

26. Kani, G. N. J. How safe are our large reinforced concrete beams? / G. N. J. Kani // *ACI Journal Proceedings*. – 1967. – Vol. 64, iss. 3. – P. 128–141.
27. Fenwick, R. C. Mechanisms of shear resistance of concrete beams / R. C. Fenwick, T. Paulay // *Journal of the Structural Division ASCE*. – 1968. – Vol. 94, iss. 10. – P. 2325–2350.
28. Hamadi, Y. D. Behaviour in shear of beams with flexural cracks / Y. D. Hamadi, P. E. Regan // *Magazine of Concrete Research*. – 1980. – Vol. 32, iss. 111. – P. 67–78.
29. Reineck, K-H. Ultimate shear force of structural concrete members without transverse reinforcement derived from a mechanical model / K-H. Reineck // *ACI Journal Proceedings*. – 1991. – Vol. 88, iss. 5. – P. 592–602.
30. Mitchell, D. Diagonal Compression Field Theory / D. Mitchell, M. P. Collins // *ACI Journal Proceedings*. – 1974. – Vol. 71, iss. 8. – P. 396–408.
31. Walraven, J. C. Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading / J. C. Walraven, H. W. Reinhardt // *Heron* 1981; 1a:5–68.
32. Chana, P. S. Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams / P. S. Chana // *Magazine of Concrete Research*. – 1987. – Vol. 39, iss. 141. – P. 196–204.
33. Kim, W. Initiation of Shear Cracking in Reinforced Concrete Beams with No Web Reinforcement / W. Kim, R. N. White // *ACI Structural Journal*. – 1991. – Vol. 88, iss. 3. – P. 301–308.
34. Zararis, P. D. Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams / P. D. Zararis // *ACI Structural Journal*. – 2003. – Vol. 100, iss. 2. – P. 203–214.
35. Tureyen, A. K. Concrete Shear Strength: Another Perspective / A. K. Tureyen, R. J. Frosch // *ACI Structural Journal*. – 2003. – Vol. 100, iss. 5. – P. 609–615.
36. Choi, K-K. Shear Strength Model of Concrete Beams Based on Compression Zone Failure Mechanism / K-K. Choi, J-C. Kim, H-G. Park // *ACI Structural Journal*. – 2016. – Vol. 113, iss. 5. – P. 1095–1106.
37. Park, H-G. Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement / H-G. Park, K-K. Choi, J. K. Wight // *ACI Structural Journal*. – 2006. – Vol. 103, iss. 6. – P. 783–793.
38. Mari, A. Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams / A. Mari, J. Bairán, A. Cladera, E. Oller, C. Ribas // *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*. – 2014. – Vol. 8, iss. 4. – P. 337–353.
39. Yang, Y. Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement A New Look at an Old Problem. PhD Thesis. Delft (Netherlands): Delft University of Technology. – 2014. – 344 p.
40. Tung, N. D. A new approach to shear design of slender reinforced concrete members without transverse reinforcement / N. D. Tung, N. V. Tue // *Engineering Structures*. – 2016. – Vol. 107. – P. 180–194.
41. Muttoni, A. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width / A. Muttoni, M. Fernández Ruiz // *ACI Structural Journal*. – 2008. – Vol. 105, iss. 2. – P. 163–172.
42. Fernández Ruiz, M. Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: a mechanical approach to consistently account for size and strain effects / M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, J. Sagaseta // *Engineering Structures*. – 2015. – Vol. 99. – P. 360–372.
43. SIA. Code 262 for concrete structures. Zürich: Swiss Society of Engineers and Architects. 2013. –102 p.
44. Campana, S. Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics / S. Campana, M. Fernández Ruiz, A. Anastasi, A. Muttoni // *Magazine of Concrete Research*. – 2013. – Vol. 56, iss. 6. – P. 386–404.
45. Sagaseta, J. Influence of beam cross-section, loading arrangement and aggregate type on shear strength / J. Sagaseta, R. L. Vollum // *Magazine of Concrete Research*. – 2011. – Vol. 63, iss. 2. – P. 139–155.
46. Reinhardt, H. W. Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material like Concrete / H. W. Reinhardt // *Heron*. – 1984. – Vol. 29, iss. 2. – P. 42.
47. Hordijk, D. A. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete: experiments, modelling and analysis / D. A. Hordijk // *Heron*. – 1992. – Vol. 37, iss. 1. – P. 3–79.
48. Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. A mechanical model for failures in shear of members without transverse reinforcement based on development of a critical shear crack, submitted for publication in *Engineering Structures*. – 2017.
49. Cavagnis, F. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models. PhD thesis, Structural concrete laboratory (IBETON), École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland. – 2017.
50. Collins, M. P. How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? / M. P. Collins, D. Kuchma // *ACI Journal Proceedings*. – 1999. – Vol. 96, iss. 4. – P. 482–490.
51. Reineck, K. ACI-DAFStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups / K. Reineck, E. C. Bentz, B. Fitik, D. A. Kuchma, O. Bayrak // *ACI Journal Proceedings*. – 2013. – Vol. 110, iss. 5. – P. 867–876.
52. Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. An analysis of the shear transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement, accepted for publication in *Structural Concrete*. – 2017.

Материал поступил в редакцию 10.04.2019

TUR V. V., VOROBEY A. P. Novel approaches of shear resistance determination for beam elements without transverse reinforcement: Part 1 – overview of design models

This article presents an overview of the design models of shear resistance for reinforced concrete elements without shear reinforcement incorporated in the TKP EN 1992-1: 2009, fib Model Code 2010, SNB 5.03.01-02 and SP 63.13330.2012, as well as the models proposed for insertion into the restated version of prEN 1992-1:2018 and based on the provisions of Critical Shear Crack Theory (CSCT). The closed-form equation of the critical shear crack theory was considered in detail. Proposals for the further verification of a design models were also formulated.

УДК 624.012.45: 539.415

Тур В. В., Воробей А. П.

НОВЫЕ ПОДХОДЫ К ОПРЕДЕЛЕНИЮ СОПРОТИВЛЕНИЯ СРЕЗУ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ: ЧАСТЬ 2 – ВЕРИФИКАЦИЯ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ

Введение. На протяжении последних 100 лет сопротивление срезу железобетонных конструкций с поперечной арматурой и без нее является объектом обширных экспериментальных и теоретических исследований. За это время было разработано несколько теорий (моделей), основанных на уравнениях предельного равновесия

(поля напряжений и модели “распорок и тяжей”, модель наклонного сечения), которые могут быть использованы при расчете элементов с поперечным армированием. По-другому обстоит дело с элементами без поперечного армирования. Ведутся дискуссии о подходящей модели для расчета сопротивления срезу таких элементов. За по-

следнее время было разработано и успешно применено несколько эмпирических моделей, которые были включены в различные нормативные документы. Тем не менее, в научном сообществе до сих пор нет единого мнения как о параметрах, влияющих на сопротивление срезу железобетонных элементов, так и формулировках собственно модели сопротивления. Возможная причина этого разногласия заключается в том, что разработанные модели обычно основаны на рассмотрении характера развития трещин после (либо задолго до) разрушения. При этом нет единого мнения о том, какой критерий следует применять для идентификации разрушения.

Кроме того, расчетные методы, представленные в нормах проектирования, обычно основаны на лабораторных испытаниях балочных элементов, подвергнутых действию сосредоточенных сил в пролете. Однако на практике большинство железобетонных элементов подвергаются действию распределенной нагрузки. Следовательно, возникают сомнения как о правильности описания фактического физического поведения таких элементов под нагрузкой, так и о предпосылках и допущениях, принятых при составлении расчетных моделей.

Основными целями данного исследования являлись:

- создание базы экспериментальных данных, относящихся к испытаниям балочных элементов без поперечного армирования, которая должна содержать как можно более широкий диапазон обоснованных исследуемых параметров. При этом в базу экспериментальных данных были включены балочные элементы, нагруженные как сосредоточенными, так и равномерно распределенными нагрузками;
- изучение и сравнительный анализ на фоне опытных данных расчетных моделей сопротивления срезу элементов без поперечного армирования, представленных в нормативных документах (ТКП EN 1992-1-1:2009 [1], fib Model Code 2010 [2], СНБ 5.03.01-02 [3], СП 63.13330.2012 [4], prEN 1992-1-1:2018 [5]) и предложениях различных авторов (см. раздел 1 [6]);
- определение и сравнение статистических параметров ошибки моделирования рассматриваемых моделей и формирование предположений по выбору модели для включения в разрабатываемый национальный проект ТКП 45.03 "Бетонные, железобетонные и предварительно напряженные конструкции".

