условие трещиностойкости имеет вид:

$$\sigma_{bt} \leq R_{bt}, \text{ или } (-N/A + Ne_0/W) \leq R_{bt},$$

где A и W – площадь бетонного сечения и его момент сопротивления относительно растянутой грани. Умножив обе части неравенства на W , получим $N(e_0 - r) \leq R_{bt}W$, или $N \leq R_{bt}W/(e_0 - r)$, где r – радиус ядра сечения. Введя коэффициенты α (учитывающий вид бетона) и η (учитывающий дополнительный эксцентриситет от прогиба элемента), а также заменив упругий момент сопротивления W на упруго-пластический W_{pl} , окончательно получим условие трещиностойкости: $N \leq \alpha R_{bt}W_{pl}/(e_0\eta - r)$. Правая часть неравенства может оказаться и отрицательной величиной (если $e_0\eta < r$) – это означает, что сила N приложена в пределах ядра сечения и все сечение сжато.

159. КАК РАССЧИТЫВАЮТ НАКЛОННЫЕ СЕЧЕНИЯ ПО ОБРАЗОВАНИЮ ТРЕЩИН?

По известной формуле сопромата определяют, как для упругого материала, главные растягивающие напряжения σ_{mt} в двух наиболее опасных точках поперечного сечения – на уровне ц.т. приведенного сечения и в местах примыкания стенки (ребра) к сжатой полке:

$$\sigma_{mt} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2/4 - \tau_{xy}^2},$$

где σ_x – нормальные напряжения от действия силы обжатия P и изгибающего момента M от внешней нагрузки, σ_y – вертикальные напряжения

от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил, а также от усилия обжатия преднапряженными хомутами (поперечной арматурой) или отогнутой арматурой, τ_{xy} – касательные напряжения от действия Q и от усилия обжатия преднапряженной отогнутой арматурой. Условие трещиностойкости: $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4}R_{bt,ser}$, где значение γ_{b4} , зависящее от вида бетона и его прочности, определяют по Нормам проектирования. Для свободно опертых изгибаемых элементов рассчитывают, как правило, сечения у грани опоры, в конце зоны передачи напряжений l_p (см. вопрос 53) и в местах резкого изменения формы сечения, а по высоте сечения – на уровне центра тяжести и в местах примыкания сжатой полки к стенке.

160. С КАКОЙ ЦЕЛЬЮ ПРИМЕНЯЮТ НАПРЯГАЕМУЮ ПОПЕРЕЧНУЮ И ОТОГНУТУЮ АРМАТУРУ?

Эта арматура создает поперечное обжатие, увеличивает напряжения σ_y , которые уменьшают напряжения σ_{mt} и повышают, тем самым, трещиностойкость наклонных сечений. Отогнутая арматура, кроме того, уменьшает значения τ_{xy} , что также благоприятно влияет на трещиностойкость. Без такой арматуры очень трудно обеспечить трещиностойкость наклонных сечений элементов 1-й категории.

161. В ЧЕМ СУТЬ РАСЧЕТА ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН?

У элементов 2-й категории трещиностойкости при действии полной нормативной нагрузки в сечениях возникают усилия (например, при изгибе M_{tot} , см. рис. 82,а), при которых допускается ограниченное по ширине раскрытие трещин. Когда снимается кратковременная нагрузка и остается только постоянная и длительная, то усилия уменьшаются (M_l на рис. 82,б) и трещины закрываются. Чтобы быть уверенными в их надежном закрытии, нужно обеспечить сжатие растянутой грани напряжениями σ_b от совместного действия этих усилий (т.е. M_l) и силы обжатия P_2 (с учетом всех потерь и при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$). В Нормам минимальное значение σ_b установлено равным 0,5 МПа.

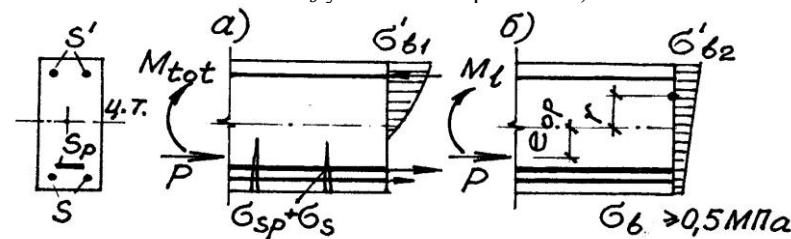


Рис. 82

Второе обязательное условие: нужно, чтобы при действии полной нормативной нагрузки (M_{tot}) напряжения в арматуре не вышли за предел упругой работы стали (за предел пропорциональности), а это обеспечивается соблюдением условия $(\sigma_{sp} + \sigma_s) \leq 0,8R_{s,ser}$. Если условие не выполнено, то в арматуре появятся необратимые (пластические) деформации и трещины не закроются. Здесь σ_{sp} – величина преднапряжения с учетом всех потерь и с учетом понижающего коэффициента $(1-\lambda)$ при наличии начальных трещин (см. вопрос 157), σ_s – приращение напряжений после приложения внешней нагрузки (см. вопросы 163 и 165).

162. КАК ОПРЕДЕЛЯЮТ НАПРЯЖЕНИЯ В БЕТОНЕ ПРИ РАСЧЕТЕ ПО ЗАКРЫТИЮ ТРЕЩИН?

Определяют как для упругого тела. Погрешности здесь нет, так как при разгрузке бетон деформируется, практически, упруго. Пользуясь известными формулами сопромата, для изгибаемого элемента можно записать (рис. 82,б): $\sigma_b = -M_1/W_{red} + P_2/A_{red} + P_2 e_{op}/W_{red} \geq 0,5(\text{МПа})$.

Поскольку $A_{red} = W_{red} / r$ (см. вопрос 152), то $P_2/A_{red} + P_2 e_{op}/W_{red} = P_2 (r/W_{red} + e_{op}/W_{red})$. Тогда $\sigma_b = -M_1/W_{red} + P_2 (e_{op} + r)/W_{red} \geq 0,5$, откуда $M_1 \leq P_2 (e_{op} + r) - 0,5W_{red}$.

163. ЧТО ВЛИЯЕТ НА ШИРИНУ РАСКРЫТИЯ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН?

Прежде всего, влияет удлинение растянутой арматуры ε_s , которое зависит от напряжений σ_s , возникающих от действия внешней нагрузки (а если арматура напрягаемая, то σ_s – это приращение напряжений к имеющемуся предварительному напряжению σ_{sp}). Чем выше σ_s , тем больше ширина раскрытия трещины a_{crc} . Разумеется, суммарное напряжение $(\sigma_{sp} + \sigma_s)$ не должно превышать $R_{s,ser}$.

Далее, влияет профиль арматуры: чем более развита поверхность, тем лучше сцепление с бетоном, тем меньше шаг трещин, тем меньше a_{crc} . Учитывается это коэффициентом η , значение которого принимают в зависимости от типа арматуры (от 1 для стержней периодического профиля до 1,4 для гладкой проволоки).

Влияет также диаметр d арматуры. С увеличением d площадь сечения арматуры A_s (или A_{sp}) возрастает в квадрате, а периметр p – линейно, т.е. увеличение поверхности контакта арматуры с бетоном отстает от роста усилия $N_s = \sigma_s A_s$. Поэтому при одинаковых напряжениях σ_s чем больше диаметр стержня, тем хуже сцепление, тем больше раскрытие трещин.

Величина a_{crc} увеличивается, если внешняя нагрузка действует продолжительно, что учитывается коэффициентом φ_l . Зависит a_{crc} и от характера действия усилий в сечении (изгиб, сжатие или растяжение), что учи-

тывается коэффициентом δ и от коэффициента армирования μ . В итоге, формула ширины раскрытия трещин на уровне центра тяжести растянутой арматуры имеет вид: $a_{crc} = \delta \varphi_l \eta (\sigma_s/E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{d}$. В случае применения арматуры разного диаметра в формулу a_{crc} вводится осредненная величина d , которую находят из выражения $d = (n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2)/(n_1 d_1 + \dots + n_k d_k)$, где $d_1 \dots d_k$ – диаметры стержней растянутой арматуры, $n_1 \dots n_k$ – число стержней каждого диаметра.

