

## Стык колонны с безбалочным бескапитальным перекрытием в монолитном здании

*Магистр ГОУ СПбГПУ Е.О. Самохвалова\*;  
старший преподаватель ГОУ СПбГПУ А.Д. Иванов*

В настоящее время приоритетным направлением в строительстве является возведение жилых и административных многоэтажных зданий. В нашей стране значительную долю в жилищном строительстве составляют монолитные железобетонные здания с безбалочным каркасом. Это обусловлено тем, что данное решение обеспечивает возможность строительства зданий любой конфигурации в плане, с различными объемно-планировочными решениями, а также ведёт к снижению трудозатрат, капитальных вложений и расхода стали. Возведение зданий из монолитного железобетона позволяет избежать монтажных стыков в несущих конструкциях и повысить их жесткость.

Наряду с перечисленными преимуществами зданий с безбалочным каркасом, данная конструктивная схема обладает рядом недостатков. Одним из основных вопросов при проектировании монолитных железобетонных зданий с безригельным каркасом является расчет и конструирование стыков колонн с плоскими перекрытиями. С конструктивной точки зрения данные узловые сопряжения являются «слабым местом» в каркасе здания из-за небольшой толщины перекрытий и насыщенности их продольной и поперечной арматурой.

Монолитные многоэтажные здания выполняются, как правило, в виде каркасно-стеновой нерегулярной конструктивной системы с плоскими перекрытиями, обеспечивающей высокие архитектурные и конструктивные показатели. Такие здания имеют существенные особенности с точки зрения расчёта и проектирования как конструктивной системы в целом, так и отдельных ее элементов.

Эти особенности комплексно не учитываются в существующих отечественных нормативных документах и в отечественной практике проектирования и строительства, что приводит либо к недостаточной прочности и жесткости таких конструкций, либо к излишнему расходу материалов. Также следует отметить, что действующие в настоящее время нормативные документы были разработаны несколько десятилетий назад, когда подобные конструктивные системы имели ограниченное применение в отечественной практике строительства. Недостаток теории подкрепляется очень скудными данными по натурным испытаниям и моделированию таких узлов, а также по анализу применяемых решений на практике.

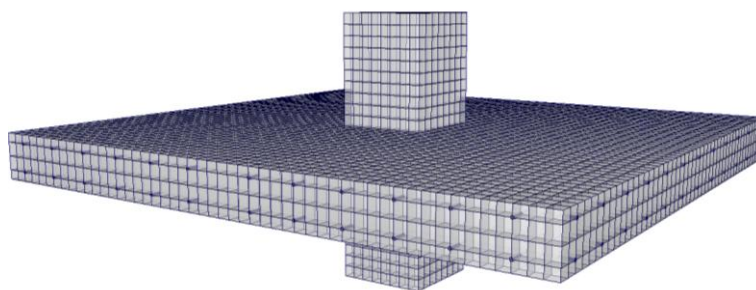
Вопросам применения современных программных комплексов для решения таких задач не уделялось достаточно внимания. В нормативной документации отсутствуют методики расчёта узла стыка рассматриваемых элементов с учётом современных расчётных комплексов.

В узле сопряжения колонны с перекрытием возможно разрушение плит не от изгиба, а от продавливания в месте приложения сосредоточенной силы или опирания её на точечные опоры. Необходимость установки в узле дополнительного армирования определяется расчётом по методике СП 52-101-2003 [1]. Существуют различные способы конструирования данного узла. Одним из них является установка в узле жёсткой арматуры.

Для расчёта узла с жесткой арматурой предлагается следующая последовательность действий. Формируется расчётная оболочечно-стержневая модель трёхэтажного здания с безбалочными перекрытиями с сеткой колонн 5x7 м. Исследуемый узел уточняется при помощи объемных конечных элементов с учётом реального расположения стержневой и жесткой арматуры. На рис. 1 представлена модель исследуемого узла.

Расчётом по методике СП 52-101-2003 определяется значение усилия, воспринимаемого в узле только бетоном.

