

ВЛИЯНИЕ РАЗМЕРНОГО ЭФФЕКТА НА СОПРОТИВЛЕНИЕ СРЕЗУ БАЛОЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ ПОПЕРЕЧНОГО АРМИРОВАНИЯ

ТУР В.В., ВОРОБЕЙ А.П.

Брестский государственный технический университет, г. Брест, Беларусь

Аннотация. В настоящей статье подробно рассмотрено влияние размерного эффекта на сопротивление срезу балочных элементов без поперечного армирования, а также подходы учета размерного эффекта, основанные на положениях механики разрушения. Представлены результаты сравнения моделей сопротивления срезу на фоне опытных данных и верификация влияния размерного эффекта. На основании верификации моделей сопротивления, изложены рекомендации по учету размерного эффекта и влияния на целевое значение индекса надежности конструктивных элементов.

Ключевые слова: железобетон, сопротивление срезу, размерный эффект, механика разрушения.

IMPACT OF THE SIZE EFFECT ON SHEAR RESISTANCE OF BEAMS WITHOUT TRANSVERSE REINFORCEMENT

TUR V.V., VARABEI A.P.

Brest State Technical University, Brest, Belarus

Abstract. This paper consider in depth the size effect and its influence on the shear resistance of beam elements without transverse reinforcement, as well as the approaches to take into account the size effect, based on the provisions of the fracture mechanics. The results of comparison of shear resistance models against the background of experimental data and verification of the influence of the size effect are presented. Based on the verification of the resistance models, this paper presents recommendations on the account of the size effect and the impact on the target value of the reliability index of structural elements.

Keywords: reinforced concrete, resistance shear, size effect, fractures mechanics.

Введение

В настоящее время Технический комитет TC250 заканчивает разработку нового поколения конструктивных Еврокодов (G-2), среди которых одно из ведущих мест занимает prEN 1992-1-1 [1], относящийся к проектированию конструкций из бетона. Следует отметить, что в проекте объединены требования, относящиеся к проектированию зданий, инженерных сооружений и мостов, ранее содержащиеся в различных его частях. В связи с этим, целый ряд положений, внесенных в новый EC2, являются новыми.

При анализе опыта применения Еврокодов, в частности EN 1992-1-1 [2], в европейской практике [3] отмечено, что одной из наиболее дискуссионных моделей, по-прежнему, остается модель сопротивления срезу, в том числе местному срезу, элементов без поперечного армирования. Следует отметить, что модель сопротивления срезу, внесенная в актуальные нормы EN 1992-1-1 [2], базировалась на положениях *fib* MC90. Ожидалось, что в проект нового prEN 1992-1-1 [1] будут внесены расчетные модели среза из широко обсуждавшегося *fib* MC2010 [4]. Данные модели базировались на положениях Модифицированной теории полей сжатия (MCFT). Как следует из анализа приведенного в монографии [5], эта теория использует элементарные, главным образом, логические аргументы, подкрепленные испытаниями

плоских элементов, в соответствии с которыми ширина раскрытия критической трещины w_k и, связанная с ней продольная относительная деформация $\varepsilon_{s,x}$, рассчитанная из классической модели изгиба балки, представлены как некоторые индикаторы утраты сопротивления срезу.

Однако, в силу ряда, скорее всего, субъективных обстоятельств (рабочую группу возглавляет проф. А. Muttoni), в проект prEN 1992-1-1 была неожиданно внесена модель, основанная на т.н. Теории критической трещины среза (англ. Critical Shear Crack Theory – CSCT), являющаяся, по сути, некоторым продолжением и развитием концепции MCFT и модификацией модели *fib* MC 2010 применительно к расчету сопротивления срезу балок и плит без поперечного армирования.

Результаты детального сравнительного анализа новых моделей сопротивления срезу элементов без поперечного армирования, представленные в работах [6, 7] показали, что модели prEN 1992-1-1 [1] и *fib* MC 2010 [4] адекватно и довольно точно описывают феномен среза для элементов, имеющих эффективную высоту до 500 мм. Вместе с тем, в работах [6, 7] не рассматривали подробно влияние эффективной высоты элемента (размерного эффекта) на сопротивление срезу. С одной стороны, изгибаемые элементы без поперечного армирования на практике представлены, в основном, сплошными плитами, высота которых не превышает 300 мм. При этом, балки без поперечного армирования фактически запрещены к применению нормами. Так, согласно требованиям норм [1, 2, 4] в балочных элементах при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил должно быть установлено минимальная площадь поперечной арматуры, даже в случае, когда $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$. С другой стороны, расчетная модель, вносимая в нормы должна адекватно оценивать сопротивление элемента в широком диапазоне изменения базисных переменных, а именно такой важной для среза переменной, как эффективная высота элемента.

Учет размерного эффекта при определении сопротивления срезу становится особенно актуальным при проектировании фундаментных плит высотных зданий, подземных сооружений, мостовых конструкций [8] на которые теперь распространяется prEN 1992. Для таких конструктивных элементов (при $d > 1000$ мм) размерный эффект оказывает существенное влияние на сопротивление срезу. В соответствии с [8], данный феномен (англ. “size effect”) постулирует, что предельные касательные напряжения, которые способен воспринять железобетонный элемент без поперечного армирования (сопротивление срезу), уменьшаются по мере того, как возрастает его эффективная высота сечения при постоянном коэффициенте продольного армирования ρ_l и прочности бетона f_c .

Обширные исследования балок и плит, выполненные в Германии [9], Канаде [10], Японии во второй половине прошлого века (подробно описанные в монографии [5]) показали, что сопротивление срезу железобетонных элементов без поперечного армирования зависит, в общем случае, от прочности бетона на растяжение (выраженной, как правило, через прочность бетона на сжатие $f_{ct} \equiv \alpha_1 \cdot f_c^\beta$), коэффициента продольного армирования ρ_l , пролета среза и от размерного эффекта, зависящего от эффективной высоты сечения. При этом, подходы к оцениванию влияния размера сечения, внесенные в ряд нормативных документов [1, 2, 4, 11, 12] и сформулированных в наиболее известных предложениях [13] отличаются как физическими основами, так и формой представления (от введения эмпирических коэффициентов до зависимостей, полученных основываясь на положениях квази-упругой механики разрушения [5]). Так, в работе [8], Z. Vařant и др. писал: “... Японское общество гражданских инженеров (JSCE) и Международный комитет по бетону (*fib*) считая, по видимому, что “лучше что-нибудь, чем вообще ничего”, три десятилетия назад внесли в нормы проектирования эмпирические зависимости (уравнения) для учета размерного эффекта, которые, при этом, существенно отличаются друг от друга. Между тем, американские ACI Committee, осознавая высокую степень несговорчивости отдельных групп специалистов, разрабатывающих нормы, принимаемые широким голосованием, согласились с

концепцией “лучше ничего, чем что-нибудь спорное и противоречивое”, вообще исключив учет размерного фактора из расчетных зависимостей. Только после трех десятилетий живой полемики в новую версию ACI 318 (версия 2019) для расчета сопротивления срезу были внесены зависимости, основанные на положениях квази-упругой механики разрушения (по предложениям ACI Committee 445 Fracture Mechanics)”.

По утверждению Z. Vařant [8] только положения квази-упругой механики разрушения являются теоретической основой, на которой следует разрабатывать расчетные зависимости, входящие в расчетные модели сопротивления срезу бетонных элементов без поперечного армирования, поскольку они в наибольшей степени учитывают эффект размера балки. В настоящей статье проанализированы зависимости, внесенные в prEN 1992 для расчета сопротивления срезу с точки зрения влияния размерного эффекта и сформулированы предложения для внесения в национальные нормы и Национальное Приложение к новому EN1992-1-1.