164. КАК ОПРЕДЕЛЯЮТ σ_s В РАСТЯНУТОЙ АРМАТУРЕ ПРИ РАСЧЕТЕ ШИРИНЫ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН В НОРМАЛЬНОМ СЕЧЕНИИ?

Определяют из суммы моментов относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне (на рис. 83 эта точка отмечена звездочкой). Для изгибаемых элементов (а)

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s) \cdot z},$$

для внецентренно сжатых элементов (б):

$$\sigma_s = \frac{N(e_{sp} - z) - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s) \cdot z}.$$

Вместо N и P можно пользоваться их равнодействующей $N_{tot} = N + P_2$ (рис. 83,в). Тогда $e_{s,tot} = (Ne_s + P_2 e_{sp})/N_{tot}$. Для изгибаемых элементов $N_{tot} = P_2$, а $e_{s,tot} = (M + P_2 e_{sp})/P_2$. Аналогичный подход и для внецентренно растянутых элементов с одним уточнением: при $0 \leq e_{o,tot} \leq 0,8h_o$ высота сжатой зоны становится очень малой или вообще отсутствует, поэтому плечо внутренней пары z заменяется на плечо z_s – расстояние между центрами тяжести арматуры S и S' . Значение z определяют по формулам Норм проектирования.

Для изгибаемых элементов с обычным армированием напряжения σ_s можно определять по упрощенной формуле: $\sigma_s = R_s (M/M_u)$, где M – величина изгибающего момента, при действии которого определяют ширину раскрытия трещин, M_u – несущая способность нормального сечения на изгиб (см. вопрос 58).

Следует иметь в виду, что при внецентренном растяжении сечение, в итоге, может оказаться и внецентренно сжатым, если сила обжатия P по абсолютной величине больше внешней растягивающей силы N . Чтобы не запутаться в знаках сил и эксцентриситетов, можно порекомендовать простой рецепт: сопровождать расчет схемами, наподобие тех, что изображены на рис. 83.

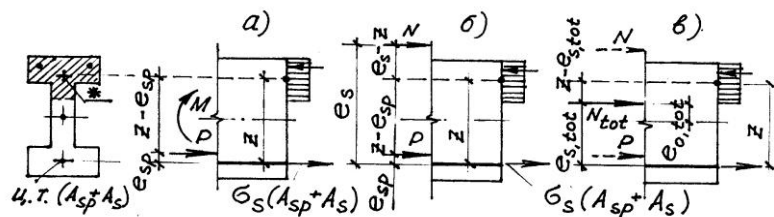


Рис. 83

165. КАК ОПРЕДЕЛЯЮТ ШИРИНУ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН ПРИ МНОГОРЯДНОМ АРМИРОВАНИИ?

Напряжения (или приращения напряжений) σ_s определяют на уровне центра тяжести растянутой арматуры (см. вопрос 163). Если арматура расположена в несколько рядов по высоте, то очевидно, что напряжение в крайнем ряду будет больше, чем на уровне центра тяжести.

Поэтому полученное по расчету напряжение σ_s умножают на коэффициент $\delta_n = (h - x - a_2)/(h - x - a_1)$, где $x = \xi h_0$ (величину ξ вычисляют при определении z). Как видно из рис. 84, коэффициент δ_n находят из условия плоского поворота сечения и в предположении упругой работы стали, т.е. по закону пропорциональности.

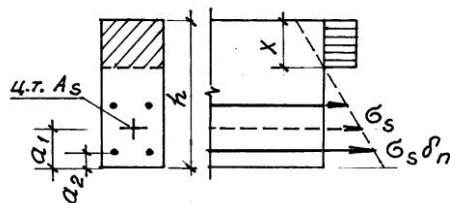


Рис. 84

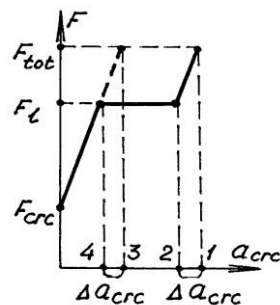


Рис. 85

166. КАК ВЫЧИСЛЯЮТ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОЕ И НЕПРОДОЛЖИТЕЛЬНОЕ РАСКРЫТИЕ ТРЕЩИН?

Для понимания смысла расчета нужно помнить, что при продолжительном действии неизменной нагрузки (а, как правило, это постоянные и длительные нагрузки) ширина раскрытия трещин со временем увеличивается. Рассмотрим график раскрытия трещин на рис. 85, где точка 1 соответствует ширине непродолжительного раскрытия трещин a_{crc1} от сум-

марного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок F_{tot} , точка 2 – ширине продолжительного раскрытия трещин a_{crc2} от действия постоянных и длительных нагрузок F_l (понятно, что кратковременная нагрузка $F_{sh} = F_{tot} - F_l$).

Величину a_{crc1} , являющуюся суммой разнородных величин – ширины продолжительного a_{crc2} и приращения ширины непродолжительного Δa_{crc} раскрытия трещин, непосредственно вычислить нельзя. Если a_{crc2} можно вычислить сразу, то Δa_{crc} приходится вычислять как разность величин непродолжительного a_{crc3} (точка 3) и продолжительного a_{crc4} (точка 4) раскрытия трещин от кратковременного действия соответственно полной F_{tot} и постоянной и длительной F_l нагрузок. Заметим, что показанный на рис. 85 график является весьма условным – на самом деле, расчетная зависимость $a_{crc} - F$ меняется по сложному закону.

167. МОЖНО ЛИ АРМАТУРУ ОДНОГО КЛАССА ЗАМЕНИТЬ НА АРМАТУРУ БОЛЕЕ ВЫСОКОГО КЛАССА, ЭКВИВАЛЕНТНУЮ ПО ПРОЧНОСТИ?

Можно, но не всегда. Если элемент запроектирован с арматурой, имеющей площадь сечения A_{s1} и расчетное сопротивление R_{s1} , то новая арматура с расчетным сопротивлением $R_{s2} > R_{s1}$ будет иметь площадь сечения $A_{s2} = A_{s1} (R_{s1}/R_{s2}) < A_{s1}$. Но если $A_{s2} < A_{s1}$, то $\sigma_{s2} > \sigma_{s1}$, а это значит, что ширина раскрытия трещин увеличится (см. вопрос 163). Превысит ли она предельно допустимые значения, можно определить только расчетом. К сожалению, об этом часто забывают даже инженеры.

168. С КАКОЙ ЦЕЛЮ ВЫПОЛНЯЮТ РАСЧЕТ ПРОГИБОВ (ПЕРЕМЕЩЕНИЙ)?

Цель состоит в соблюдении условия $f \leq f_u$, где f – полный прогиб элемента от действия нормативных нагрузок и силы предварительного обжатия, f_u – предельно допустимый Нормами прогиб. Величина f_u принимается в границах от 1/600 до 1/150 пролета конструкции в зависимости от требований – технологических, конструктивных или эстетических.

Под технологическими требованиями подразумевается обеспечение условий нормальной эксплуатации технологического, подъемно-транспортного и т.п. оборудования (например, чрезмерные прогибы подкрановых балок могут сделать невозможной работу мостового крана). Под конструктивными требованиями подразумевается обеспечение целостности примыкающих элементов конструкции (например, чрезмерный прогиб перекрытия может привести к разрушению нижерасположенных перегородок). Под эстетическими требованиями подразумевается создание благоприятного впечатления от внешнего вида конструкции (например, чрезмерный прогиб перекрытия оставляет у зрителя ощущение близкого обрушения).

