

Виктор Владимирович ТУР,
доктор технических наук,
профессор,
заведующий кафедрой
"Технология бетона
и строительные материалы"
Брестского государственного
технического университета

ПРОВЕРКИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ЗДАНИЙ В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

Часть 1. Метод связевых усилий. Проектирование системы горизонтальных и вертикальных связей

CHECKING OF STRUCTURAL BUILDING SYSTEMS IN SPECIAL DESIGN SITUATIONS

Part 1. Tie force method. Design of the system of horizontal and vertical ties

В статье представлены результаты анализа нормативных документов различных стран, определяющих основные стратегии защиты конструктивных систем от прогрессирующего обрушения. Приведены определения терминов, классификация типов прогрессирующего обрушения, классификация зданий.

This paper presents the analysis results of the normative documents of various countries, which define the main design strategies for defense of structural systems against progressive collapse. The classification of progressive collapse types, terms and definitions and a possible classification of buildings are given.

ВВЕДЕНИЕ

В последние годы в обществе значительно возросло чувство риска, а также интерес к пониманию его источников, анализу и разработке способов его снижения. Следует отметить, что это касается как риска в общем смысле, так и специфических рисков, связанных с техникой, в том числе со строительством. При этом следует различать риски, связанные непосредственно со строительным процессом (технологическими операциями в процессе возведения), и риски, связанные напрямую с безопасностью и надежностью строительных конструкций. В статье первые из представленных рисков не рассматриваются.

В соответствии с классическими представлениями, риск — это двухэлементная комбинация вероятности и последствий наступления нежелательного события. Оценка риска является в значительной мере субъективной, особенно в общественном восприятии (модель формирования общественного мнения). Так, ряд исследований [1–7] показывает, что порой объективно невысокие риски вызывают истерические реакции в обществе, в то время как очень высокие — повсеместно игнорируемые.

Поэтому следует подчеркнуть, что обеспечение надежности конструкции или конструктивной системы является основной задачей инженеров, а минимизация рисков — общественным приоритетом. В действующих в настоящее время строительных нормах, применяемых в практике проектирования, понятие и количественная мера риска не прописаны в явном виде, но опосредованно обеспечение некоторого допустимого (или при-

емлемого) уровня риска заключено, например, в базовом требовании, содержащемся в п. 1.1 ГОСТ 27751 [8]: "Строительные конструкции и основания должны быть запроектированы таким образом, чтобы они обладали **достаточной надежностью при возведении и эксплуатации с учетом, при необходимости, особых воздействий (например, в результате землетрясения, наводнения, пожара, взрыва)**". Как показано в работе автора статьи [9], представленное определение (требование) не только не полно, но и не позволяет достаточно обоснованно сказать, с каким уровнем надежности проектируются конструкции.

Введение на территории республики Беларусь с 01.01.2010 системы Еврокодов (так называемых Structural Eurocodes) и базового документа ТКП ЕН 1990 "Основы проектирования конструкций" [10] позволяет по-новому взглянуть на проблему надежности конструктивных систем, в том числе и в особых расчетных ситуациях. Согласно п. 2.1(1) ТКП ЕН 1990 "Конструкцию следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы она в течение предполагаемого **срока эксплуатации с назначенным уровнем надежности и без чрезмерных экономических затрат воспринимала все воздействия и влияния, появление которых, по всей вероятности, следует ожидать в процессе возведения и эксплуатации, и оставалась пригодной к требуемым условиям эксплуатации**" (принципы метода предельных состояний).

Следуя приведенной формулировке, риск становится трехэлементной комбинацией вероятности, стоимости и периода эксплуатации, а выполнение соответствующих условий равнозначно решению задачи

многокритериальной оптимизации. Количественный анализ, а далее и оптимизация риска связаны с необходимостью квантификации параметров, проектных (расчетных) переменных, ограничений и критериев оптимизации. Теоретическая основа для решения подобных задач изложена в [6, 7].

В связи с введением на территории Республики Беларусь Технического регламента ТР 2009/013/ВУ, в ст. 5 п. 2.1 которого указано, что "...сооружения должны быть запроектированы таким образом, чтобы во время строительства и расчетного периода эксплуатации любые предполагаемые воздействия не приводили бы к следующим последствиям:

...

— прогрессирующему обрушению конструкций в случае разрушения отдельных элементов", на проблему проектирования конструктивных систем в особых расчетных ситуациях взглянули по-новому.

Вместе с тем, как было показано в работах автора [9, 11], проблема не является новой. Кроме того, в исследованиях [12, 13] обращается внимание на то обстоятельство, что на протяжении целого ряда лет незаслуженно был забыт п. 19 ГОСТ 27751 [8]: "*Аварийная расчетная ситуация, имеющая малую вероятность появления и небольшую продолжительность, но являющаяся весьма важной с точки зрения последствий достижения предельных состояний, возможных при ней (например, ситуация, возникающая в связи со взрывом, столкновением, с аварией оборудования, пожаром, а также непосредственно после отказа какого-либо элемента конструкции)*". Таким образом, требования по расчету модифицированных конструктивных систем с удаленными элементами закреплено нормативно довольно давно (более 20 лет назад), хотя исполнялось не во всех случаях (за исключением типовых проектов КЖД).

Несмотря на то обстоятельство, что практически все европейские нормативные документы* содержат прямо или косвенно требования по ограничению непропорционального обрушения конструктивных систем в особых расчетных ситуациях при появлении аномальных воздействий, детально прописанные методы практически отсутствуют, а взамен, как правило, предлагается система мер, которые должны быть применены на стадии проектирования.

Вместе с тем, практическое проектирование требует не формальных, хотя и совершенно правильных, деклараций, а расчетно-конструктивных подходов к защите конструктивных систем от прогрессирующего (непропорционального) обрушения.

В статье рассмотрены некоторые общие подходы к проектированию конструктивных систем в особых расчетных ситуациях, включенные в разработанные Рекомендации [14].

1 О ТЕРМИНЕ "ПРОГРЕССИРУЮЩЕЕ ОБРУШЕНИЕ"

Прогрессирующее обрушение (англ. *Progressive Collapse*) является относительно новым термином в теории конструкций и имеет ряд определений, содержащихся в научно-технической литературе [8, 10, 15–24].

При рассмотрении исторической ретроспективы выясняется, что основные публикации, в которых впервые появляется термин "прогрессирующее обрушение", фокусируются на аварии 22-этажного крупнопанельного жилого здания Ronan Point Tower (Canning Town, London, UK), происшедшей в мае 1968 года после ввода его в эксплуатацию. Причиной аварии, приведшей к прогрессирующему обрушению жилого здания, явился взрыв природного газа в кухне, расположенной на 18-м этаже. По результатам работы комиссии был опубликован заключительный отчет [25, 26], рекомендации которого, направленные на предотвращение прогрессирующего обрушения, были включены в нормы проектирования многих стран.

В работах автора [9, 11], а также в работе [13] детально рассмотрены и проанализированы определения термина "прогрессирующее обрушение".

Установлено, что главным признаком прогрессирующего обрушения принято считать непропорционально большие масштабы окончательного повреждения здания и соответственно ущерба по отношению к локальному повреждению (разрушению) отдельного конструктивного элемента (или группы конструктивных элементов), инициировавших цепную реакцию обрушения. Следует отметить, что у такого подхода существуют как сторонники, так и противники, отстаивающие, главным образом, вопросы терминологии.

Принимая во внимание то обстоятельство, что любое разрушение является в определенной степени "прогрессирующим", некоторые авторы и нормативные документы предпочитают либо использовать термин "*непропорциональное обрушение*", либо вообще не акцентировать внимания на этом термине. Так, например, в европейской практике нормирования, в отличие от американской, отсутствует документ, напрямую регламентирующий расчет конструктивных систем на прогрессирующее обрушение, но, вместе с тем, этот феномен учитывается в ТКП ЕН 1991-1-7 "Общие воздействия — Особые воздействия" (EN 1991-1-7: General Actions — Accidental Actions [27]) в рамках проверки живучести конструктивной системы в особой расчетной ситуации при постановке расчетного минимума вертикальных и горизонтальных связей.

В исследованиях [28], опубликованных в начале 2009 г., рекомендуется использовать следующие характеристики применительно к анализируемому феномену:

1) *прогрессирующее обрушение*: один или несколько элементов конструктивной системы разрушаются **внезапно** (независимо от причин, вызвавших разрушение), что ведет к перераспределению усилий и очередному выключению (разрушению) других конструктивных элементов до тех пор, пока не будет достигнуто **новое состояние равновесия**, при котором часть конструктивной системы, если не все здание, подвергнется обрушению;

2) *непропорциональное обрушение*: прогрессирующее обрушение характеризуется как непропорциональное, если размеры области результирующего обрушения превышают **допустимые**, установленные соответствующими нормами, стандартами, рекомендациями. В силу этого, критерий непропорциональ-

* В соответствии с п. 2.1(4)Р ТКП ЕН 1990 "Конструкцию следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы она не повреждалась в степени, непропорциональной по отношению к начальной причине при наступлении таких событий, как взрыв, удар, или последствий человеческих ошибок.

ности может отличаться для различных стран (таблица 1) в зависимости от принятого *уровня допустимого риска* [1, 2].

Таким образом, различные технические нормативные правовые акты, используя термин "прогрессирующее обрушение", в действительности подразумевают "непропорциональное" обрушение.

Не пускаясь в терминологическую полемику, "прогрессирующее обрушение", о котором в основном говорят специалисты, имеет следующие признаки:

- реализация аномального события, вызывающего появление особых (идентифицированных и/или неидентифицированных) воздействий;

- внезапное локальное разрушение отдельного(ых) конструктивного(ых) элемента(ов), провоцирующее лавинообразное обрушение значительной части конструктивной системы;

- непропорционально большие масштабы результирующего обрушения и социально-экономические последствия по отношению к инициировавшему его локальному разрушению, превосходящие нормируемые значения, установленные в зависимости от принятого уровня допустимого риска.

Следует отметить, что в большинстве случаев сценарии развития прогрессирующего обрушения связывают, главным образом, с перераспределением усилий в модифицированной конструктивной системе, получившей начальные разрушения. Однако в особых расчетных ситуациях могут реализовываться и другие механизмы и сценарии распространения разрушений.

Классификация возможных типов прогрессирующего обрушения рассмотрена в работах автора, например [11].

