

УДК

И.Н. ТИХОНОВ, канд. техн. наук, НИИЖБ им. А.А. Гвоздева

Принципы расчета прочности и конструирования армирования балок перекрытий зданий из монолитного железобетона для предотвращения прогрессирующего разрушения

Приведены принципы расчета и конструирования армирования балок перекрытий зданий из монолитного железобетона для предохранения их от прогрессирующего разрушения при аварийных нагрузках. Разработанные расчетные методики учета пластического деформирования нормальных сечений балок и влияния распора позволяют минимизировать расход арматуры.

Ключевые слова: железобетонные конструкции, прочность, прогрессирующее разрушение, аварийные динамические нагрузки, армирование.

За последние десятилетия значительно обострилась проблема безопасности зданий и сооружений из монолитного железобетона при воздействии нагрузок аварийного характера.

Проводятся широкомасштабные теоретические исследования по оценке несущей способности многоэтажных зданий с балочным и безбалочным каркасом [1–3].

Разрабатываются рекомендации по проектированию монолитных зданий из железобетона, предлагающие ряд конструктивных мер и методик расчета для предотвращения прогрессирующего разрушения конструкций (Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. М.: Правительство Москвы, 2005).

Анализ причин и последствий недавних катастрофических разрушений зданий из монолитного железобетона показывает, что аварийные нагрузки, особенно кратковременные могут вызвать усилия в элементах конструкций, значительно превышающие их расчетные значения, предусмотренные при проектировании, а принятые конструктивные решения, в том числе касающиеся армирования, недостаточно надежны [4].

Это говорит о необходимости продолжения выполнения исследовательских и проектно-конструкторских работ по данному вопросу.

Учитывая эксклюзивность аварийных нагрузок, особое внимание следует уделять вопросам учета при проектировании сжатых и изгибаемых железобетонных элементов монолитных зданий возможности пластического деформирования и эффективного использования сопротивления бетона и арматуры расчетных сечений в стадиях, близких к разрушению.

В сжатых стойках и сжатых зонах изгибаемых элементов при статических и кратковременных динамических нагрузках целесообразно использование арматуры классов А500 и А600 вместо широко применяемой в строительстве арматуры класса А400.

В этом случае обеспечивается не только экономия металла (до 25%), но и практически исключается возмож-

ность снижения несущей способности стоек, балок и плит от выпучивания участков стержней сжатой арматуры при достижении в них пластических деформаций ($\varepsilon_{sc} = \frac{\sigma_r}{E_s}$) раньше достижения предельных деформаций сжатого бетона ($\varepsilon_{bm} = 250 \cdot 10^{-5} - 350 \cdot 10^{-5}$).

Одной из причин прогрессирующего обрушения конструкций зданий может быть хрупкое разрушение нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов перекрытий по сжатому бетону с одновременным упругим или упругопластическим деформированием растянутой арматуры, характерное для изгибаемых переармированных элементов ($\xi \geq \xi_R$). В этом случае разрушение сжатой зоны может носить взрывоподобный характер при использовании для ее усиления арматуры классов А240 и А400 по причине, указанной выше, особенно при слабом поперечном армировании. Перераспределение усилий в переармированных сечениях статически неопределимых железобетонных конструкций возможно только за счет неупругого деформирования сжатого бетона, так как пластические деформации растянутой арматуры в стадии, близкой к разрушению, не востребованы. Этот вид разрушения опасен тем, что его трудно визуально предвидеть, так как он не сопровождается большими прогибами элементов и раскрытием трещин. Высокие жесткостные характеристики сечений переармированных элементов в стадиях, близких к разрушению, обуславливают высокие значения частот собственных колебаний конструкций и усилий при кратковременном динамическом нагружении.