1 Параметры механических моделей сопротивления срезу балок без поперечного армирования, связанные с размерным эффектом

1.1 Эффективная высота сечения элемента

Интенсивные исследования железобетонных балок без поперечного армирования показали, что картина трещинообразования является геометрически подобной для образцов с различными размерами поперечного сечения и продольным армированием. На рисунке 1 показана картина трещинообразования балок высотой 4 м и изготовленных одновременно балок-аналогов высотой 0,3 м, испытанных в Университете Торонто (University of Toronto Structural Laboratories).

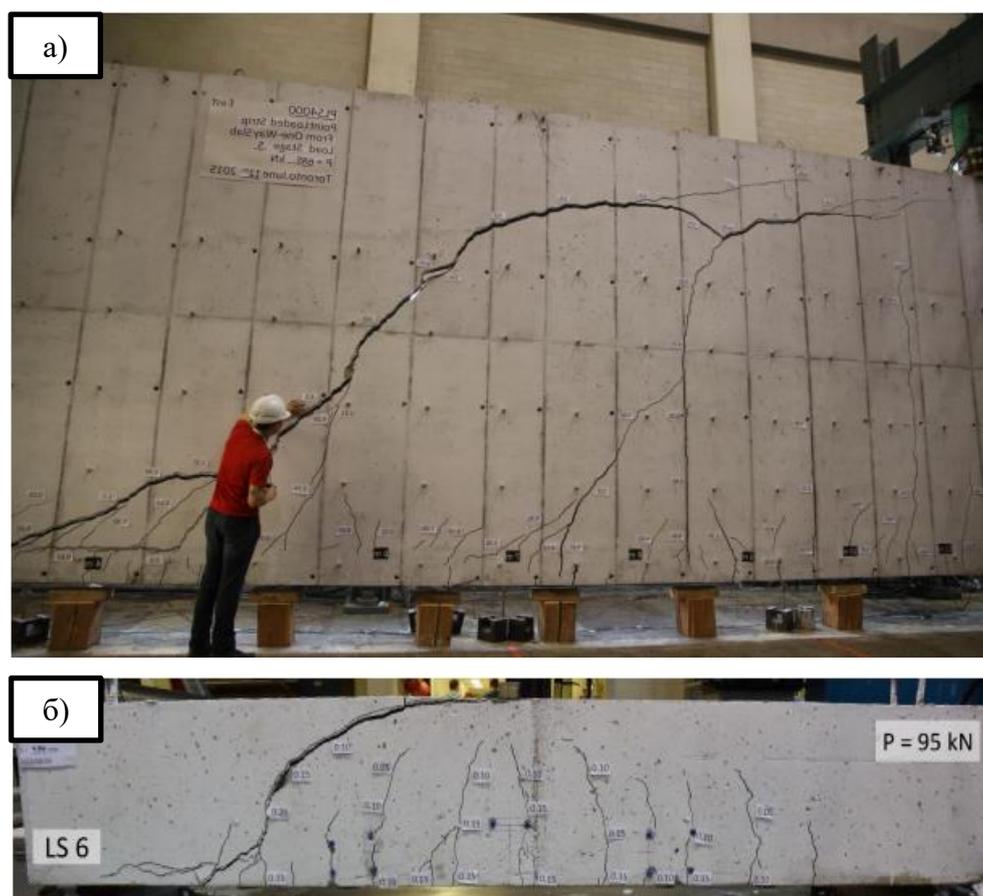


Рисунок 1 – Картина трещинообразования балок высотой 4 м (а) и балки-аналога, высотой 0,3 м (б), испытанных в Университете Торонто [14]

Опыты [14] показывают, что по мере увеличения эффективной высоты сечения элемента пропорционально возрастают как расстояние между трещинами, так и ширина их раскрытия трещины. Walraven [15] установил, что при увеличении ширины раскрытия трещины касательные напряжения, передаваемые трещиной за счет зацепления по её берегам, снижаются. Кроме того, высокие балки без поперечного армирования демонстрируют хрупкий характер разрушения по сравнению с образцами, изготовленным в малом масштабе. Опыты Sherwood [16] показали, что балки малой высоты имеют более высокую квази-пластическую деформативность по сравнению с высокими балками-двойниками.

1.2 Размер зерна крупного заполнителя

Величина касательных напряжений, передаваемых трещиной, зависит от степени шероховатости контактирующих поверхностей, что в свою очередь, зависит от размера зерна крупного заполнителя, использованного для приготовления бетонной смеси. Согласно [16] увеличение максимального размера зерна крупного заполнителя до 25 мм позволяет существенно (до 40%) повысить сопротивление срезу за счет формирования шероховатой поверхности образующейся трещины.

Benz и Collins [17] установили, что влияние размера зерна крупного заполнителя является преобладающим в сопротивлении срезу высоких балок, но при этом, большинство моделей, за исключением, например, prEN 1992-1-1 [1], обычно не масштабируют размер зерна заполнителя с эффективной высотой балки. Внесение такого масштабирования в модели сопротивления срезу согласно prEN 1992-1-1 [1] и fib MC 2010 [4] следует считать рациональным.

Следует отметить, что в случае применения высокопрочных бетонов существенно снижается эффект зацепления по берегам трещины. Это связано, главным образом, с тем обстоятельством, что в высокопрочном бетоне развивающаяся трещина имеет гладкую поверхность, практически не передающую касательных напряжений, а, следовательно, их вертикальная составляющая, входящая в сопротивление среза, ничтожно мала. В этом случае рекомендовано принимать в расчетных моделях максимальный размер зерна заполнителя $a_g = 0$.

1.3 Продольное армирование

Как правило, все расчетные модели сопротивления срезу адекватно учитывают влияние коэффициента продольного армирования ρ_l . Увеличение коэффициента продольного армирования ρ_l ведет к уменьшению продольных деформаций арматуры $\varepsilon_{s,x}$, а следовательно и ширине раскрытия трещины w . Вместе с тем, расстояние между трещинами и относительные деформации на уровне половины эффективной высоты сечения в меньшей степени зависят от коэффициента армирования, где его влияние снижается. Поэтому, в отличие от модели fib MC 2010 [5], в модели сопротивления срезу, основанной на положениях Теории критической трещины среза (CSCT) продольные деформации ε_x рассчитывают на уровне $0,6d$. Положительную роль для повышения зацепления может здесь играть и приповерхностное армирование, устанавливаемое в высоких балках согласно [18].

2 Подходы, основанные на применении положений механики разрушения

Подход к учёту (а, точнее не учёту) размерного эффекта в механических моделях сопротивления срезу элементов без поперечного армирования (MFCT и CSCT), включенных в fib MC 2010 [4] и prEN 1992-1-1 [1], подвергся очень резкой критике со стороны специалистов, занимающихся механикой разрушения, в частности Z. Vařant и др. [8]. Разбирая в одной из последних публикаций [8] достаточно подробно базовые положения, принятые в модели сопротивления CSCT, внесенной в prEN 1992, а далее и MFCT, Z. Vařant констатирует, что обе представленные механические модели, имеющие, по сути, общую основу пытаются учесть размерный эффект избегая положений механики разрушения и заменяя их “каким-то

набором линейно-упругих решений для балки”. И поэтому, по довольно резкому утверждению Z. Bažanta, “этот расчет всего лишь выдумка, призванная обеспечить видимость некой логики” (“This analysis is just a artifice, aimed to provide a semblance of some logic” [8]). С другой стороны, Z. Bažant утверждает, что для учета размерного эффекта достаточно в расчетных моделях, полученных на эмпирических данных для малых балок, выполнить умножение результата на размерный коэффициент λ , полученный из закона SEL (англ. size effect law) для квази-хрупкого разрушения и учитывающий геометрическое подобие при разрушении элементов разных размеров.