Если f_u ограничивается конструктивными или технологическими требованиями, то полное значение f определяют при действии полной нагрузки (постоянной плюс длительной, плюс кратковременной), если эстетическими – то от действия только постоянной и длительной нагрузок.

169. В ЧЕМ СУТЬ РАСЧЕТА ПРОГИБОВ?

Суть – в определении кривизны $1/r$, зная которую можно пользоваться известными формулами строительной механики вида $f = \varphi_m l^2 (1/r)$, где, например, для свободно опертой балки при действии равномерно-распределенной нагрузки $\varphi_m = 5/48$, при действии сосредоточенной силы в середине пролета $\varphi_m = 1/12$, при действии сосредоточенных моментов по концам $\varphi_m = 1/8$ и т.д.

170. КАК ОПРЕДЕЛЯЮТ КРИВИЗНУ?

Если трещин в растянутой зоне нет, то используют известную формулу строительной механики с введением поправочных коэффициентов: $1/r = M \varphi_{b2} / (\varphi_{b1} E_b J_{red})$, где $\varphi_{b1} = 0,85$ учитывает влияние кратковременной (быстронатекающей) ползучести, $\varphi_{b2} \geq 1$ – влияние длительной ползучести при действии постоянных и длительных нагрузок.

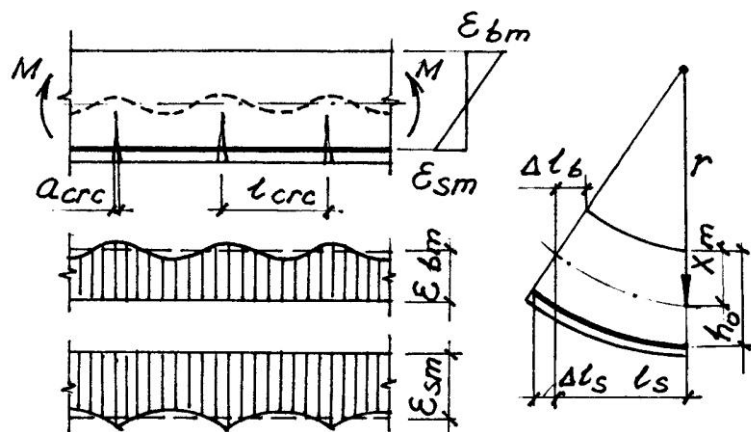


Рис. 86

Если трещины есть, то задача усложняется: даже на участке между соседними трещинами кривизна меняется, поскольку меняются деформации растянутой арматуры ε_s и сжатого бетона ε_b , соответственно меняется

и положение нейтральной оси (рис. 86). Поэтому приходится оперировать средней кривизной на участке с трещинами, которая выражается через средние деформации арматуры ε_{sm} и бетона ε_{bm} и среднюю высоту сжатой зоны x_m . Из подобия треугольников (рис. 86): $\Delta s/r = \Delta l_b/x_m = \Delta l_s/(h_0 - x_m) = (\Delta l_b + \Delta l_s)/h_0$, или $1/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})/h_0$. По отношению к напряжениям и деформациям в сечении с трещиной средние деформации $\varepsilon_{sm} = \psi_s \varepsilon_s = \psi_s \sigma_s / E_s$; $\varepsilon_{bm} = \psi_b \varepsilon_b = \psi_b \sigma_b / (\nu E_b)$, тогда $1/r = \sigma_s \psi_s / (E_s h_0) + \sigma_b \psi_b / (\nu E_b h_0)$. С учетом прямоугольной эпюры сжатой зоны $\sigma_s = M/(A_s z)$; $\sigma_b = M/(A_b z)$. Окончательно имеем $\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \cdot \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) \pm \frac{N \psi_s}{h_0 E_s A_s}$, где M –

момент всех сил (в т.ч. и силы обжатия P) относительно ц.т. растянутой арматуры; A_b – площадь сжатой зоны (для прямоугольного сечения $A_b = b x_m$). Последнее слагаемое учитывает наличие продольной растягивающей (+) или сжимающей (–) силы N (в т.ч. и силы обжатия P), а коэффициенты учитывают: ψ_s – работу растянутого бетона между трещинами, ψ_b – неравномерность деформаций сжатого бетона между трещинами, ν – неупругие деформации бетона в зависимости от длительности действия нагрузки. Величины коэффициентов определяют по Нормам проектирования.

171. ИЗ ЧЕГО СКЛАДЫВАЕТСЯ ПОЛНОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПРОГИБА f ?

Преднапряженный элемент до приложения внешней нагрузки получает начальный выгиб f_3 от силы обжатия. Причем под влиянием ползучести со временем он возрастает на величину f_4 . В таком состоянии к элементу прикладывается внешняя нагрузка. Под воздействием постоянных и длительных нагрузок элемент приобретает прогиб f_2 , а когда к нему прикладывается еще и кратковременная нагрузка, то – дополнительный прогиб f_1 .

В итоге: $f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4$. Приведенное выражение справедливо, однако, только при отсутствии трещин.

Если трещины в растянутой зоне образуются, то кривизны определяют из выражения, в котором вместе с моментом от внешней нагрузки присутствует и воздействие силы обжатия (см. вопрос 170). Поэтому слагаемые полного прогиба здесь иные: $f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4$, где f_1 – прогиб от кратковременного действия всей нагрузки, f_2 – прогиб от кратковременного действия постоянной и длительной нагрузки, f_3 – прогиб от длительного действия той же нагрузки, f_4 – дополнительный выгиб от силы обжатия под воздействием ползучести и усадки бетона. Столь нелогичное, на первый взгляд, суммирование прогибов объясняется тем, что при наличии трещин невозможно непосредственно определить приращение прогиба от

кратковременной нагрузки, а затем приплюсовать его к прогибу от постоянной и длительной нагрузок – приходится применять искусственный прием (похожий на тот, который применяется для подсчета приращения ширины непродолжительного раскрытия трещин, – см. вопрос 166): к прогибу f_1 добавлять приращение ($f_3 - f_2$).

6. СОЕДИНЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

172. КАК СОЕДИНЯЮТ СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ?

Имеется несколько способов, из них три самые распространенные: с помощью сварки стальных закладных деталей, с помощью выпусков арматуры и с помощью шпонок из монолитного бетона или раствора. Перечисленные способы применяют как по отдельности, так и в совокупности друг с другом.

173. ЧТО ТАКОЕ ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ?

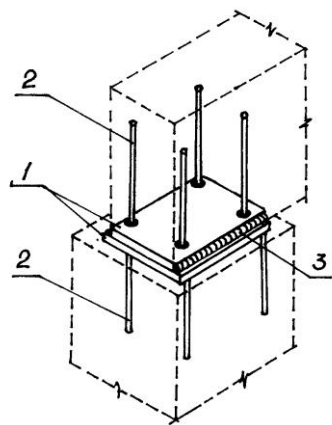


Рис.87

Эти же усилия действуют и на сварные швы.

Это пластины или прокатные профили, выступающие на поверхность бетона (поз.1 на рис.87), и приваренные к ним анкера из стержней периодического профиля (поз.2), уходящие вглубь бетона. Иногда в качестве анкеров применяют гладкие стержни с крюками по концам. Соединение конструкций обеспечивается сварными швами (поз.3). Детали называют закладными, потому что их закладывают в форму до бетонирования изделий, наряду с арматурой. В зависимости от типов соединяемых элементов и действующих нагрузок, закладные детали могут испытывать воздействие самых разнообразных

174. ДЛЯ ЧЕГО ЗАКЛАДНЫМ ДЕТАЛЯМ НУЖНЫ АНКЕРЫ?

Без анкеров сцепление пластины с бетоном весьма слабое, она может легко отвалиться, не выдержав действующих на нее усилий. Например, закладные детали, соединяющие шарнирно опертый ригель (поз.1 на рис.88,а) с колонной (поз.2) в одноэтажном производственном здании, подвергаются воздействию нескольких усилий.