1 Верификация расчетных моделей. В рамках настоящей статьи сравнение моделей сопротивления срезу (исследуемые модели представлены в таблице 1 [6]) будет выполняться без учета системы частных коэффициентов, базируясь на доступных средних значениях сопротивления при срезе железобетонных элементов без поперечного армирования. Теоретические значения сопротивлений определены с применением средних прочностей для материалов и номинальных размеров сечений.

1.1 Оценка несовершенства расчетной модели (ошибки моделирования). В соответствии с общепринятыми подходами несовершенства расчетной модели (ошибки моделирования) принято рассматривать как индикатор, показывающий различия между сопротивлением, рассчитанным по модели, и фактическим сопротивлением, определенным экспериментально. Так, Probabilistic Model Code JCSS [7] устанавливает требование, в соответствии с которым несовершенство модели (ошибку моделирования) должно учитывать все возможные случайные эффекты, которые напрямую не учтены в базисных переменных, а также допущения и упрощения, принятые при формулировании математических зависимостей, включенных в расчетные модели. Ошибку моделирования (несовершенства расчетных моделей) получают из сравнения результатов физических испытаний и результатов расчетов по моделям.

Ошибку моделирования θ принято рассматривать как случайную переменную, определяемую из мультипликативной зависимости [7] вида:

$$R[X, Y] = \theta[X, Y] R_{\text{model}}(X), \quad (1)$$

где $R[X, Y]$ – фактическое сопротивление срезу, полученное из результатов испытаний;

R_{model} – сопротивление срезу, определенное по расчетной модели;

X – вектор базисных (случайных) переменных X_i ;

Y – вектор переменных не учтенных в расчетной модели, но оказывающих влияние на сопротивление срезу.

При оценке неопределенностей расчетной модели сопротивления использованы следующие процедуры:

1. Составление базы данных по испытанным балкам и получение массива данных для тех же балок из расчета по модели. При этом:
 - в расчетной модели сопротивления R_{model} используют только фактические значения базисных переменных вместо характеристических значений, содержащихся в расчетных формулах;
 - диапазоны основных базисных переменных (прочность материалов, геометрические размеры, количество и размещение арматуры, тип нагружения) должны быть репрезентативными для того, чтобы охватить все возможные практические случаи;
 - если теоретическая форма разрушения отличается от формы разрушения, полученного в опытах, опытные результаты должны быть исключены из базы данных.
2. Статистическое оценивание полученных данных, включая проверки выбросов с использованием стандартных процедур (например, Grubb's Test и др.).

1.2 База экспериментальных данных для выполнения сравнительных оценок расчетных моделей. Балочные элементы без поперечного армирования, их основные параметры. Существует несколько крупных баз данных, содержащих результаты испытаний балочных элементов при срезе, собранных Bentz [8], Kuchma [9] и Zarakis [10], которые подвергали фильтрации параметров для применения к конкретным моделям расчета. Они имеют ограниченный диапазон исследуемых параметров и, в некоторых случаях, отбор данных был произведен исключительно опираясь на формы разрушения. Для сравнительного анализа расчетных моделей была составлена собственная база экспериментальных данных с широким диапазоном варьирования основных исследуемых параметров. Итоговая база данных содержит 356 балок без поперечного армирования (из них 51 образец был испытан равномерно распределенной нагрузкой). Диапазоны варьирования основных параметров анализируемых балочных элементов представлены в таблицах 1 и 2. Экспериментальная база данных была составлена на основе результатов лабораторных исследований, представленных в работах Morrow, Viest(1957) [11], Kim, Park(1994) [12], Collins, Kuchma (1999) [13], Kani, Huggins, Wiltkopp (1979) [14], Johnson, Ramirez (1998) [15], Elzanaty, Nilson, Slate (1986) [16], Mphonde, Frantz (1984) [17], Islam, Pam, Kwan (1998) [18], Ahmad, Khaloo, Poveda (1986) [19], Yoon, Cook, Mitchell (1996) [20], Ahmad, Park, El-Dash (1995) [21], Bazant, Kazemi (1991) [22], Thorenfeldt, Drangsholt (1990) [23], Cladera (2002) [24], Adebar, Collins (1996) [25], Xie, Ahmad, Yu, Nino, Chung (1994) [26], Salandra, Ahmad (1989) [27], Kulkarni, Shah (1998) [28], Gonzalez-Fonteboa(2002) [29], Hou, Chen, Xu (2015) [30], Moody, Viest, Elstner, Hognestad(1954) [31], Mathey, Watstein (1963) [32], Kani (1967) [33], Papadakis (1996) [34], Leonhardt, Walther (1961-1962) [35], Van Den Berg (1962) [36], Cao [37], Niwa [38], Quach [39], Sherwood [40], Krefeld, Thurston (1966) [41].

Все балки, включенные в базу данных (см. таблицы 1 и 2), имеют прямоугольную форму поперечного сечения, однопролетные и свободно опертые, нагруженные одной или двумя сосредоточенными силами в пролете или равномерно распределенной нагрузкой.

При анализе учитывали основные параметры испытанных балок, влияющие на сопротивление срезу:

- (1) Прочность бетона при сжатии (растяжении);
- (2) Коэффициент продольного армирования (ρ_l);
- (3) Пролет среза (a/d);
- (4) Эффективную высоту сечения (d).

Таблица 1 – Параметры балочных элементов, испытанных сосредоточенными силами в пролете