Свои выводы Z. Bažant и др. [8] основывают на положениях энергетического (или энерго-статистического) подхода квази-хрупкой механики разрушения. При этом анализ выполняют, опираясь на результаты численного моделирования элементов с диагональными трещинами, полученными с применением конечно-элементных моделей, рассматривая совместно следующие стороны явления:

а) локализацию напряжений

Показано, что при достижении предельной нагрузки наблюдается различное распределение напряжений в полосе над вершиной наклонной трещины (см. рисунок 2). По мере увеличения эффективной высоты сечения d , напряжения локализуются над вершиной трещины. В балках малой высоты наблюдается практически равномерное распределение напряжений в полосе над вершиной наклонной трещины (сжатой зоне сечения), из чего делается вывод о том, что прочность материала используется полностью (реализуется пластическое поведение) (рисунок 2а). В больших балках, наоборот, напряжения локализуются только в ограниченной зоне по высоте полосы над вершиной диагональной трещины (рисунок 2б). Эта локализация дает интуитивное объяснение размерного эффекта [8].

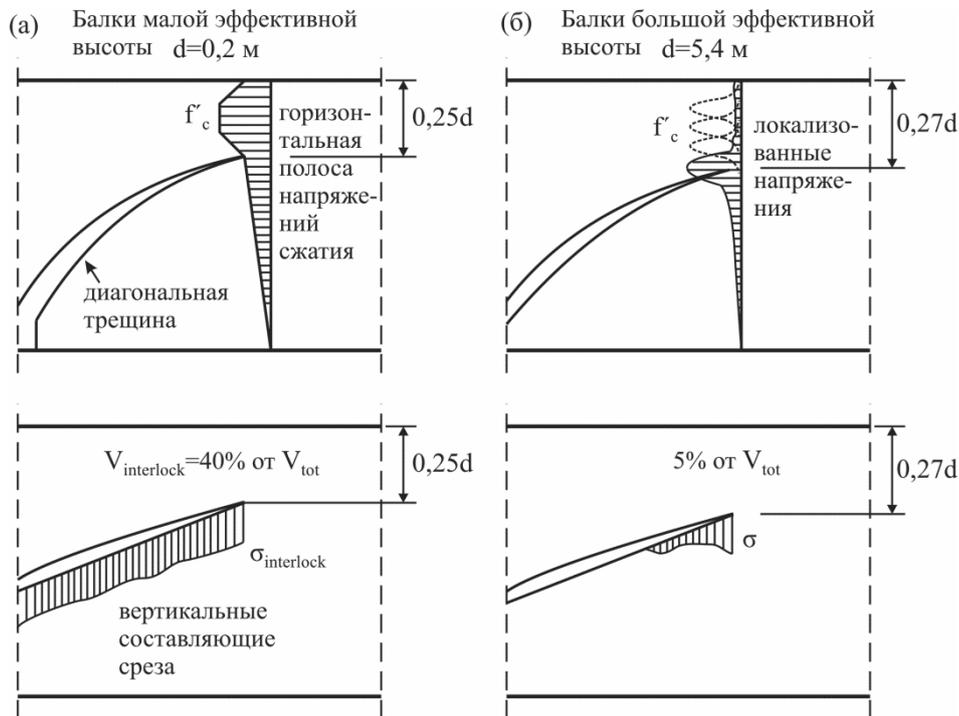


Рисунок 2 – Распределение напряжений в балках малой (а) и большой (б) высоты сечения [19]

б) передачу напряжений сечением с трещиной

Выполненный в многочисленных работах, например, в [8], конечно-элементный анализ показал для балок разных размеров ещё одну важную особенность, которую невозможно измерить напрямую – это величина вертикальной составляющей напряжения, передаваемого через трещину в предельном состоянии (англ. т.н. “tension softening”). В соответствии с по-

лученными решениями кроме области, располагаемой в непосредственной близости к вершине трещины, доля напряжений на оставшейся длине трещины остается сравнительно малой и явно уменьшается с увеличением эффективной высоты балки. Так в работе [8] показано, что полученная интегрированием по длине трещины доля вертикальной составляющей V_{crack} в общем усилии среза V_c составляет для балок с малой эффективной высотой 18%, а с большой только 2,9% (в других работах [19] от 40% до 8% соответственно). Отсюда делается вывод о том, что если эта доля V_c так мала, то может ли ширина раскрытия трещины w играть значительную роль в сопротивлении срезу?

Из анализа, выполненного в [8] следует, что непосредственно перед разрушением нагрузка передается главным образом полосой сжатого бетона, располагаемой вдоль верхней грани наклонной трещины. И в этом смысле это хорошо согласуется с моделью “strut-and-tie” (см. рисунок 3) [8].

Следует отметить, что высказанные аргументы, полученные численным моделированием, не выглядят до конца убедительными. В этом случае следовало бы признать, что конечно-элементная модель не имеет неопределенностей моделирования, особенно при моделировании шероховатости поверхности трещины и остаточной прочности на растяжение. Это безусловно не так.

в) сценарий выделения (высвобождения) и рассеивания энергии

В соответствии с положениями [19] полное значение выделяемой энергии деформации Π является функцией двух параметров:

- 1) длины a полосы (пояса) трещин, характеризующих состояние в вершине трещины при максимальной нагрузке;
- 2) площадь зоны, поврежденной трещинообразованием (или некоторого репрезентативного объема материала), определяемую произведением $w_c \cdot a$, где $w_c = n d_a$ – константа материала (ширина полосы, охваченной зоной трещинообразования (разрушения) в процессе распространения главной трещины среза), d_a – максимальный размер зерна заполнителя.

Из анализа конечно-элементной модели (см., например, рисунок 3 [8]), очевидно, что темная полоса, показывающая плотность энергии Π , располагающаяся над наклонной трещиной по всей её длине является, по сути, сжатым подкосом модели “strut-and-tie” и реализующая переход к другому механизму передачи среза в случае высоких балок. Однако, в соответствии с представлениями Z. Vařant [8] в вершине подкоса энергия высвобождается из поврежденного (трещиноватого бетона фронта “затупленного пояса трещины” по выражению проф. Зайцева [20]) бетона, тогда как в оставшейся неповрежденной полосе над трещиной энергия оценивается по разгрузке.

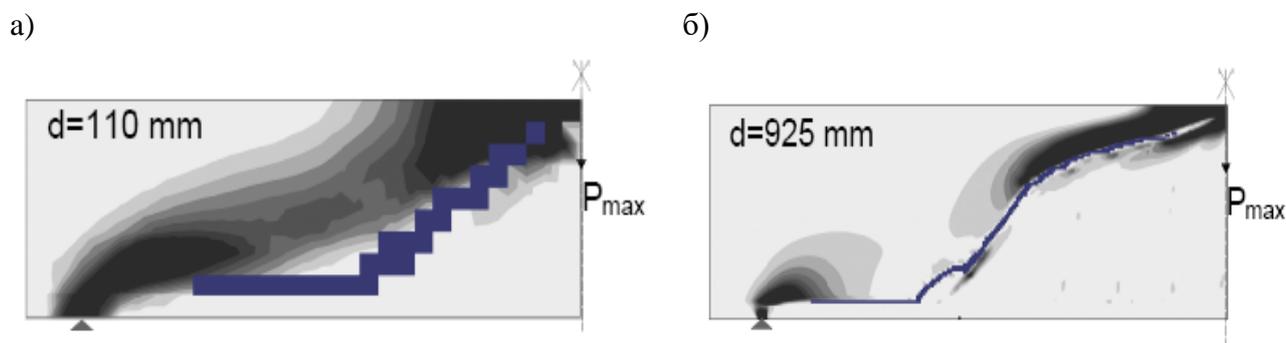


Рисунок 3 – Распределение плотности энергии деформации при максимальной нагрузке в балках малой (а) и большой (б) высоты [8]

Отсюда, по мнению Z. Vařant [8], собственно сама главная диагональная трещина среза не вносит существенных изменений в энергетический баланс, особенно в случае высоких балок. Следует отметить, что различия в распределении напряжений (или плотности энергии деформирования на рисунке 3) могут быть связаны и с неопределенностью, вытекающей из разбиения балки на конечные элементы.