Поперечную горизонтальную нагрузку (ветровую или от торможения тележки крана) ригель передает на смежную стойку рамы (рис. 88,б), в нем возникает продольная сила N (сжимающая или растягивающая – в зависимости от направления нагрузки). Одной из ее реакций является сдвигающая сила Q_1 , воспринимаемая закладными деталями (в равной мере – колонны и ригеля). В опорных сечениях ригеля возникают небольшие моменты M_0 (подробнее см. вопрос 176), которые передаются на закладные детали (M_1 на рис.88,в). Продольные силы T , возникающие от торможения кранов, приводят к образованию опрокидывающего момента в ригеле, в результате чего на закладные детали действует сдвигающая сила Q_2 и момент M_2 (рис.88,г). Понятно, что если анкера плохо приварены к пластине или они имеют недостаточное поперечное сечение, или недостаточно глубоко заделаны в бетоне, то закладная деталь преждевременно разрушится, вслед за чем произойдет разрушение всего соединения.

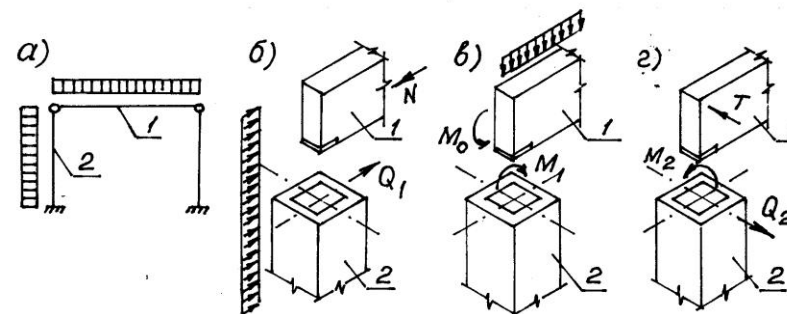


Рис. 88

В зависимости от назначения и характера действующих усилий, закладные детали могут иметь не только нормальные (перпендикулярные поверхности), но и наклонные анкера. В ряде случаев применяют также штампованные закладные детали (они более технологичны, чем сварные), у которых сцепление с бетоном обеспечивается местными выпуклостями.

Проектирование закладных деталей заключается в правильном подборе размеров пластины, площади сечения анкеров и глубины их заделки

в бетоне, а это диктуется величинами и характером действующих усилий. Расчетные формулы приведены в нормативно-справочной литературе.

175. ЧТО ТАКОЕ ИДЕАЛЬНЫЙ ШАРНИР?

Это шарнир, который не препятствует взаимному повороту соединяемых элементов, т.е. исключает появление изгибающих моментов в сечениях, примыкающих к шарниру (рис.89,а). Практически такой шарнир выполнить невозможно, поскольку даже при наличии смазки в нём останутся незначительные силы трения, которые будут препятствовать повороту, а значит, создадут защемление и момент, пусть и ничтожно малый. Близкие к идеальным шарниры применяют для опор пролётных строений мостов (рис.89,б) и некоторых большепролётных конструкций покрытий. Однако для массового строительства такие шарниры слишком дороги, поэтому там используют более простые решения (см. вопрос 176).

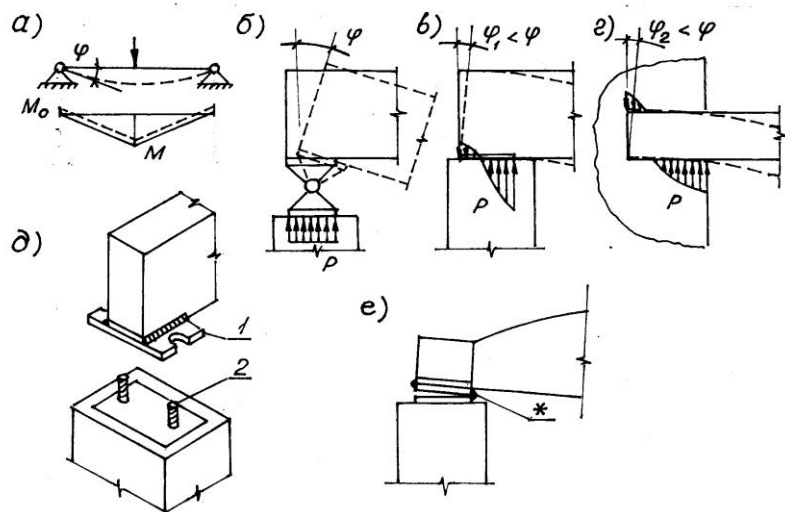


Рис.89 (* сварные швы)

176. ЧЕМ ОТЛИЧАЕТСЯ РЕАЛЬНЫЙ ШАРНИР ОТ ИДЕАЛЬНОГО?

В массовом строительстве шарнирное соединение железобетонных элементов (плит с балками, балок с колоннами и т. п.) осуществляется, преимущественно, с помощью непосредственной сварки закладных деталей (рис. 87 и 89,в). Такие соединения, однако, препятствуют свободному повороту, создают некоторое защемление соединяемых элементов, поэтому возникает опорный изгибающий момент M_0 . Эпюра опорного да-

вления p при этом может стать двузначной и часть анкеров закладных деталей подвергаться выдёргиванию. Небольшое защемление возникает также и при опирании конструкций (например, плит перекрытий) на каменные стены (рис. 89,г). Однако подобные отклонения от идеального шарнира особых беспокойств не вызывают: опорные моменты по сравнению с пролётными очень малы, несущая способность опорных сечений обычно вполне достаточна для их восприятия, а некоторым уменьшением пролётных моментов можно пренебречь (в запас).

Чтобы уменьшить опорные моменты, можно использовать прокладки (поз. 1 на рис. 89,д), которые приваривают к закладным деталям ригеля (балки, фермы, арки). В процессе монтажа ригелей прокладки надевают на анкерные болты (поз. 2) закладных деталей колонн, гайки закручивают и вместе с шайбами обваривают. При таком решении свобода поворота опорных сечений ригелей возрастает, а опорные моменты уменьшаются, но одновременно увеличивается металлоёмкость конструкций и трудоёмкость монтажа. Поэтому подобные соединения применяют в последнее время довольно редко – как правило, в наиболее ответственных конструкциях (например, в опорах подкрановых балок).

177. ПОЧЕМУ В СОЕДИНЕНИЯХ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ РЕДКО ПРИМЕНЯЮТ ЦЕНТРИРУЮЩИЕ ПОДКЛАДКИ?

Центрирующие подкладки нужны для того, чтобы зафиксировать положение опорных реакций, иными словами – положение равнодействующих эпюр давления. Чем уже подкладки, тем точнее фиксируются реакции (они не выходят за пределы подкладок), тем меньше величины опорных моментов M_0 . Но, чем уже подкладки, тем выше напряжения смятия в бетоне. Чтобы обеспечить прочность бетона на смятие, подкладки приходится делать столь широкими, что они теряют изначальный смысл. Подкладки применяют в некоторых типах стыков колонн, однако они там играют, скорее, роль фиксаторов в процессе монтажа, которую утрачивают после сварки выпусков арматуры и обетонирования стыков (см. вопрос 182).

178. В ЧЁМ ЗАКЛЮЧАЕТСЯ ОСОБЕННОСТЬ ОПИРАНИЯ ПАНЕЛЕЙ ТИПА КЖС?

Панели этого типа имеют очень небольшую высоту на опоре (менее 200 мм), которой явно недостаточно для восприятия опорного момента M_0 (см. вопрос 176). Поэтому для них применяют т.н. «пластинчатые шарниры», в состав которых, кроме опорных закладных деталей, входит промежуточная стальная пластина. С одного края её приваривают к верхней закладной детали, а с другого – к нижней, в результате чего обеспечивается свободный поворот КЖС относительно нижележащей конструкции (рис. 89,е). Пластинчатый шарнир намного проще и дешевле мостового, но у него есть один недостаток: при повороте опорного сечения

(прогибе конструкции) точка приложения опорной реакции смещается внутрь пролета относительно расчетной оси, т. е. к нижележащей конструкции нагрузка прикладывается с дополнительным эксцентриситетом.