| Автор | Кол-во образцов | b, мм | d, мм | ρ_f , % | f_{cm} , МПа | a/d | V_{exp} , кН |
|--|-----------------|-----------|--------------|--------------|----------------|-------------|----------------|
| Morrow, Vjest(1957) [11] | 12 | 305 | 363 – 375 | 1,24 – 3,83 | 14,7 – 45,7 | 2,76 – 7,86 | 88,96 – 177,9 |
| Kim, Park(1994) [12] | 16 | 170 – 300 | 142 – 915 | 1,01 – 4,68 | 53,7 | 3 – 4,5 | 39,34 – 332,1 |
| Collins, Kuchma (1999) [13] | 21 | 169 – 300 | 110 – 925 | 0,5 – 1,03 | 36 – 99 | 2,5 – 3,07 | 40 – 249 |
| Kani, Huggins, Wiltkopp (1979) [14] | 32 | 155 | 135 – 1097 | 0,5 – 2,84 | 17,7 – 34,5 | 2,5 – 7 | 24,5 – 165,1 |
| Johnson, Ramirez (1998) [15] | 1 | 305 | 610 | 2,49 | 55,8 | 3,1 | 191,3 |
| Elzanaty, Nilson, Slate (1986) [16] | 11 | 177,8 | 273 | 1 – 2,5 | 20,6 – 79,2 | 4 – 6 | 44,81 – 78,53 |
| Mphonde, Frantz (1984) [17] | 12 | 152 | 298 | 2,32 – 3,36 | 22,4 – 101,8 | 2,5 – 3,6 | 64,6 – 117,9 |
| Islam, Pam, Kwan (1998) [18] | 10 | 150 | 205 | 2,02 – 3,22 | 26,6 – 83,3 | 2,9 – 3,94 | 45,5 – 96,9 |
| Ahmad, Khaloo, Poveda (1986) [19] | 14 | 127 | 184 – 208 | 1,77 – 6,64 | 60,8 – 67 | 2,7 – 4 | 44,48 – 75,63 |
| Yoon, Cook, Mitchell (1996) [20] | 3 | 375 | 655 | 2,8 | 36 – 87 | 3,23 | 249 – 327 |
| Ahmad, Park, El-Dash (1995) [21] | 4 | 102 – 127 | 178 – 215,9 | 1,04 – 2,07 | 40,3 – 89,1 | 3 – 3,7 | 19,79 – 43,39 |
| Bazant, Kazemi (1991) [22] | 18 | 38,1 | 40,6 – 165,1 | 1,65 | 46,8 | 3 | 2,95 – 10,14 |
| Thorentfeldt, Drangsholt (1990) [23] | 16 | 150 – 300 | 207 – 442 | 1,82 – 3,23 | 54 – 97,7 | 3 – 4 | 56,16 – 280,7 |
| Cladera (2002) [24] | 4 | 200 | 359 | 2,24 | 49,9 – 87 | 3,01 | 99,69 – 117,9 |
| Adebar, Collins (1996) [25] | 6 | 290 – 360 | 178 – 278 | 1 – 3,04 | 46,2 – 58,9 | 2,88 – 4,49 | 74,3 – 128 |
| Xie, Ahmad, Yu, Nino, Chung (1994) [26] | 2 | 127 | 215,9 | 2,07 | 37,7 – 98,9 | 3 | 36,68 – 45,72 |
| Salandra, Ahmad (1989) [27] | 4 | 101,6 | 171,4 | 1,45 | 52,1 – 69,1 | 2,59 – 3,63 | 20,02 – 29,8 |
| Kulkarni, Shah (1998) [28] | 3 | 102 | 152 | 1,37 | 41,9 – 45 | 3,5 – 5 | 19,52 – 24,24 |
| Gonzalez-Fontebroa (2002) [29] | 4 | 200 | 306 | 2,87 – 2,93 | 39,65 – 46,77 | 3,28 | 83,88 – 100,5 |
| Hou, Chen, Xu (2015) [30] | 3 | 120 | 146 | 3,25 | 48,85 | 2,06 – 4,11 | 29,15 – 94,16 |
| Moody, Vjest, Elstner, Hognestad (1954) [31] | 21 | 152 – 178 | 262 – 533 | 1,62 – 4,25 | 17,3 – 36,7 | 1,52 – 3,41 | 51,2 – 436,1 |
| Mathey, Watstein (1963) [32] | 16 | 203 | 403 | 0,75 – 3,05 | 21,9 – 27 | 1,51 | 180 – 313 |
| Kani (1967) [33] | 17 | 154 | 132 – 1097 | 2,58 – 2,84 | 24,8 – 31,5 | 1 – 2,5 | 51,4 – 585,6 |
| Papadakis (1996) [34] | 8 | 140 | 200 | 0,8 – 1,2 | 25 | 1,5 – 2,5 | 42,6 – 103,8 |
| Leonhardt, Walther (1961-1962) [35] | 8 | 190 | 274 | 2,04 | 30 | 1 – 5,83 | 60,3 – 388,3 |
| Van Den Berg (1962) [36] | 30 | 229 | 359 | 4,53 | 19,1 – 50,3 | 2,76 – 4,88 | 99,2 – 177,9 |
| Cao [37] | 3 | 300 | 1845 – 1925 | 0,36 – 1,52 | 27 – 34 | 2,9 | 224 – 402 |
| Niwa [38] | 3 | 300 – 600 | 1000 – 2000 | 0,14 – 0,28 | 25,4 – 28 | 2,98 | 227 – 804 |
| Quach [39] | 1 | 250 | 3840 | 0,66 | 43,2 | 3,13 | 342,3 |
| Sherwood [40] | 2 | 300 | 1400 | 0,83 | 39 | 2,90 | 242 – 265 |

Таблица 2 – Параметры балочных элементов, испытанные равномерно распределенной нагрузкой

| Автор | Кол-во образцов | b, мм | d, мм | ρ_f , % | f_{cm} , МПа | a/d | V_{exp} , кН |
|-------------------------------|-----------------|-------------|---------------|--------------|----------------|-------------|----------------|
| Krefeld, Thurston (1966) [41] | 51 | 152,4 – 254 | 239,8 – 482,6 | 1,31 – 4,28 | 11,2 – 37,2 | 1829 – 4877 | 48,7 – 636,5 |

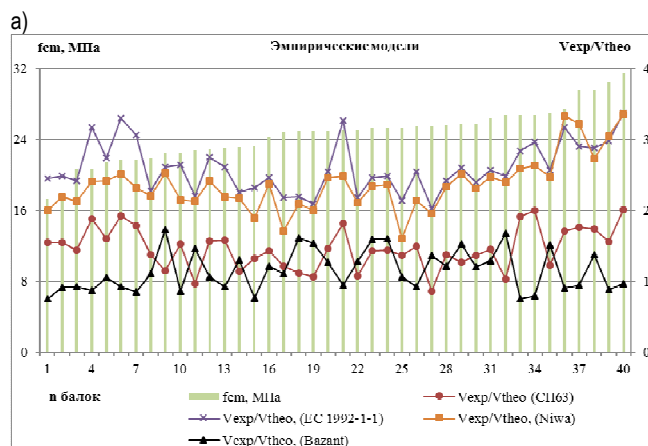
База экспериментальных данных (см. таблицы 1 и 2) была разделена на 3 группы, каждую из которых оценивали отдельно. Первая и вторая группы содержат балочные элементы без поперечного армирования, нагруженные одной или двумя сосредоточенными силами с пролетом среза $a/d < 2.0$ и $a/d \geq 2.0$, соответственно. Третья группа состоит из балочных элементов, испытанных равномерно распределенной нагрузкой. Первая группа содержит 40 образцов, вторая – 265 образцов, третья – 51 образец.

Статистические параметры ошибки моделирования определяли согласно процедуре, описанной в Приложении Д к ТКП EN 1990 [42]. Качество модели определяли оценочными статистическими параметрами (оценочным средним и стандартным отклонением (коэффициентом вариаций)) отношения опытного и теоретического значения анализируемого сопротивления. При этом среднее отношение должно быть близко к единице при минимальном значении коэффициента вариаций.

1.3 Результаты оценивания

1.3.1 Балочные элементы без поперечного армирования, нагруженные сосредоточенными силами. На рисунке 1 показано отношение V_{exp} / V_{theo} для опытных балок, испытанных с пролетом среза $a/d < 2.0$ при варьировании прочности бетона на сжатие f_{cm} от 17 до 32 МПа. Как видно из представленных гистограмм для группы эмпирических моделей (рисунок 1а), все представленные модели являются адекватными и, в общем-то, правильно учитывают влияние прочности бетона при сжатии f_{cm} (результат расчета прак-

тически не чувствителен к изменению прочности на сжатие). Вместе с тем, более точный результат дают модели Bazant (см. раздел 1 [6]) (см. таблицу 3, $(V_{exp} / V_{theo})_m = 1,15$, $V_x = 25,58\%$) и СП 63 [4] (см. таблицу 3, $(V_{exp} / V_{theo})_m = 1,46$, $V_x = 21,09\%$), тогда как расчет по модели EN 1992 (fib MC90) и Niwa [38] (см. таблицу 3, рисунок 1а) примерно вдвое занижают сопротивление срезу элемента без поперечного армирования.



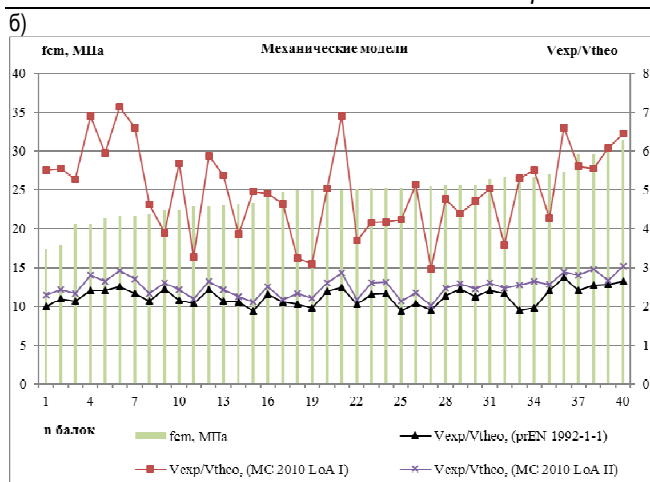


Рисунок 1 – Гистограммы распределения V_{exp} / V_{theo} относительно f_{cm} при пролете среза $a / d < 2.0$

Это связано, главным образом, с недооценкой прочности на растяжение, выраженной в моделях EN 1992 [1] и Niwa [38] и др. как $\sqrt[3]{f_{cm}}$, тогда как модели Vařant (см. раздел 1 [6]) и СП 63 [4] выражают прочность бетона при растяжении как $\sqrt{f_{cm}}$.

В случае механических моделей (рисунок 1б), влияние прочности бетона $\sqrt{f_{cm}}$ на сопротивление срезу учитывается адекватно. Как видно из гистограммы, показанной на рисунке 1б, вне зависимости от прочности бетона отношения (V_{exp} / V_{theo}) остаются примерно на одном уровне. При этом очень близкие результаты дают расчетные модели *fib* MC 2010 (LoA II) [2] и prEN 1992-1-1 [5], использующие в одном случае MCFT, а в другом – CSCT.