Для того чтобы избежать ненужной полемики, касающейся применения термина "прогрессирующее обрушение" следует, по мнению автора, вести рассуждения о поведении конструктивных систем в особых расчетных ситуациях, чего собственно и требуют нормы.

Как следует из принципов, изложенных в [10], проверки предельных состояний следует выполнять для соответствующих расчетных ситуаций. Здесь полезно помнить о том, что в рамках метода предельных состояний следует выбирать и соответствующие варианты расчетных моделей, правильно описывая базисные переменные [10]. Так, принимая расчетные модели в рамках метода частных коэффициентов, следует обращать внимание

Таблица 1. Примеры критериальных значений для ограничения области результирующего обрушения в соответствии с требованиями нормативных документов различных стран

№ п/п	Страна	Нормативный документ	Критерий ограничения области локального разрушения	
			В горизонтальном направлении	В вертикальном направлении
1	Великобритания	BS5950-1:2000 [23]	Менее 15 % от площади перекрытия и не более 100 м ²	Уровень начального обрушения плюс один смежный уровень (этаж) вверх или вниз
2	Канада	NBCC 1977 [29]	Один пролет плюс один элемент в любую сторону; две плиты размером на пролет могут провисать за счет вантового (цепного) эффекта, если удаляется опора с одной стороны	Уровень начального обрушения плюс один смежный уровень (этаж) вверх или вниз
3	США	NYC 1998,2003 [21]	Менее 20 % площади перекрытия (покрытия) и не более 100 м ²	Не более трех этажей
		DoD-UFC-4-023-03 [22]	При удалении наружных элементов: разрушение перекрытия выше удаленного элемента не более 70 м ² и не более 15 % от общей площади перекрытия; при удалении внутренних элементов: не более 140 м ² или 30 % площади перекрытия	Перекрытие, располагаемое под удаляемым элементом, не должно разрушаться
		GSA 2003 [30]	Не более 170 м ² непосредственно над удаленным наружным элементом или не более 330 м ² над удаленным внутренним элементом	Уровень начального обрушения плюс один этаж вверх или вниз
4	ЕС	EN 1991-1-7 [27]	Не более 70 м ² и 15 % для каждого из перекрытий двух смежных этажей при удалении наружной колонны	Уровень начального обрушения плюс один смежный этаж вверх или вниз
5	РФ	МГСН 4.19-05 [19]	Повреждение в круге площадью не более 80 м ²	Уровень начального обрушения плюс один смежный этаж вверх или вниз
6	РБ	ТКП 45-3.02-108 [31], ТКП ЕН 1991-1-7 [27]	При удалении наружных элементов: не более 70 м ² и не более 15 % от площади каждого из перекрытий двух смежных этажей; при удалении внутренних элементов: не более 140 м ² и не более 30 % от площади для каждого из перекрытий двух смежных этажей	Уровень начального обрушения плюс один смежный этаж вверх или вниз

на ограничения метода, сформулированные в [10], при решении нелинейных задач.

2 ОСНОВЫ СТРАТЕГИИ УПРАВЛЕНИЯ РИСКАМИ В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

Как следует из анализа работ [3–7, 32–35], локальные разрушения (повреждения) могут быть инициированы целым рядом аномальных причин (событий), включая как человеческие ошибки, допущенные в процессе проектирования и возведения здания, так и события, которые могут произойти с малой вероятностью после его возведения в процессе эксплуатации, но не рассматриваются в постоянных и переходных расчетных ситуациях при составлении соответствующих сочетаний эффектов от воздействий при традиционном проектировании. Такие события связаны с появлением, как правило, аномальных воздействий, которые традиционно принято называть особыми. Эти воздействия, к которым относятся взрывы (газа, бомбы и т. д.), удары транспортных средств (грузовика, самолета), крупномасштабные пожары, экстремальные климатические или другие аномальные природные воздействия, не рассматриваются в рамках традиционного проектирования.

Подобная классификация идентифицированных и неидентифицированных особых воздействий приведена, например, в работе [11].

В общем случае стратегия управления рисками в особых расчетных ситуациях фокусируется на способности поврежденной (модифицированной) конструктивной системы сохранять живучесть* после наступления особого события, связанного с появлением аномального воздействия.

Если каждую из угроз, оговоренных ранее, представить случайным событием H_i , тогда полная вероятность обрушения конструктивной системы при реализации особого события (угрозы) может быть записана следующим образом:

$$P(F) = \sum_{i=1}^n P(F|DH_i)P(DH_i|H_i)P(H_i), \quad (2.1)$$

где F — событие, определяемое как непропорциональное или прогрессирующее обрушение конструктивной системы;

$P(H_i)$ — вероятность появления особого события, связанного с угрозой;

$P(DH_i|H_i)$ — условная вероятность локального разрушения отдельного конструктивного элемента при реализации особого события;

$(F|DH_i)$ — условная вероятность обрушения конструктивной системы при условии, что произойдет локальное разрушение отдельного элемента при реализации особого события H_i .

Термином $P(F)$ обозначена полная вероятность обрушения здания, которую следует ограничивать некоторым социально приемлемым значением (в большинстве норм $P(F) \approx 10^{-7}/\text{год}$).

Одной из основных проблем, с которой сталкиваются современные нормы, — это то, что они фокуси-

руют внимание на традиционном, исторически выработанном и относительно малом перечне угроз, которые могут воздействовать на эксплуатирующееся здание (климатические и сейсмические воздействия и т. д.). Современная строительная практика, как и социально-политические изменения, показывают рост угроз, которые исторически не рассматривались как существенные в процессе проектирования (например, взрыв или детонация) или исключались скорее системой мер безопасности, чем формальными конструктивными расчетами.

Несложно видеть, что снижение вероятности наступления непропорционального обрушения конструктивной системы может быть получено снижением либо каждой отдельной или всех трех вероятностей, входящих в формулу (2.1). При этом вероятность $P(H_i)$ при проектировании является независимой. Она может контролироваться объемно-планировочным решением или размещением здания, снижением возможных рисков внутри здания при организованных мерах безопасности, обучением персонала и т. д. При реализации таких мер многие риски могут быть эффективно предотвращены (например, террористические или криминальные атаки). Проектная стратегия, направленная на обеспечение сопротивления локальному разрушению, сводится к минимизации вероятности $P(D|H_i)$. Как было показано ранее, эта стратегия может быть труднореализуемой (в силу неопределенности величины особых воздействий), содержать значительные риски или изначально давать неэкономичные результаты.

Принимая ситуацию после реализации локального обрушения, т. е. $P(D|H_i) \approx 1$, полная вероятность $P(F)$ будет равна:

$$P(F) = P(F|DH_i)P(H_i). \quad (2.2)$$

Таким образом, задача проектирования в особой расчетной ситуации сводится, главным образом, к минимизации вероятности $P(F|DH_i)$. Эта стратегия должна реализовываться в широком диапазоне: от конструктивных мер, направленных на создание неразрезности и конструктивной целостности системы, до полного расчета повреждений конструктивной системы с учетом эффектов, которые не учитываются при традиционном проектировании (например, мембранные усилия в перекрытиях, большие деформации и перемещения, физическая и геометрическая нелинейность).

Для того чтобы определить вероятность $P(F|DH_i)$, следует вначале постулировать математическую модель (функцию предельного состояния) $G(\mathbf{X})$ в соответствии с принципами, установленными в теории надежности [37].

Базисные переменные, входящие в вектор \mathbf{X} , представляют собой стохастические величины, описываемые соответствующими функциями распределения вероятностей. Условную вероятность обрушения $P(F|DH_i)$ находят традиционным способом, интегрируя обобщенную (кумулятивную) функцию плотности вероятностей \mathbf{X} для области $G(\mathbf{X}) < 0$. Как было показано в работе [37], в целом ряде случаев воспользоваться традиционным подходом, основанном на интегрировании, не пред-

* Согласно [12], **живучесть** (robustness) — это свойство конструкции противостоять таким событиям, как пожар, взрыв, удар, и результатам человеческих ошибок, без появления повреждений, которые были бы непропорциональны исходной причине (нечувствительность конструктивной системы к локальному повреждению).

ставляется возможным. В этом случае целесообразно использовать численные симуляционные методы (например, симуляцию Монте-Карло и т. д.).

При альтернативном подходе в рамках FORM [37] для оценки может быть использован так называемый обобщенный индекс надежности:

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G}, \quad (2.3)$$

где μ_G, σ_G — среднее значение и стандартное отклонение $G(\mathbf{X})$.

Индекс надежности β связан с вероятностью $P(F|DH_i)$ следующей зависимостью:

$$\beta = \Phi^{-1}[P(F|DH_i)], \quad (2.4)$$

или с учетом того, что $P(H_i) = \lambda_i T$, уравнение (2.3) принимает вид:

$$\beta = \Phi^{-1}[P(F)|\lambda, T]. \quad (2.5)$$

В соответствии с полученными решениями вероятность наступления предельного состояния (или индекс надежности) должна рассчитываться для конструктивной системы в целом. Безусловно, что даже при современном уровне развития строительной науки и доступных компьютерных ресурсах такая оценка является достаточно трудоемкой и сложной в реализации.

В соответствии с приведенными решениями меры по контролю рисков от особых воздействий могут включать одну (или более) из следующих основных стратегий:

- исключение, предотвращение или снижение до приемлемого уровня потенциальных угроз, которым может быть подвергнута конструкция;

- защита конструктивной системы от эффектов особого воздействия путем снижения особых воздействий, действующих на конструктивные элементы при устройстве защитных экранов, оболочек, барьеров безопасности и т. д.;

- выбор конструктивных систем, имеющих низкую чувствительность к рассматриваемым угрозам;

- обеспечение необходимой минимальной живучести конструктивной системы при внезапном удалении элемента или ограниченной части конструкции с учетом выполнения одного или более из следующих действий:

- (а) проектирование выявленных ключевых элементов конструктивной системы из условия восприятия особых воздействий;

- (б) проектирование конструктивной системы с включением элементов, имеющих высокую деформативность и способных сопротивляться при больших дефор-

мациях без хрупкого разрушения (проектирование интегральной системы связей);

- (в) проектирование конструктивной системы, предусматривая резервные (альтернативные) пути передачи нагрузок и усилий после ее модификации (в поврежденном состоянии) в результате наступления особого события;

- исключение, по возможности, конструктивных систем, имеющих тенденцию к внезапному обрушению без предварительных признаков.