Таким образом, одной из основных задач проектирования безопасных зданий и сооружений из железобетона является выполнение для расчетных нормальных сечений балочных изгибаемых элементов требования:

$$\xi_{\min} \ll \xi \ll \xi_{\max}, \quad (1)$$

где ξ , ξ_{\min} , ξ_{\max} – фактическая величина, а также нижний и верхний расчетные пределы относительной высоты сжатой зоны бетона, соответствующие допустимым пластическим

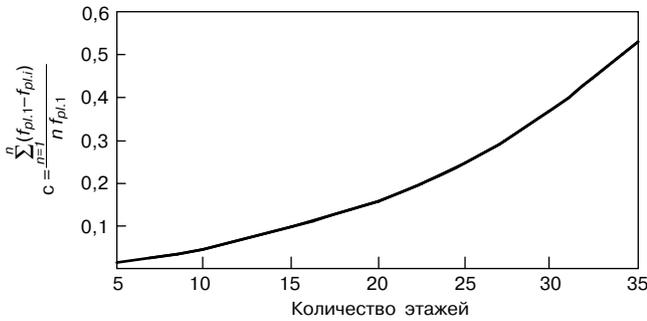


Рис. 1. Зависимость коэффициента C от этажности каркасного здания (по расчетам К.З. Кхой)

деформациям растянутой арматуры при статических и аварийных динамических нагрузках.

В табл. 1 приведены результаты вычислений (по методике [2]) минимальных значений относительной высоты сжатой зоны бетона и минимального процента армирования растянутой арматурой класса А500 (А500С и А500СП) при статических $\xi_{\min,n}$ и $\mu_{\min,n} = 100 \cdot \xi_{\min,n} \frac{R_b}{R_s}$ и динамических $\xi_{\min,d}$ и $\mu_{\min,d} = 100 \cdot \xi_{\min,d} \frac{\gamma_{bcv} R_{bn}}{\gamma_{sv} R_{sn}}$ нагрузках. Приведенные в табл. 1 $\xi_{\min,n}$ и $\mu_{\min,n}$ для арматуры А500С соответствуют нормированным в СП 63.13330.2012 значениям предельных относительных деформаций в арматуре при растяжении $\varepsilon_{s2} = 0,025$. Принятое для арматуры А500СП $\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{s2d} = 0,05$ обусловлено эффективностью сцепления этой арматуры в пластической стадии деформирования, высокой надежностью ее анкеровки в предельной стадии сопротивления внешним воздействиям [4] и соответствует требованиям Евроном к арматуре класса «В», рекомендуемой для использования в конструкциях, рассчитываемых по пластической модели [6, 7].

При статических нагрузках можно предложить $\xi_{\max} \leq 0,75 \xi_R$, что будет соответствовать рекомендациям Евроном ($\xi \leq 0,35$) для зон пластических шарниров статически неопределимых железобетонных конструкций с бетонами классов $\geq C 55/67$ (>В60) [6].

При назначении $\xi_{\max,d}$ для конструкций, рассчитываемых на аварийные кратковременные динамические нагрузки, следует учитывать значения коэффициентов динамичности K_{dv} , с помощью которых динамический расчет приводится к статическому. Различают два коэффициента динамичности – коэффициент динамичности перемещения K_{Π} и нагрузки K_{Π} [5].

Для линейно-деформируемых систем $K_{dv} = K_{\Pi} = K_{\Pi}$. Для нелинейно-деформируемых конструкций с «жесткой» восстанавливающей силой – $K_{\Pi} > K_{\Pi}$, с «мягкой» восстанавливаю-

щей силой $K_{\Pi} < K_{\Pi}$. Для инженерных расчетов этими отличиями можно пренебречь и принимать:

$$K_{dv} = K_{\Pi} = \frac{\gamma_m}{\gamma_{ct}} = K_{\Pi} = \frac{P_{ct}}{P_{md}}, \quad (2)$$

где γ_m – максимальное перемещение системы при динамической нагрузке; γ_{ct} – перемещение системы, вызванное статической нагрузкой, равной по величине максимальному значению динамической нагрузки; P_{ct} и P_{md} – статическая нагрузка и максимальное значение динамической нагрузки, которые вызывают в системе одни и те же усилия (перемещения).

В [1] и [3] для расчетов на прогрессирующее разрушение предложены зависимости для K_{dv} :

– для балочных каркасных зданий до 10 этажей:

$$K_{dv} = \frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0,5}; \quad (3)$$

– для зданий выше 10 этажей:

$$K_{dv} = \frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0,5} + C, \quad (4)$$

где K_{pl} – коэффициент пластичности, равный отношению полного прогиба элемента к предельному упругому.