Основная идея закона размерного эффекта (SEL) заключена в том, что высвобождаемая из конструкции энергия деформации складывается из двух составляющих $\Pi = \Pi_1 + \Pi_2$, где Π_2 – энергия деформации, выделяемая (высвобождаемая) при разгрузке неповрежденной области бетона, Π_1 – энергия деформации, выделяемая при разгрузке поврежденной области (зоны процесса разрушения бетона). Репрезентативный объем для энергии Π_2 повышается в квадрате при росте эффективной высоты, тогда как Π_1 – линейно. Вместе с тем, рассеиваемая энергия W (диссипации) всегда возрастает прямо пропорционально эффективной высоте. Таким образом, утверждается [8], что при достаточно малых размерах балок (при $d < 500$ мм) энергия Π_2 незначительна по сравнению с Π_1 , в то время как для достаточно больших балок эта часть будет доминирующей. Полная диссипация энергии при разрушении, связанная с трещинообразованием возрастает примерно прямо пропорционально эффективной высоте балки d , тогда как выделение (высвобождение) энергии из неповрежденной полосы (сжатого подкоса) над трещиной возрастает примерно $\sim d^2$, т.к. не только длина, но и ширина подкоса (полосы) возрастают пропорционально эффективной высоте d .

Размерный эффект получают из рассмотрения конструкций различных размеров, но геометрически подобной формы, т.е. балок с одинаковым коэффициентом продольного армирования ρ_l и отношением l/d . На рисунке 4 показаны характерные критерии для оценивания сопротивления срезу. Так, горизонтальная линия $\sigma_N = f_{ct}$ (или с учетом размерности $\sigma_N = c_N \cdot \frac{P}{bd}$, c_N – константа) представляет собой пластический (или жестко-пластический) критерий прочности. При этом, горизонтальный критерий – это локализация всех возможных состояний отказа, независимо от того используется ли пластический, упругий или любой другой метод анализа. Из положений линейно-упругой механики разрушения [19] известно, что σ_N изменяется обратно пропорционально \sqrt{d} и поэтому на графике 4, зависимость “ $\log \sigma_N - \log d$ ” представляет собой асимптоту с наклоном (-1/2). Решения нелинейной механики разрушения согласно [19] представляют кривую, показанную на рисунке 4.

В соответствии с решениями, основанными на положениях квази-хрупкой механики разрушения, приведенными в [19], размерный эффект, в общем случае, может быть представлен как:

$$\sigma_N = f_{ct} \cdot \lambda(\delta), \quad (1)$$

$$\lambda(\delta) = \frac{1}{\sqrt{1 + \delta / \delta_0}}, \quad (2)$$

$$\delta = (d / d_a), \quad (3)$$

где δ – относительный размер конструкции;

δ_0 – эмпирическая константа;

d_a – максимальный размер зерна заполнителя.

Для конструкций с малым значением δ (относительно размера зерна заполнителя), отношение δ / δ_0 в уравнении может быть $\delta / \delta_0 \ll 1$ и, поэтому $\lambda(\delta) = 1$, а $\sigma_N = f_{ct}$ (где f_{ct} – прочность бетона на растяжение). Это свидетельствует о том, что критерий прочности $\sigma_N = f_{ct}$ (горизонтальная линия на рисунке 4) корректна для малых балок, как это имеет место для подавляющего большинства конструкций, испытанных в лабораторных условиях.

Для конструкций очень больших размеров (с эффективной высотой) отношение $\delta / \delta_0 \gg 1$ и, поэтому, $\sigma_N = f_{ct} (\delta / \delta_0)^{-1/2}$, что выражает размерный эффект линейной механики разрушения, показанный прямой линией (асимптотой) с наклоном (-1/2).

Очевидно, что уравнение (1) описывает постепенный переход от пластического критерия прочности (горизонтальная линия на рисунке 4) для балок малых размеров к зависимости линейно-упругой механики разрушения для балок очень больших размеров (прямая линия с наклоном -1/2).

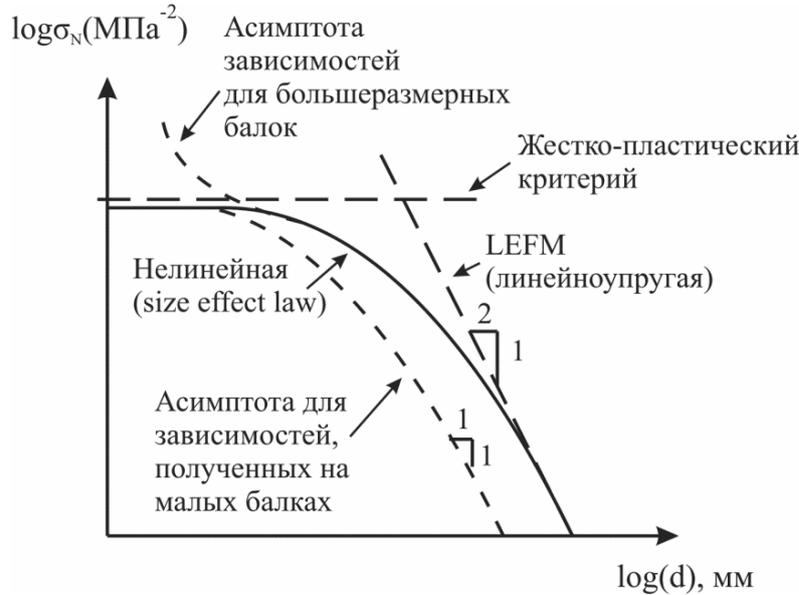


Рисунок 4 – Кривые описывающие влияние размерного эффекта согласно [19]

3 Модель сопротивления срезу согласно prEN 1992, основанная на положениях Теории критической трещины среза (CSCT)

Если в большинстве известных моделей сопротивления срезу (см. таблицу 1 [6]) влияние размерного эффекта и эффекта деформации либо учитывают корректирующими коэффициентами (как это сделано в EN 1992-1-1 [2]), либо не учитывают вообще (как в актуальном ACI 318-14 [21]), расчетная модель prEN 1992-1-1, опирающаяся на положения Теории критической трещины среза (CSCT) учитывает их непосредственно через следующие физические предпосылки и допущения, которые были установлены из детального анализа модели:

1. Сопротивление срезу $V_{Rd,c}$ элемента без поперечного армирования (подобно тому, как и модели, основанной на модифицированной теории полей сжатия – MCFT) зависит от ширины раскрытия критической трещины среза.

2. Зависимость между сопротивлением срезу $V_{Rd,c}$ и эффективной высотой сечения “ $V_{Rd,c} - d$ ” может быть представлена в виде:

$$\frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f_{cm}}} = \frac{\alpha_1}{1 + \alpha_2 \cdot (w / d_{dg})}, \quad \alpha_1 = \frac{1}{3}; \quad [\text{МПа}, \text{мм}] \quad (4)$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие;

$$d_{dg} = \min \{ d_{dg} + 16; 40 \}$$

3. Ширина раскрытия критической наклонной трещины w пропорциональна относительной продольной деформации $\varepsilon_{s,x}$:

$$w = \alpha_3 \cdot \varepsilon_{s,x} \cdot d, \quad \alpha_2 \cdot \alpha_3 = 120 \text{ мм}, \quad (5)$$

где α_2, α_3 – эмпирические коэффициенты;

$\varepsilon_{s,x}$ – т.н. реферативные относительные продольные деформации в расчетном сечении, пересекаемом наклонной трещиной (на уровне $0,6d$), определяемые в предположении упругой работы бетона в сжатой зоне сечения и основываясь на гипотезе плоских сечений по формуле:

$$\varepsilon_{s,x} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d \cdot \rho_l \cdot E_s \cdot (d - x/3)} \cdot \frac{(\alpha_4 \cdot d - x)}{(d - x)}, \quad (6)$$

$$M_{Ed} = V_{Rd,c} \cdot (a - \alpha_5 \cdot d), \quad \alpha_4 = 0,6; \alpha_5 = 1/2;$$