3 НЕКОТОРЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ О ДОПУСТИМОМ УРОВНЕ РИСКА В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

Базовым вопросом в подходах, принятых практически всеми нормативными документами, содержащими требования расчета на особые воздействия, включая ТКП ЕН 1991-1-7 [27], является следующий: какой уровень риска **следует считать допустимым**? Базовый документ к ЕС [27] дает количественную основу для выполнения оценок в терминах индивидуального и социального (коллективного) рисков*.

Как показал анализ различных норм [8, 22, 23], индивидуальный риск** имеет достаточно низкие значения и является вполне приемлемым (порядка 10^{-7} /год).

Согласно CIRIA Report 63, допустимое целевое значение коллективного (социального) риска определяют по формуле

$$P_R = \frac{10^{-4}}{n_r} \cdot k_s \cdot k_d,$$

где k_s — коэффициент, учитывающий общественные критерии неприятия особой расчетной ситуации; n_r — среднее число людей, находящихся внутри здания и/или в непосредственной близости к нему в пределах зоны риска в момент реализации особого события;

k_d — проектный срок эксплуатации здания (в годах) по требованиям норм [38].

Здесь, однако, следует отметить, что основой любого количественного оценивания критерия приемлемого риска (целевой вероятности обрушения или целевого индекса надежности) при особых воздействиях является база данных, содержащая сведения о зарегистрированных инцидентах. К сожалению, в настоящее время подобная доступная база данных отсутствует. Несмотря на это, некоторые целевые значения внесены в ряд норм, в частности [27].

В рамках общепринятой концепции считается, что центральным критериальным значением для проверок предельных состояний несущей способности является $\beta = 3,8$ для проектного срока эксплуатации $T_d = 50$ лет.

* **Критерий индивидуального риска** — ни один из индивидуумов (или группа индивидуумов), вовлеченных в конкретный вид деятельности (активности), не может быть помещен в условия "неприемлемого" риска. Если индивидуум или группа индивидуумов установленное время будут находиться в условиях чрезмерного риска (выше допустимого), должны быть приняты меры безопасности, **не взирая на стоимостные показатели.**

Критерий социального (коллективного) риска — определенные виды деятельности (активности) не должны создавать высокой частоты появления крупномасштабных инцидентов, имеющих значительные социально-экономические и социальные последствия.

** **Индивидуальный риск** выражается как вероятность потери (утраты) жизни в единицу времени при выполнении соответствующей активности. В международной практике это принято называть *Fatal Accident Rate (FAR)*. FAR выражается как число жертв на 100 млн часов выполняемой активности ($\approx 10\ 000$ лет). FAR рассчитывается для конкретного вида деятельности (активности) при функционировании в условиях риска в течение 10^8 часов, что эквивалентно полному рабочему времени 1000 индивидуумов в течение 40 лет активной профессиональной жизни.

Это дает вероятность разрушения $p_r = 7 \cdot 10^{-5}$ на весь срок эксплуатации или $p_r = 1,3 \cdot 10^{-6}/\text{год}$ (для $T_{ref} = 50$ лет), что соответствует $\beta = 4,7/\text{год}$. При этом практически ни одни нормы не оговаривают, какому сценарию развития обрушения соответствуют приведенные критериальные значения. По научным отчетам [28] можно судить о том, что приведенные значения связаны с расчетной надежностью **отдельного конструктивного элемента**, разрушение которого приводит к умеренным (средним) ожидаемым последствиям в рамках классификации EN 1990 (ТКП ЕН 1990) [10].

В соответствии с указаниями ТКП ЕН 1991-1-7 [27] (приложение В) оценки рисков для зданий и сооружений рекомендовано выполнять, пользуясь схемой, показанной на рис. 1.

После установления уровня риска наиболее важным элементом оценивания является принятие решения о его приемлемости или разработке дополнительной системы защитных мер. Что же считать приемлемым уровнем риска? К сожалению, однозначного ответа на этот вопрос нет, но и дать его для всех случаев невозможно.

Согласно п. В.5(2) ТКП ЕН 1991-1-7 [27], для установления приемлемости риска в большинстве случаев применяют принцип ALARP (от англ. as low as reasonably practicable — настолько низкий, насколько это практически целесообразно).

В соответствии с этим принципом указывают два уровня риска. Если риск ниже нижней границы ALARP, защитные меры не применяют. Если риск выше границы ALARP — риски рассматривают как неприемлемые. Если уровень риска находится между нижней и верхней границами, проводят поиск экономически оптимального решения [27].

Согласно [27], полный риск, которому подвержена конструкция, следует рассчитывать по формуле

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} P(H_i) \sum_{j=1}^{N_D} P(D_j | H_i) \sum_{k=1}^{N_S} P(S_k | D_j) C(S_k). \quad (3.1)$$

Как видно из формулы (3.1), при вычислении полного риска принято, что конструкция повреждена N_H различными угрозами, что реализованные угрозы могут повредить конструкцию N_D различными способами (в зависимости от рассматриваемой угрозы) и что общее состояние поврежденной конструкции можно разделить на N_S неблагоприятных состояний S_k , с соответствующими последствиями $C(S_k)$. При этом $P(H_i)$ — вероятность появления i -й угрозы (в пределах рассматриваемого интервала времени); $P(D_j | H_i)$ — условная вероятность j -го повреждения конструкции при реализации i -й угрозы; $P(S_k | D_j)$ — условная вероятность наступления k -го неблагоприятного общего состояния конструкции, находящейся в j -м поврежденном состоянии.

4 КЛАССИФИКАЦИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ПО ПОСЛЕДСТВИЯМ НАСТУПЛЕНИЯ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ. ПРОЕКТНЫЕ СТРАТЕГИИ ЗАЩИТЫ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

Для выбора соответствующей стратегии защиты конструктивной системы от прогрессирующего (непро-



Рис. 1. Схема действий при анализе рисков [27]

порционального) обрушения следует произвести первичную оценку здания или сооружения, отнеся его к соответствующему классу по последствиям наступления обрушения.

При выполнении таких оценок в соответствии с ТКП ЕН 1991-1-7 [27] и Рекомендациями [14] рекомендуется выделять три класса:

— класс 1 — конструктивные системы, которые не требуют дополнительных специфических проверок, кроме тех, что предусмотрены действующими ТНПА;

— класс 2 — конструктивные системы, для которых выполняются упрощенные проверки с использованием квазистатических моделей воздействий или предусматриваются дополнительные расчетно-конструкционные меры, направленные на обеспечение их живучести после наступления особого события;

— класс 3 — конструктивные системы, для которых оценка надежности выполняется на основе углубленного расчетного анализа с привлечением нелинейных статических и динамических расчетных моделей. Результатом расчетов в ряде случаев является величина риска.

Классификация конструктивных систем в зависимости от прогнозируемых последствий обрушения представлена в таблице 2. Рекомендуемые стратегии защиты конструктивных систем от наступления прогрессирующего обрушения для установленных классов в зависимости от прогнозируемых последствий обрушения представлены в таблице 3 и могут быть систематизированы в общем виде:

а) для зданий класса 1 конструктивная система должна быть рассчитана и законструирована в соответствии с требованиями действующих ТНПА из условий обеспечения требований метода предельных состояний;

б) для зданий класса 2 (пониженный риск): при проектировании конструктивной системы требуется установка эффективных горизонтальных связей,

анкеровка перекрытий в стенах в соответствии с указаниями норм;

в) для зданий класса 2 (повышенный риск): при проектировании конструктивной системы требуется постановка эффективных горизонтальных связей, эффективных вертикальных связей во всех поддерживающих колоннах и стенах или альтернативно: проверка того, что после вынужденного удаления каждой колонны или балки, поддерживающей колонну, либо любого номинального сечения несущей стены, как это определено, например, в [14] (единовременно только один элемент для каждого этажа здания), здание сохраняет стабильность, не подвергаясь

обрушению, и что любое локальное разрушение не превышает установленных пределов.

Если в результате расчета установлено, что при вынужденном удалении колонн или стен размеры области разрушений превышают установленные граничные значения, удаляемые конструктивные элементы (КЭ) следует проектировать как ключевые элементы на восприятие особых воздействий;

г) для зданий класса 3: при проектировании конструктивной системы следует выполнять систематический анализ рисков, принимая в расчет как все идентифицированные (с учетом сценариев их развития), так и неидентифицированные угрозы. Базовые

Таблица 2. Категории (классы) зданий и сооружений по последствиям обрушения

Класс		Примеры категорий зданий
1 $RF < 0,7^*$		Отдельно стоящие жилые дома не более 4-х этажей. Сельскохозяйственные здания. Здания, редко посещаемые людьми, у которых части здания не примыкают к другим зданиям или зонам, посещаемым людьми, и располагаются от них на расстоянии не менее 1,5 высоты здания
2	2А группа пониженного риска $0,7 \leq RF < 2,0$	5-этажные жилые дома. Гостиницы высотой не более 4-х этажей. Многоквартирные, апартаменты и другие жилые здания не более 4-х этажей. Офисные здания не более 4-х этажей. Одноэтажные образовательные здания. Все здания не более 2-х этажей, у которых площади перекрытий не превышают 2000 м ² на каждом этаже
2	2Б группа повышенного риска $2,0 \leq RF < 4,0$	Гостиницы, апартаменты и другие подобные здания более 4-х этажей, но не более 15-ти этажей. Образовательные (учебные) здания более одного этажа, но не более 15-ти этажей. Больницы не более 3-х этажей. Офисные здания более 4-х этажей, но не более 15-ти этажей. Все здания, в которых допускается появление людей, и имеющие площади перекрытий более 2000 м ² , но не более 5000 м ² на каждом этаже
3 $RF > 4,0$		Все здания, относящиеся к классу 2, но в которых превышены ограничения по площади и количеству этажей. Все здания, в которых наблюдается значительное скопление людей. Зрелищные сооружения с более 500 зрителями. Здания, в которых могут быть размещены опасные субстанции и/или технологические процессы
* RF — коэффициент риска, ориентировочные значения которого определяют по Рекомендациям [14].		

