

Краткие сообщения

УДК 624.012.45.04+624.078

МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МОНОЛИТНЫХ ШПОНОЧНЫХ СОЕДИНЕНИЙ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

И.С. Дербенцев

TEST METHODS FOR LOAD CARRYING CAPACITY OF SOLID KEYED JOINTS OF PREFABRICATED ELEMENTS

I.S. Derbentsev

Приведен обзор методов определения несущей способности шпоночных соединений сборных элементов.

Ключевые слова: шпонка, стык, несущая способность.

The article provides an overview of test methods for load carrying capacity of keyed joints of prefabricated elements.

Keywords: key, joint, load carrying capacity.

На сегодняшний день проведено большое количество экспериментальных и теоретических исследований шпоночных соединений железобетонных сборных конструкций с целью определения предельного сдвигающего усилия в шве $T_{ш}$. Выделяют характерные виды разрушения шпонок в соединении [1]: сдвиг по опорной грани шпонки; смятие опорной грани; срез по основанию шпонки; срез по наклонной трещине.

Смещение по опорной грани не происходит при углах наклона шпонок $\alpha < 35^\circ$ (рис. 1) и является ошибкой конструирования соединения, поэтому указанный вид разрушения не рассматриваем.

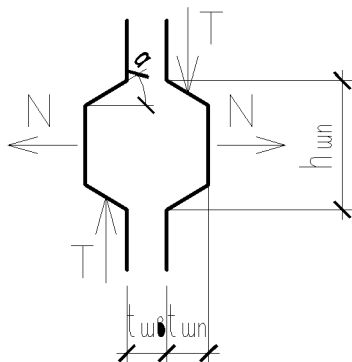


Рис. 1. Схема шпоночного соединения [1]

Прочность бетонной шпонки при скалывании и при смятии регламентируют действующие нормы [4, 5]. При расчете на смятие:

$T_{см} = R_{b,loc} A_{см}$,
где $R_{b,loc} = R_b$, при бетоне класса В25 и ниже, и $R_{b,loc} = 13,5R_{bt}$ – для бетонов классов выше В25, $A_{см}$ – площадь смятия шпонки.

В [2, 3] указанная формула повторяется, однако величина $R_{b,loc} = R_b$ для многошпоночных соединений, и $R_{b,loc} = 1,5R_b$ – для одношпоночного.

При расчете на срез по нормативным документам [4, 5]:

$$T_{ср} = \gamma_{ср} R_{bt} A_{ср},$$

здесь $\gamma_{ср} = 1,5$ [1], автор [5] предлагает принимать $\gamma_{ср} = \pi/2$; R_{bt} – прочность бетона на растяжение; $A_{ср}$ – площадь среза шпонки. В первом случае коэффициент $\gamma_{ср}$ получен путем статистической обработки испытаний, во втором – теоретическими выкладками исходя из прочности бетонных образцов на раскалывание. При расчете на образование наклонной трещины:

$$T_{нак} = \gamma_{нак} R_{bt} s_k t,$$

где коэффициент $\gamma_{нак} = h_{шп} / (t_{шпв} + t_{шпн})$ [4] или $\gamma_{нак} = 0,7$ в [5]; s_k – шаг шпонок и t – толщина замоноличенной поверхности (например, толщина стены).

За несущую способность шпонки $T_{шп}$ принимают наименьшее значение $T_{нак}$, $T_{ср}$ или $T_{см}$.

При воздействии сил сдвига возникает распорное усилие H [1], при этом его величина равна $k_\alpha T$ и изменяется в зависимости от геометриче-

Краткие сообщения

ских размеров от $0,15T$ до $0,2T$. Распор должен быть воспринят нормальным армированием.

При расчете несущей способности шпонки с учетом примыкающих участков сдвига [1, 3] рекомендуют использовать формулу

$$T = T_{шп} (1 - k_{\alpha} \operatorname{tg} \varphi) + \operatorname{tg} \varphi (\mu_{поп} R_{s,поп} + \sigma) s_k t,$$

здесь $\mu_{поп} = A_s / (s_k t)$ – коэффициент поперечного армирования, $R_{s,поп}$ – расчетное сопротивление поперечной арматуры, σ – напряжения обжатия стыка в перпендикулярном ему направлении.

При этом значение T не должно превышать максимального, рассчитываемого по формуле

$$T_{\max} = t s_k \sqrt{R_{bt} (R_{bt} + \mu_{поп} R_{s,поп} + \sigma)} \leq t s_k \cdot 2R_{bt}.$$

Последнее выражение было получено исходя из прочности по главным растягивающим напряжениям.