179. В КАКИХ СЛУЧАЯХ ПРИМЕНЯЮТ ШАРНИРНО-ПОДВИЖНЫЕ ОПОРЫ?

Применяют в пролётных строениях мостов, которые эксплуатируют на открытом воздухе и у которых отсутствие подвижных опор вызовет большие внутренние температурные напряжения в сечениях (в дополнение к напряжениям от усадки и ползучести). Кроме того, по условиям статического расчета шарнирно-подвижные опоры применяют в контурных элементах тонкостенных оболочек и в ряде других пространственных конструкций.

Для конструкций покрытий и перекрытий массового назначения применяют обычные шарнирно-неподвижные опоры (рис.89,в), ибо только они в состоянии обеспечить передачу горизонтальных нагрузок на смежные стойки рам (или смежные стены) и создать жесткий горизонтальный диск покрытия или перекрытия. Неподвижные опоры хотя и вызывают распор, но распор не опасный, а для изгибаемых элементов даже полезный, т.к. он несколько уменьшает значения моментов в пролете.

180. КАК ВЫПОЛНЯЮТ ЖЕСТКОЕ СОПРЯЖЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ?

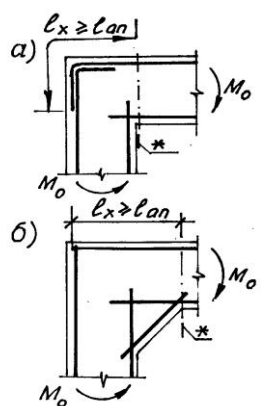


Рис. 90 (*расчетное сечение)

При жестком сопряжении угол между элементами остается неизменным, а примыкающие к узлу нормальные сечения должны быть в состоянии воспринимать изгибающие (узловые) моменты M_o . В монолитных конструкциях такой узел сложности не представляет: следует лишь надежно заанкерить рабочую арматуру в узле (особенно, растянутую), учитывая, что размеры самого узла зачастую весьма ограничены. Если размеры узла l_x меньше длины зоны анкеровки l_{an} , применяют известные конструктивные приёмы (см. вопрос 21): устраивают концевые анкера в виде коротышей или анкерных головок, загибают концы стержней «в лапу» (рис. 90,а) и т.п. Если позволяют условия, то в узлах целесообразно устраивать вуты, т.е. уширения (рис. 90,б), которые увеличивают жесткость самих узлов и несколько уменьшают изгибающие моменты в расчетных сечениях (точнее сказать, передвигают опасные сечения в сторону меньших значений моментов).

181. КАК АРМИРУЮТ ВНУТРЕННИЕ (ВХОДЯЩИЕ) УГЛЫ ЖЕСТКО СОПРЯГАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ?

Здесь надо учитывать знак изгибающего момента. Если момент растягивает внутренние грани или его знак может меняться, то при армировании гнутыми стержнями появляется равнодействующая сила N , которая стремится выпрямить эти стержни и оторвать защитный слой бетона, что приведёт к разрушению узла (рис. 91,а). Поэтому в местах перегиба стержней их заанкеривают скобами (поз.1 на рис. 91,б), воспринимающими силу N , или применяют не связанные между собой прямые пересекающиеся стержни, заанкеривая их в бетоне с помощью анкерных головок (поз. 2 на рис. 91,в), коротышей или другим способом (см. вопрос 21).

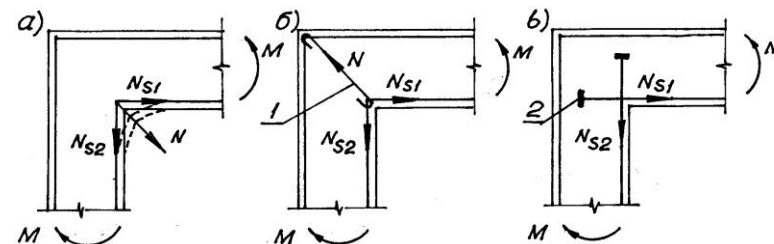


Рис. 91

182. ЧТО ТАКОЕ ВЫПУСКИ АРМАТУРЫ?

Это концы арматурных стержней, выходящие наружу из тела бетона. Чтобы обеспечить передачу усилия, выпуски обычно сваривают между собой ванной сваркой (реже дуговой сваркой с накладками), а затем обетонируют. Такой способ применяют, например, в жестком стыке колонн, показанном на рис.92 (где поз.1 – выпуски арматуры, 2 – ванная сварка, 3 – монолитный бетон), в жестком соединении ригелей с колоннами (см. вопрос 183 и рис. 93) и во многих других случаях. Выпуски устраивают и в монолитном железобетоне, когда требуется наращивать арматуру по мере бетонирования массивной или протяженной конструкции.

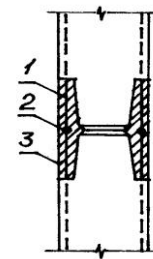


Рис. 92

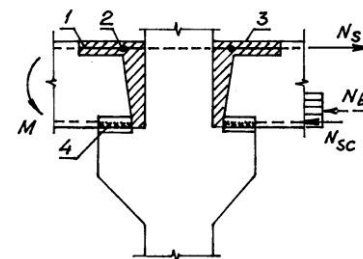


Рис. 93

183. КАК ВЫПОЛНЯЮТ ЖЕСТКОЕ СОПРЯЖЕНИЕ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ?

Жестко соединить сборные элементы намного сложнее, чем монолитные, поскольку сложнее передать внутренние усилия (внутренний момент) с одного элемента на другой. Внутренний момент – это момент внутренней пары сил, следовательно, необходимо передать растягивающее усилие N_s в арматуре S и сжимающее усилие N_b в бетоне (в совокупности со сжимающим усилием N_{sc} в арматуре S'), по возможности сохраняя плечо между ними.

В современных решениях – например, в узлах рамных каркасов (рис. 93) – для передачи растягивающих усилий обычно используют выпуски арматуры S ; сжимающие усилия в арматуре S' передают через опорные закладные детали (их сваривают между собой), а сжимающие усилия в бетоне – через монолитный бетон, которым заполняют зазоры между элементами, и, частично, через опорные закладные детали (поз.4 на рис. 93). Как видим, в подобных узлах одновременно используют два типа соединений: на закладных деталях и на выпусках арматуры.

184. ЧЕМ ОТЛИЧАЕТСЯ РЕАЛЬНЫЙ ЖЁСТКИЙ УЗЕЛ ОТ ИДЕАЛЬНОГО?

При идеально жёстком соединении элементы в местах примыкания к узлу не поворачиваются, т.е. сохраняют первоначальные углы сопряжения. В действительности же, в корневых (примыкающих к узлу) нормальных сечениях возникают значительные деформации – эти сечения обычно испытывают самые большие изгибающие моменты. Следовательно, происходит поворот на некий угол φ – особенно интенсивный после образования трещин; на тот же угол поворачивается и ось элемента. Но если ось поворачивается, то узел перестаёт быть идеально жёстким, изгибающие моменты в нём уменьшаются по сравнению с идеальной (упругой) схемой и соединение становится податливым. Конечно, такая податливость изменяет расчётную схему, но в инженерных расчётах (кроме расчетов прогибов) ее не учитывают до тех пор, пока растянутая арматура не достигает предела текучести – тогда сечения продолжают поворачиваться без приращения внутренних усилий, т.е. образуется пластический шарнир (см. раздел 3.3).

185. ЧТО ТАКОЕ ШПОНОЧНЫЕ СОЕДИНЕНИЯ?

Это соединения, предназначенные для предотвращения взаимного смещения сборных или сборно-монолитных элементов, возникающего под воздействием сдвигающих (перерезывающих) или поперечных сил. Шпонки образуются монолитным бетоном или раствором при заполнении углублений в смежных поверхностях соединяемых конструкций после их монтажа.

