

И. И. ЛУЧКО (Львовский филиал ДИИТа), П. П. ЦИБЕЛЕНКО (Национальный университет «Львовская политехника»), М. В. ЛЕМБАК (Остравский технический университет, Словакия)

СТАТИЧЕСКОЕ И КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ СТЫКОВ ПАНЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ

Проведені експериментальні дослідження «сухих» стиків з болтовим з'єднанням показали, що у них були значно більші деформації, ніж у стиках з бетонним заповненням. З точки зору більшої деформативності, «сухи» стики при критичних навантаженнях більш надійні, ніж стики, заповнені бетоном.

Проведенные экспериментальные исследования «сухих» стыков с болтовым соединением показали, что у этих стыков были значительно большие деформации, чем у стыков с бетонным заполнением. С точки зрения большей деформативности, «сухие» стыки при критических нагрузках более надежны, чем стыки с заполнением бетоном.

The conducted experimental researches of «dry» joints with screw-bolt connection have shown that these joints had considerably larger deformations than the joints with the concrete filling. From the viewpoint of greater deformativeness, the «dry» joints under critical loadings are more reliable than the concrete-filled joints.

Крупнопанельное строительство жилых домов остается и далее одним из возможных решений недостающего жилья для большинства людей не только в слаборазвитых государствах, но и в более богатых странах, особенно, где имеются проблемы с строительными участками.

В связи с этим в панельных объектах были ранее, и до сих пор остаются нерешенными проблемы несущих стыков в стеновых панелях.

Стыки панельных конструкций можно разделить на следующие группы:

- а) стыки между перекрытием и стеновыми панелями;
- б) стыки между смежными и стеновыми панелями;
- в) стыки между смежными панелями перекрытий.

Стыки типа *а* являются основным звеном, влияющим на несущую способность и деформативность панельных зданий. Стыки типа *б* и *в* работают при действии перерезывающих сил в плоскости или перпендикулярно на плоскость стыка в перекрытии.

В статье проведен анализ основных стыковых соединений панелей, несущей способности и деформативности традиционных шпоночных стыков, заполненных бетоном, которые применяются и в здании из пространственных ячеек, т.н. «суперконструкциях».

Значительное количество решений вертикальных несущих стыков зависит, в основном, от различных конструктивных концепций па-

нельных зданий, местных и государственных норм и инструкций, и не в последнюю очередь, необходимости изобретать новые решения стыков, чтобы избежать конфликтов с патентными органами.

Вертикальные стыки между стеновыми панелями можно разделить по следующим критериям:

- в зависимости от взаимного расположения стыков: копланарные стыки (стыкуемые элементы находятся в одной и той же плоскости), дипланарные стыки (стыкуемые элементы находятся в двух и более перпендикулярных плоскостях);
- в зависимости от конфигурации стыкуемых плоскостей: стыки без продольных (вертикальных) швов в стыкуемых плоскостях (рис. 1, *а, б, с, д*), стыки с продольными (вертикальными) швами в стыкуемых плоскостях (рис. 2, *а, б*);

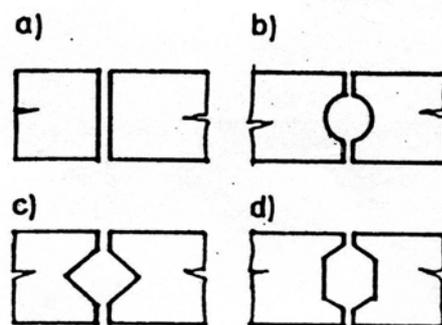


Рис. 1. Стыки с гладкими стыкуемыми плоскостями

© Лучко И. И., Цибеленко П. П., Лембак М. В., 2010

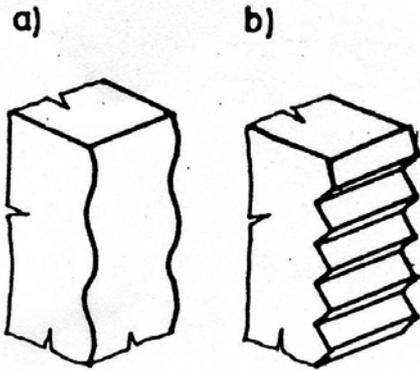


Рис. 2. Волнистые и пиловидные (шпоночные) стыки

— в зависимости от поперечного профилирования стыкуемых плоскостей стыки с гладкими или пиловидными, шпоночными стыкуемыми плоскостями, стыки со стыкуемыми плоскостями с мелкими шпонками глубиной $a_{oz} < 15$ мм, стыки со стыкуемыми плоскостями с шпонками глубиной $a_{oz} > 20$ мм (рис. 3, а, b, с, d);