Исследуемый узел без учёта жесткой арматуры проверяется на действие этого усилия, а полученные напряжения принимаются в качестве эталонных. Предполагается, что максимальные полученные значения напряжений являются допустимыми, т.е. при их возникновении разрушение узла не происходит.



**Рисунок 1. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия**

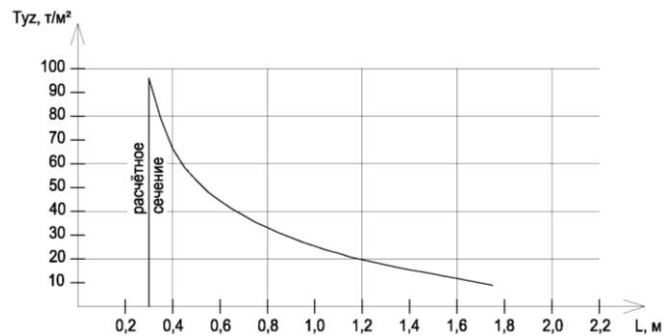
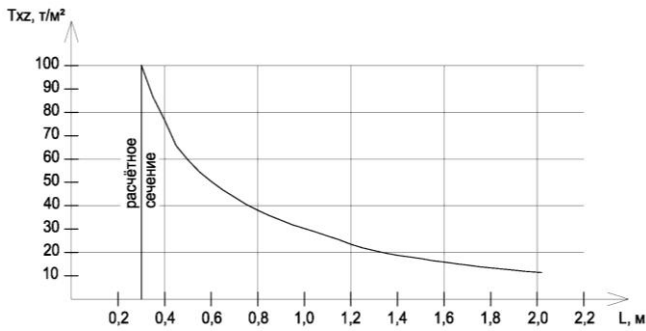


Рисунок 2. Эталонные эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$

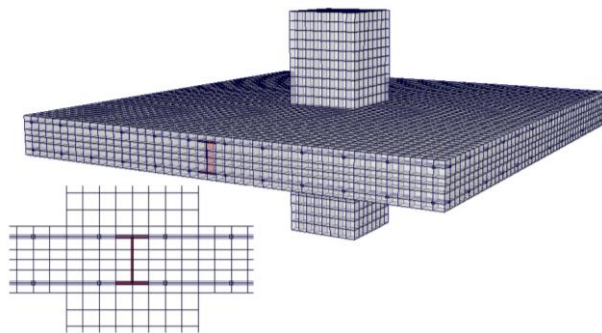


Рисунок 3. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматуры в виде одного двутавра №14

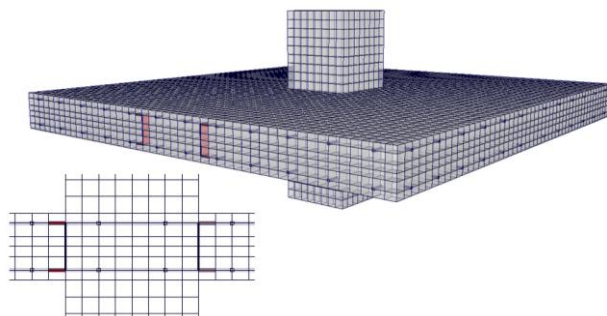


Рисунок 4. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматуры в виде двух швеллеров №14

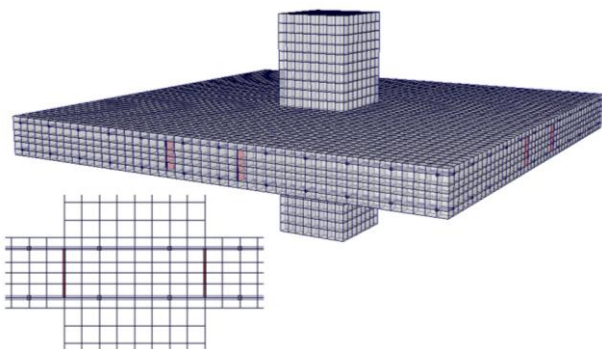


Рисунок 5. Фрагмент уточненной модели узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с жёсткой арматуры в виде четырех пластин

К модели приложена одна постоянная нагрузка  $1 \text{ т/м}^2$ . На рис. 2 представлены эпюры допустимых напряжений для узла сопряжения колонны сечением  $400 \times 400 \text{ мм}$  из бетона В20 с плитой толщиной  $200 \text{ мм}$  из бетона В25. Эпюры напряжений, полученные при расчётах узла с различными вариантами дополнительного армирования, будут сравниваться с этими эпюрами как с эталонными.