Однако, являясь несколько более сложными и содержащими ряд неопределенностей, связанных в частности с вычислением ширины раскрытия критической наклонной трещины, модели MCFT и CSCT, отражая физическую сущность явления, являются более консервативными (см. таблицу 3).

Аналогичная ситуация наблюдается при оценивании влияния коэффициента продольного армирования ρ_l (см. рисунок 2).

При этом более точный результат дают эмпирические модели – в данном случае модель Vařant и др. (см. раздел 1 [6]) и модель СП 63 (см. рисунок 2а). Вместе с тем, при анализе отношения (V_{exp} / V_{theo}) для механических моделей (см. рисунок 2б), в случае модели *fib* MC 2010 [2] (LoA I) наблюдается явный тренд к снижению расчетного сопротивления срезу при возрастании коэффициента продольного армирования ρ_l . Это обусловлено тем, что на уровне аппроксимации LoA I принято постоянное значение относительных деформаций $\epsilon_x = 0,00125$, независимо от коэффициента продольного армирования. Графики, связывающие экспериментальные (V_{exp}) и расчетные (V_{theo}) значения сопротивления среза для основных эмпирических и механических моделей показаны на рисунках 1 и 2, а результаты статистического оценивания – в таблице 3. Следует учитывать, что при пролетах среза $a / d < 2,0$ существенную роль играет арочный эффект, передающий часть усилия среза непосредственно на опору.

При пролетах среза $a / d \geq 2,0$ как эмпирические, так и механические модели адекватно учитывают влияние как прочности бетона f_{cm} (рисунок 3), так и коэффициента продольного армирования ρ_l (рисунок 4), давая при этом довольно точный результат. При этом механические модели *fib* MC 2010 [2] (LoA II) и prEN 1992-1-1 [5] имеют меньшие дисперсии результатов, чем эмпирические. Статистические параметры моделей приведены в таблице 4.

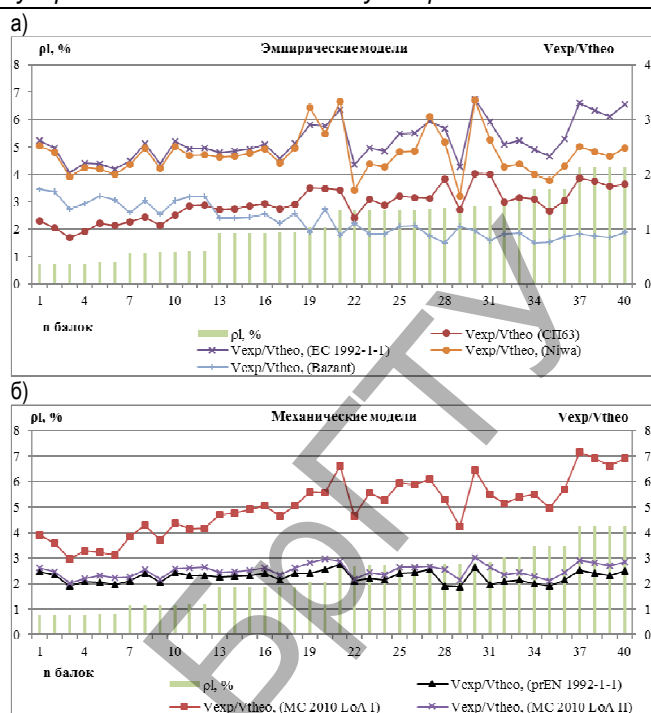


Рисунок 2 – Гистограммы распределения V_{exp} / V_{theo} относительно ρ_l при пролете среза $a / d < 2.0$

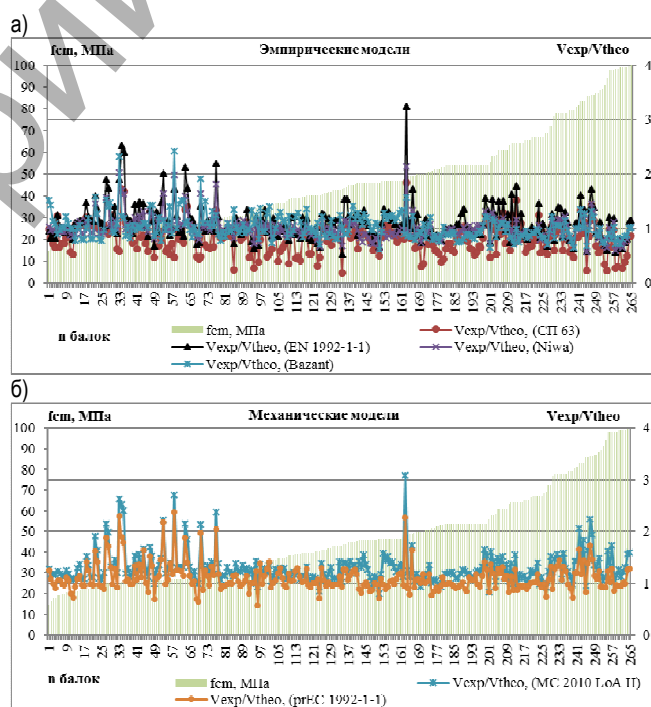


Рисунок 3 – Гистограммы распределения V_{exp} / V_{theo} относительно f_{cm} при пролете среза $a / d \geq 2.0$

1.3.2 Балочные элементы без поперечного армирования, нагруженные равномерно распределенной нагрузкой. Экспериментальные данные, относящиеся к исследованию сопротивления балочных элементов в условиях нагружения равномерно распределенной нагрузкой на всей длине пролета довольно ограничены по сравнению с испытаниями, выполненными с приложением сосредоточенных сил. Поведение балочных элементов при действии равномерно распределенной нагрузки изучали, например, в работах [43, 44, 45]. При этом, как следует из анализа [44], поведение под нагрузкой и характер разрушения

балок при отношении $l/d > 10$ (разрушение по критической трещине среза) отличается от формы разрушения балок с $l/d < 10$ (раздавливание бетона над вершиной критической трещины). Поэтому в большинстве случаев исследовали и анализировали балки с отношением $l/d > 10$, для которых арочный эффект и вклад сжатой зоны бетона в сопротивление срезу является довольно ограниченным, что было показано в работах [45].

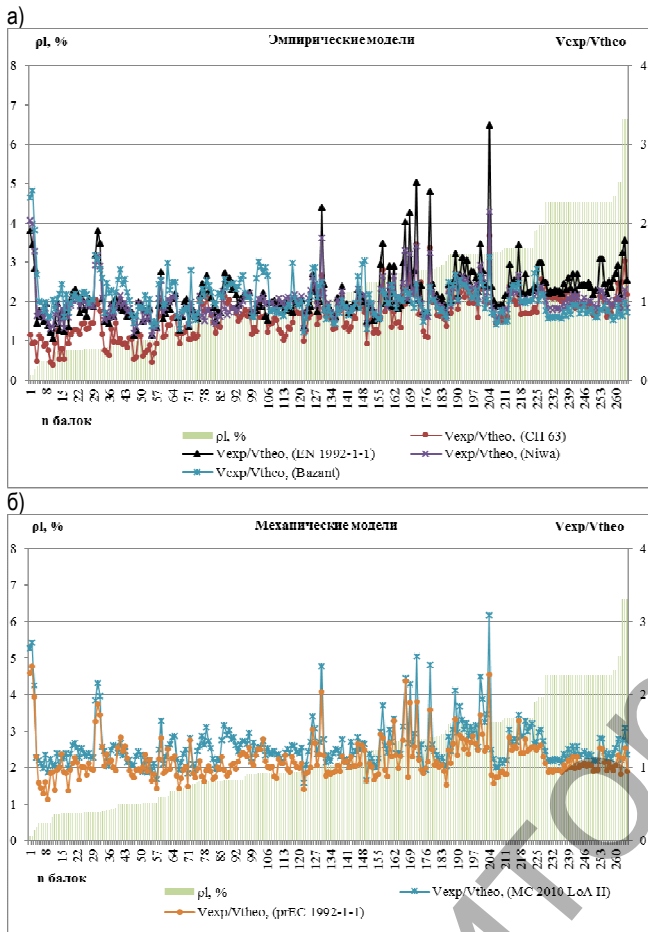


Рисунок 4 – Гистограммы распределения V_{exp} / V_{theo} относительно ρ_l при пролете среза $a/d \geq 2.0$

В проекте норм prEN 1992-1-1 при проверке сопротивления элементов без поперечного армирования расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы предлагается определять в сечении, проходящем через вершину критической наклонной трещины среза (X_F) (см. рисунок 5).