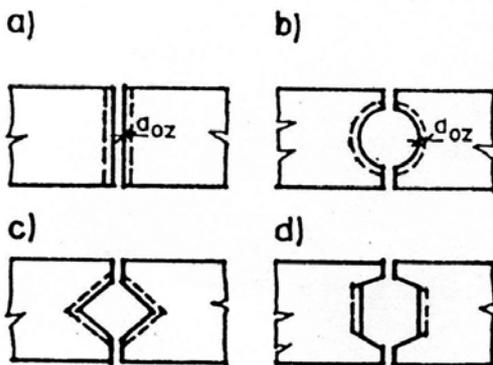


Рис. 3. Стыки с мелкими зубьями (шпонками) $a_{oz} < 15$ мм

— в зависимости от расположения арматуры в стыке: стыки с арматурой, расположенной в уровне перекрытия (например, в венце), стыки с арматурой, равномерно распределенной по высоте стыка в рамках каждого этажа (рис. 4, а, b).

Предположения при расчете выносливости и деформаций стыков. В ординарных предположениях при расчете выносливости и деформаций вертикальных стыков стеновых элементов предполагается, что:

— вертикальные стыки, как неотделимая часть панельных стен, принимается как сечение высотой стыка h_{st} (обычно высотой этажа) и

шириной b_{st} , причем при обработке результатов испытаний стыков и при расчете панельных стен предполагается, что $\tau \neq 0$, $\sigma_x = \sigma_y = 0$.

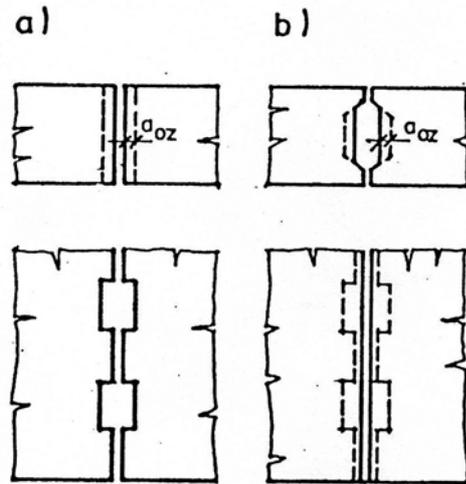


Рис. 4. Стыки с глубокими зубьями (шпонками) $a_{oz} > 20$ мм

В реальных сборных стеновых конструкциях, в большинстве случаев, величина нормального напряжения σ_x , перпендикулярная плоскости сечения стыка, значительно меньше, чем касательного напряжения τ_{xy} , поэтому при испытании величиной σ_x можно пренебречь; вертикальную составляющую напряжения σ_y можно частично, размещением экспериментальных элементов вертикальных стыков, снизить.

Перерезывающую силу в стыке можно определить из уравнения:

$$T = b_{st} \int_0^{h_{st}} \tau_{xy} dy. \quad (1)$$

Исходя из этого действующая сила в стыке T экспериментального элемента при достижении выносливости принимается за предел выносливости вертикального стыка T_{II} .

В этой стадии работа стыка доходит до резкого снижения его жесткости K_s [1–3]. Необходимо подчеркнуть, что жесткость стыков стеновых панелей предопределяет характер работы конструкций из сборных элементов.

Экспериментальное исследование «сухих» стыков. Для исследования элементов с вертикальными стыками необходимо выбрать состав элементов, который наиболее соответствует (моделирует) действительному напряженно-деформированному состоянию и возможности реализации эксперимента. На рис. 5 приведены некоторые экспериментальные фрагменты «сухих» стыков.