Таблица 3. Рекомендуемые стратегии для проверки живучести конструктивных систем с точки зрения восприятия локального разрушения [14, 27]

Класс	Стратегия
1	Конструктивные элементы здания рассчитываются и конструируются в соответствии с правилами, приведенными в традиционных нормах для обеспечения требований первой и второй групп предельных состояний. Никаких дополнительных мер не требуется
2А	В дополнение к стратегии, рекомендованной для класса 1, предусматривается устройство эффективных горизонтальных связей, обеспечение условий анкеровки элементов перекрытий в стенах в соответствии со специальными рекомендациями соответственно для каркасных систем и зданий с несущими стенами
2Б	В дополнение к стратегии, рекомендованной для класса 1, предусматривается устройство горизонтальных связей в соответствии со специальными рекомендациями для каркасных систем и зданий с несущими стенами совместно с выполнением вертикальных связей во всех несущих колоннах и стенах или альтернативно конструктивная система здания должна быть проверена расчетом после вынужденного удаления поддерживающей колонны или каждой балки поддерживающей колонны или любого номинального фрагмента несущей системы (единовременно один элемент) для того, чтобы убедиться, что конструктивная система сохраняет устойчивость, и что любое локальное повреждение (разрушение) не превышает установленных граничных значений (рекомендуемое граничное значение не более 15 % или 70 м ² для каждого из перекрытий двух смежных этажей при удалении наружной колонны). Если при вынужденном удалении колонны или фрагмента стены локальные повреждения (разрушения) превышают установленные граничные значения, то элементы, подвергавшиеся удалению, должны проектироваться как "ключевые" элементы (КЭ)
3	Выполняется систематическая оценка риска для здания, принимаемая для анализа как явная, так и неявная угроза

положения по анализу рисков представлены в ТКП ЕН 1991-1-7 [27].

5 О ПРИМЕНИМОСТИ РАСЧЕТНЫХ МЕТОДОВ, СОДЕРЖАЩИХСЯ В АКТУАЛЬНЫХ НОРМАХ, К ПРОБЛЕМЕ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

Следует отметить, что подходы, содержащиеся в актуальных нормах проектирования конструкций, не вполне применимы при идентификации условий наступления прогрессирующего (непропорционального) обрушения. Анализ, выполненный в работе [7], показал, что можно назвать, по меньшей мере, три основных причины ограниченного применения положений норм:

1. Первая причина заключена в том, что расчетные положения, содержащиеся в нормах проектирования, концентрируют основное внимание на рассмотрении условий локального разрушения, а не глобального обрушения конструктивной системы. Соответственно расчетные уравнения метода предельных состояний (метода частных коэффициентов) составляют и применяют для некоторого локального уровня (например, уравнения равновесия, совместности деформаций в критическом сечении или проверка местной устойчивости отдельного конструктивного элемента системы). Поэтому конструкционная безопасность рассчитывается и оценивается только для локального уровня. Глобальная безопасность конструктивной системы в целом или ее значительной части является функцией как сопротивления отдельных элементов локальному разрушению, так и реакции системы на локальное разрушение.

Вместе с тем, различные конструктивные системы по-разному реагируют на локальное разрушение отдельных элементов. Допущение о том, что уровень безопасности конструктивной системы достигается обеспечением адекватных условий безопасности отдельных конструктивных элементов, в общем случае не является бесспорным. Применение расчетных методов, содержащихся в нормах, к конструктивным системам, определяемым как "системы со сниженной или отсутствующей живучестью", приведет к небезопасным результатам при проектировании.

2. Вторым недостатком современных расчетных методов, содержащихся в нормах, является то, что они не рассматривают события, имеющие очень низкую вероятность появления, и поэтому особые воздействия природного или искусственного происхождения не принимаются в расчет.

В рамках вероятностных методов [10] такие упрощения являются необходимой мерой, т. к. статистические данные, полученные из опытов и наблюдений, например, для особых воздействий, практически отсутствуют и поэтому их моделирование связано с большой неопределенностью. Однако в случае так называемых "неживучих" конструктивных систем такие упрощения становятся недопустимыми.

3. Третьей проблемой современных расчетных методов, включенных в действующие нормы проектирования, является то, что вероятностный подход в рамках применяемых положений теории надежности требует нормирования допустимых (приемлемых) вероятностей обрушения. Рассматривая экстремальные значения потерь и ущерба от реализации прогрессирующего обрушения, достаточно сложно достичь социально приемле-

мого консенсуса при назначении допустимой вероятности обрушения, что является особенностью решения задач теории рисков вида "низкая вероятность наступления события / высокие социально-экономические последствия наступления события".

6 ПОДХОДЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ ПРОВЕРКИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

Анализ, выполненный в [28], указывает на отсутствие единой расчетной методологии проверки конструктивных систем в особых расчетных ситуациях и на недостаточную обоснованность ряда ее положений, относящихся к проверкам модифицированных конструктивных систем с удаленными элементами, включенных в рекомендации и нормы проектирования, принятые в ряде стран, включая и ТКП ЕН 1991-1-7 [14]. Следует отметить, что нормы ТКП ЕН 1991-1-7, декларируя необходимость проверок модифицированных конструктивных систем (для зданий классов 2Б и 3) и выполнения систематического анализа рисков (для зданий класса 3), содержат лишь общие требования, относящиеся к определению расчетных внутренних усилий в горизонтальных и вертикальных связях. Исключительно только нормы UFC 4-023-03 [22] (с учетом изменений от 27 января 2010 года) и GSA Guidelines [30] включают требования по расчету модифицированных конструктивных систем с удаленными элементами по так называемому АТ-методу (прямой расчетный метод — метод альтернативных путей передачи нагрузок).

Ниже в краткой форме рассмотрим подходы, применяемые для проверок конструктивных систем в особых расчетных ситуациях.

6.1 Расчетные методы

Предотвращение или ограничение последствий прогрессирующего обрушения по концепции норм [14, 22, 30] достигается применением двух различных методов: **прямого** расчетного метода и **непрямого (косвенного)** расчетного метода. В рамках непрямого (косвенного) метода интегральная целостность здания обеспечивается при постановке системы горизонтальных и вертикальных связей, предназначенных для восприятия и перераспределения нагрузок на участках перекрытия над удаленным вертикальным элементом. Следует отметить, что не прямой (косвенный) метод, называемый методом связевых усилий (СУ-метод), требует от инженера выполнения минимальных вычислительных операций по определению величины связевых усилий и сосредоточен в основном на правильном конструировании элементов конструктивной системы. Поэтому метод связевых усилий является, главным образом, описательно-конструкционным методом, обеспечивающим минимальный уровень связности между отдельными конструктивными элементами (компонентами), входящими в конструктивную систему. В общем случае вместо проверочных расчетов, показывающих эффекты от аномального (особого) воздействия на здание в целом, выполняется конструирование отдельных элементов для обеспечения минимальной живучести конструктивной системы. Вместе с тем, по мнению автора, метод связевых усилий в настоящее время следует рассматривать как основной и наиболее обоснованный метод, обеспечивающий минимальные требования живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях.

Прямой метод, согласно концепции [14, 22, 30], подразделяют на два метода:

1) **метод локальной прочности**, в рамках которого выполняют проверки ключевых конструктивных элементов на восприятие особых воздействий (КЕ-метод);

2) **метод альтернативных путей** (АТ-метод), в рамках которого выполняют расчет модифицированной конструктивной системы с удаленными по установленным правилам конструктивными элементами, а полученные значения внутренних усилий и/или перемещений сравнивают с критериальными значениями.

Необходимо подчеркнуть, что метод локальной прочности (КЕ-метод) применяют крайне ограниченно. Это связано со следующими обстоятельствами:

1. Проектирование ключевых элементов возможно лишь при идентифицированных особых воздействиях, для которых известны, как минимум, схема приложения и их интенсивность. Нормирование идентифицированных воздействий (от взрывов природного газа, ударов транспортных средств в конструктивные элементы зданий) выполнено, например, в [27]. Вместе с тем, подавляющее большинство особых воздействий, связанных, например, с террористическими и криминальными атаками, большими ошибками, саботажем и т. д., являются неидентифицированными, для которых невозможно заранее указать ни интенсивность, ни сценарий реализации особого события.

2. Проектирование ключевых элементов на восприятие особых воздействий в ряде случаев приводит к неэкономичным результатам (так, требование проектирования вертикальных стен в панельных зданиях на давление при взрыве природного газа 34 кПа, принятое после аварии Ronap Point в нормах [23], привело к значительному повышению расхода материалов). Поэтому в некоторых случаях может оказаться более целесообразным выполнять проверку модифицированной системы, чем обеспечивать локальное сопротивление (один из ключевых вопросов: прогрессирующее обрушение предотвращать или предполагать?).

Метод альтернативных путей (АТ-метод) в соответствии с требованиями [14, 27] следует применять:

а) в случае, когда вертикальные связевые элементы не обладают необходимым сопротивлением для восприятия растягивающих связевых усилий (для зданий класса 2Б по таблицам 2, 3);

б) при проверках конструктивных систем повышенного уровня ответственности (класс 3 по таблицам 2, 3).

При применении АТ-метода инженер должен показать, что конструкция способна воспринимать нагрузки и перераспределять усилия на участках над удаленным конструктивным элементом и что результирующий объем разрушений не превышает установленных пределов.

В общем случае, согласно [14, 22], рекомендуется применять одну из трех расчетных процедур: нелинейный динамический расчет (NLD), нелинейный статический (квазистатический) расчет (NS) или линейный статический (квазистатический) расчет (LS).

Линейный статический расчет (LS) является наиболее простой расчетной процедурой из перечисленных выше. После того, как создана линейная статическая расчетная модель, к участкам перекрытия (покрытия), располагаемым над удаляемым элементом (колонной, участком стены, либо другим несущим элементом), прикладывают квазистатическую повышенную нагрузку в соответствии с особым сочетанием, величи-

на которой определяется умножением на повышающий коэффициент. Повышающий коэффициент (англ. Load Increase Factor — LIF) должен приближенно учитывать как динамические (инерционные), так и нелинейный эффекты. Установленные расчетом внутренние усилия в элементах и узлах конструктивной системы сравнивают с расчетными характеристиками несущей способности элементов. При этом в отличие от прямолинейного подхода, содержащегося в [15–19], новые версии UFC 4-023-03 и Рекомендации [14] предполагают два вида проверок. Для усилий, контролируемых деформациями (например, изгибающих моментов), с расчетными усилиями сравнивают расчетное сопротивление элемента, умноженное на повышающий коэффициент (в концепции UFC 4-023-03 [22] это так называемый CIF (capacity increase factor); FEMA. 356 — "m"-factor; GSA Guidelines — DCR (demand capacity ratio) [30]), учитывающий расчетную деформативность элемента (например, работу элемента на нисходящей ветви диаграммы "момент — угол поворота"). Значения повышающих коэффициентов определяют по соответствующим диаграммам "усилие — перемещение". Для усилий, контролируемых воздействием (например, поперечные силы), расчетные усилия напрямую сравнивают с немодифицированными сопротивлениями элементов.