Коэффициент пластичности для изгибаемых железобетонных элементов можно вычислять по формуле (5), взятой из работы [2]:

$$K_{pl} = \frac{\varepsilon_{bmd} \omega_d E_s (0,78 - \xi_d)}{(R_{sd} + 0,002 E_s) \xi_d}, \quad (5)$$

где $\varepsilon_{bmd} = \frac{0,002}{1 - \frac{\omega_d}{1,1}}$; $\omega_d = 0,85 - 0,006 R_{bd}$; $\xi_d = \frac{x_d}{h_0}$; $R_{bd} = \gamma_{bcv} \cdot R_{bn}$;

$R_{sd} = \gamma_{sv} \cdot R_{sn}$ – относительная высота сжатой зоны, сопротивления бетона и растянутой арматуры расчетных сечений при кратковременном динамическом нагружении (γ_{bcv} и γ_{sv} – по табл. 2); c – коэффициент, зависящий от этажности здания и пластических прогибов конструкций перекрытий перед разрушением перекрытия 1-го этажа, определяется по формуле (6) или графику на рис. 1.

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n (f_{pl,i} - f_{pl,1})}{n f_{pl,1}}, \quad (6)$$

где $f_{pl,1}$ – максимальный пластический прогиб ригеля (балки) 1-го этажа; $f_{pl,i}$ – пластические прогибы ригелей вышележащих этажей перед разрушением ригеля 1-го этажа; n и i – количество и номера этажей.

Из формулы (4) следует, что минимальное значение K_{dv} равно $\frac{K_{pl}}{K_{pl} - 0,5}$, и это соответствует случаю одноэтажного здания. Максимальное значение K_{dv} при отсутствии пластических перемещений (полной упругости) не должно превышать 2.

Из формул (5) и (3) следует, что с уменьшением значений (ξ_d) коэффициент пластичности (K_{pl}) увеличивается, а коэффициент динамичности (K_{dv}) уменьшается. Следовательно, при расчете и конструировании сечений статически неопределимых железобетонных конструкций следует стремиться, для исключения их хрупких разрушений по бетону, к минимально возможным величинам ξ_{\max} .

Из графиков приведенных на рис. 2 построенных по формулам (3) и (5) для арматуры класса А500 и бетона раз-

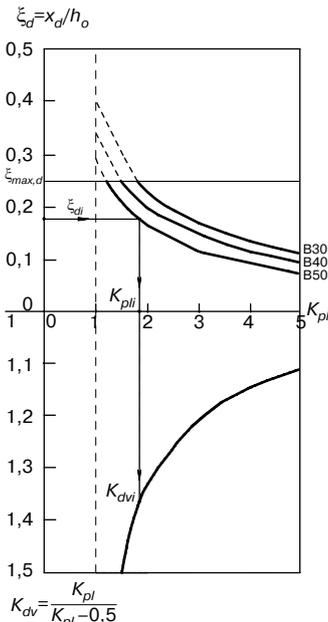


Рис. 2. Зависимости K_{dv} от K_{pl} , ξ_d и прочности бетона при растянутой арматуре А₅ класса А500 и сжатой арматуре А₅' = 0

ных классов видно, что при $\xi \geq 0,25$ резко увеличивается коэффициент динамичности (K_{dv}). Это невыгодно по экономическим соображениям из-за резкого увеличения расхода арматуры и бетона.

Таким образом, при проектировании железобетонных конструкций на аварийные кратковременные динамические нагрузки следует ориентироваться на $\xi_{\max.d} \leq 0,25$.

Железобетонные балочные конструкции в реальных условиях эксплуатации взаимодействуют с конструкциями, их окружающими. Наличие ограничений по горизонтальному смещению нижней части опорного сечения изгибаемых железобетонных конструкций, обладающих достаточно большой жесткостью, приводит к возникновению сжимающих усилий – так называемого распора.

Известно, что несущая способность железобетонных изгибаемых элементов, работающих с распором, при статических и кратковременных динамических воздействиях может быть значительно выше несущей способности элементов, работающих без распора.

Из-за неопределенности фактической величины распорных усилий в реальных условиях эксплуатации железобетонных конструкций, тенденции к их снижению при длительно действующих нагрузках, ограниченности опытных оценок при кратковременных и длительных нагрузках влияние распора на несущую способность нормальных сечений изгибаемых элементов в практических расчетах учитывается достаточно редко.

Принимая во внимание эксклюзивный и кратковременный характер воздействий аварийных нагрузок, учет положительного влияния распорных усилий на несущую способность железобетонных конструкций в этом случае пренебрегать было бы расточительно.