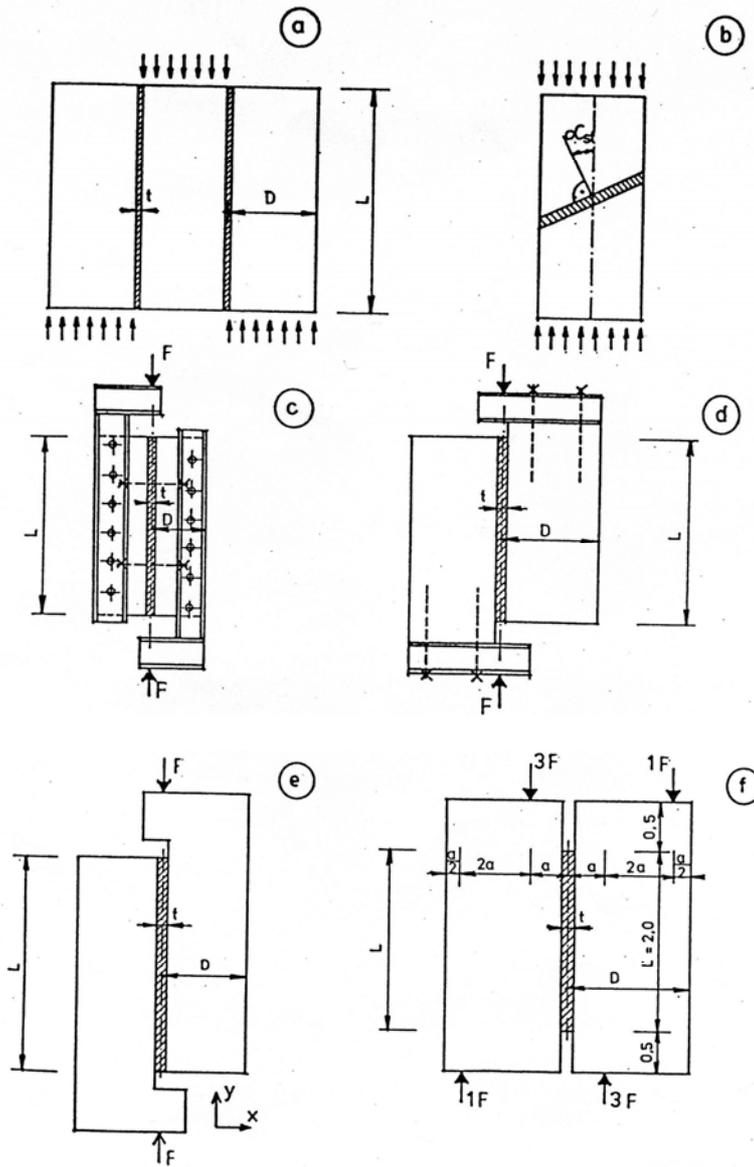


Рис. 5. Схемы различных комбинаций исследований вертикальных стыков

На рис. 6 представлены графики распределений напряжений в оси вертикального «сухого» стыка, составленного из трех экспериментальных стеновых панелей. Резонность такого

состава фрагмента заключается в равномерном распределении напряжений по высоте стыка в сравнении с иными составами фрагментов.

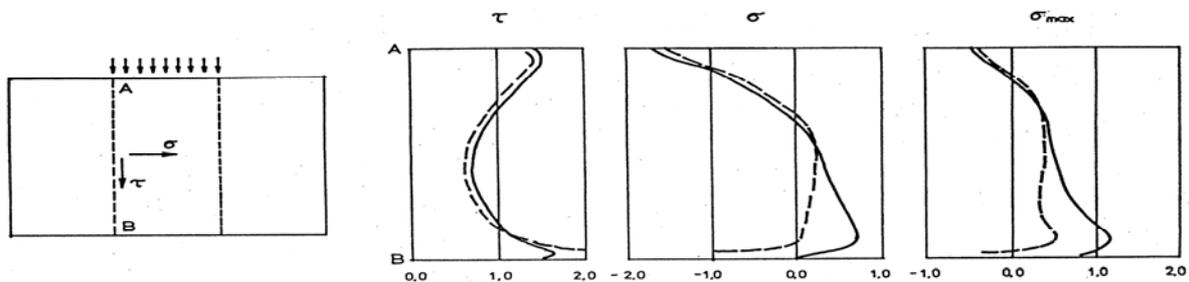


Рис. 6. Распределение напряжений в оси вертикального «сухого» стыка А-В испытываемых элементов

Испытание фрагмента стыка, состоящего из двух панелей, и распределение напряжений в

нем показано на рис. 7. В данном случае теоретическое распределение напряжений в стыке

несколько искажает результаты эксперимента, особенно в стыке, заполненном бетоном, и с

арматурой, равномерно распределенной по высоте стыка.