Минимальное количество продольной арматуры определяется минимальной величиной распора:

$$\mu_{поп, \min} = k_{\alpha} T_{шп} / (R_{s,поп} t s_k).$$

Кроме того в нормах [2] отмечено, что суммарное сопротивление сдвигу железобетонного шпоночного соединения не должно превышать

$$T_{\text{нак}} = \frac{(\sigma A_{ст} + A_{s,поп} R_{s,поп} + A_{s,прод} R_{s,прод}) s_k}{t_{шп} + t_{шп}},$$

здесь $A_{ст}$ – площадь среза всего стыка, $A_{s,прод}$ и $R_{s,прод}$ – соответственно суммарная площадь и расчетное сопротивление продольной арматуры в стыке. Последняя величина принимается равной расчетному сопротивлению растяжению арматуры при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{sw} , в случае если продольное армирование представлено одним стержнем $R_{s,прод} = R_s$.

Расчет несущей способности шпоночных соединений предусмотрен также и европейскими нормами [7, 8]. Расчетное сопротивление шпоночного соединения сдвигу равно:

$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \operatorname{tg} \varphi \cdot \sigma_n + \mu_{поп} f_{yd} (\operatorname{tg} \varphi \sin \theta + \cos \theta)$,
где c и $\operatorname{tg} \varphi$ – коэффициенты, зависящие от шероховатости границы взаимодействия и равные для шпоночного соединения $c = 0,5$ и $\operatorname{tg} \varphi = 0,9$; f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению; σ_n – нормальное усилие сжатия в стыке; f_{yd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры; θ – угол наклона поперечной арматуры к плоскости сдвига.

Автором [9] путем анализа кругов Кулона – Мора и отношений, полученных Друккером, как критериев напряженно-деформированного состояния бетона при двухосном НС, удалось получить формулы для определения несущей способности шпоночного соединения при сдвиге:

$$\tau = T / A_{ст} = f_c \sqrt{\alpha_1 (v \frac{A_{шп}}{A_{ст}} - \alpha_1)},$$

где $\alpha_1 = (A_{s,поп} f_{yd}) / (A_{ст} f_c)$, $v = 0,55$ – коэффициент, учитывающий пластические свойства бетона; $\frac{A_{шп}}{A_{ст}}$ – отношение площадей среза шпонок к площади стыка. Это отношение верно при $\alpha_1 \leq \frac{v A_{шп}}{A_{ст}} \frac{1 - \sin \beta}{2}$, где $\beta = 45^\circ$ – угол внутреннего трения для бетона. При $\alpha_1 > \frac{v A_{шп}}{A_{ст}} \frac{1 - \sin \beta}{2}$ применяется зависимость

$$\tau = \frac{T}{A_{ст}} = f_c (v \frac{A_{шп}}{A_{ст}} \frac{1 - \sin \beta}{2 \cos \beta} + \alpha_1 \operatorname{tg} \beta).$$

Автор обнаружил, что зависимость τ от $f_c(\alpha_1)$ имеет большую сходимость с опытными данными.

Тайские исследователи [10] провели серию экспериментов и построили следующую линейную зависимость:

$$T = 0,073 A_{шп} \bar{R} + 0,82 A_{s,поп} R_{s,поп},$$

где \bar{R} – кубиковая прочность бетона омоноличивания стыка.

Группа исследователей из США и Канады [11] получили следующие зависимости, подтвержденные экспериментами:

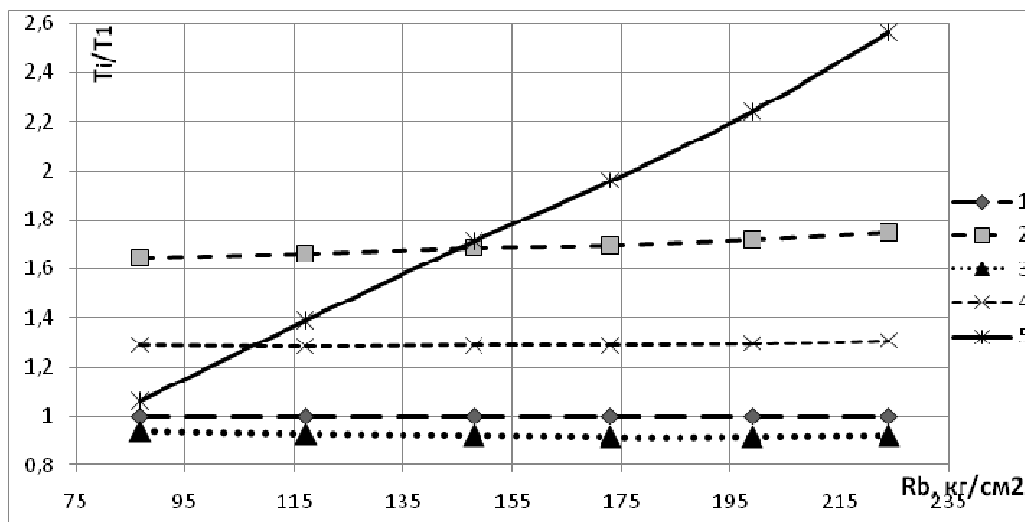


Рис. 2. Несущая способность шпоночного соединения: 1 – рассчитанная по отечественным нормам [1–5]; 2 – по Еврокодам [7, 8]; 3 – по теории Дженсена [9]; 4 – по результатам [10]; 5 – по результатам [11]

величина несущей способности по трещинообразованию:

$$V_{cr} = V_f + V_b,$$

где V_f – несущая способность стыка, обусловленная силами трения по контакту монолитного и сборного бетонов; V_b – сопротивление стыка образованию наклонных трещин в шпонках;

$$V_{cr} = \mu \sigma_n (A_c - ndt \tan \theta) + \sqrt{f_t (f_t + \sigma_n)} \cdot A_{cr},$$

здесь μ – коэффициент трения бетона о бетон, принимаемый равным 0,6; σ_n – нормальные напряжения сжатия, вызванные обжатием стыка в перпендикулярном направлении; $A_c = tH$ – площадь стыка в продольном направлении (t – толщина стены, H – длина стыка); n , d , $\tan \theta$ – соответственно количество шпонок в стыке, их глубина и тангенс угла наклона граней; f_t – расчетное сопротивление бетона омоноличивания растяжению (авторами принята зависимость от расчетного сопротивления сжатию f_u' : $f_t = 0,6\sqrt{f_u'}$); $A_{cr} = nt\sqrt{h^2 + b^2}$ – площадь поперечного сечения образующихся диагональных трещин в шпонках многошпоночного соединения.

Используя приведенные выше формулы, были построены графики несущей способности стыка в зависимости от призменной прочности бетона его омоноличивания (рис. 2), где T_1 – несущая способность соединения, рассчитанная по отечественной методике.

Выводы

1. Методика, полученная отечественными исследователями, отражает варианты разрушения шпоночного соединения и получена на основе наибольшего числа экспериментальных исследований.

2. Схожие результаты дает теория Дженсена [9], хоть и имеет в своей основе иные предпосылки.

3. Формула, заложенная в Еврокодах, дает завышение несущей способности на 70 % по сравнению с отечественными нормами, кроме того она учитывает вероятный наклон поперечной арматуры.

4. График, полученный по [11] существенно отличается от остальных. Это, по-видимому, связано с тем, что испытывались соединения с часто расположенными шпонками, работа которых принципиально другая. Указанная теория учитывает работу бетонного соединения после образования наклонных трещин.

5. Исследователи [10] получили эмпирическую зависимость с запасом 30 %, подтверждающую в целом отечественную методику оценки несущей способности.

Литература

1. Прочность и жесткость стыковых соединений крупнопанельных конструкций. Опыт СССР и ЧССР / Е. Горачек, В.И. Лишака, Д. Пуме и др.; под ред. В.И. Лишака. – М.: Стройиздат, 1980. – 192 с.
2. ВСН 32-77. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. – М.: Стройиздат, 1978. – 177 с.
3. Пособие по проектированию жилых зданий / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2001. – 130 с.
5. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М.: Госстрой России, 2003. – 84 с.
6. Кваша В.Г., Коваль П.Н. Исследование шпоночных соединений плоских плит / В.Г. Кваша, П.Н. Коваль // Бетон и железобетон. – 1984. – № 1. – С. 36–39.
7. ENV 1992-1: Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1: General rules and rules for buildings, CEN 1993.
8. ТКП EN 1992-1-2-2009 (02250). Проектирование железобетонных конструкций. – Минск: Минстройархитектуры Республики Беларусь, 2010.
9. Bjarne Chr. Jensen. On the ultimate load of vertical, keyed shear joints in large panel buildings. Technical University of Denmark. DK-2800 Lyngby, 1975.
10. Chatveera, B. Vertical shear strength of joints in prefabricated loadbearing walls / B. Chatveera, P. Nimityongskul // J. Natl. Res. Council Thailand. – 1994. – С. 11–36.
11. Multiple Shear Key Connections for Precast Shear Wall Panels / Sarni H. Rizkalla, Reynaud L. Serrette, J. Scott Heuvel, Emmanuel K. Attiogbe // PCI JOURNAL, USA. – 1989. – С. 104–119.

Поступила в редакцию 7 сентября 2012 г.