здесь:

$$x = \alpha_6 \cdot d; \quad \alpha_6 = \frac{\rho_l \cdot E_s}{E_{cm}} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot E_{cm}}{\rho_l \cdot E_s}} - 1 \right), \quad (7)$$

где E_{cm}, E_s – модули упругости бетона и арматуры;

ρ_l – коэффициент продольного армирования;

x – высота сжатой зоны сечения;

a – пролет среза (расстояние от сосредоточенной силы до ближайшей опоры);

Приводя уравнение (6) к безразмерной форме выразим относительную продольную деформацию в следующем виде:

$$\varepsilon_{s,x} = \gamma \cdot v_{Rd,c},$$

где:

$$\gamma = \frac{a - \alpha_5 \cdot d}{\rho_l \cdot E_s \cdot (d - x/3)} \cdot \frac{(\alpha_4 \cdot d - x)}{(d - x)}, \quad \text{и} \quad (8)$$

$$v_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d}.$$

После выполнения преобразований (4), получаем

$$\frac{v_{Rd,c}}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{2 \cdot \alpha_1}{1 + \sqrt{1 + d / d_0^M}}, \quad d_0^M = \frac{1}{4 \cdot \alpha_1 \cdot c_1}, \quad (9)$$

Полученное выражение (9) довольно близко к записи для коэффициента λ , учитывающего размерный эффект, предложенной ACI Committee 445. Предполагается, что этот коэффициент должен появиться в новой версии ACI 318 (2019) в следующем виде:

$$v_{Rd,c} = v_{Rd,c0} \cdot \lambda, \quad (10)$$

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{1 + d / d_0}}, \quad (11)$$

где d_0 – константа, определенная как некоторый реферативный размер (в ACI 318 $d_0 = 10 \text{ in}$ (254 мм)). При этом в ACI 318 действует ограничение $V_{Rd,c,lim} = 2\sqrt{f_{cm}}$. В данном анализе это ограничение не учитывается, т.к. имеет скорее статистическую, чем физическую основу.

Несложно заметить, что в представленном виде коэффициент λ согласно ф. (11) описывает размерный эффект в соответствии с положениями квази-хрупкой механики разрушения, что подтверждается и асимптотикой (см. рисунок 4):

$$\begin{aligned} \text{для } d/d_0 \rightarrow 0: V_{Rd,c} &= const; \\ \text{для } d/d_0 \rightarrow \infty: V_{Rd,c} &\rightarrow (d/d_0)^{-1/2}; \end{aligned} \quad (12)$$

Как видно свойства асимптот удовлетворяются для обеих выражений ((9) и (10)). Однако, в случае переходного размера, т.е. для $d_0^M = d_0$ кривые, описывающие размерный эффект в осях “ $\log\left(\frac{V_{Rd,c}}{V_{Rd,c0}}\right) - \log\left(\frac{d}{d_0}\right)$ ” (см. рисунок 5) существенно отличаются и асимптоты при больших размерах сечения балок не совпадают, что было показано в [19].

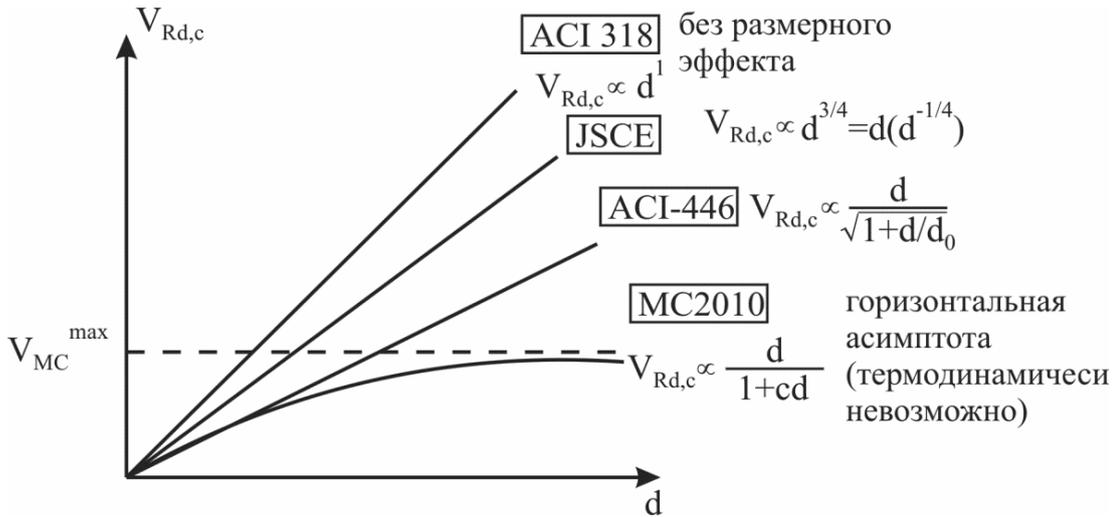


Рисунок 5 – Сравнение зависимостей “ $V_{Rd,c} - d$ ” для различных моделей сопротивления (см. таблицу 1 [6]) [19]

При изменении отношения $k = d_0^M / d_0$ кривая, описывающая размерный эффект перемещается по горизонтали, но не изменяет наклона (-1/2) (в логарифмических координатах). Могут ли асимптоты для больших размеров балок совпадать при изменении отношения k ? Для ответа на этот вопрос, обозначив $q = d/d_0$, рассмотрим условия, при которых асимптоты для балок малого размера совпадают, что имеет место для $\alpha_1 \sqrt{f_{cm}} = V_{Rd,c0}$, и найдем значение коэффициента k из условия, что предел отношения размерного эффекта, определенно по ф. (9) и (10), то увеличение размера (для элементов большой высоты) равен 1, т.е.

$$\lim_{d \rightarrow \infty} \frac{v_u^M}{v_u} = \lim_{d \rightarrow \infty} \frac{2\sqrt{1+q}}{1+\sqrt{1+q/k}} = 1, \quad (13)$$

Предел равен $2\sqrt{k}$ и приравнявая его 1, было установлено, что как для мелко-размерных, так и для крупноразмерных балок асимптоты совпадают, если:

$$\begin{aligned} k &= 1/4 \text{ или } d_0^M = d_0/4, \\ \text{или } \frac{v_{Rd,c}}{\sqrt{f_{cm}}} &= \frac{2\alpha_1}{1+\sqrt{1+4 \cdot d/d_0}}, \end{aligned}$$

В работе [8] подчеркивается, что ф. (4) с (5) были первоначально использованы в MCFT [22, 23] без учета зависимости ширины раскрытия трещины w от продольной деформации и была принята в fib MC 2010: в форме аппроксимации первого уровня (LoA I):

$$V_{Rd,c} = \min\left(\sqrt{f_{ck}} / \gamma_c; 8 \text{ МПа}\right) \cdot k_v \cdot b_w \cdot z, \quad (14)$$

где: для аппроксимации первого уровня (LoA I):

$$k_v = 180 / (1000 + 1,25 \cdot z), \quad (15)$$

аппроксимации второго уровня (LoA II):

$$k_v = \frac{0,4}{(1 + 1500 \cdot \varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + k_{dg} \cdot z)}, \quad (16)$$

здесь $k_{dg} = 32 / (16 + d_g) \geq 0,75$.

В этом случае (LoA I) кривая размерного эффекта имеет асимптоту с наклоном (-1) вместо (-1/2), что термодинамически невозможно согласно [8].

Muttoni и Ruiz в работе [18] выполнили искусственную модификацию, вводя зависимость сопротивления срезу v_u от ε_x , а соответственно и w . Это затем привело к квадратному уравнению для v_u и позволило изменить наклон асимптоты от (-1) до (-1/2), продиктованной положениями механики разрушения. Аналогичный результат был получен и в модели *fib* MC 2010 для второго уровня аппроксимации (LoA II).