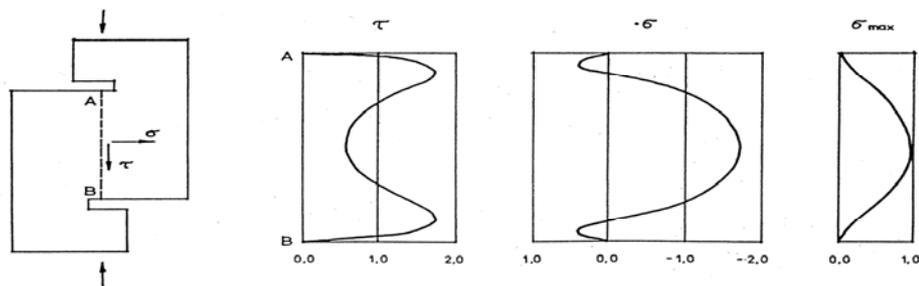


Рис. 7. Распределение напряжений в оси стыка А-В в исследуемых элементах

Авторами были проведены исследования возможности применения «сухих» стыков. Исследования этих стыков были проведены на двух типах стеновых фрагментов: копланарных стыков типа I и дипланарных стыков типа T.

Каждый тип экспериментальных фрагментов состоял из трех видов соединительных элементов: А-1 – элемент 50/12 – 6 шт. (стык типа

I); А-2 – элемент 50/15 – 6 шт.; А-3 – элемент 55/5 – 3 шт. (стык типа T). Фрагменты были изготовлены из бетона В25 (с 20/25 по EUROCODE2). Прочность бетона определялась на кубах 150×50×150 мм и призмах 100×100×400 мм. Возраст бетона при испытании был в пределах 28...39 дней. Характеристики бетона представлены в табл. 1.

Таблица 1

Характеристики бетона фрагментов типа I и T

Тип стеновых элементов	Фрагмент	Прочность бетона, $Kl \cdot m^3$	Прочность бетона, МПа	Модули упругости бетона E_d , МПа
I-1	A-1/3	2330	30,7	26453
	A-1/2	2320	29,2	25804
I-2	A-1/6	2400	29,7	29901
	A-1/1	2270	24,5	24927
I-3	A-1/4	2340	21,0	29806
	A-1/5	–	–	–
T-1	A-2/3	2340	21,0	29806
	A-2/2	2330	30,7	26453
	A-3/3	2260	22,3	24562
T-2	A-2/6	2280	16,2	24183
	A-2/1	2320	29,2	25804
	A-3/1	2280	23,4	23574
T-3	A-2/4	–	–	–
	A-2/5	2400	29,7	29901
	A-3/2	2320	21,3	24012

Экспериментами было установлено, что прочность бетона «сухих» стыков не имеет такого значения, как для стыков шпоночных, заполненных бетоном. Тем не менее, необходимо контролировать прочность бетона, чтобы при нагружении фрагментов не дошло до образования волосяных трещин.

Поэтому фрагменты были запроектированы так, чтобы они были способны переносить нагрузки на стык, и при этом не дошло до воз-

никновения критических напряжений и деформаций. Исходя из этого, фрагменты были армированы пространственной сварной арматурой.

Измерение вертикальных деформаций элементов в стыке (σ_y), было реализовано с помощью индикаторов с ценой деления 0,01 мм, а горизонтальные деформации (σ_x) – индикаторами с ценой деления 0,001 мм.

Кроме того деформации бетона фрагментов измерялись приложенными деформометрами с базой 200 мм с точностью 0,001 мм. Размещение измерительных приборов показано на рис. 8.