Нелинейный статический расчет. При составлении расчетной модели следует убедиться в том, что применяемый вычислительный комплекс действительно реализует нелинейные расчетные процедуры в том объеме, который необходим для решения задачи (например, возможность использования диаграмм "усилие — перемещение" с горизонтальными и нисходящими участками). Повышающий коэффициент, вводимый к нагрузкам, должен учитывать в данном случае только инерционные эффекты. Для усилий, контролируемых деформациями, выполняется проверка критерием по перемещениям (например, сравнение расчетных и предельных углов поворота), а для усилий, контролируемых воздействиями, — прямым сравнением полученных усилий и расчетных сопротивлений элементов.

При выполнении нелинейных динамических расчетов в расчетной модели используют значения нагрузок без повышающих коэффициентов (немодифицированные значения нагрузок). Результаты расчетов (вычисленные внутренние усилия и перемещения) проверяют по назначенным усилиям (в зависимости от вида проверяемого усилия).

6.2 О назначении повышающих коэффициентов

Как было показано ранее, линейная статическая процедура требует применения повышающего коэффициента к нагрузкам, учитывающего как нелинейные, так и динамические эффекты, в то время как в нелинейном статическом расчете к нагрузкам следует вводить повышающий коэффициент, учитывающий только динамические эффекты. В связи с этим, введение единого повышающего коэффициента 2,0 как для линейных, так и для нелинейных расчетных процедур, выглядит сомнительным по следующим причинам.

Как хорошо известно из динамики конструкций, максимальное динамическое перемещение при мгновенном приложении постоянной нагрузки при выполнении линейного расчета равняется удвоенному перемещению, достигаемому от той же нагрузки,

приложенной статически. При этом одинаковый масштабный коэффициент сохраняется как для усилий, так и для перемещений. Если конструкция запроектирована таким образом, что в процессе эксплуатации она работает в упругой стадии, принятие коэффициента 2,0 выглядит приемлемым. В особых расчетных ситуациях, в частности при удалении вертикальных несущих элементов и практически двойном увеличении пролетов, не приходится говорить о сохранении упругой работы конструктивных элементов. Поэтому при выполнении нелинейных квазистатических расчетов повышающий коэффициент, учитывающий только инерционные эффекты, должен быть меньше 2,0 [11].

С другой стороны, при выполнении линейных статических расчетов повышающий коэффициент должен учитывать как нелинейные, так и динамические эффекты. Поэтому его значение, как правило, должно быть больше чем 2,0.

В связи с названными обстоятельствами можно заключить, что квазистатические расчеты модифицированных конструктивных систем хотя и являются более простыми (по сравнению с нелинейными динамическими процедурами), но требуют обоснованных подходов как к назначению повышающих коэффициентов для нагрузок, так и к определению критериальных значений сопротивления.

7 МЕТОД СВЯЗЕВЫХ УСИЛИЙ (СУ-МЕТОД). ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СИСТЕМЫ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ СВЯЗЕЙ

Проектирование конструктивных систем в особых расчетных ситуациях по методу связевых усилий предполагает объединение конструктивных элементов при помощи интегрированной системы горизонтальных и вертикальных связей, обеспечивающих неразрезность (связность), пластическую деформативность и создающих альтернативные пути передачи нагрузок в случае разрушения вертикальных несущих элементов.

При этом следует иметь в виду, что речь, как правило, идет не о постановке системы дополнительных связей, а о реализации мембранных (цепных) эффектов в существующих элементах конструктивной системы.

Поэтому расчетные связевые усилия могут восприниматься существующими элементами конструктивной системы, запроектированными в соответствии с требованиями действующих ТНПА для постоянных и переходных расчетных ситуаций.

Для обеспечения эффективной работы горизонтальных связей (реализации мембранных эффектов), согласно [14, 22], должны быть выполнены следующие условия.

Элементы конструктивной системы (балки, контурные и обвязочные балки и т. д.) могут рассматриваться в качестве продольных, поперечных и/или периметрических связей только в том случае, если они способны воспринимать расчетные связевые усилия, обеспечивая угол поворота 0,2 рад (11,3°) без разрушения. При этом арматура, рассматриваемая в качестве горизонтальных связей, должна иметь соответствующую анкеровку, удовлетворяющую требованиям действующих ТНПА.

Для обеспечения интегральной целостности здания в особой расчетной ситуации следует применять два вида связей:

а) горизонтальные, размещаемые в уровне перекрытий и покрытий;

б) вертикальные, размещаемые в колоннах и несущих стенах.

В зависимости от местоположения в плоскости перекрытия или покрытия следует рассматривать:

а) внутренние связи, располагаемые в продольном и поперечном направлениях в поле перекрытия;

б) наружные или периметрические (периферийные) связи, располагаемые по внешнему контуру перекрытия;

в) угловые связи, размещаемые в местах установки угловых колонн и несущих стен.

7.1 Значения нагрузок

Равномерное распределение нагрузок на перекрытие (покрытие). При расчетах величины связевых усилий значения равномерно-распределенных нагрузок, действующих на конструктивные элементы перекрытий и покрытий, следует принимать в соответствии с указаниями ТКП EN 1991-1-7 [27], используя следующее особое сочетание:

$$E_A = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7.1)$$

При определении нагрузок, применяемых для расчета связевых усилий, повышающий динамический коэффициент не учитывается.

Допускается определять величины равномерно-распределенной нагрузки на перекрытие при расчете величины усилий в связях по формуле

$$W_F = 1,2g_k + 0,5q_k \quad (7.2)$$

где g_k — характеристические значения постоянных нагрузок, действующих на перекрытие или покрытие, кПа;

q_k — характеристические значения переменных нагрузок, действующих на перекрытие или покрытие.

Если интенсивность постоянной или переменной равномерно-распределенной нагрузки изменяется на различных участках в пределах площади перекрытия или покрытия, для определения ее расчетного значения, применяемого при определении связевых усилий, следует воспользоваться правилами, изложенными далее.

Неравномерное распределение нагрузки. Если в пределах пролета или выделенного участка перекрытия действуют различные нагрузки, а на отдельные пролеты перекрытия — сосредоточенные, то последнее допускается заменять эквивалентной равномерно-распределенной нагрузкой, действующей в рассматриваемом пролете. При расчетах связевых усилий эквивалентная равномерно-распределенная нагрузка суммируется с постоянными и переменными нагрузками, действующими в рассматриваемом пролете или на участке перекрытия.

Если нагрузка изменяется в пределах площади одного этажа, перекрытие или покрытие следует разделять на отдельные участки, в пределах которых нагрузку можно считать постоянной и рассчитываемой по формуле (7.2).

Эффективные нагрузки на перекрытие (покрытие), используемые для определения связевых усилий, следует рассчитывать следующим образом:

1) если разница между максимальными и минимальными значениями нагрузок в пределах выделенных участков не превышает 25 % от значения минимальной нагрузки, а площадь участка, на котором действует максимальная нагрузка, составляет:

а) не более 25 % от общей площади перекрытия или покрытия — в расчетах следует принимать значение эффективной нагрузки, рассчитываемое путем суммирования равнодействующих нагрузок, действующих на отдельные участки, и последующим делением суммарной нагрузки на общую площадь перекрытия.

Например, на перекрытие общей площадью 1000 м² действуют равномерно распределенные нагрузки различной интенсивности $q_{1(max)} = 10,0$ кПа на площади $A_1 = 250$ м²; $q_{2(max)} = 9,2$ кПа на площади $A_2 = 250$ м²; $q_{3(min)} = 8,0$ кПа на площади $A_3 = 500$ м². Проверяем условие:

$$i) q_{1(max)} - q_{3(min)} \leq 0,25q_{3(min)}$$

$$10 - 8 = 2 \leq 0,25 \cdot 8 = 2 \text{ — условие выполняется;}$$

$$ii) \frac{A_{1(max)}}{A_{tot}} \leq 0,25 \rightarrow \frac{250}{1000} = 0,25 \text{ — условие выполняется.}$$

Величина эффективной нагрузки $W_{F,eff}$, кПа, на перекрытие:

$$W_{F,eff} = \frac{q_{1(max)} \cdot A_1 + q_2 \cdot A_2 + q_{3(min)} \cdot A_3}{A_{tot}} = \frac{10 \cdot 250 + 9,2 \cdot 250 + 8 \cdot 500}{1000} = 8,8;$$

б) более 25 % от общей площади — в расчетах следует принимать значение эффективной нагрузки, равное максимальному значению нагрузки по выделенным участкам.

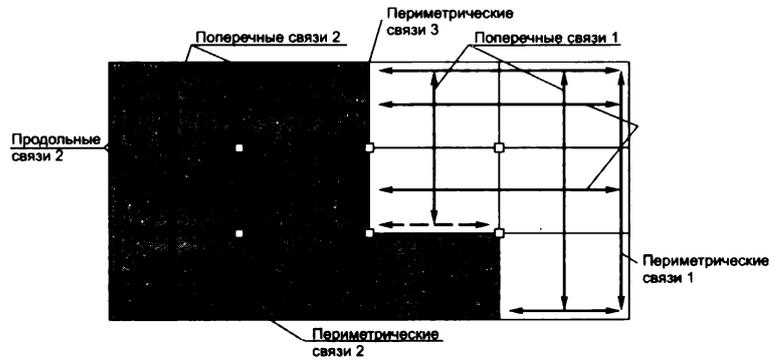
Для примера, приведенного в пункте (а), площадь участка с нагрузкой $q_{1(max)} = 10,0$ кПа составляет $A_1 = 500$ м² > $0,25 \cdot A_{tot} = 250$ м². Применяют $W_{F,eff} = 10,0$ кПа;

2) если разница в значениях максимальной и минимальной нагрузок, действующих на отдельных участках, составляет более 25 % от минимального значения нагрузки, то:

а) в качестве эффективной нагрузки $W_{F,eff}$ следует принимать максимальное значение нагрузки, из действующих на отдельных участках;

б) площадь всего перекрытия (покрытия) следует разделить на отдельные участки, в пределах которых нагрузку допустимо рассматривать как имеющую одну интенсивность. При этом каждый из выделенных участков должен иметь свою систему горизонтальных внутренних (продольных и поперечных) и периметрических связей.