Например, если дополнительная местная нагрузка приложена к одной из плит перекрытия, то при отсутствии шпонок она воспринимает нагрузку целиком и прогибается больше, чем соседние (см. поперечное сечение на рис. 94,а). Это обстоятельство вызывает немало неудобств – в частности, разрушение отделки потолка. Шпонки же вовлекают в совместные деформации соседние плиты (рис. 94,б) и распределяют на них часть дополнительной нагрузки.

Шпонки в состоянии передавать весьма большие величины поперечных сил, например, опорную реакцию капители безбалочного перекрытия на колонну (рис. 95). При необходимости шпонки совмещают с выпусками арматуры или закладными деталями (в соединениях элементов сборных оболочек, безбалочных перекрытий и пр.).

186. КАК ПРОЕКТИРУЮТ БЕТОННЫЕ ШПОНКИ?

Шпонки работают на сжатие по поверхностям контакта (выступам) и на срез по основаниям выступов (рис.96). Условие прочности на сжатие имеет вид: $Q \leq R_b t_k l_k n_k$, а условие прочности на срез: $Q \leq 2R_{bt} h_k l_k n_k$, где t_k, h_k, l_k – глубина (выступ), высота сечения и длина одной шпонки, а n_k – число шпонок. Иными словами, $t_k \times l_k$ – площадь сжатия, а $h_k \times l_k$ – площадь среза одной шпонки. Шпонки участвуют в работе соединения неравномерно – одни включаются в работу полностью, другие частично, поэтому в расчет вводят не более трех шпонок: $n_k \leq 3$.

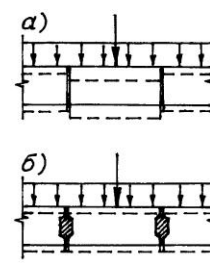


Рис. 94

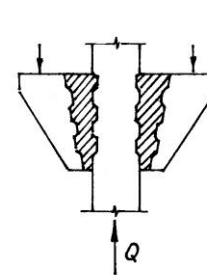


Рис. 95

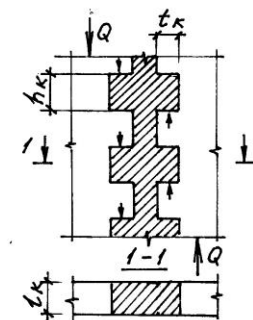


Рис. 96

187. ПОЧЕМУ ПРОЕКТНЫЕ РАЗМЕРЫ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НАЗНАЧАЮТ МЕНЬШЕ НОМИНАЛЬНЫХ?

Любые изделия, даже предназначенные для самых тонких приборов, невозможно изготовить идеально точно, поэтому на них устанавливают допуски, т. е. допустимые отклонения от размеров, указанных в чертежах. Допуски устанавливают также на строительные конструкции и на их мон-

таж. Если представить, что строители смонтировали соседние колонны с минусовым отклонением (фактическое расстояние между колоннами получилось меньше номинального), а ригель изготовлен с плюсовым (его длина оказалась больше номинальной), то ригель невозможно будет установить: он не войдет между колоннами. По этой причине проектную длину ригеля заранее назначают меньше номинальной. То же относится к балкам, фермам, плитам покрытий и перекрытий, стеновым панелям и ко многим другим элементам.

Иными словами, между соседними элементами необходимо всегда предусматривать небольшие зазоры. Величины проектных зазоров колеблются от 10 мм (для плит по ширине) до 60 мм (для балок и ферм пролетом 24 м по длине). Они зависят от величин допусков, которые приведены в соответствующих ГОСТах.

7. НАГРУЗКИ

188. ЧТО ТАКОЕ НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ?

Это нагрузки q_n (F_n), соответствующие условиям нормальной эксплуатации конструкций, зданий и сооружений. Они отражают результаты многолетних климатических наблюдений (например, снеговая и ветровая нагрузки), паспортные характеристики оборудования (например, вертикальные и горизонтальные усилия от мостовых кранов), номинальный вес конструкций, материалов, технологического оборудования и т.д. Кстати, нормативный объемный вес тяжелого бетона равен 24 кН/м^3 , стали – $78,5 \text{ кН/м}^3$, а железобетона – 25 кН/м^3 .

189. ЧТО ТАКОЕ РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ?

Реальные нагрузки могут отличаться от нормативных в большую или меньшую стороны. Например, снеговая нагрузка может превысить нормативную в особо снежную зиму, а нагрузка от собственного веса железобетонного элемента может превысить нормативную вследствие неточности изготовления или увеличения плотности бетона по сравнению с проектными. Все эти отклонения учитываются коэффициентом надежности по нагрузке γ_f . Умножая на него нормативную нагрузку, получают расчетную нагрузку: $q_n \times \gamma_f = q$ (или $F_n \times \gamma_f = F$). Чем больше вероятность

изменения (изменчивость) нагрузки, тем выше значение γ_f : самое высокое (1,4) – для снеговой и ветровой нагрузки, самое низкое (1,05) – для собственного веса металлических конструкций. Для веса железобетонных конструкций из тяжелого бетона $\gamma_f = 1,1$.

Когда-то коэффициент надежности по нагрузке назывался коэффициентом перегрузки – термином более понятным, но не совсем точным. Дело в том, что в целом ряде случаев неблагоприятным является отклонение нагрузки не в большую, а в меньшую сторону, т.е. не перегрузка, а недогрузка. Тогда назначают $\gamma_f < 1$ (например, для собственного веса конструкции при расчете ее на устойчивость от опрокидывания или сдвига).

190. КОГДА ИСПОЛЬЗУЮТ РАСЧЕТНЫЕ И НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ?

Как уже было сказано в ответе 26, потеря несущей способности конструкций (прочности, устойчивости и т.л.) чревата тяжелыми последствиями, поэтому в расчете по 1-й группе предельных состояний используют не только расчетные сопротивления материалов (взятые с запасом по отношению к нормативным), но и расчетные нагрузки (также взятые с запасом по отношению к нормативным). Короче говоря, запасы вводят с двух сторон.

При расчете по 2-й группе (деформации, трещиностойкость) используют нормативные нагрузки. Исключение составляют элементы 1-й категории трещиностойкости, которые по образованию трещин рассчитывают на воздействие расчетных нагрузок – образование трещин в них приводит к утрате эксплуатационных свойств.

191. С КАКОЙ ЦЕЛЬЮ НАГРУЗКУ РАЗДЕЛЯЮТ НА ПОСТОЯННУЮ, ДЛИТЕЛЬНУЮ И КРАТКОВРЕМЕННУЮ?

Продолжительность действия нагрузки влияет на прочность и деформативность любых материалов, а бетона в особенности (см. главу 1). Поэтому всю нагрузку разделяют на две части: постоянную и временную, а временную, в свою очередь, – на длительную и кратковременную. Причем постоянную и длительную потом обычно объединяют (суммируют) как нагрузки, действующие продолжительное время. К постоянным относят те нагрузки, которые существуют в течение всей «жизни» здания или сооружения: собственный вес несущих и ограждающих конструкций, вес или боковое давление грунтов и т. п. Разделение же временных нагрузок на длительные и кратковременные является условным, четких границ продолжительности их действия нет, поэтому в каждом конкретном случае необходимо обращаться к Нормам проектирования.

192. ДЛИТЕЛЬНОЙ ИЛИ КРАТКОВРЕМЕННОЙ ЯВЛЯЕТСЯ СНЕГОВАЯ НАГРУЗКА?

Всё зависит от географического района. В южных районах снега мало и держится он недолго, поэтому там, где нормативная снеговая нагрузка не превышает 7 кПа, всю её относят к кратковременной. В северных районах снеговой покров может держаться 6...8 и даже более месяцев, однако снеговая нагрузка растет постепенно в течение всей зимы, по мере выпадения осадков, поэтому часть нагрузки относят к длительной, а часть – к кратковременной (рис. 97). Причём, чем больше толщина снегового покрова, тем больше доля длительной нагрузки.