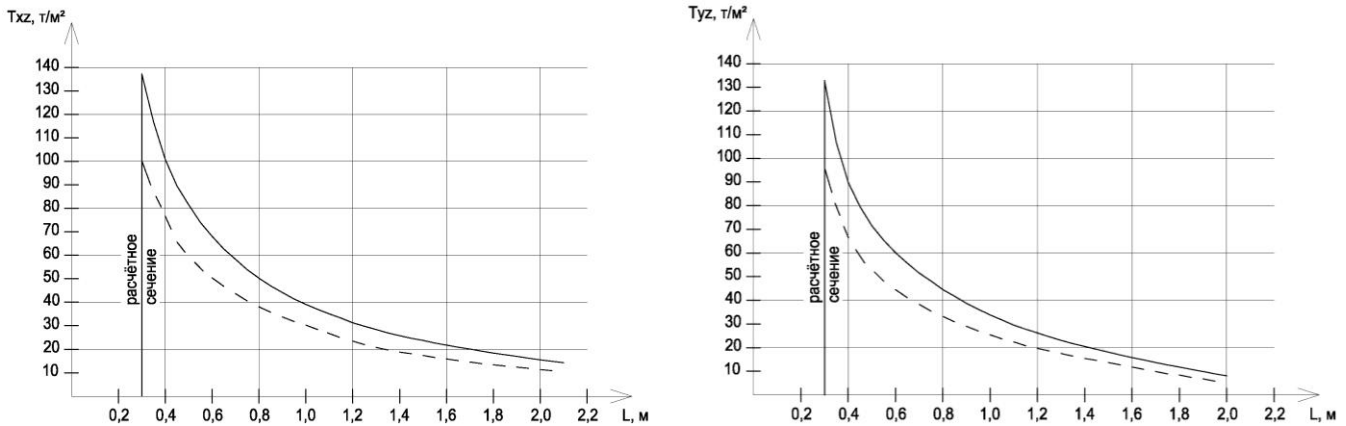
Рассматриваются три варианта дополнительного армирования узла с использованием жёсткой арматуры:

- введение в узел одного двутавра №14 по ГОСТ 8239-89, расположенного в направлении большего пролета (рис. 3);
- введение в узел двух швеллеров №14 по ГОСТ 8240-97, расположенных в направлении большего пролета (рис. 4);
- введение в узел четырех пластин по ГОСТ 380-81 высотой  $140 \text{ мм}$  и толщиной  $5 \text{ мм}$ , расположенных парами по двум взаимноперпендикулярным направлениям (рис. 5).

В расчётном сечении значения превышают допустимые значения на  $37-38\%$  (рис.6). Это означает, что бетон в расчётном сечении не может воспринять приходящуюся на него нагрузку и, следовательно, требуется дополнительное армирование узла сопряжения колонны и плиты перекрытия.