Периметрические связи следует размещать по границе выделенных участков, как показано на рис. 2. В этом случае периметрические связи, располагаемые по границе отдельных



■ - участок покрытия с повышенной нагрузкой
 Продольные связи 1 - для участка с меньшей нагрузкой.
 Продольные связи 2 - для участка с повышенной нагрузкой.
 Поперечные внутренние связи 1 - для участка с меньшей нагрузкой.
 Поперечные внутренние связи 2 - для участка с повышенной нагрузкой.
 Периметрические связи 1 - для участка с меньшей нагрузкой.
 Периметрические связи 2 - для участка с большей нагрузкой.
 Периметрические связи 3 - на границе участков с различными нагрузками.

Рис. 2. Схема размещения горизонтальных связей для перекрытия с неравномерным распределением нагрузок по площади [14, 22]

участков с различными нагрузками, следует рассчитывать на сумму связевых усилий, определяемых отдельно для смежных наиболее и наименее нагруженных участков (пролетов).

При устройстве периметрических связей в пределах выделенных участков перекрытия (см. рис. 2) внутренние связи (продольные и поперечные) допускается выполнять не на всю длину перекрытия в плане, а размещать в пределах выделенных участков при условии, что обеспечивается надежная анкеровка внутренних связей в элементах, выполняющих роль периметрических связей (рис. 3).

Внутренние связи (продольные и поперечные), располагаемые в менее нагруженных участках перекрытия, допускается продлевать в смежные более нагруженные участки и учитывать их дополнительно к внутренним связям, устанавливаемым на этом участке по расчету.

Нагрузки от элементов заполнения и фасадов.

Нагрузки от элементов заполнения и фасадов следует учитывать при расчетах периметрических и вертикальных

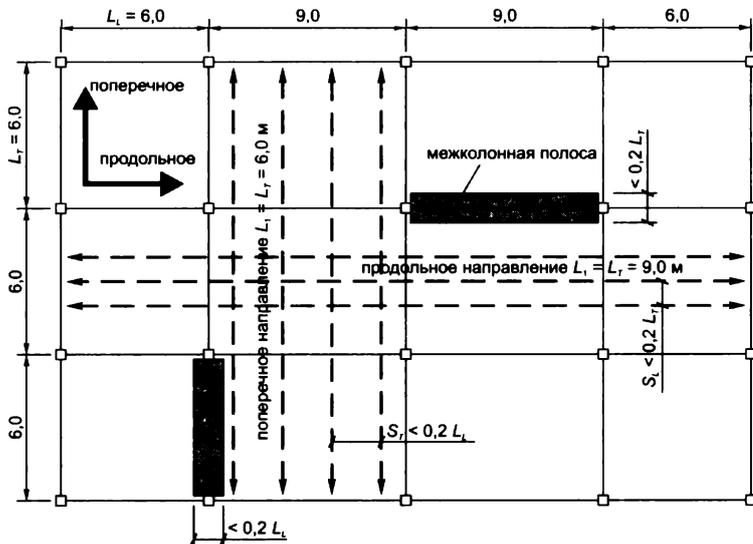


Рис. 3. К определению величины расчетных пролетов L_i при расчете связевых усилий для рамно-каркасных зданий и зданий с несущими стенами и плитами, работающими в двух направлениях [14, 22]

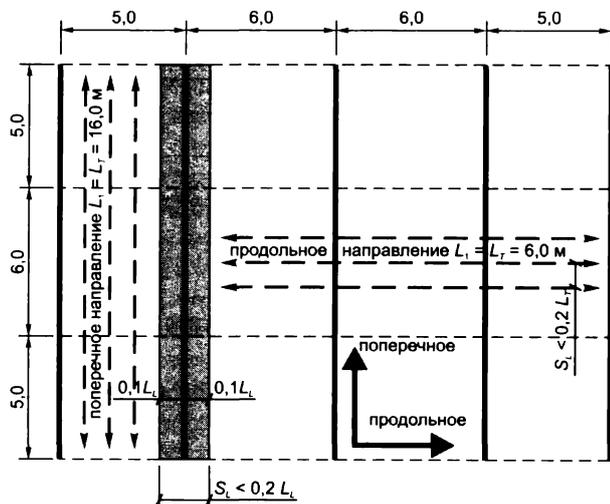


Рис. 4. К определению величины расчетных пролетов L_T для зданий с несущими стенами и плитами, работающими в одном направлении (при $H \leq 3$ м — высота этажа в свету) [14]

связевых усилий. При расчетах связевых усилий, внутренних продольных и поперечных связей элементы заполнения и фасадов не учитывают.

7.2 Правила проектирования внутренних продольных и поперечных связей

В качестве элементов, воспринимающих связевые усилия, допускается применять конструктивные элементы, входящие в состав перекрытия или покрытия (балок, обвязочных балок и т. п.), в том случае, если они и их соединения показывают достаточное сопротивление.

Например, если расчетное продольное связевое усилие составляет 146 кН/м, а расстояние между балками в перекрытии 3,0 м, следует подтвердить расчетом, что балка способна воспринимать растягивающее усилие $146 \cdot 3,0 = 438$ кН, при условии, что обеспечена способность к повороту, равному $0,2$ рад ($11,3^\circ$).

Каркасные и рамно-каркасные системы, включая каркасы с плоскими плитами перекрытий и покрытий. Продольные и поперечные связи следует располагать ортогонально друг к другу в уровне перекрытий или покрытий на всю длину, обеспечивая их надежную анкерровку в элементах, выполняющих роль периметрических связей в соответствии с требованиями действующих ТНПА. Расстояния между продольными и поперечными внутренними связями, располагаемыми в уровне перекрытий и покрытий, как правило, не должны превышать $0,2L_T$ или $0,2L_L$ (где L_T и L_L — наибольшие расстояния между осями колонн, рам или несущих стен, поддерживающих два смежных пролета соответственно в продольном и поперечном направлениях) (рис. 4).

В перекрытиях и покрытиях с плоскими плитами в межколонных зонах (полосах, располагаемых по оси колонн), ширина которых составляет $0,2L_T$ или $0,2L_L$, следует располагать внутренние связи, запроектированные на расчетное усилие, равное двойному связевому усилию, рассчитанному для перекрытия или покрытия в целом. Оставшаяся часть связевого усилия распределяется на пролетную часть перекрытия.

Например, если из расчета для перекрытия расчетное усилие для внутренних связей составляет 150 кН/м, а пролет $L_T = 6,0$ м (см. рис. 4), то для межколонной по-

лосы шириной $0,2L_T = 1,2$ м максимальное связевое усилие составит: $F_{L,1} = 150 \cdot 0,2 \cdot 6,0 \cdot 2,0 = 360$ кН.

Равнодействующая растягивающего усилия (при условии равномерного распределения по перекрытию связевого усилия): $F_L = 150 \cdot 6,0 = 900$ кН.

За вычетом $0,2L_T = 1,2$ м на полосу шириной 4,8 м приходится усилие $F_{L,2}$, кН:

$$F_{L,2} = \frac{F_L - F_{L,1}}{4,8} = \frac{900 - 360}{4,8} = 112,5.$$

Таким образом, связи, располагаемые в межколонной полосе, должны воспринимать усилие $F_{L,1} = 360,0$ кН, а остальные связи в пролете должны быть рассчитаны на восприятие полосного усилия $F_{L,2} = 112,5$ кН.

Для каркасных систем зданий, в которых перекрытия выполнены с балками, обвязочными и контурными балками, внутренние связи могут располагаться в этих конструктивных элементах при условии, что дополнительные связи будут размещены в элементах таким образом, что обеспечат достижение углов поворота $0,2$ рад ($11,3^\circ$) (см. рис. 3)

Каждую из непрерывных горизонтальных связей, включая концевые соединения, следует рассчитывать в особой расчетной ситуации для восприятия расчетного растягивающего усилия, определяемого в соответствии с указаниями ТКП ЕН 1991-1-7 по формулам:

а) для внутренних (продольных и поперечных) связей:

$$T_j = 0,8(g_k + \psi_i \cdot q_k) \cdot s \cdot L_j, \quad \text{но не менее } 75 \text{ кН}; \quad (7.3)$$

б) для периметрических связей:

$$T_j = 0,4(g_k + \psi_i \cdot q_k) \cdot s \cdot L_j, \quad \text{но не менее } 75 \text{ кН}. \quad (7.4)$$

В формулах (7.3) и (7.4):

s — шаг между связями;

L_j — пролет связи в рассматриваемом направлении, определяемый как наибольшее расстояние между колоннами или стенами, поддерживающими любые два соседних пролета по направлению рассматриваемой связи.

Конструктивные системы с несущими стенами.

Продольные и поперечные связи должны размещаться ортогонально в уровне перекрытий и покрытий и надежно заанкериваться в периметрических связевых элементах с обоих концов.

Для плоских плит, работающих в двух направлениях, расстояния между внутренними продольными и поперечными горизонтальными связями не должны превышать $0,2L_T$ и $0,2L_L$ (см. рис. 4).

Горизонтальные внутренние связи, размещаемые в полосе шириной $0,2L_T$ или $0,2L_L$ (по $0,1L_T$ и $0,1L_L$ от оси несущей стены, см. рис. 4) над несущей стеной, следует рассчитывать на величину удвоенного усилия, приходящего на эту полосу (например, расчетное усилие для перекрытия 150 кН/м, а $L_T = 6,0$ м. Тогда усилие в полосе над несущей стеной составит: $150 \cdot 0,2 \cdot 6,0 \cdot 2,0 = 360$ кН).

Для плит, работающих в двух направлениях, расчетное усилие для подбора внутренних продольных и поперечных связей следует определять по формуле

$$T_j = 3W_F \cdot L_j, \quad (7.5)$$

где W_F — расчетная нагрузка, действующая на перекрытие (покрытие) в особой расчетной ситуации, кПа, определяемая по формуле (7.2);
 L_i — наибольшее расстояние, м, между осями стен, поддерживающих любые два соседних пролета по направлению рассматриваемой связи.