Исследования прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов с ограничением горизонтальных смещений нижней зоны опорных сечений представляют особый интерес из-за влияния не только на работу основной конструкции, но и на работу примыкающих к ней конструкций. Учет нагружения этих конструкций от распора может значительно откорректировать их геометрические характеристики и армирование.

При расчете конструкций зданий на кратковременные динамические нагрузки, особенно по методике расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения, с целью экономии материалов целесообразно выявление дополнительных резервов несущей способности. В этом случае учет влияния распора представляет значительный практический интерес.

На рис. 3 приведена условная схема балки, лежащей на двух шарнирных опорах, до и после приложения нагрузки, в предельной стадии деформирования. Сопротивление соседних конструкций смещению опорных шарниров заменено сопротивлением растяжению некоторой условной эквивалентной затяжки, расположенной на уровне растянутой

арматуры. Величина распора H , создаваемая условной затяжкой, может быть определена по выражению:

$$H = E_s A_{sz} \varepsilon_{sz}, \quad (7)$$

где E_s и A_{sz} – модуль упругости и площадь сечения условной эквивалентной затяжки; ε_{sz} – относительное удлинение затяжки при перемещении правого опорного шарнира на величину Δ с учетом податливости опорных сечений балки Δ_1 и податливости примыкающих к балке конструкций Δ_2 :

$$\varepsilon_{sz} = \frac{\Delta - \Delta_1 - \Delta_2}{l}, \quad (8)$$

$$\Delta = \frac{f h_0}{0,5l}, \quad (9)$$

$$\Delta_1 = \frac{H \cdot l}{bhE_b}. \quad (10)$$

Прогиб в предельной стадии работы железобетонной балки с распором при кратковременном динамическом нагружении может быть определен по формуле:

$$f = \frac{s l^2 \varepsilon_{bmd} \omega_d}{h_0 \xi_d}, \quad (11)$$

где s – коэффициент, учитывающий схему нагружения нагрузкой, равномерно распределенной ($s = \frac{5}{48}$) или сосредоточенной в середине ($s = \frac{1}{12}$) или третях (при $a = \frac{l}{3}$, $s = \frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$) пролета;

$$\xi_d = \frac{R_{sd} A_s + H}{R_{bd} b h_0}. \quad (12)$$

После соответствующих подстановок получим зависимость для распора H :

$$H = E_s A_{sz} \left(\frac{2S \varepsilon_{bmd} \omega_d}{\xi_d} - \frac{\Delta_1}{l} - \frac{\Delta_2}{l} \right). \quad (13)$$

Момент от H относительно центра тяжести сжатой зоны бетона может быть определен по формуле:

$$M_H = H (h_0 - f - 0,5x). \quad (14)$$

Уравнение равновесия системы может быть записано в виде:

$$M_0 = M_T + M_H, \quad (15)$$

где M_0 – эквивалентный статический момент от внешней нагрузки для свободно лежащей балки с распором; M_T – пролетный предельный момент, обусловленный армированием.

Анализируя зависимости (13–15), можно сделать ряд выводов:

1. Несущая способность изгибаемых элементов с учетом распорных усилий (M_0) определяется реакцией опорных конструкций (H), моделируемых сопротивлением условной эквивалентной затяжки (рис. 3), зависящей от геометрических параметров и армирования элементов, характеризуемых (ξ), прогибов в предельной стадии сопротивления внешнему воздействию (f), податливостью опорных сечений элементов (Δ_1) и примыкающих к ним конструкций (Δ_2).

2. При малых значениях h_0 и больших прогибах (f), обусловливаемых значительными пролетами (l), распорные усилия (H) могут снижать несущую способность элементов.

Известно, что несущая способность изгибаемых перераспорованных элементов ($\xi \geq \xi_R$) возрастает в той или иной