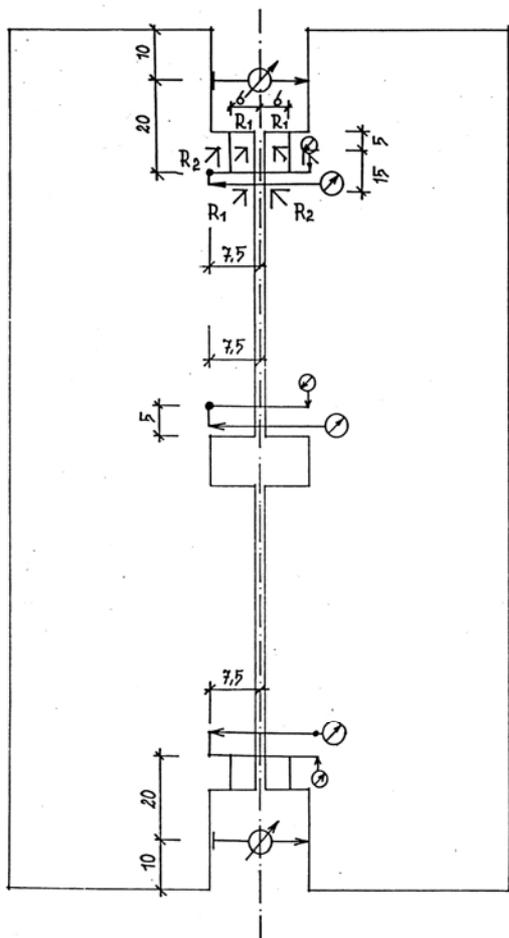


Рис. 8. Схемы размещения измерительных приборов на исследуемом фрагменте

Нагрузка на опытные фрагменты типа I и T была рассчитана на max 330 кг (тип T-3, где соединение тканей было реализовано с двумя болтами M20). Такое болтовое соединение было в верхней и нижней части фрагментов. Стыки были соединены болтами M12, M16 и M20. Нагрузка на фрагменты осуществлялась по 10 кН.

На рис. 9 и 10 представлен характер развития зависимости $T - \sigma_y$ и жесткости стыков экспериментальных фрагментов с болтовыми соединениями. На рис. 9 видно, что в зависимости $T - \sigma_y$ имеется значительный разброс, например у стыков фрагментов I-2/1 и I-2/1a в сравнении с остальными фрагментами.