Для плит, работающих в одном направлении, расстояния между продольными и поперечными связями не должны превышать $0,2L_L$, где L_L — наибольшее расстояние между осями несущих стен, поддерживающих любые два соседних пролета в продольном направлении (см. рис. 4). В полосе, примыкающей к стене и составляющей $0,1L_L$ (см. рис. 4), следует размещать связи, рассчитанные на восприятие максимум двойного усилия, действующего в поле перекрытия. Для плит, работающих в одном направлении, L_L является наибольшим расстоянием между осями стен в направлении пролета плиты, как показано на рис. 4.

В поперечном направлении L_T принимается равным $5H$, где H — высота этажа в свету. Расчетное усилие для подбора внутренних связей следует рассчитывать по формуле (7.5), принимая:

$L_1 = L_L$ — при расчете продольных связей как наибольшее расстояние между осями стен для любых двух соседних пролетов;

$L_T = L_T = 5H$ — при расчете поперечных связей.

7.3 Правила проектирования периметрических связей

Конструктивные элементы перекрытий и покрытий (балки, контурные и обвязочные балки) могут быть использованы для восприятия периметрических связевых усилий, если они обладают достаточным сопротивлением растяжению, обеспечивая углы поворота, равные $0,2$ рад ($11,3^\circ$). В общем случае периметрические связи следует размещать в пределах полосы шириной не более $1,0$ м от наружного края (границы) перекрытия или покрытия, обеспечивая необходимую анкеровку связевых элементов в углах в соответствии с требованиями соответствующих ТНПА.

В перекрытиях каркасных зданий, проектируемых с обвязочными или контурными балками, периметрические связи допускается размещать либо непосредственно внутри самих конструктивных элементов, либо в зонах, непосредственно примыкающих к контурным элементам сверху, при условии, что установка дополнительной связи обеспечивает угол поворота $0,2$ рад ($11,3^\circ$).

В системах перекрытий с монолитными обвязочными или контурными балками ширину полосы $1,0$ м, в пределах которой размещают периметрические связи, следует отсчитывать как расстояние от внутренней грани балки (см. рис. 4).

Периметрические связи следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия, определяемого по формуле

$$T_p = 6 \cdot W_F \cdot L_1 \cdot L_p, \quad (7.6)$$

где W_F — нагрузка на перекрытие, кПа, определяемая по формуле (7.2);

L_1 — для наружных периметрических связей наибольшее расстояние между осями колонн или стен по периметру здания по направлению связи, м;

$L_p = 1,0$ м.

При расчете усилий в параметрических связях в постоянных нагрузках следует учитывать собственный вес элементов перекрытия, другие постоянные нагрузки, включая нагрузки от элементов заполнения и фасадов, поддерживаемых конструкциями перекрытия. Если нагрузки от элементов заполнения (наружных несущих стен), фасадов заданы как погонные усилия (кН/м) вдоль периметра, их следует преобразовывать в площадные нагрузки (кПа), равномерно распределенные по периметрической полосе шириной $1,0$ м, и добавлять к другим нагрузкам, действующим на перекрытие по правилам, представленным в подразделе 7.2.

Для зданий, в которых отдельные секции имеют разное количество этажей (например, к двухэтажной секции примыкает секция, имеющая более трех этажей), периметрические связи следует обязательно размещать в уровнях перекрытий, имеющих одинаковые высотные отметки по периметру всего здания.

7.4 Правила проектирования вертикальных связей

В каркасных зданиях колонны, несущие и ненесущие стены следует использовать как элементы, воспринимающие вертикальные связевые усилия. Вертикальные связи должны быть непрерывными на всю высоту здания от уровня фундамента до уровня покрытия.

Вертикальные связи следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия, создаваемого наибольшей по величине вертикальной нагрузкой, воспринимаемой колонной или стеной любого этажа, собираемой с грузовой площади, равной площади потенциального обрушения.

7.5 Обеспечение неразрезности связей

Траектории периметрических связей должны быть непрерывными по контуру перекрытия. Для внутренних продольных и поперечных связей траектории должны быть неразрывны, проходя от противоположных наружных граней перекрытия.

Если в площади перекрытия имеют место разрывности (лифтовые шахты, вентканалы, лестничные клетки и т. д.), допускается устраивать дополнительную систему периметрических связей. Анкеровка периметрических, внутренних продольных и поперечных связей должна быть обеспечена согласно требованиям соответствующих ТНПА.

Стыковка, анкеровка и размещение связей.

Монолитные железобетонные и предварительно напряженные перекрытия и покрытия

В монолитных, сборно-монолитных и сталебетонных конструкциях перекрытий, а также в сборных перекрытиях с монолитной набетонкой соединения арматурных элементов, выполняющих функцию горизонтальных связей, следует выполнять в соответствии с указаниями действующих ТНПА. Соединения (стыки) арматурных элементов следует размещать в шахматном порядке в заштрихованных областях, показанных на рис. 5. Механические стыки арматуры на муфтах, обеспечивающие равнопрочное соединение, допускается применять в любом месте перекрытия.

Сварные соединения, соединения внахлест, петлевые соединения арматурных элементов продольных

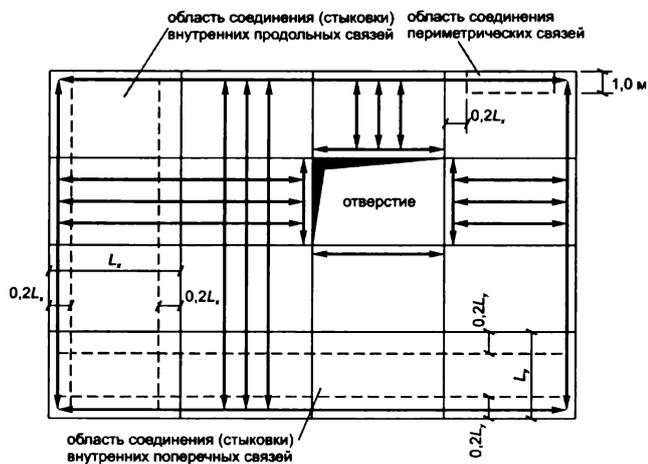


Рис. 5. Схема размещения областей, в которых допустима стыковка продольных, поперечных и периметрических внутренних связей [14, 22]

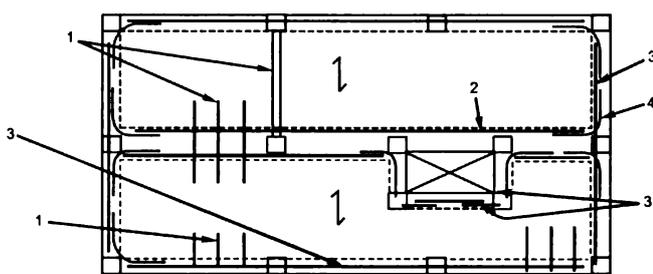


Рис. 6. Общая принципиальная схема размещения внутренних продольных (1), поперечных (2), периметрических (3) и угловых (4) связей

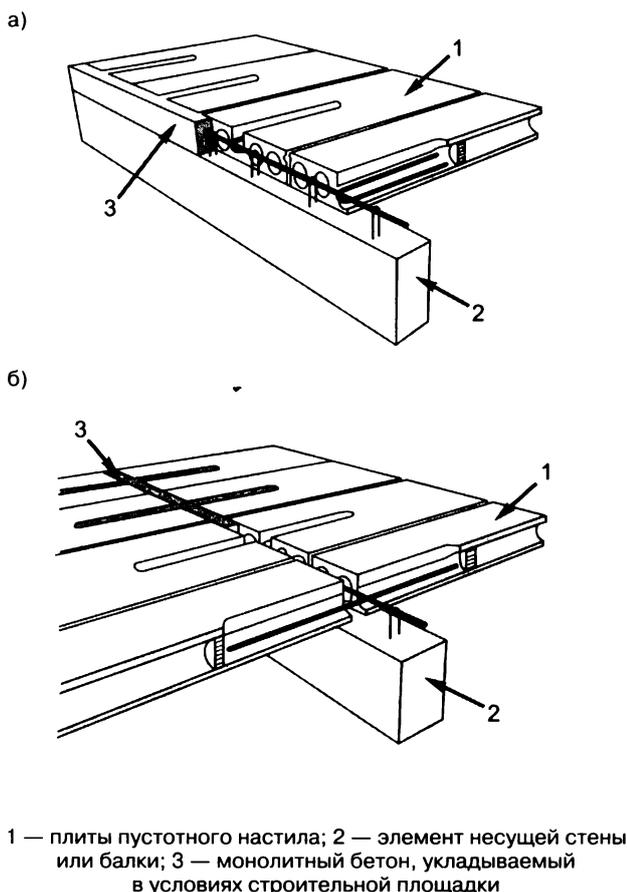


Рис. 7. Принципиальные схемы устройства периметрических (а) и вертикальных (б) связей в перекрытиях из плит пустотного настила

и поперечных горизонтальных связей следует размещать не ближе, чем на расстоянии $0,2L$, от любого несущего элемента поперечного направления (см. рис. 5). Соединения периметрических связей следует размещать на расстоянии по направлению связи не ближе, чем $0,2L$, от элемента поперечного направления (см. рис. 5).

В углах, образованных периметрическими связями, следует устанавливать дополнительную арматуру, обеспечивая требуемую длину анкеровки в соответствии с действующими ТНПА.

Перекрытия и покрытия из сборных элементов

При устройстве сборных железобетонных перекрытий и покрытий в качестве связевых элементов для восприятия связевых усилий допускается применение арматуры, располагаемой непосредственно в отдельных плитах при условии, что арматурные стержни проходят непрерывно через всю конструкцию перекрытия или покрытия и надежно заанкерены. Для устройства горизонтальных связей в коротком направлении сборных плит следует применять специальные мероприятия, например, устройство монолитных армированных набетонков. При устройстве монолитной набетонки, в которой размещают горизонтальные связи, следует обеспечивать требуемое сопротивление стыкового соединения как из условий сдвига, так и из условий отрыва сборных элементов при расчете в особой расчетной ситуации при развитии чрезмерных деформаций. Для обеспечения совместной работы сборных плит и монолитной набетонки рекомендуется устройство из плит выпусков в виде крюков, петель и т. д.