Для целей проектирования вместо расчета критериев разрушения, получаемых при интегрировании напряжений вдоль критической трещины сдвига, Muttoni et al. [18] предложили простой гиперболический критерий отказа (рисунок 6). Для повышения точности расчета сопротивления среза с учетом размерного эффекта, критерий отказа CSCT повысили с помощью степенного выражения (степенная зависимость Savagnis [24], представленная на рисунке 6), где показатель $\frac{\varepsilon \cdot d}{d_{dg}}$ равен (-1/2):

$$v_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d} = k \cdot \left(\frac{f_c \cdot d_{dg}}{d \cdot \varepsilon_v} \right)^{1/2}, \quad (17)$$

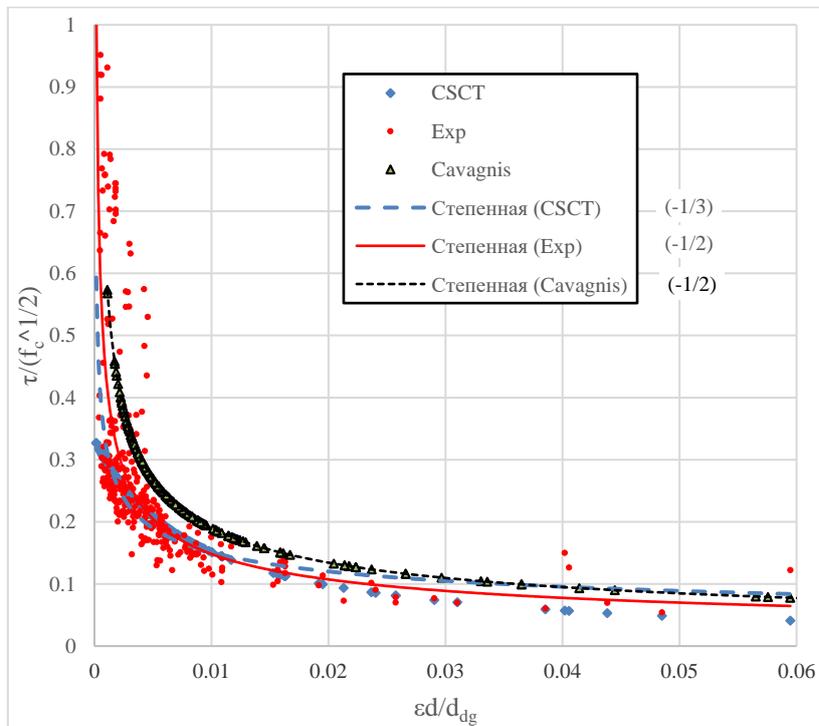


Рисунок 6 – Сравнение уравнений (4) и (17) с экспериментальными данными

В выражении (17), коэффициент $k = 0,019$ был выведен, опираясь на экспериментальные данные, полученные при испытаниях 635 прямоугольных железобетонных балок без поперечного армирования (Reineck [25] и Savagnis [24]) с широким диапазоном базовых параметров (эффективная высота $d = 50 - 2000$ мм, коэффициент продольного армирования $\rho_l = 0,4 - 7,0\%$, прочность бетона $f_c = 10 - 110$ МПа, размер зерна крупного заполнителя $d_g = 0 - 32$ мм, пролет среза $a/d = 2,5 - 8,5$).

Учитывая, что

$$\varepsilon_v = \frac{M_E}{z \cdot A_s \cdot E_s} = \frac{V_E \cdot a_{cs}}{z \cdot \rho_l \cdot b \cdot d \cdot E_s},$$

после выполнения преобразований и статистического оценивания в проект prEN 1992 исходная зависимость (17) вошла в виде:

$$\tau_{R,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b \cdot d} = 0,6 \cdot \left(100 \cdot f_c \cdot \rho_l \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3}, \quad (18)$$

Несложно заметить, что при возрастании эффективной высоты сечения асимптота имеет наклон (-1/3), что противоречит [8].

4 Сравнение моделей сопротивления на фоне опытных данных

4.1 База данных, содержащая результаты испытаний балочных элементов без поперечного армирования. Подготовка данных для верификации влияния размерного эффекта

В настоящее время известно несколько крупных баз данных, содержащих результаты испытаний балочных элементов при срезе, собранных Bentz, Kuchma, Zararis и др., которые подвергали фильтрации параметров для применения к конкретным моделям расчета. Следует отметить, что некоторые из них имеют ограниченный диапазон исследуемых параметров и, в ряде случаев, отбор данных был произведен исключительно опираясь на характерные формы разрушения балок при срезе. Для сравнения расчетных моделей среза, была составлена собственная база экспериментальных данных с широким диапазоном основных исследуемых параметров. Итоговая база данных включает 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 с указанием авторов испытаний [7]. Экспериментальная база данных была составлена на основе результатов лабораторных исследований, подробно описанных в статье [7].

Все балки, включенные в базу данных (см. таблицы 1 и 2 [7]) имеют прямоугольную форму поперечного сечения, однопролетные и свободно опертые, испытаны одной или двумя сосредоточенными силами, приложенными в пролете или равномерно распределенной нагрузкой.

Прежде чем приступить к анализу влияния размерного эффекта на сопротивление срезу, исходную базу данных подвергали фильтрации и последующей обработке в соответствии с методикой оценивания, приведенной в [8]. Так, для установленных характерных значений эффективной высоты сечения выделяли группы результатов испытаний, которые объединяли для близких значений базовых параметров: коэффициента продольного армирования ρ_l , прочности бетона на сжатие f_{cm} и пролета среза a/d (см. рисунок 7). Отдельно анализировали балки, загруженные при испытаниях равномерно-распределенной нагрузкой. Здесь следует отметить, что балки, испытанные равномерно-распределенной нагрузкой имеют ограниченную эффективную высоту сечения d (не более 254 мм).