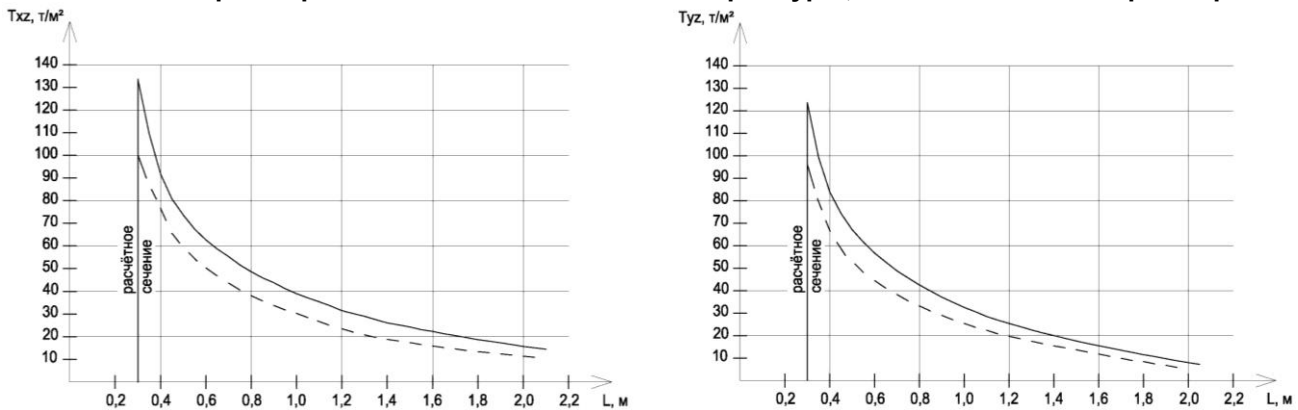
Полученные при расчёте напряжения сравниваются с эталонными. При введении жёсткой арматуры в виде одного двутавра в расчётном сечении значения напряжений превышают допустимые значения на  $29-33\%$  (рис.7). Это означает, что одного двутавра не достаточно для восприятия нагрузки, приходящейся в узел.

При введении жёсткой арматуры в виде двух швеллеров, в расчётном сечении значения напряжений  $T_{xz}$  заметно снижаются и превышают допустимые значения всего на  $8\%$  (рис.8). Значения напряжений  $T_{yz}$  (рис.8) превышают допустимые значения на  $26\%$ . Это означает, что необходима установка дополнительного армирования в двух направлениях для восприятия нагрузки, приходящейся в узел.



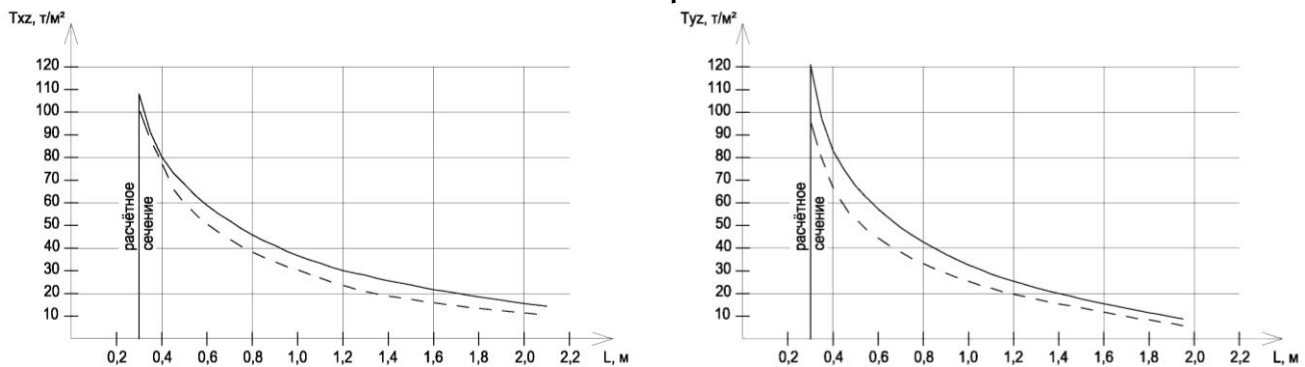
**Рисунок 6. Эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  без жёсткой арматуры**