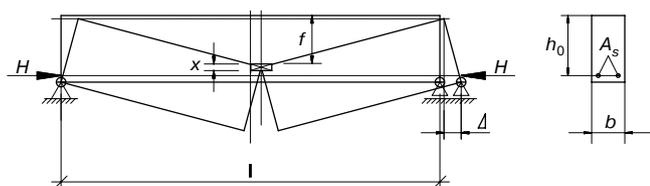


Рис. 3. Схема деформирования железобетонной балки с распором

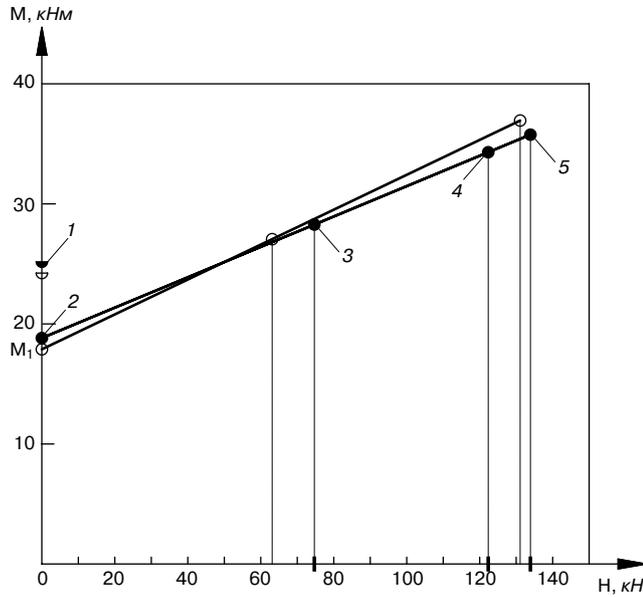


Рис. 4. Зависимость несущей способности опытных балок с $\xi \approx 0,15$ от величины распорного усилия H при статическом кратковременном нагружении (○) и после длительной нагрузки (●): $\sigma_b = 40$ МПа, $\sigma_t = 646-676$ МПа; ◐, ◑ – то же с $\sigma_b = 40$ МПа, $\sigma_{t2} = 913$ МПа; M_1 – опытные значения при $H=0$. Для 1, 2, 3, 4, 5 – значения $\frac{M_{длит}}{M_1}$ соответственно 0,82, 0,87, 1,37, 0,82, 1,15

степени с увеличением армирования сечений. Превышение несущей способности тем больше, чем меньше $\xi_{R'}$, то есть чем выше прочность бетона и арматуры. Из-за незначительности этого превышения современными нормами допускается его не учитывать, а максимальное значение высоты сжатой зоны бетона при $\xi \geq \xi_R$ в расчетах принимать $x = \xi_R h_0$.

Следовательно, согласно действующим нормам максимальный изгибающий момент от внешних усилий при $\xi \geq \xi_R$ принимается равным моменту внутренних усилий нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов относительно какой-либо одной оси в плоскости сечения при выполнении условия $x = x_R = \xi_R h_0$.

Принимая в качестве расчетной эту предпосылку, численную оценку возможного максимального влияния распора (H) на несущую способность балок при кратковременных динамических нагрузках с армированием сжатой и растянутой зон (рис. 3) можно представить формулой (16):

$$K_{dv} = \frac{M_T + M_{H1}}{M_T}, \quad (16)$$

где M_{H1} – момент от распора H_1 , с учетом податливости торцов балки и примыкающих к ней конструкций.

$$H_1 = \left(\frac{\Delta - \Delta_1 - \Delta_2}{\Delta} \right) H_{max}, \quad (17)$$

где Δ – по формулам (9) и (11) при $\xi_d = \xi_{Rd}$; Δ_1 – по формуле (10) при $H = H_{max}$; Δ_2 – податливость (перемещения) примыкающих конструкций при действии на них H_{max} :