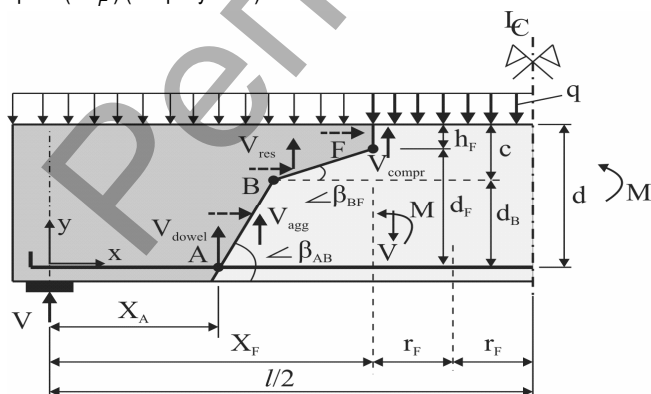


Рисунок 5 – К расчету сопротивления срезу элементов без поперечного армирования согласно [46] (при действии равномерно распределенной нагрузки)

Согласно [47] для отсеченного блока A-B-F, показанного на рисунке 5, угол наклона β_{AB} определяют:

$$\beta_{AB} = \frac{\pi}{4} \left(1 + \frac{\alpha_A^{1/3}}{3} \right), \quad (2)$$

где α_A рассчитывают по формуле:

$$\alpha_A = \frac{M_A}{V_A \cdot d} = \frac{X_A}{d} \cdot \frac{(l - X_A)}{(l - 2 \cdot X_A)}, \quad (3)$$

здесь X_A – положение сечения, в котором критическая трещина пересекает продольную растянутую арматуру (рисунок 5).

Предельная нагрузка q из условия равновесия отсеченного блока выражается (см. рисунок 5):

$$q = \frac{V_{Res} + V_{Agg} + V_{Dowel} + V_{Compr}}{(l/2 - X_F)}. \quad (4)$$

Для элементов, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой отношение M_{Ed} / V_{Ed} по мере перемещения к середине пролета возрастает более интенсивно, чем в случае элементов, нагруженных сосредоточенными силами. Этот факт указывает на то обстоятельство, что в случае равномерно распределенной нагрузки критическая наклонная трещина должна развиваться на меньшем расстоянии от опоры, чем в случае приложения сосредоточенных сил. Подробный анализ влияния положения расчетного сечения (X_F) на соотношение вклада составляющих сопротивления срезу (см. ф. (4), V_{Res} , V_{Agg} , V_{Dowel} , V_{Compr}), выполненный в работе [46] показал, что при $l/d \geq 10$ основной вклад в сопротивление срезу вносит V_{Agg} – составляющая среза за счет зацепления по берегам трещины, тогда как V_{Dowel} (составляющая за счет вклада бетона сжатой зоны сечения) является пренебрежительно малой. При перемещении расчетного сечения по направлению к опоре (уменьшение X_F) более существенную роль начинает играть составляющая V_{Res} , появляющаяся за счет реализации остаточной прочности бетона на растяжение, вклад которой снижается по мере приближения к середине пролета балки. Как показывают результаты испытаний [46], положение сечения X_A , в котором образуется критическая трещина среза, зависит от отношения l/d и может наблюдаться на расстоянии от $0,5 \cdot d$ (при $l/d < 12$) до $1,5 \cdot d$ (при $l/d > 18$) от опоры. Вместе с тем, графики зависимостей, связывающих сопротивление срезу с положением сечения $X_A / (l/2)$ для различных отношений (l/d), полученные в работе [46], являются довольно пологими и позволяют принять фиксированное значение из этого интервала $X_A \cong d$, что можно считать разумным допущением.

Принимая допущение о том, что критическая трещина среза зарождается на расстоянии $X_A = d$ от опоры, критерий разрушения может быть получен интегрированием напряжений по поверхности трещины, как это было показано ранее (см. раздел 1 [6]).

В замкнутой форме сопротивление срезу свободноопертых балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой применительно к модели, внесенной в prEN 1992, можно записать:

$$V_{Rd,c} = k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm} \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{1/3} \cdot b \cdot d, \quad (5)$$

где $a_{cs} = M_F / V_F = X_F \frac{(l - X_F)}{(l - 2 \cdot X_F)}$.

Соответственно расчетное сечение X_F следует принимать на расстоянии $X_F \cong 1,5 \cdot d$ от опоры (как показано в [46],

Таблица 3 – Результаты сравнительного анализа сопротивления срезу балок без поперечного армирования (при $l/d < 10$; $a/d < 2,0$)

| Расчетные методы | Среднее V_{exp} / V_{theo} | Медиана V_{exp} / V_{theo} | Стандартное отклонение V_{exp} / V_{theo} | Коэффициент вариации V_{exp} / V_{theo} , % | Минимальное значение V_{exp} / V_{theo} | Максимальное значение V_{exp} / V_{theo} |
|--------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--|--|--|---|
| ТКП EN 1992-1-1:2009 | 2,89 | 2,63 | 0,95 | 31,37 | 1,72 | 5,26 |
| | 2,6 | 2,55 | 0,36 | 13,46 | 2,02 | 3,37 |
| Model Code 2010 (LoA I) | 4,73 | 4,50 | 1,18 | 24,64 | 2,84 | 7,54 |
| | 5,01 | 5,04 | 1,10 | 23,35 | 2,95 | 7,14 |
| Model Code 2010 (LoA II) | 2,14 | 2,12 | 0,49 | 22,81 | 1,36 | 3,32 |
| | 2,51 | 2,53 | 0,25 | 10,04 | 2,02 | 3,03 |
| СНБ 5.03.01-02 | 3,47 | 3,32 | 0,95 | 28,83 | 1,62 | 5,53 |
| | 3,66 | 3,65 | 0,77 | 22,42 | 2,19 | 5,06 |
| prEN 1992-1-1:2018 | 1,85 | 1,80 | 0,50 | 26,21 | 1,11 | 3,05 |
| | 2,25 | 2,29 | 0,22 | 10,01 | 1,88 | 2,75 |
| СП 63.13330.2012 | 0,93 | 0,88 | 0,25 | 28,89 | 0,43 | 1,47 |
| | 1,46 | 1,44 | 0,29 | 21,09 | 0,85 | 2,01 |
| JSCE | 2,56 | 2,55 | 0,63 | 24,16 | 1,57 | 4,05 |
| | 4,16 | 3,96 | 1,10 | 24,31 | 2,32 | 7,15 |
| Niwa | 1,35 | 1,32 | 0,39 | 28,16 | 0,79 | 2,29 |
| | 2,37 | 2,35 | 0,38 | 15,76 | 1,59 | 3,36 |
| Bazant | 0,47 | 0,43 | 0,21 | 45,5 | 0,16 | 0,89 |
| | 1,15 | 1,08 | 0,29 | 25,58 | 0,75 | 1,73 |
| ACI 318 | 2,55 | 2,57 | 0,61 | 24,36 | 1,55 | 3,97 |
| | 3,98 | 3,73 | 1,09 | 24,64 | 2,49 | 6,94 |
| BS 8110 | 1,32 | 1,30 | 0,34 | 25,91 | 0,90 | 1,94 |
| | 2,55 | 2,51 | 0,37 | 14,74 | 1,99 | 3,14 |

Примечание: над чертой – значения для балок без поперечного армирования, испытанных равномерно распределенной нагрузкой, под чертой – сосредоточенными силами в пролете