— эпюра напряжений в бетоне без жёсткой арматуры; --- эталонная эпюра напряжений



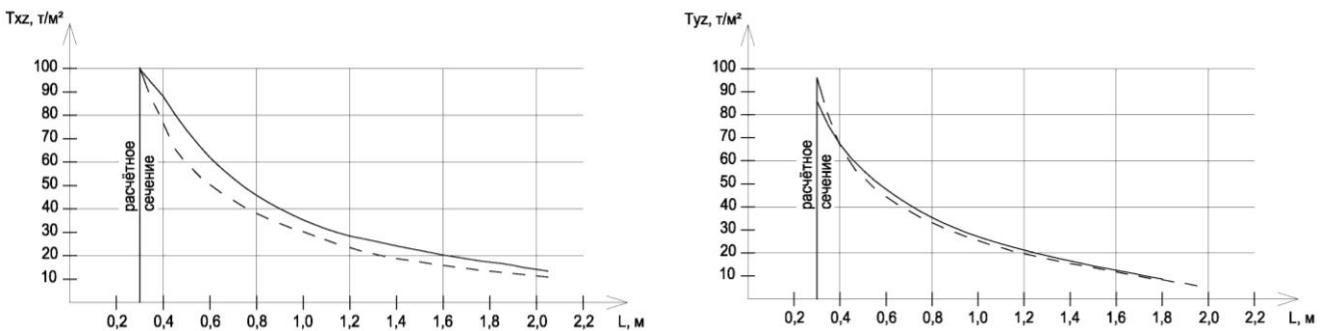
**Рисунок 7. Эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  при введении в узел одного двутавра**

— эпюра напряжений в бетоне при введении в узел одного двутавра; --- эталонная эпюра напряжений



**Рисунок 8. Эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  при введении в узел двух швеллеров**

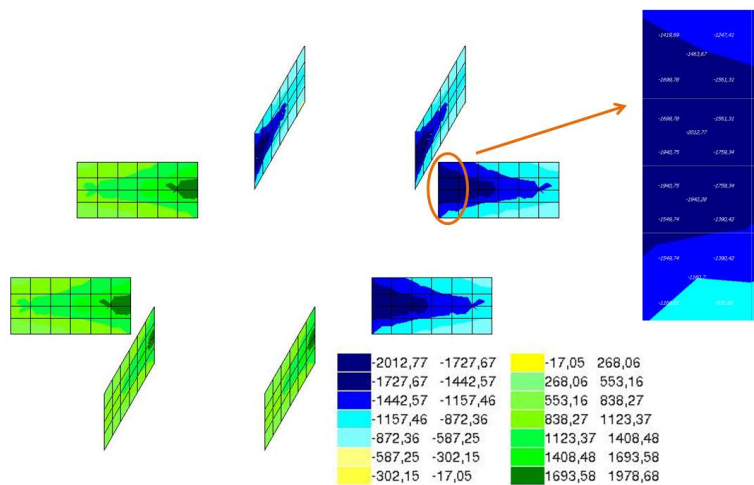
— эпюра напряжений в бетоне при введении в узел двух швеллеров; --- эталонная эпюра напряжений



**Рисунок 9. Эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{yz}$  при введении в узел четырёх пластин**

— эпюра напряжений в бетоне при введении в узел четырёх пластин; --- эталонная эпюра напряжений

За счёт введения в узел четырёх пластин в качестве жёсткой арматуры, в расчетном сечении значения напряжений не превышают допустимых значений (рис. 9). Такого дополнительного армирования достаточно для восприятия усилий в узле от действия заданной нагрузки.



**Рисунок 10. Касательные напряжения, возникающие в пластинах, в расчетном сечении, т/м<sup>2</sup>**

Для определения требуемой длины стержней жёсткой арматуры вводится допущение, что колонна имеет квадратное сечение. Периметр контура расчетного сечения или зоны теоретического обрушения  $u'$  определяется по формуле:

$$u' = 4 \cdot \sqrt{2 \left( \frac{L - a}{2} \right)^2} + 4 \cdot a,$$

где  $L$  – длина стержней жёсткой арматуры;  
 $a$  – длина стороны колонны.

Из СП 52-101-2003 следует, что предельное усилие, воспринимаемое бетоном  $F'_{b\text{ult}}$ , зависит от  $u'$ :

$$F'_{b\text{ult}} = R_{bt} \cdot h_0 \cdot u',$$

где  $R_{bt}$  – расчётное сопротивление бетона осевому растяжению для предельных состояний первой группы;  
 $h_0$  – приведенная рабочая высота сечения.

Исходя из этого, получена зависимость для определения теоретически минимальной длины стержней жёсткой арматуры, при которой обеспечивается исключение продавливания:

$$L = \frac{F}{2,83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0,41 \cdot a,$$

при условии, что  $F$  – нагрузка, приходящаяся в узел - равна  $F'_{b\text{ult}}$ .