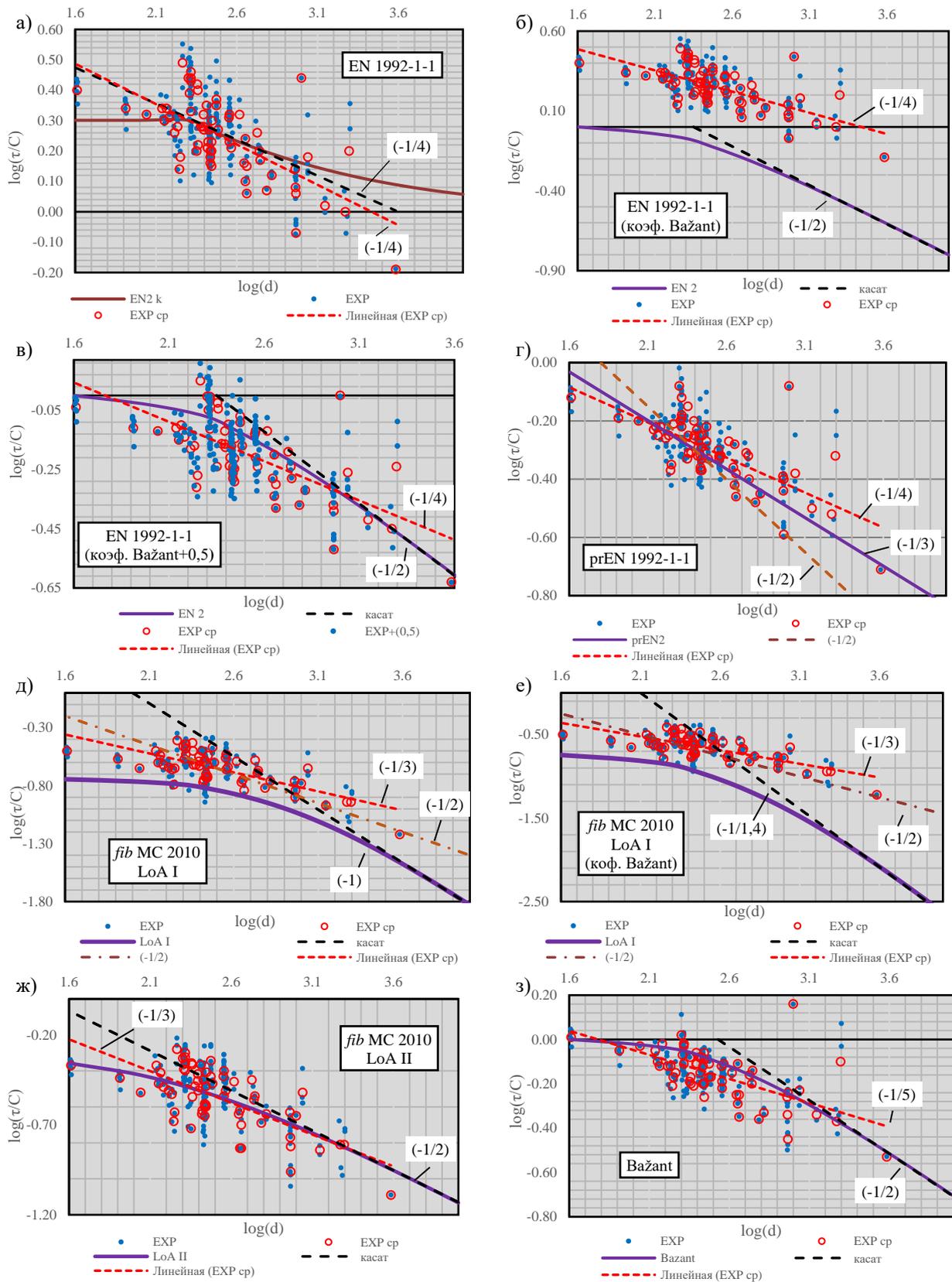


Рисунок 7 – Сравнение асимптот кривых размерного эффекта различных моделей сопротивления срезу (собственная база данных по [7])

Результаты для балок, имевших при практически одинаковой эффективной высоте сечения близкие базовые параметры, рассматривали как один результат (точки на графике (рисунок 7) преобразованы в кружочки). Затем для каждой характерной эффективной высоты балки вычисляли среднее (или медианное) значение относительных касательных напряжений $\tau_{Rd,c} / C$ и полученные точки аппроксимировали кривой, описывающей нелинейный размерный эффект механики разрушения. Несложно заметить, что большинство моделей сопротивления срезу, а главным образом, полученных эмпирическим путем, опираются на результаты испытаний балок, т.н. малых размеров (с эффективной высотой сечения не более 500 мм). Далее эти довольно простые, если не сказать примитивные зависимости (модели) распространяют на проектирование балок больших размеров (большой эффективной высоты) без соответствующих корректировок.

Такой эмпирический подход обречен, однако, на неверную формулировку расчетных моделей, как минимум, по двум причинам: (1) очень высокий разброс результатов испытаний при срезе балок без поперечного армирования (см. рисунок 7) и (2) преимущественное преобладание опытных данных, полученных на балках малых размеров с последующей экстраполяцией полученных эмпирических или полуэмпирических моделей на балки больших размеров, что является главным источником высокой неопределенности расчетных результатов.

При таком разбросе существующих опытных данных различные зависимости (см. таблицу 1, рисунок 7) существенно отличающиеся в области больших высот, дают в равной степени хороший результат в диапазоне малых высот, что было показано в статьях [6, 8].

Однако, как показано в [7], экстраполяция эмпирических зависимостей, полученных основываясь на доступных результатах испытаний в области больших эффективных высот, является небезопасной (как видно из рисунка 7 зависимости, учитывающие размерный эффект, но имеющие асимптоту с наклоном (-1/3) могут значительно, до 80% переоценивать результат расчета по сравнению с зависимостями, получаемыми с применением решений квази-хрупкой механики разрушения, дающий асимптоту с наклоном (-1/2)). Следует отметить, что обработка доступных данных может давать показатели степени для эффективной высоты сечения от 0 до (-1/2).

Как видно из рисунка 7а и результатов анализа, приведенных в таблице 1, модель сопротивления действующего ТКП EN 1992-1-1 дает степенную зависимость “ $\tau_{Rd,c} / C - d$ ” с показателями степени (-1/4), что существенно (до 100%) переоценивает сопротивление срезу в области (диапазоне) балок большой высоты (более 500 мм). Выполненная модификация модели ТКП EN 1992-1-1 с применением коэффициента, предложенного Z. Vařant et al [8]

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{1 + d / d_0}} \quad (\text{при } d_0 = 254 \text{ мм})$$

позволяет изменить показатель степени с (-1/4) на (-1/2),

что соответствует зависимости нелинейной механики разрушения (см. рисунок 7б,в). Вместе с тем, такой подход существенно изменил статистические показатели модели сопротивления ($\overline{m_R} = 2,96$; $V_x = 22,23\%$) по сравнению с базовой моделью ($\overline{m_R} = 0,94$; $V_x = 22,8\%$). Модель сопротивления срезу элементов без поперечного армирования, внесенная в разрабатываемый проект prEN 1992-1-1 (см. рисунок 7г), имеет при довольно неплохих статистических параметрах ($\overline{m_R} = 1,17$; $V_x = 19,38\%$), полученных при обработке эмпирических данных в диапазоне значений до 500мм, показатель степени (наклон асимптоты) (-1/3), что ведет к переоценке сопротивления (см. таблицу 3 и рисунок 7г). Как было показано в [8], модель сопротивления *fib* MC 2010 (LoA I) (см. рисунок 7д) имеет асимптоту с наклоном (-1), что термодинамически невозможно. Модификация базовой модели с применением коэффициента Z. Vařanta [8] не только существенно не изменила, а наоборот, ухудшила результат (см. рисунок 7е и таблицу 1). Вместе с тем, для *fib* MC 2010 (LoA II) (см. рисунок 7ж) такая модифи-

кация позволяет получить как асимптоту с наклоном $(-1/2)$, так и довольно хорошие статистические параметры ошибки моделирования ($\delta = -1/2$; $\overline{m}_R = 0,96$; $V_x = 18,33\%$) для среза элементов без поперечного армирования.

Таблица 1 – Показатели степени δ и статистические параметры ошибки моделирования

Расчетные модели сопротивления срезу	δ	Среднее V_{exp}/V_{theo}	Коэф. вариации $V_{exp}/V_{theo}, \%$
EN 1992-1-1(коэф. k)	-1/4	0,94	22,80
EN 1992-1-1 (коэф. Važant)	-1/2	2,96	22,23
prEN 1992-1-1	-1/3	1,17	19,38
Važant	-1/2	1,03	20,89
MC 2010 LoA I	-1	1,93	26,13
MC 2010 LoA I (коэф. Važant)	-1/1,4	3,53	35,24
MC 2010 LoA II ($d_{0,1}=63,5 \text{ mm}$)	-1/2	1,01	28,65
MC 2010 LoA II ($d_{0,1} = \frac{1}{4\alpha_1 c_1}$)	-1/2	0,96	18,33

Вместе с тем, следует иметь ввиду и влияние размерного эффекта на статистические показатели надежности, выражающиеся нормируемым значением вероятности отказа p_f или индекса надежности β_{tag} , согласно ТКП EN 1990. Данный эффект проиллюстрирован на рисунке 8. Если принять, что значения частных коэффициентов γ_i (а также $\gamma_{Rd,i}$, учитывающих неопределенности расчетной модели) в расчетной модели сопротивления срезу откалиброваны главным образом для групп балок малой высоты, то при увеличении эффективной высоты сечения d наблюдается падение сопротивления срезу за счет размерного эффекта, при том, что распределение эффектов воздействий остается без изменения (см. рисунок 8). Это безусловно приводит к повышению вероятности отказа, а в ряде случаев, как показано в [19] к существенному снижению надежности, чему свидетельствуют ряд довольно крупных аварий мостов (например, Schoharie Creek Bridge, 1987; Blvd. de la Concorde, Montreal, 2006; Koror-Babeldaob Bridge in Palau, 1996). В данном случае при внесении в нормы проектирования моделей сопротивления срезу следует либо разделять расчетные случаи в зависимости от эффективной высоты сечения (например, для балок высотой менее 1,0 м и более 1 м), либо калибровать частные коэффициенты отдельно с учетом данных полученных на высоких балках для нормируемой вероятности отказа. Очевидно, что частные коэффициенты, откалиброванные для высоких балок, будут давать чрезвычайно консервативные результаты для балок малой высоты (см. рисунок 8). Калибровки частных коэффициентов, обеспечивающих требуемый уровень надежности, следует рассматривать как отдельную проблему.