Таблица 4 – Результаты сравнительного анализа сопротивления срезу балок без поперечного армирования (при $l/d \geq 10$; $a/d \geq 2,0$)

| Расчетные методы | Среднее V_{exp} / V_{theo} | Медиана V_{exp} / V_{theo} | Стандартное отклонение V_{exp} / V_{theo} | Коэффициент вариации V_{exp} / V_{theo} , % | Минимальное значение V_{exp} / V_{theo} | Максимальное значение V_{exp} / V_{theo} |
|--------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--|--|--|---|
| ТКП EN 1992-1-1:2009 | 1,51 | 1,53 | 0,21 | 14,08 | 1,16 | 1,85 |
| | 1,10 | 1,04 | 0,33 | 25,70 | 0,53 | 3,24 |
| Model Code 2010 (LoA I) | 2,88 | 2,95 | 0,37 | 13,46 | 2,08 | 3,66 |
| | 1,98 | 1,87 | 0,67 | 30,63 | 0,83 | 5,53 |
| Model Code 2010 (LoA II) | 1,27 | 1,32 | 0,13 | 10,7 | 1,04 | 1,54 |
| | 1,30 | 1,23 | 0,31 | 20,55 | 0,80 | 3,09 |
| СНБ 5.03.01-02 | 2,02 | 1,98 | 0,30 | 14,97 | 1,45 | 2,70 |
| | 1,07 | 1,03 | 0,43 | 40,94 | 0,24 | 3,35 |
| prEN 1992-1-1:2018 | 1,02 | 1,05 | 0,11 | 11,46 | 0,84 | 1,20 |
| | 1,11 | 1,04 | 0,27 | 21,88 | 0,57 | 2,39 |
| СП 63.13330.2012 | 0,54 | 0,54 | 0,08 | 15,11 | 0,39 | 0,72 |
| | 0,82 | 0,82 | 0,27 | 38,71 | 0,19 | 1,84 |
| JSCE | 1,46 | 1,50 | 0,16 | 11,28 | 1,20 | 1,71 |
| | 1,25 | 1,15 | 0,33 | 22,68 | 0,81 | 3,11 |
| Niwa | 0,72 | 0,74 | 0,08 | 11,93 | 0,58 | 0,85 |
| | 1,01 | 0,98 | 0,22 | 19,76 | 0,57 | 2,15 |
| Bazant | 0,19 | 0,19 | 0,05 | 24,17 | 0,12 | 0,27 |
| | 1,03 | 0,99 | 0,24 | 20,94 | 0,61 | 2,42 |
| Fujita* | - | - | - | - | - | - |
| | 1,02 | 1,01 | 0,14 | 14,02 | 0,79 | 1,25 |
| ACI 318 | 1,44 | 1,48 | 0,18 | 12,54 | 1,13 | 1,74 |
| | 1,39 | 1,38 | 0,47 | 35,42 | 0,37 | 4,24 |
| BS 8110 | 0,70 | 0,73 | 0,09 | 8,91 | 0,56 | 0,82 |
| | 1,05 | 0,98 | 0,28 | 22,38 | 0,70 | 2,26 |

Примечание: над чертой – значения для балок без поперечного армирования, испытанных равномерно распределенной нагрузкой, под чертой – сосредоточенными силами в пролете

$X_F \approx X_A + 0,5 \cdot d$). Показано [46], что по результатам испытаний 63 балок среднее значение коэффициента k может быть принято равным 0,79.

На диаграммах, показанных на рисунках 6а,б и 7а,б, приведены результаты расчетов отношений V_{exp} / V_{theo} для анализируемой выборки балок, полученные как по эмпирическим, так и механическим моделям. Как следует из анализа (рисунок 6 и 7), как эмпирические, так и механические модели, являясь в большей или меньшей мере консервативными по отношению к опытным данным, но в целом адекватно описывают влияние как коэффициента армирования (ρ_l), так и прочности бетона (f_{cm}) на сопротивление срезу, имея при этом различные показатели дисперсии. Вместе с тем, как следует из диаграммы, показанной на рисунке 8, получаемый результат, а собственно и ошибка моделирования, существенно зависит от отношения l/d . Так, при $l/d < 10$ наблюдается увеличение отношения (ошибки моделирования) V_{exp} / V_{theo} до 4 раз, что связано с реализацией арочного эффекта.

При переходе через $l/d = 10$ репрезентативность расчетных моделей увеличивается (см. рисунок 8).

Статистические параметры ошибки моделирования θ для различных моделей приведены в таблицах 3 и 4.

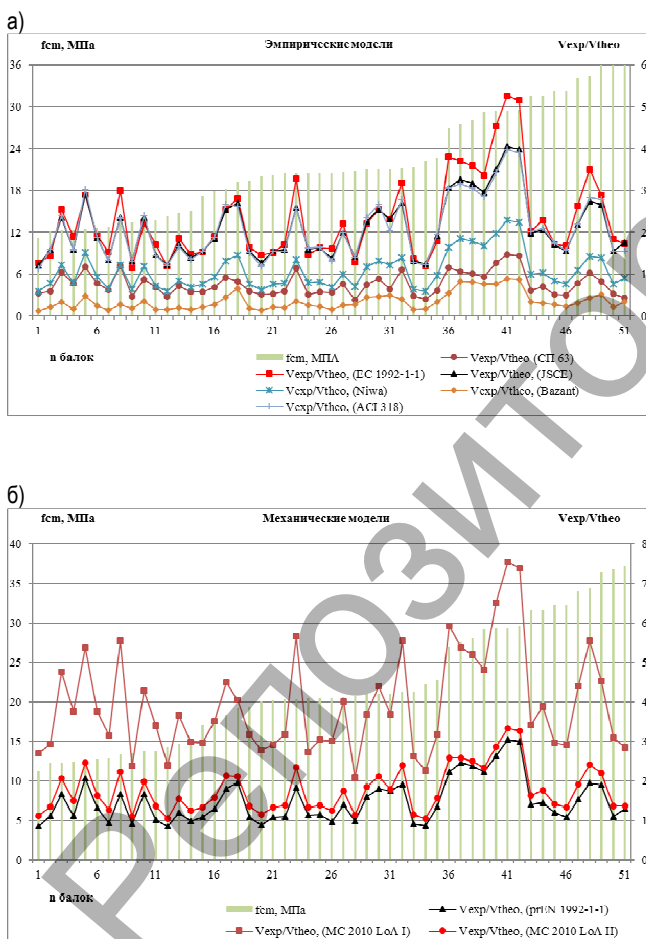


Рисунок 6 – Гистограммы распределения V_{exp} / V_{theo} относительно f_{cm} при действии равномернораспределенной нагрузки

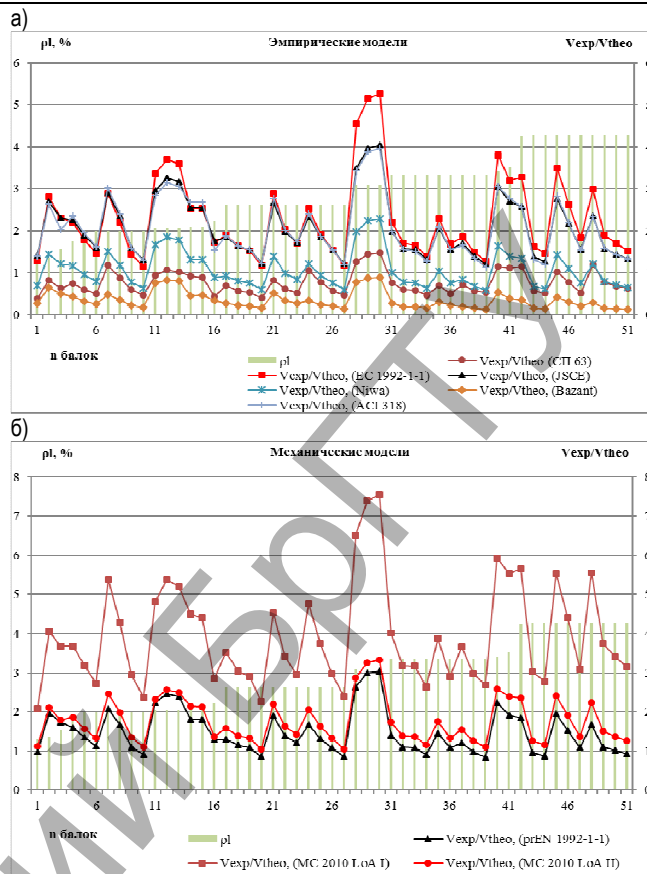


Рисунок 7 – Гистограммы распределения V_{exp} / V_{theo} относительно ρ_l при действии равномернораспределенной нагрузки