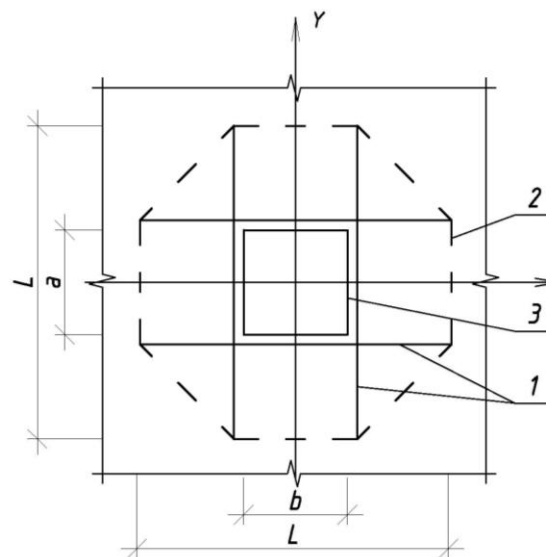
Поскольку введение пластин заведомо большой длины не рационально с экономической точки зрения, необходимо проверить минимальную длину пластин, при которой исключается разрушение узла. Для этого проводятся расчеты в ПК SCAD. Формируются дополнительные расчётные модели с разной длиной стержней жёсткой арматуры. Первая рассмотренная модель имеет длину стержней жёсткой арматуры, равную теоретически минимальному значению  $L$ . Во всех моделях длина стержней в обоих направлениях одинакова. От модели к модели эта величина изменяется на толщину плиты  $h$ .

В местах обрыва пластин возникают концентраторы напряжений. Значения напряжений  $T_{xz}$  на 36% превышают допустимые (рис. 12). Значения напряжений  $T_{yz}$  на 5% превышают допустимые. При увеличении длины стержней жёсткой арматуры на  $2h$  значения напряжений не превышают допустимых значений (рис. 13).

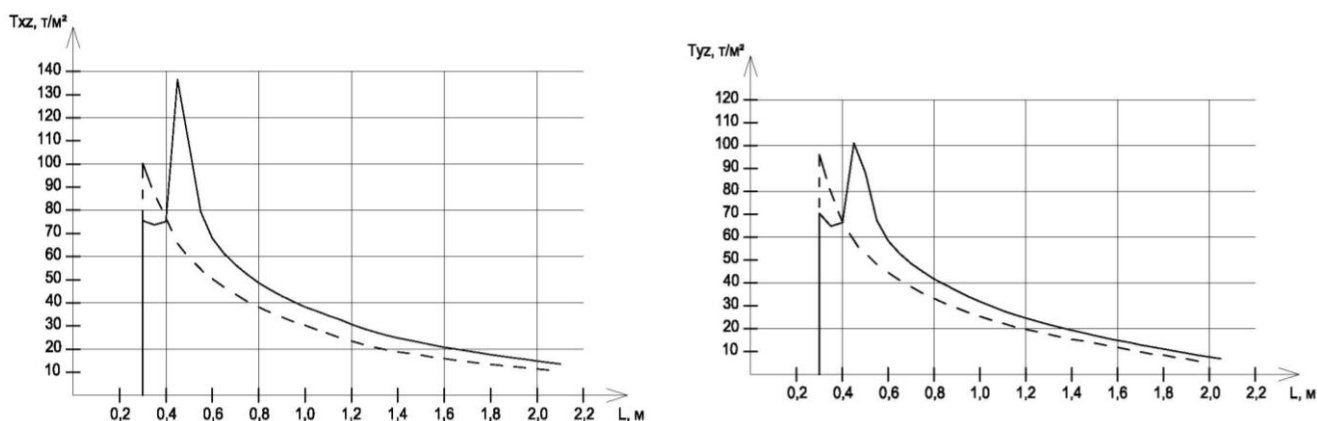
Значения напряжений в пластинах (рис. 10) в расчетном сечении не превышают 10% от расчетного сопротивления металла  $R_y=24500$  т/м<sup>2</sup>. Однако при уменьшении толщины пластин происходит снижение жёсткости конструкции, что приводит к значительному увеличению напряжений в бетоне.