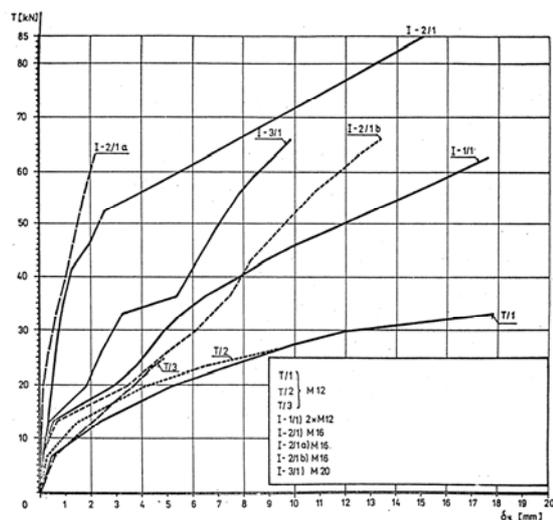


Рис. 9. Графики деформаций σ_y стыков от усилий T

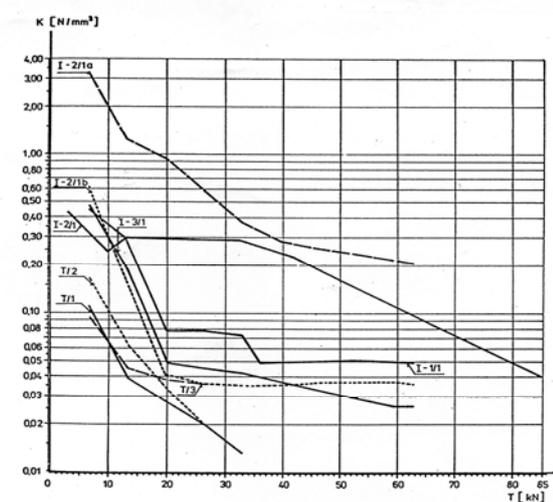


Рис. 10. Жесткость «сухих» стыков с болтовым соединением

У этих фрагментов до определенной величины силы T зависимость $T - \sigma_x$ почти линейная, в остальных фрагментах от самого начала, точнее от нагрузки $T = 6...13$ кН, доходит нелинейному росту деформаций. Такой характер роста деформаций зависит от элементов болтового соединения, точности его проведения, дотягивание гаек большого: соединения стыков и т.п. На рис. 10 приведены графики жесткости экспериментальных стыков $K_s - T$, определенные из зависимости $T - \sigma_y$ по формуле:

$$K_s = \frac{T}{A_s \cdot \sigma_x} \text{ Н} \cdot \text{мм}^{-3}, \quad (2)$$

причем величина A_s достигала 14000 мм², чтобы было можно сравнить жесткость стыков с жесткостью шпоночных стыков, заполненных

бетоном. Из проведенных экспериментов было возможно сделать следующее заключение:

– начальная жесткость K_0 достигает величины $(0,03...0,01)K_{ов}$, где $K_{ов}$ – начальная жесткость стыков, заполненных бетоном, в которых $K_{ов} = 1,20 \cdot 10^2 \text{ Н} \cdot \text{мм}^{-3}$ для бетонов класса В25 [5...7].

– жесткость $K_{ов}$ при достижении предельной нагрузки $T_{и}$ достигает величины $(0,1...0,01) K_{ив}$.

Отношение $K_0 / K_{п}$ с болтовым соединением значительно меньше, чем у стыков с бесшовным заполнением.

Заключение

Проведенные экспериментальные исследования «сухих» стыков с болтовым соединением показали, что у этих стыков были значительно большие деформации, чем у стыков с бетонным заполнением. Жесткость «сухих» стыков в 10...100 раз меньше, чем жесткость стыков с бетонным заполнением. Вместе с тем необходимо отметить, что предельные значения прочности стыков, больше. Из этих позиций можем утверждать, что у стыков с болтовым соединением можно достичь одинаковой прочности, как и у стыков с бетонным соединением. С точки зрения большей деформативности, «сухие» стыки при критических нагрузках (панельное здание, на подработанных территориях, неравномерных деформациях основания и т.п.) более надежны, чем стыки с заполнением бетоном. Тем не менее, необходимо, в зависимости от значительных пластических деформаций сты-

ков, проектировать «сухие» стыки при допустимых или предельных значениях σ_y , реальная величина которых должна бы быть в пределах 0,25...2,5 мм. Возникновение трещин в анкерных областях болтового соединения фрагментов не было обнаружено во всех испытываемых типах стыков.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Witrany, J. Navrhovani svislých styků stínových dílců panelových budov [Текст] / J. Witrany // Pozemni stavby. – 1976. – № 4.
2. Witrany, J. Tuhost svislých styků stínových dílců panelových budov [Текст] / J. Witrany // Pozemni stavby. – 1976. – № 9.
3. Witrany, J. Tuhost styků a jejich zavedení do výpočtu [Текст] / J. Witrany. – Praha, Gborník ĚGVTS, 1977.
4. Racionalizace bytovi výstavby s ponížilím prostorových prvků [Текст] / J. Klenda, V. Lembák, J. Witrany a kol. // Witrany Studie. – Ostrava, VVÚPS, 1978.
5. Horáček, E. Unosnost a tuhost svislých styků panelových budov [Текст] / E. Horáček // Výzkumná správa. – Praha, VÚPS, 1976.
6. Horáček, E.: Výpočet unosnosti a tuhosti svislých styků stěn panelových budov podle nových poznatků [Текст] / E. Horáček // Pozemni stavby. – 1977. – № 7.
7. Horáček, E.: Tuhost svislých styků stěn panelových budov [Текст] / E. Horáček // Stavebnický časopis. – 1999.

Поступила в редколлегию 19.03.2010.

Принята к печати 29.03.2010.