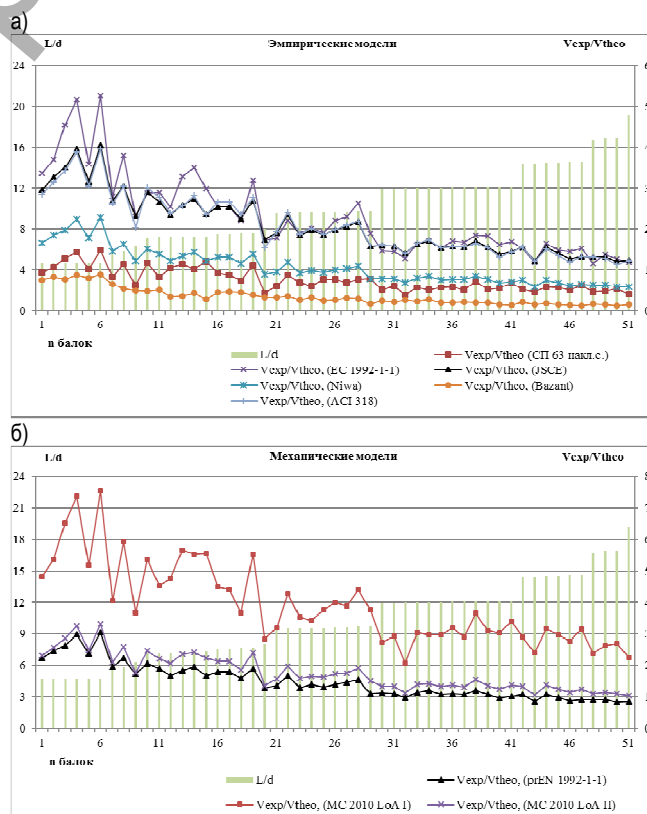


Рисунок 8 – Гистограммы распределения V_{exp} / V_{theo} относительно l/d при действии равномернораспределенной нагрузки

Как следует из сравнительного анализа результатов расчета ошибки моделирования (см. таблицы 3–4), наилучшими параметрами характеризуются механические модели сопротивления срезу: *fib* MC 2010 [2] и prEN 1992-1-1 [8] как в случае нагружения сосредоточенными силами, так и равномерно-распределенной нагрузкой. Так, для гибких балок ($l/d \geq 10$) и пролетов среза $a/d \geq 2,0$ параметры ошибки моделирования составили: среднее

$$b \left(\frac{V_{Rd,exp}}{V_{R,theo}} \right) = 1,02, \text{ при } V_x = 11,46\% \text{ и } b \left(\frac{V_{Rd,exp}}{V_{R,theo}} \right) = 1,11,$$

при $V_x = 21,9\%$ соответственно. Близкие результаты (среднее 1,27 при $V_x = 10,7\%$) получены для модели *fib* MC 2010 (LoA II) при применении аппроксимации второго уровня. Следует отметить, что довольно близкие результаты получены и по эмпирическим формулам, включенным в действующий ТКП EN 1992-1-1 (с пролетом среза $a/d \geq 2,0$, $b = 1,1$ при $V_x = 25,7\%$, что близко к $b = 1,11$ при $V_x = 21,9\%$ – для prEN 1992-1-1, см. таблицу 4).

Заключение. В настоящее время выполняется разработка национальных норм по проектированию железобетонных конструкций взамен СНБ 5.03.01. Одним из вопросов, рассматриваемых при внесении в новую версию норм, является модель сопротивления срезу элементов без поперечного армирования. По результатам оценивания, приведенного в таблицах 3-4, видно, что хотя по своей сути модель, содержащаяся в актуальной версии СНБ 5.03.01, очень близка ТКП EN1992-1-1, но показывает более высокие показатели изменчивости (коэффициента вариаций ошибки моделирования) как в случае нагружения сосредоточенными силами, так и равномерно-распределенной нагрузкой. Учитывая то обстоятельство, что в СНБ 5.03.01 для элементов с поперечным армированием впервые была внесена расчетная модель сопротивления срезу, основанная на положениях МСФТ (модифицированной теории полей сжатия), методически правильным следовало бы включить для проверок предельных состояний несущей способности при срезе элементов без поперечного армирования расчетных моделей, включенных в *fib* MC 2010 (LoA II) или prEN 1992. Следует отметить, что эти модели имеют довольно высокие показатели, характеризующие точность модели (см. таблицы 3-4), не нарушают в значительной мере подходов, принятых ранее в СНБ 5.03.01. При этом эти модели следует дополнительно исследовать на их чувствительность к размерному (масштабному) эффекту.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий = Еурокод 2. Праектаванне жалезабетонных канструкцый. Частка 1-1. Агульныя правлы і правлы для будынкаў : ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). – Введ. 10.12.09. – Минск : Стройтехнорм, 2010. – 207 с.
2. *fib* Model Code for Concrete Structures 2010. – Ernst and Sohn, 2013. – P. 389.
3. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.02 (с отменой на территории РБ СНиП 2.03.01-84*). – Минск : Стройтехнорм, 2003. – 274 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения: СП 63.13330.2012: утв. Министерством рег. развития Рос. Федерации 29.12.11: введ. в действие с 01.01.13. – М.: ФАУ «ФЦС», 2012. 165 с.
5. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. – 2018. – Part 1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Draft for committee works. – P. 293.
6. Тур, В. В. Новые подходы к определению сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования: Часть 1 – обзор расчетных моделей / В. В. Тур, А. П. Воробей // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2019. (в печати).
7. JCSS. JCSS Probabilistic Model Code (Periodically Updated, Online Publication). Lyng by: Joint Committee on Structural Safety. – 2001.
8. Bentz, E. C. Sectional analysis of reinforced concrete members. PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2000.
9. Kuchma, D. Shear Data Bank. University of Illinois, Urbana-Champaign, www.cce.cd.uiuc.edu/Kuchma, 2000.
10. Zariaris, P. D. Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams / P. D. Zariaris // ACI Structural Journal. – 2003. – Vol. 100, iss. 2. – P. 203–214.
11. Morrow, J. Shear strength of reinforced concrete frame members without web reinforcement / J. Morrow, I. M. Viest // ACI Journal Proceedings. – 1957. – Vol. 28, iss. 9. – P. 833–869.
12. Kim, J. K. Shear Strength of Reinforced High Strength Concrete Beams without Web Reinforcement / J. K. Kim, Y. D. Park // Magazine of Concrete Research. – 1994. – Vol. 46, iss. 166. – P. 7–16.
13. Collins, M. P. How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? / M. P. Collins, D. Kuchma // ACI Journal Proceedings. – 1999. – Vol. 96, iss. 4. – P. 482–490.
14. Kani, M. W. Kani on shear in reinforced concrete / M.W. Kani, M. W. Huggins, P. F. Wiltkopp. – Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada, 1979. – 225 p.
15. Johnson, M. K. Minimum shear reinforcement in beams with higher strength concrete / M. K. Johnson, J. A. Ramirez // ACI Journal Proceedings. – 1998. – Vol. 86, iss. 4. – P. 376–382.
16. Elzanaty, A. H. Shear capacity of prestressed concrete beams using high-strength concrete / A. H. Elzanaty, A. H. Nilson, F. O. Slate // ACI Journal Proceedings. – 1986. – Vol. 83, iss. 3. – P. 359–368.
17. Mphonde, A. G. Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams Without Stirrups / A. G. Mphonde, G. C. Frantz // ACI Journal Proceedings. – 1984. – Vol. 81, iss. 4. – P. 350–357.
18. Islam, M. S. Shear capacity of high-strength concrete beams with their point of inflection within the shear span / M. S. Islam, H. J. Pam, A. K. H. Kwan // Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and buildings. – 1998. – Vol. 128, iss. 1. – P. 91–99.
19. Ahmad, S. H. Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams / S. H. Ahmad, A. R. Khaloo, A. Poveda // ACI Journal Proceedings. – 1986. – Vol. 83, iss. 2. – P. 297–305.
20. Yoon, Y-S. Minimum shear reinforcement in normal, medium and high-strength concrete beams / Y-S. Yoon, W. D. Cook, D. Mitchell // ACI Journal Proceedings. – 1996. – Vol. 93, iss. 5. – P. 576–584.
21. Ahmad, S. H. Web reinforcement effects on shear capacity of reinforced high-strength concrete beams / S. H. Ahmad, F. Park, K. El-Dash // Magazine of Concrete Research. – 1995. – Vol. 47, iss. 172. – P. 227–233.
22. Bazant, Z. P. Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups / Z. P. Bazant, M. T. Kazemi // ACI Journal Proceedings. – 1991. – Vol. 88, iss. 3. – P. 268–276.
23. Thorenfeldt, E. Shear capacity of reinforced high strength concrete beams / E. Thorenfeldt, G. Drangsholt // ACI 2nd International Symposium on HSC, ACI SP 121.8, 1990. – P. 129–154.
24. Cladera, A. Shear design of reinforced high-strength concrete beams / A. Cladera. – Barcelona, 2002. – 325 p.
25. Adebar, P. Shear strength of members without transverse reinforcement / P. Adebar, M. P. Collins // Canadian Journal of Civil Engineering. – 1996. – Vol. 23, iss.1. – P. 30–41.
26. Xie, Y. Shear ductility of reinforced concrete beams of normal and high strength concrete / Y. Xie, S. H. Ahmad, T. Yu, S. Hino, W. Chung // ACI Journal Proceedings. – 1994. – Vol. 91, iss. 2. – P. 140–149.
27. Salandra, M. A. Shear capacity of reinforced lightweight high-strength concrete beams / M. A. Salandra, S. H. Ahmad // ACI Journal Proceedings. – 1989. – Vol. 86, iss. 6. – P. 697–704.
28. Kulkarni, S. M. Response of Reinforced Concrete Beams at High Strain Rates / S. M. Kulkarni, S. P. Shah // ACI Journal Proceedings. – 1998. – Vol.95, iss. 6. – P. 705–715.
29. González Fontebao, B. “Hormigones con áridos reciclados procedentes de demoliciones: dosificaciones, propiedades mecánicas y comportamiento estructural a cortante”, Tesis doctoral dirigida por