Такой вариант установки жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны с безбалочной бескапитальной плитой перекрытия обеспечивает исключение продавливания в рассматриваемой задаче.

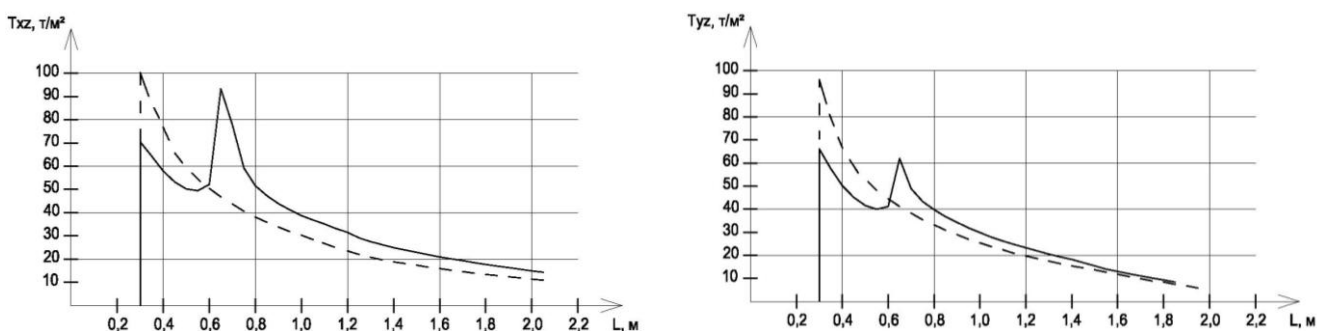
При введении в узел жёсткой арматуры в виде четырёх пластин контур расчётного сечения, по которому возможно продавливание, имеет вид, показанный на рис. 11.



**Рисунок 11. Схема для расчета железобетонных элементов с жёсткой арматурой на продавливание**  
 1 – стержни жёсткой арматуры;  
 2 – контур расчетного поперечного сечения;  
 3 – контур площадки приложения нагрузки



**Рисунок 12.** Эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{uz}$  при введении в узел четырёх пластин длиной  $L$   
 — эпюра напряжений в бетоне при введении четырёх пластин длиной  $L$ ;  
 - - - эталонная эпюра напряжений



**Рис.13.** Эпюры напряжений  $T_{xz}$  и  $T_{uz}$  при введении в узел четырёх пластин длиной  $L+2h$   
 — эпюра напряжений в бетоне при введении четырёх пластин длиной  $L+2h$ ;  
 - - - эталонная эпюра напряжений

Пиковые значения напряжений в местах обрыва пластин (рис. 13) ниже допустимых значений на 7% (для  $T_{xz}$ ) и на 55% (для  $T_{uz}$ ).

Для рассматриваемой задачи можно сделать следующие выводы:

- фактическая длина пластин должна превышать теоретически минимальную на  $2h$ , то есть:

$$L_{\text{факт}} = \frac{F}{2,83 \cdot R_{bt} \cdot h_0} - 0,41 \cdot a + 2h$$

- рациональным вариантом установки жёсткой арматуры в узле сопряжения колонны и перекрытия является установка четырех пластин парами в двух взаимноперпендикулярных направлениях;
- периметр контура расчётного сечения, по которому возможно продавливание в узле при введении жёсткой арматуры в виде четырёх пластин отличен от расчётного сечения без жёсткой арматуры;
- предложена формула для определения периметра контура нового расчётного сечения при введении жёсткой арматуры.

Предложенная методика может быть применена при расчётах аналогичных узлов, отличающихся исходными параметрами. После проведения значительного количества расчётов возможно получение простых расчётных зависимостей для подбора жёсткой арматуры в узле, не требующих детальных исследований в программных комплексах.

### Литература

- СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2004.

\*Елена Олеговна Самохвалова, Санкт-Петербургский государственный политехнический университет

Тел. моб.: +7(911)162-62-01; эл. почта: 2187643@gmail.com