При устройстве продольных горизонтальных связей арматурные стержни, воспринимающие связевые усилия, допускается размещать в швах между отдельными сборными плитами (рис. 6). Принципиальные схемы размещения горизонтальных связей в перекрытиях из сборных элементов показаны на рис. 6–10.

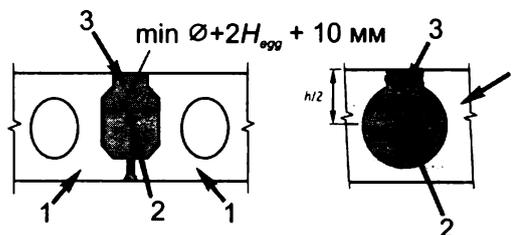
7.6 Связевые элементы с недостаточным сопротивлением

Если расчетные связевые усилия в вертикальных связях превышают расчетное сопротивление связевых элементов, необходимо:

- 1) повторить расчет и увеличить сопротивление связевого элемента;
- 2) использовать АТ-метод для проверки того, что конструктивная система способна воспринимать нагрузки после удаления элемента с дефицитом прочности.

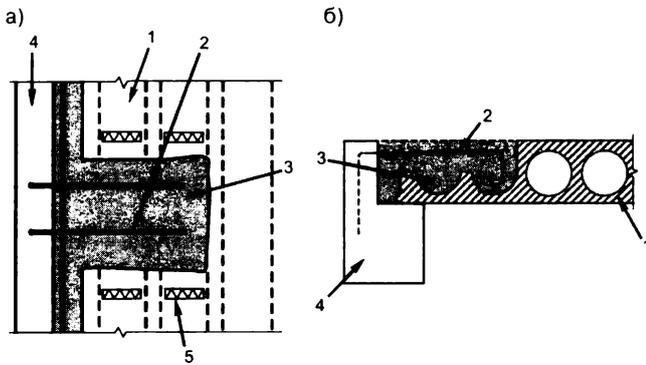
7.7 Расчет связевых элементов

Расчет прочности связевых элементов в общем случае производят из условия метода частных коэффициентов как для растянутых элементов:



1 — плита пустотного настила; 2 — стержень связи; 3 — монолитный бетон

Рис. 8. Узел расположения продольных связей в швах между плитами (а) и в пустоте плиты (б)



1 — плита пустотного настила; 2 — арматурные стержни; 3 — монолитный бетон; 4 — опорная балка

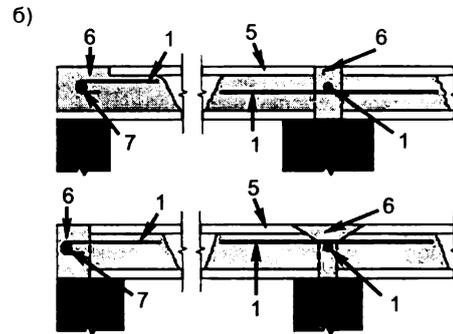
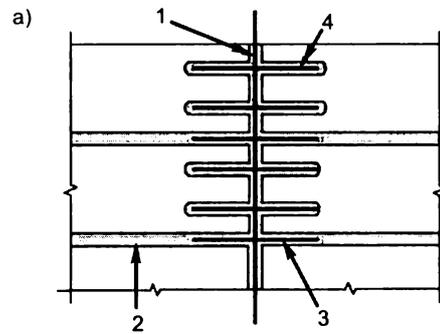
Рис. 9. Узел примыкания плит пустотного настила к периметрической связи

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} \quad (7.7)$$

где T_{Rd} — расчетная прочность связи на растяжение, определяемая в соответствии с требованиями действующих ТНПА по методу частных коэффициентов. При определении расчетной прочности связи следует учитывать повышающие коэффициенты к расчетным характеристикам материалов; T_{Ed} — расчетная величина связевого усилия, определяемая в зависимости от его типа.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1 Как видно из анализа, представленного в настоящей статье, в основном стратегии, направленные на защиту конструктивных систем от прогрессирующего обрушения, концентрируют внимание на трех основных положениях: (1) ограничение или снижение до приемлемого уровня угроз; (2) обеспечение прочности ключевых элементов системы (главным образом, при идентифицированных воздействиях); (3) ограничение масштабов результирующего обрушения или обеспечение живучести модифицированной конструктивной системы с удаленными элементами.



1 — внутренняя связь; 2 — продольный шов; 3 — стержень в продольном шве; 4 — стержень в прорезанной пустоте; 5 — сборная плита; 6 — монолитный бетон; 7 — периметрическая связь

Рис. 10. Принципиальные схемы узлов размещения внутренних связей в сборных перекрытиях зданий класса 2Б

2 С учетом специфики рассматриваемой проблемы положения действующих норм требуют корректировки как в части расчетных методов, определяющих реакцию системы на особые воздействия, так и нормирования собственно воздействий в особых расчетных ситуациях.

3 Представленные положения метода связевых усилий позволяют производить расчет вертикальных и горизонтальных связевых элементов, обеспечивающих минимальную живучесть конструктивной системы в особых расчетных ситуациях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Перельмутер, А. В. О нормировании уровня риска / А. В. Перельмутер // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. — № 2/14(530), апрель–июнь 2007 г. — С. 160–169.
2. Перельмутер, А. В. Влияние неопределенности исходных данных на оценку проектных решений / www. SCAD. Soft/
3. Ellingwood, B. R. Load and Resistance Factor Criteria for Progressive Collapse Design / B. R. Ellingwood // Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA, 2005.
4. Ellingwood, B. R. Approaches for Design against Progressive Collapse / B. R. Ellingwood, E. V. Leyendecker // J. Struct. Div., ASCE 104 (3); 1978. — P. 413–423.
5. Ellingwood, B. R. Acceptable risk bases for design of Structures / B. R. Ellingwood // Progress in Struct. Engrg. and Mat. — 2001. — 3(2). — P. 170–179.
6. Stewart, M. G. Probabilistic risk assessment of engineering system / M. G. Stewart, R. E. Melchers // Chapman Hall, London, 1997.
7. Starossec, U. Design of Collapse — resistant structure, ICSS and IA BSE Workshop on Robustness of Structure / U. Starossec, M. Wolf. — 2005.
8. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету: ГОСТ 2775. — М. — Госстандарт, 1988. — 17 с.
9. Тур, В. В. Основы проектирования строительных конструкций в соответствии с ТКП ЕН 1990:2002 / В. В. Тур, Д. М. Марковский // Строительная наука и техника. — 2010. — № 3. — С. 13–31.
10. Eurocode — Basis of structural design. (Основы проектирования конструкций): ТКП ЕН 1990:2009.
11. Тур, В. В. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В. В. Тур, А. В. Тур, Д. М. Марковский // Строительная наука и техника. — 2007. — № 6. — С. 11–27.

12. Кудишин, Ю. Живучесть конструктивных систем в аварийных ситуациях / Ю. Кудишин, Д. Дробот // Металлические здания. — 2008. — № 1.
13. Дробот, Д. Ю. Живучесть большепролетных металлических покрытий // Дисс. ... канд. техн. наук, спец. 05.23.01 "Строительные конструкции, здания и сооружения". — М., 2010. — 276 с.
14. Рекомендации по защите конструктивных систем от прогрессирующего обрушения (проект). — Минск: БелНИИС. — 128 с.
15. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 2005. — 71 с.
16. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 1999. — 55 с.
17. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 2002. — 14 с.
18. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. Москомархитектура. — М.: ГУП НИИЦ, 2006. — 60 с.
19. Проектирование высотных зданий: МГСН 4.19-05. — М.: ГУП НИИЦ, 2002. — 97 с.
20. Общие принципы обеспечения надежности строительных конструкций (проект): СТБ ИСО 2394 (ISO 2394). — Минск: БелНИИС, 2007. — 97 с.
21. New York City Code (NYC), 1993.
22. Unified Facilities Criteria — Design of Building to Resist progressive collapse: UFC-4-023-03. — January, 2005.
23. Structural Use of Concrete, Part 1. Code of Practice for Design and Construction: BS5950-1:2000. — 389 Cheswick High Road, London W4 4AL, 1998.
24. Eurocode-2: Design of concrete structures — Part 1: General Rules and Rules for building — Brussels — 2001 (Проектирование железобетонных конструкций — Часть 1: Общие правила и правила для зданий): ТКП ЕН 1992-1. — October, 2002. — 230 p.
25. Сергеев, Д. Д. Краткий обзор отчета об аварии 22-этажного жилого дома в Лондоне. Обзорная информация. — № 2. — М.: ГлавАПУ, 1969.
26. Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Caning Town; MSO, 1968 (НИИС, перевод 18736).
27. General Actions — Accidental Actions (NRG TY 1991-1-7 — Общие воздействия. Часть 7. — Особые воздействия): EN 1991-1-7.
28. Vlassis, G. Progressive collapse assessment of tall buildings / G. Vlassis. — London, 2009. — 416 p.
29. National Building Code of Canada (NBCC), part 4, Commentary C, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, 1985.
30. General Services Administrations (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernizations Projects; 2003.
31. Высотные здания. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.02-108-2008. — Минск, 2008. — 178 с.
32. Milchers, R. E. Structural reliability — analysis and prediction / R. E. Milchers. — John Wiley, 1999.
33. National Workshop on Prevention of Progressive Collapse, the UK and European Regulation for Accidental Actions, D. B. Moore, 2002.
34. Best Practices for Reducing the Potential for Progressive Collapse in Buildings / NISTIR / B. Ellingwood, R. Smilowitz, D. Dusenberry, D. Duthinh. — August, 2006.
35. Wolinski, S. Analiza ryzyka a niezawodnosc konstrukcji budowlanych / S. Wolinski // Inzynieria i Budownictwo. — 2006. — № 5. — P. 270–274.
36. Li, H. X. Fuzzy sets and fuzzy decisions — making. CRC Press / H. X. Li, C. V. Yen // Boca Raton, New York, 1995.
37. Тур, В. В. Назначение испытательных коэффициентов по результатам статического моделирования / В. В. Тур, Д. М. Марковский // Строительная наука и техника. — 2006. — № 5(9).
38. Основы проектирования конструкций: ТКП ЕН 1990:2010.

Статья поступила в редакцию 02.08.2010.