$$H_{max} = \xi_{Rd} R_{bd} b h_0 - R_{sd} A_s + R_{scd} A_s' \quad (18)$$

$$M_{H1} = H_1 (h_0 - f_1 - 0,5 \xi_{d1} h_0), \quad (19)$$

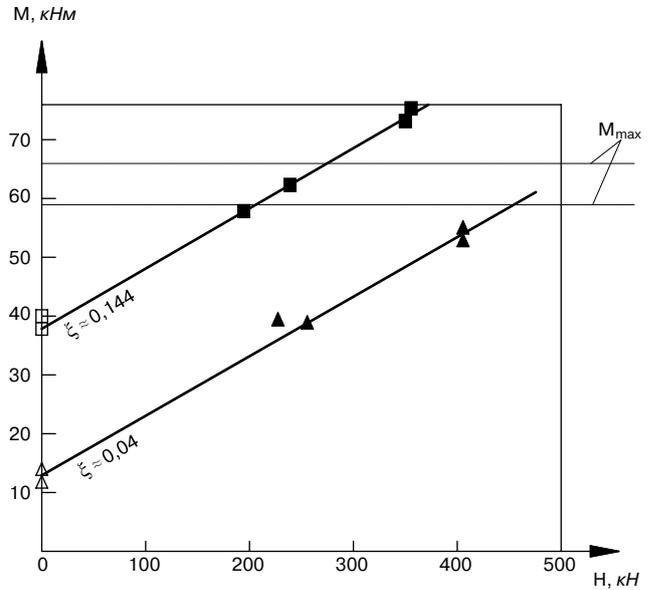


Рис. 5. Зависимость несущей способности опытных балок от величины распорного усилия H при однократном динамическом нагружении: $\sigma_b = 48,7$ МПа, $69,2$ МПа; $\sigma_t = 466,7$ МПа; Δ ◐ – расчетные значения; \blacktriangle ◑ – опытные значения

где $\xi_{d1} = \frac{R_{sd} A_s + H_1 - R_{scd} A_s'}{R_{bd} b h_0}$; f_1 – прогиб балки при $\xi_d = \xi_{d1}$ по формуле (11).

Результаты опытов, выполненных на балках с распором при статических кратковременных и длительных нагрузках (опыты проводились Х. Якубом, Б.С. Расторгуевым, И.Н. Тихоновым), а также кратковременных динамических нагрузках (Новое о прочности железобетона / Под ред. К.В. Михайлова. М.: Стройиздат, 1977. 271 с.) приведены на рис. 4 и 5. В обоих случаях опыты проводились по методике НИИЖБ им. А.А. Гвоздева с имитацией распора, приложенного на уровне растянутой арматуры балок металлической затяжкой из 2–4 стержней разной суммарной площади с $\sigma_t \approx 250$ МПа при статическом и $\sigma_t \approx 400$ МПа при динамическом нагружении.

На рис. 4 и 5 представлена графическая зависимость разрушающего момента балок с распором от величины усилия в затяжках H , как при статическом кратковременном и после длительного нагружения, так и при однократном динамическом нагружении.

После действия длительной нагрузки $M_{длит}$, равной 0,87 и 0,82, от разрушающей в балках с арматурой разной прочности без распора, несущая способность M_1 увеличивалась на 5–8%. В балках с распором при кратковременном нагружении и $\frac{M_{длит}}{M_1} = 0,82-1,37$ наблюдалось увеличение несущей способности в линейной зависимости от величины распора H . При этом имела место тенденция к снижению превышения сопротивления после предварительного длительного нагружения (рис. 4).

Из результатов опытов, приведенных на рис. 5, можно видеть, что динамическая прочность балок с распором зависела от величины относительной высоты сжатой зоны ξ . Чем выше ξ , тем меньше превышение несущей способности. Так, у балок с $\xi = 0,04-0,054$ и максимальным опытным H несущая способность увеличилась за счет распора в

4,48–4,4 раза и соответственно достигла максимально возможного теоретически определенного предела по формуле (19); в балках с $\xi=0,144-0,2$ несущая способность увеличилась в 1,87 раза и несколько превысила ее теоретическое максимальное значение.

Методика расчета балок каркасного здания на прогрессирующее разрушение. Расчет производится в нелинейной постановке с коэффициентами динамичности по нагрузке, определяемыми по расчету.

Сущность расчета заключается в оценке несущей способности конструкций каркасного здания после внезапного удаления одной из колонн первого этажа (угловой, крайней, промежуточной).

Прочность элементов поврежденного каркаса должна быть обеспечена при действии статической нагрузки эквивалентной динамической:

$$q_{pl} = K_{dv} q_o, \quad (20)$$

где $q_o = (q_{пост} + \psi_1 q_{длит})$, $q_{пост}$, $q_{длит}$ – величины нормативных нагрузок; $\psi_1=0,95$ – коэффициент для длительных нагрузок при их особом сочетании.

Коэффициент динамичности по нагрузке K_{dv} определяется согласно формуле (4).

В результате расчета должно быть выполнено условие:

$$q_{pl} \leq q_{ud}, \quad (21)$$

где q_{ud} – предельная нагрузка, которую может выдержать конструкция.