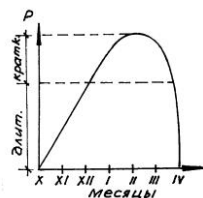


Рис. 97

193. КАК УЧИТЫВАЕТСЯ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОСТЬ ДЕЙСТВИЯ НАГРУЗКИ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ?

При проверке прочности расчётное сопротивление бетона R_b (R_{bt}) умножают на коэффициент условий работы γ_{b2} . Если действуют постоянные, длительные и кратковременные нагрузки (кроме так называемых нагрузок «непродолжительного действия», т.е. очень кратковременных – ветровых, крановых, транспортных и т.п.), то $\gamma_{b2} = 0,9$. Если действуют нагрузки «непродолжительного действия», то их суммируют с остальными, а R_b (R_{bt}) умножают на $\gamma_{b2} = 1,1$. Например, в одноэтажном каркасном здании нагрузки от ветра и мостовых кранов (т.е. нагрузки «непродолжительного действия») действуют на колонны, но не действуют на ригели рамы (балки, фермы), поэтому ригели рассчитывают с $\gamma_{b2} = 0,9$, а колонны рассчитывают дважды: один раз с $\gamma_{b2} = 1,1$ на действие полных нагрузок (F_{II}), а второй раз – с $\gamma_{b2} = 0,9$ на действие тех же нагрузок, но за вычетом крановых и ветровых нагрузок (F_I). Если $N_I < 0,82N_{II}$, то можно ограничиться расчетом только на нагрузки F_{II} (здесь под N подразумеваются любые усилия – изгибающий момент, продольная и поперечная силы, полученные из статического расчета при воздействии соответственно F_I и F_{II}).

С расчётным сопротивлением арматуры сжатию R_{sc} дело обстоит как раз наоборот: чем продолжительнее действует нагрузка, тем больше предельная сжимаемость бетона σ_{bu} , тем выше напряжения сжатия стали (см. вопрос 27). Поэтому, если в расчёте для бетона принято $\gamma_{b2} = 0,9$, то значение R_{sc} можно увеличить с 400 до 500 МПа (если позволяет класс арматуры). При проверке прочности конструкций в стадии перевозки и монтажа, когда нагрузка (собственный вес) действует весьма непродолжи-

тельно, принимают $\gamma_{b2} = 1,1$, однако величину R_{sc} уменьшают до 330 МПа, поскольку предельная сжимаемость бетона в этом случае очень мала (см. также вопрос 82).

Чем дольше действует нагрузка, тем больше ползучесть бетона, тем больше прогиб элемента, тем шире раскрываются трещины. Это обстоятельство учитывают специальными коэффициентами: при определении условной критической силы N_{cr} в расчёте сжатых элементов – коэффициентом ϕ_l , при определении прогибов изгибаемых элементов – коэффициентами ϕ_b и ν , при определении ширины раскрытия трещин – коэффициентом ν . В расчёте по раскрытию трещин, кроме того, используют коэффициент ϕ , который учитывает дополнительное нарушение сцепления арматуры с бетоном по обе стороны трещины при длительном действии нагрузки, что приводит к увеличению ширины раскрытия трещин.

194. ЧТО ТАКОЕ НЕБЛАГОПРИЯТНОЕ СОЧЕТАНИЕ НАГРУЗОК?

Это такое сочетание, которое вызывает в опасных сечениях максимальные (по модулю) усилия. Какого-то общего рецепта для определения неблагоприятных сочетаний нет, в каждом отдельном случае нужно подходить индивидуально. Например, при статическом расчете одноэтажной поперечной рамы производственного здания нужно выбирать такие направления ветровой и крановой нагрузок, которые вызывают максимальные по модулю изгибающие моменты в расчетных сечениях стоек. Бывают также случаи, когда воздействие одной из нагрузок является благоприятным, поскольку снижает усилия в сечениях. Например, на стенки заглубленного резервуара изнутри действует боковое давление жидкости, а снаружи – разгружающее боковое давление грунта. Поэтому неблагоприятными здесь являются два сочетания: 1) воздействие давления грунта при отсутствии жидкости и 2) воздействие давления жидкости при отсутствии грунтовой засыпки (такое сочетание возникает до сдачи объекта в эксплуатацию: прежде, чем засыпать, резервуар заполняют жидкостью и подвергают испытанию на непроницаемость).

195. ЧТО ТАКОЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ СОЧЕТАНИЯ НАГРУЗОК?

Вероятность одновременного действия всех самых невыгодных временных нагрузок мала (например, максимального снегового покрова в сочетании с максимальным скоростным напором ветра, максимальными крановыми нагрузками и т.д.). Кроме того, сама продолжительность их одновременного воздействия незначительна (а выше уже отмечалось, что чем непродолжительнее действуют нагрузки, тем лучше им сопротивляются конструкции). Оба эти обстоятельства позволяют несколько снизить величины временных нагрузок путем умножения их значений на коэффициент

сочетаний ψ (при условии, что число кратковременных нагрузок не менее двух): для длительных нагрузок $\psi = 0,95$, для кратковременных $\psi = 0,9$.

В расчёте перекрытий многоэтажных зданий сочетания временных нагрузок учитывают несколько иначе. С увеличением грузовой площади конструкции перекрытия (балки или ригеля, см. вопрос 197) вероятность одновременного воздействия на конструкцию максимальной временной равномерно распределенной нагрузки по всей грузовой площади уменьшается, поэтому в ряде случаев (жилые помещения, классные комнаты, торговые залы и пр.) величины временных нагрузок умножают на понижающий коэффициент сочетаний ψ_A .

Уменьшается также вероятность одновременного действия максимальных временных равномерно распределенных нагрузок на перекрытия всех этажей, что при расчёте колонн, стен и фундаментов учитывают коэффициентом сочетаний ψ_n . Формулы для определения ψ_A и ψ_n приведены в Нормативах проектирования «Нагрузки и воздействия».

Всё вышеприведенное относится к *основному сочетанию*, состоящему из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Для *особого сочетания*, в которое, кроме указанных, входят еще и *особые* нагрузки (взрывные, аварийные и т. п. воздействия), величины длительных нагрузок умножают на $\psi = 0,95$, кратковременных – на $\psi = 0,8$.

Таким образом, коэффициенты сочетаний – это коэффициенты, с помощью которых учитывается фактор непродолжительности одновременного воздействия всех неблагоприятных временных нагрузок – фактор, положительно влияющий на прочность, трещиностойкость и деформативность конструкций.

196. ЧТО ТАКОЕ КОЭФФИЦИЕНТ НАДЕЖНОСТИ ПО НАЗНАЧЕНИЮ?

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f по сути своей является коэффициентом запаса (см. вопрос 190). Его можно несколько снизить при учете степени ответственности строительных объектов. С этой целью здания и сооружения разделены на 3 класса, в зависимости от своего народнохозяйственного или социального значения (а проще говоря – по масштабам последствий от возможной аварии). Для зданий и сооружений 3-го класса, т.е. наименее ответственных (одноэтажные жилые дома, большинство складов, теплицы, временные здания и пр.) величины нагрузок умножают на коэффициент $\gamma_n = 0,9$; для зданий и сооружений средней степени ответственности (2-го класса) – на $\gamma_n = 0,95$; для зданий и сооружений 1-го класса (главные корпуса ТЭС и АЭС, емкости для хранения вредных химических веществ, крытые спортивные сооружения с трибунами, зрительные залы, телевизионные башни, больницы и т.п.) расчетные нагрузки не снижают, т.е. $\gamma_n = 1,0$. Коэффициент γ_n , именуемый коэф-

фициентом надежности по назначению, можно использовать и иначе: не умножать на него нагрузки и усилия, а делить на него расчетные сопротивления материалов или предельные значения несущей способности, деформаций и раскрытия трещин. Подробная классификация зданий и сооружений приведена в Нормативах проектирования «Нагрузки и воздействия».