- Prof. Fernando Martínez, ETSECCP de la Coruña, Universidad de la Coruña, 2002.
30. Hou, L. Experimental study of the shear properties of reinforced ultra-high toughness cementitious composite beams / L. Hou, D. Chen, S. Xu // Journal of Zhejiang University – Science A: Applied Physics and Engineering. – 2015. – Vol. 4, iss. 16. – P. 251–264.
 31. Moody, K. G. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Part 1 – Tests of Simple Beams / K. G. Moody, I. M. Viest, R. C. Elstner, E. Hognestad // ACI Journal Proceedings. – 1954. – Vol. 51, iss. 12. – P. 317–332.
 32. Mathey, R. G. Shear strength of beams without web reinforcement containing deformed bars of different yield strengths / R. G. Mathey, D. Watstein // ACI Journal Proceedings. – 1963. – Vol. 60, iss. 2. – P. 183–207.
 33. Kani, G. N. J. How safe are our large reinforced concrete beams? / G. N. J. Kani // ACI Journal Proceedings. – 1967. – Vol. 64, iss. 3. – P. 128–141.
 34. Papadakis, G. Shear failure of reinforced concrete beams without stirrups. PhD dissertation, Dept. of Civil Engineering, Aristotle Univ. of Thessaloniki, Greece (in Greek), 1996.
 35. Leonhardt, F., Walther, R. The Stuttgart shear tests 1961 / F. Leonhardt, R. Walther. – Cement & Concrete Association Library Translation, No. 111, London, 1961.
 36. Van Den Berg, F. J. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement Part 2 - Factors Affecting Load at diagonal Cracking / F. J. Van Den Berg // ACI Journal Proceedings. – 1962. – Vol. 59, iss. 11. – P. 1587–1599.
 37. Cao, S. Size Effect and the Influence of Longitudinal Reinforcement on the Shear Response of Large Reinforced Concrete Members. M.A.Sc. Thesis, Toronto: University of Toronto, Department of Civil Engineering, 2001.
 38. Niwa, J. Reevaluation of the equation for shear strength of R.C.-beams without web reinforcement / J. Niwa, K. Yamada, K. Yokoza-wa, M. Okamura // Proceedings JSCE No. 372/IV-5 1986-8 Translation in: Concrete Library of JSCE, No. 9. 1987. – P. 167–176.
 39. Quach, P. T. Understanding and safely predicting the shear response of large-scale reinforced concrete structures. M.A.Sc. Thesis, Toronto: University of Toronto, Graduate Department of Civil Engineering, 2016.
 40. Sherwood, E. G. One-way shear strength of thick slabs and wide beams / E. G. Sherwood, A. S. Lubell, E. C. Bentz, M. P. Collins // ACI Journal Proceedings. – 2006. – Vol. 103, iss. 6. – P. 794–802.
 41. Krefeld, W. Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams / W. Krefeld, C. Thurston // ACI Journal Proceedings. – 1966. – Vol. 63, iss. 4. – P. 449–476.
 42. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций = Еурокод. Основы праектавання будаўнічых канструкцый : ТКП EN 1990-2011* (02250). – Введ. 15.11.11. – Минск : Стройтехнорм, 2012. – 146 с.
 43. Leonhardt, F., Walther, R. Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbal-ken mit und ohne Schubbewehrung. DAFStb H.151, Berlin. 1962.
 44. Shioya, T. Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams / T. Shioya // Special Publication. – 1989. – Vol. 118. – P. 259–280.
 45. Zazaris, P. D. Shear Strength of Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Loads / P. D. Zazaris, I. P. Zazaris // ACI Journal Proceedings. – 2008. – Vol. 105, iss. 6. – P. 711–719.
 46. Cavagnis, F. Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models. PhD thesis, Structural concrete laboratory (IBETON), École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland. – 2017.
 47. Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. An analysis of the shear transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement, accepted for publication in Structural Concrete. – 2017.

Материал поступил в редакцию 10.04.2019

TUR V. V., VOROBEY A. P. Novel approaches of shear resistance determination for beam elements without transverse reinforcement: Part 2 – verification of a design models

This article presents the results of a comparative analysis of the theoretical models of shear resistance for reinforced concrete beam elements without shear reinforcement incorporated in the TKP EN 1992-1: 2009, fib Model Code 2010, SNB 5.03.01-02 and SP 63.13330.2012, as well as the models proposed for insertion into the restated version of prEN 1992-1:2018 and based on the provisions of Critical Shear Crack Theory (CSCT). To verify the theoretical models, a database of experimental data was used, including the results of laboratory tests of beam members subjected to shear, performed by various researchers. At the same time, the influence of the load application scheme during the tests of beam members without shear reinforcement (local forces and uniform load) on the shear resistance is considered.

УДК 624.011.2

Стоянов В. В., Бойко А. В.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОЕДИНЕНИЯ ПОЛИГОНАЛЬНОЙ ПЛОСКОЙ АРОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВЯННЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК

Введение. В настоящее время во всем мире продолжает наблюдаться устойчивое увеличение объемов производства двутавровых деревянных балок (ДДБ) со стенкой из OSB или фанеры. Развитие производств значительно снизило импорт таких изделий и наполнило отечественный строительный рынок легкими и эффективными конструкциями собственного производства. Составные балки с элементами из листа OSB все чаще используются в каркасах малоэтажных зданий, а также в качестве элементов покрытий и перекрытий в каменных зданиях. Легкость, небольшая стоимость и возможность использования в полигональных конструкциях применяя предложенные ранее авторами узлы открывает новые сферы их применения в строительстве [1]. В частности, жесткие узлы конструкции, рассмотренные в работе, путем крепления узлового соединения в двух плоскостях.

Анализ последних исследований и публикаций. Проведен-

ные ранее на кафедре МДИПК ОГАСА исследования прочности и деформативности двутавровых деревянных балок со стенкой из OSB [1], а также анализ различных конструктивных форм составных балок и особенностей их применения в каркасе зданий, показали, что при выполнении определенных конструктивно-технологических требований к ДДБ [2, 3] (в совокупности с существующими методами расчета таких балок) они могут быть использованы в полигональных сводчатых покрытиях пролетом 12–18 м.

Определение цели и задачи исследования. С целью изучения действительной работы предлагаемых конструкций [1], их элементов и соединений, выявления степени достоверности результатов численных исследований были проведены статические испытания полигональных арочных конструкций. Программа испытаний предусматривала кратковременные нагружения опытных образцов.

Стоянов В. В., д. т. н., профессор, зав. кафедрой металлических и деревянных конструкций Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

Бойко А. В., аспирант Одесской государственной академии строительства и архитектуры.

Украина, г. Одесса, ул. Дидрихсона, 4.