Для неразрезных балок перекрытия каркасного здания с двумя одинаковыми пролетами:

$$q_{ud} = \frac{8}{l^2} (M_{ud}^{sup} + M_{ud}^{sp}), \quad (22)$$

где M_{ud}^{sp} – пластический момент внутренних усилий в сечении балок над удаленной промежуточной (средней) колонной; M_{ud}^{sup} – пластический момент в опорных (у крайних колонн) сечениях балок. M_{ud}^{sp} и M_{ud}^{sup} вычисляются по формуле:

$$M_{ud}^{sup,sp} = R_{bd} b h_o^2 \xi_d (1 - 0,5 \xi_d) + R_{scd} A_s' (h_o - a'), \quad (23)$$

где
$$\xi_d = \frac{R_{sd} A_s - R_{scd} A_s'}{R_{bd} b h_o} \geq \frac{2a'}{h_o}. \quad (24)$$

Если условие (24) не соблюдается, что может быть при избыточном количестве сжатой арматуры, то в формулы (23) и (24) вместо R_{scd} подставляется σ_{scd} :

при
$$\frac{a'}{h_o} \leq \xi_d < \frac{2a'}{h_o}, \quad \sigma_{scd} = \frac{\xi_d h_o R_{scd}}{2a'}, \quad (25)$$

Таблица 1

Характеристика	Класс арматуры	A500	
		A500C	A500СП
$R_s / R_{sn} / R_{sd}$, МПа		435/500/600	γ_s^{**} .435/500/600
$\epsilon_{s2} / \epsilon_{s2d}^*$		0,025/0,05	0,05/0,05
K_{pl}		5,56/10	10/10
Статика $\xi_{min,n} / u_{min,n}$, %	B30	0,11/0,48	0,054/0,24
	B40	0,095/0,55	0,045/0,26
	B50	0,084/0,6	0,038/0,27
Динамика $\xi_{min,d} / u_{min,d}$, %	B30	0,054/0,24	0,054/0,24
	B40	0,045/0,26	0,045/0,26
	B50	0,038/0,27	0,038/0,27
ϵ_{max}		$\leq 0,35$	$\leq 0,35$
$\epsilon_{max,d}$		$\leq 0,25$	$\leq 0,25$
* ϵ_{s2} и ϵ_{s2d} – предельные относительные удлинения арматуры при статическом (по СП63.13330.2012) и аварийном динамическом нагружении. ** $\gamma_s = 1, 1-0,1 \frac{\xi}{\xi_{cr}}$			

при
$$\xi_{min,d} \leq \xi_d < \frac{a'}{h_o}, \quad \sigma_{scd} = 0,5 R_{scd}$$

для
$$\xi_d = \frac{R_{sd} A_s - 0,5 R_{scd} A_s'}{R_{bd} b h_o} \quad (26)$$

и $\sigma_{scd} = 0$ для
$$M_{ud}^{(sup),(sp)} = R_{bd} b h_o^2 \xi_d (1 - 0,5 \xi_d). \quad (27)$$

Коэффициент пластичности K_{pl} для вычислений K_{dv} по формуле (4) определяется по формуле (5) для опорных сечений неразрезных балок, имеющих до разрушения средней колонны максимальные значения расчетных изгибающих моментов и армирование, то есть минимальные значения K_{pl} и максимальные K_{dv} .

Если условие (21) не выполняется, то при $\frac{h}{l} > \frac{1}{30}$ следует учесть влияние распора на увеличение несущей способности балки.

Для этого определяем H_{max} и M_{H1} по формулам (17), (18) и (19) для нормального сечения над разрушаемой колонной.

Тогда
$$q_{ud} = \frac{8}{l^2} (M_{ud}^{(sup)} + M_{ud}^{(sp)} + M_{H1}). \quad (28)$$

При этом необходимо соблюдать условие $M_{H1} \leq 0,5 M_{ud}^{(sp)}$. Если и тогда условие (21) не обеспечивается, то следует увеличить прочность арматуры, ее сечение или сечение балки для выполнения условия:

$$M_{ud}^{(sp)} = \frac{q_{pl} l^2}{8} - M_{ud}^{(sup)} - M_{H1}. \quad (29)$$

Таблица 2

Материал	Усилия	Обозначение коэффициентов динамического упрочнения	Коэффициенты динамического упрочнения при классах арматуры			
			A240 A300	A400	A500	A600
Арматура	Растяжение	γ_{sv}	1,32	1,16	1,1	1,05
	Сжатие	γ_{scv}	1,1	1,1	1,1	1,05
Бетон	с арматурой в сжатой зоне	γ_{bcv}	1,1	1,1	1,2	1,2
	без арматуры в сжатой зоне		1,2			

Расчет повторяется в случае изменения значения ξ_d сечения, используемого для определения K_{pl} и K_{dv} .