197. ЧТО ТАКОЕ ГРУЗОВАЯ ПЛОЩАДЬ?

Это площадь A , с которой на конструкцию передается равномерно распределенная нагрузка q . Грузовой площадью пользуются для определения коэффициента сочетаний ψ_A (см. вопрос 195), а также для подсчета нагрузки на колонну в виде сосредоточенной силы N . Например, действующее на колонну K1 среднего ряда (рис. 98, вид сверху) усилие равняется $N = qA_1$ (где q – нагрузка на

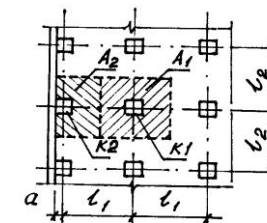


Рис. 98

перекрытие, $A_1 = l_1 \times l_2$ – грузовая площадь колонны, l_1 и l_2 – продольный и поперечный шаг колонн), а на колонну K2 крайнего ряда $N = qA_2$, где $A_2 = (0,5l_1 + a)l_2$. Если колонны расставлены с нерегулярным шагом, то границы грузовой площади принимают посередине расстояний между соседними колоннами.

Такой прием широко применяется в практике проектирования, хотя он не всегда бывает точен. Например, если на колонны передается нагрузка через многопролетные неразрезные ригели, то опорные реакции последних будут отличаться от вышеприведенных сил N , особенно в крайних колоннах.

198. ЧТО ТАКОЕ ГРУЗОВАЯ ПОЛОСА?

Это полоса, с которой на конструкцию передается равномерно распределенная по площади нагрузка q в виде равномерно распределенной погонной нагрузки q_1 . Например, действующая на балку B1 (рис. 99, вид сверху) погонная нагрузка равняется $q_1 = qB$, где $B = l_1$ – ширина грузовой полосы, равная шагу балок. При неодинаковом шаге балок границы полосы B находятся посередине расстояний до осей смежных балок.

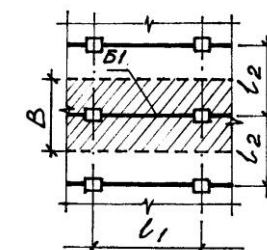


Рис. 99

199. КОГДА ШИРИНУ ГРУЗОВОЙ ПОЛОСЫ ПРИНИМАЮТ РАВНОЙ ЕДИНИЦЕ?

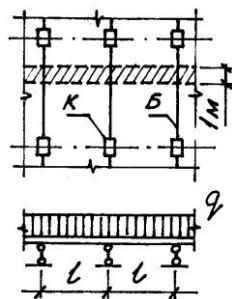


Рис. 100

Принимают, обычно, для плитных конструкций большой ширины и с постоянной высотой сечения. Делается это ради удобства вычислений. Например, в плитах перекрытия балочного типа условно вырезают полосу шириной 1 м, на которую действует полоса равномерно распределенной нагрузки шириной тоже 1 м (рис. 100). При этом плиту рассматривают как балку шириной сечения 1 м, нагруженную погонной нагрузкой q_1 (в кН/м), численно равной распределенной по площади нагрузке q (в кН/м²).

8. РАЗМЕРНОСТИ

200. КАКИЕ ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ УДОБНЕЕ ВСЕГО В РАСЧЕТЕ?

Если в качестве единицы силы используется $1H$, то в качестве единицы длины удобнее всего пользоваться не 1 см (что, к сожалению, принято в примерах расчета, приведенных в большинстве учебников), а 1 мм . Удобнее потому, что, во-первых, на чертежах все размеры наносятся в мм , а во-вторых, напряжения и прочность в Нормах даются в МПа ($1\text{МПа} = 1H/\text{мм}^2$). Привыкнуть к этим единицам и их производным труда не составляет, а если на экране калькулятора оказалось слишком много знаков, то их легко отбрасывать, передвигая запятую на 3 или 6 разрядов. Напомним эти производные: распределенная по площади нагрузка $1\text{кН}/\text{м}^2 = 1\text{кПа} = 1 \cdot 10^{-3}H/\text{мм}^2$, погонная нагрузка $1\text{кН}/\text{м} = 1H/\text{мм}$, изгибающий момент $1\text{кН} \cdot \text{м} = 1 \cdot 10^6H \cdot \text{мм}$.

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия

Расчетные сопротивления

M – изгибающий момент;

N – продольная сила;

Q – поперечная (сдвигающая) сила;

P – усилие предварительного обжатия.

Напряжения и деформации

σ_b – сжимающие напряжения в бетоне;

σ_{bt} – то же, растягивающие;

σ_s – растягивающие напряжения в арматуре;

σ_{sc} – то же, сжимающие;

σ_{sp} – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре;

σ_{bp} – сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия;

ε_b – относительные деформации сжатия бетона;

ε_{bu} – то же, предельные (предельная сжимаемость);

ε_{bt} – то же, растяжения бетона;

ε_s – относительные деформации растяжения арматуры;

ε_{sc} – то же, сжатия;

E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s – модуль упругости арматуры.

$R_b, R_{b,ser}$ – бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{bt}, R_{bt,ser}$ – то же, осевому растяжению;

$R_{b,loc}$ – бетона смятию;

$R_s, R_{s,ser}$ – арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

R_{sc} – арматуры сжатию;

R_{sw} – поперечной арматуры растяжению;

R_{bp} – кубиковая передаточная прочность бетона.

Характеристики сечений

S – обозначение продольной арматуры: растянутой (при изгибе), растянутой или менее сжатой (при сжатии), более растянутой (при внецентренном растяжении), всей (при центральном растяжении);

S' – то же: сжатой (при изгибе), более сжатой (при сжатии), менее растянутой (при внецентренном растяжении);

S_w – обозначение поперечной арматуры;

S_p – обозначение напрягаемой арматуры;

$A_s, A'_s, A_{sw}, A_{sp}$ – площадь сечения арматуры соответственно S, S', S_w, S_p ;

Характеристики сечений

- b – ширина прямоугольного сечения и ребра таврового и двутаврового сечений;
- b_f, b'_f – ширина соответственно растянутой и сжатой полок;
- h – высота сечения;
- h_f, h'_f – высота соответственно растянутой и сжатой полок;
- a, a' – расстояние от ц.т. арматуры 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 x/h_o ;
- e_o – эксцентриситет силы N относительно оси сечения;

e_{op} – эксцентриситет силы P относительно ц.т. приведенного сечения;

e, e' – расстояние от точки приложения силы N до равнодействующей усилия в арматуре соответственно S и S' ;

μ – коэффициент армирования, равный $A_s/(bh_o)$.

Прочие характеристики

l_{an} – длина анкеровки арматуры в бетоне;

l_p – зона передачи напряжений;

a_{crc1}, a_{crc2} – ширина соответственно непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. *СНиП 2.03.01-84**. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1989. – 80 с.

2. *Пособие* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП, 1989. – 192 с.
3. *Пособие* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). – М.: ЦИТП, 1986. – Ч. 1. – 188 с.; Ч. 2. – 144 с.
4. *СНиП 2.01.07-85**. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: Минстрой РФ, 1996.
5. *СНиП 2.03.11-85*. Защита строительных конструкций от коррозии / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1986. – 48 с.
6. *Михайлов К.В.* Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона. – М.: Стройиздат, 1966. – 90 с.
7. *Мулин Н.М.* Стержневая арматура железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1974. – 232 с.
8. *Новое* в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: Стройиздат, 1978. – 204 с.
9. *Расчет* железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 220 с.
10. *Байков В.Н., Сигалов Э.Е.* Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
11. *Габрусенко В.В.* К расчету железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу // Известия вузов. Строительство, 1994. – № 5,6. – С. 115-117.