Выводы

1. В сжатых и изгибаемых железобетонных элементах как по причине экономической целесообразности, так и по требованиям безопасности зданий при статических и аварийных динамических нагрузках целесообразно использование арматуры класса А500, предпочтительно А500СП, и А600 вместо А400.

2. На стадии проектирования необходимо стремиться к выполнению требований для расчетных нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов $\xi_{\min} \leq \xi \leq \xi_{\max}$, ξ_{\min} и ξ_{\max} определяются по табл. 2.

3. Расчет однопролетных и многопролетных неразрезных железобетонных балок с $\frac{h}{l} > \frac{1}{30}$ при статических и кратковременных динамических нагрузках для оценки запасов прочности и экономии арматуры целесообразно выполнять с учетом влияния распора по предложенной методике.

4. При конструировании армирования неразрезных балок с целью предотвращения прогрессирующего разрушения необходимо учитывать следующие конструктивные требования:

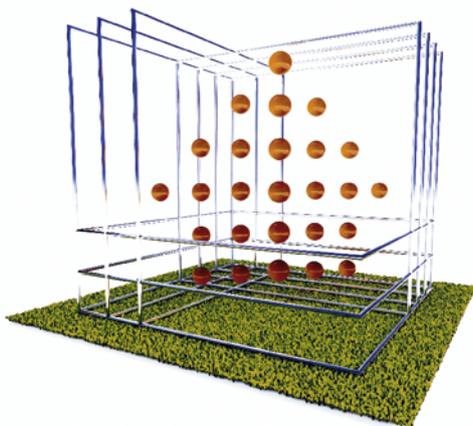
- нижнюю пролетную арматуру балок нельзя обрывать и отгибать по всей ее длине, кроме участков приопорных зон у крайних колонн;
- при обрыве части стержней растянутой арматуры класса А500 в приопорной зоне балок с выполнением требований норм по анкерровке целесообразно осуществить электродуговую сварку к ним не менее двух последних хомутов на длине анкерующих концевых участков. В этом случае надежность анкерровки стержней увеличивается при использовании арматуры класса А500СП [7];

- поперечное армирование балок в зонах их опирания на длине, равной двум высотам балок в обе стороны от оси промежуточных колонн и от граней крайних колонн или обвязочных балок, рекомендуется выполнять в виде замкнутых хомутов диаметром не менее 8 мм с периодическим профилем, располагаемых с шагом не более 300 мм и 10 диаметров продольной сжатой арматуры.

Список литературы

1. *Расторгуев Б.С., Мутока К.Н.* Деформирование конструкций перекрытий каркасных зданий после внезапного разрушения колонны // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2006. № 1. С. 12–15.
2. *Тихонов И.Н., Козелков М.М.* Расчет и конструирование железобетонных монолитных перекрытий зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения // Бетон и железобетон. № 3. 2009. С. 2–8.
3. *Као Зуй Кхой.* Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов // Автореферат диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук. М.: МГСУ, 2010.
4. *Тихонов И.Н.* Актуальные вопросы проектирования безбалочных перекрытий из монолитного железобетона // Жилищное строительство. 2010. № 3. С. 2–5.
5. *Попов Н.Н., Расторгуев Б.С.* Динамический расчет железобетонных конструкций. М.: Стройиздат, 1974. 207 с.
6. *Алмазов В.О.* Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам. М.: АСВ, 2007. 216 с.
7. *Тихонов И.Н., Саврасов И.П.* Исследования прочности железобетонных балок с арматурой класса А500 при действии поперечных сил // Жилищное строительство. 2010. № 9. С. 2–7.

ПОСТРОЙ СВОЙ МИР!



24-26 апреля ВОРОНЕЖ 2013

ул. Ворошилова, 1а
Спортивный комплекс
“ЭНЕРГИЯ”

36-я межрегиональная специализированная
ВЫСТАВКА с международным участием
СТРОИТЕЛЬСТВО

ОРГКОМИТЕТ:



Вeтa
ВЫСТАВОЧНЫЙ ЦЕНТР

КОНТАКТЫ: тел: (473) 251-20-12, 277-48-36
e-mail: stroy@veta.ru

Подробная информация
на www.veta.ru