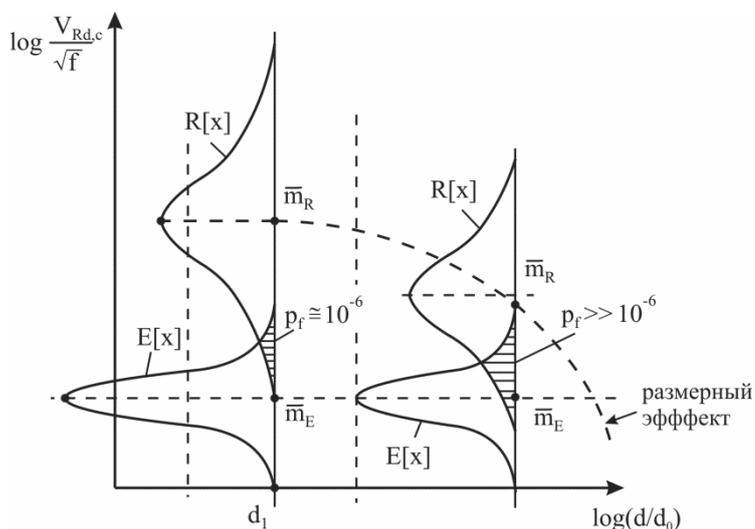


Рисунок 8 – Влияние размерного эффекта на надежность балок без поперечного армирования

Заключение

Как подчеркивается в работе [8], несмотря на последние [14, 16, 24] и более поздние [9, 10] испытания балок с очень большой высотой, Технические комитеты, осознавая неприемлимые разногласия теоретиков относительно учета размерного эффекта, довольно неохотно включают его в нормы. Они предпочитают чисто эмпирический или полуэмпирический подход, основанный на статистической обработке результатов испытаний, полученных на балочных элементах с малой эффективной высотой d для получения простых формул, распространяемых далее и на балки больших размеров, учитывая при этом размерный эффект, главным образом, статистическими методами. Как видно из представленного анализа такой эмпирический подход может приводить к неверным формулировкам расчетных зависимостей по двум основным причинам: (1) в силу значительного разброса опытных данных, характерного для такого типа испытаний; (2) преобладания ($> 87\%$) опытных данных, полученных на балочных образцах с малой эффективной высотой (как правило, до 300 мм), которые далее экстраполируются на балки с очень большой эффективной высотой d . Как показывает выполненный анализ (см. таблицу 3) большинство из рассмотренных норм (за исключением актуальной ACI 318, имеющей практически строго горизонтальный участок пластического критерия) имеют наклон асимптоты при $d/d_0 \rightarrow \infty$ около $(-1/3)$, что фактически может приводить к переоценке сопротивления срезу высоких балок до 100%. Такой результат был получен и в [19], и связывается с необоснованной экстраполяцией результатов оценивания малых балок на расчет балок с очень высокими сечениями.

Очевидно, что в пределах доступного диапазона высот балок, испытанных в лаборатории, наклон прямой, описывающей размерный эффект может изменяться в широких пределах от 0 до $(-1/2)$ и то, на довольно коротком отрезке по оси $\log d$, где сконцентрировано основное число результатов лабораторных испытаний.

При составлении норм проектирования железобетонных конструкций, особенно в постановке, когда в одних нормах объединяют требования к широкому диапазону классов конструкций (от простейших элементов зданий до конструкций мостов), считаем целесообразным разделять расчетные случаи для применения соответствующих моделей сопротивления (например, для балок малой высоты до 1 м включительно и большой – более 1 м). При этом расчетные модели для балок большой эффективной высоты должны учитывать размерный эффект путем введения к результату расчета поправочного коэффициента

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{1 + d / d_0}}.$$

Необходимо учесть дополнительное влияние размерного эффекта и на надежность конструктивного элемента, сохраняя на постоянном уровне целевое значение индекса надежности, независимо от изменения эффективной высоты сечения.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Draft for committee works, April 2018. 293 p.
2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250). Введ. 10.12.09. Минск: Стройтехнорм, 2010. 207 с.
3. Пецольт Т.М., Рак Н.А., Тур В.В. Опыт внедрения в Республике Беларусь европейских нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций // Строительная наука и техника. 2012. No 2. С. 94-96.
3. *fib* Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst and Sohn, 2013. 389 p.
4. Тур В.В., Кондратчик А.А. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил: моногр. Брест: Брестский гос. техн. ун-т, 2000. 397 с.
5. Тур В.В., Воробей А.П. Новые подходы к определению сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования: Часть 1 – Обзор расчетных моделей // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. 2019. (в печати).

6. Тур В.В., Воробей А.П. Новые подходы к определению сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования: Часть 2 – Верификация расчетных моделей // Вестник Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура. 2019. (в печати).
7. Bažant Z.P., Dönmez A.A. Critique of Critical shear crack theory (CSCT) for *fib* Model Code articles on shear strength and size effect of RC beams // SEGIM report No 18-10/788c: Evanston, 2018. P. 15.
8. Leonhardt F., Walter R. Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme in Stahlbetonbau // Beton und Stahlbetonbau. 1962. Vol. 57. No. 3. Pp. 54-64.
9. Kani G.N.J. How safe are our large reinforced concrete beams // ACI Journal Proceedings. 1967. Vol. 64. No. 3. Pp. 128-141.
10. JSCE, "Standard Specification for design and construction of concrete structure, Design", 1996.
11. British Standards Institution, "Code of Practice for Design and Construction (BS 8110: Part 1: 1997)", British Standards Institution, London, 1997.
12. Bažant Z.P., Kim J-K. Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams // ACI Journal Proceedings. 1984. Vol. 81. No. 5. Pp. 456-468.
13. 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.
14. Walraven J.C., Reinhardt H.W. Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading // Heron. 1981. No. 1a. Pp. 5–68.
15. Sherwood E.G., Lubell A.S., Bentz E.C., Collins M.P. One-way shear strength of thick slabs and wide beams // ACI Journal Proceedings. 2006. Vol. 103. No. 6. Pp. 794-802.
16. Bentz E.C., Collins M.P. Development of the 2004 Canadian Standard Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete // Canadian Journal of Civil Engineering. 2006. Vol. 33. No. 5. Pp. 521-534.
17. Muttoni A., Fernández Ruiz M. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width // ACI Structural Journal. 2008. Vol. 105. No. 2. Pp. 163–172.
18. Yu Q., Le J-L., Hubler M.H., Wendner R., Cusatis G., Bažant Z.P. Comparison of main models for size effect on shear strength of reinforced and prestressed concrete beams. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2015. P. 43.
19. Зайцев Ю.В., Окольников Г.Э., Доркин В.В. Механика разрушения для строителей: учеб. пособие, 2-е изд. Москва: Инфра, 2016. 216 с.
20. ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014. 524 p.
21. Bentz E.C., Vecchio F.J., Collins M.P. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements // ACI Materials Journal. 2006. Vol. 103. No. 4. Pp. 614.
22. Collins M.P., Kuchma D. How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? // ACI Structural Journal. 1999. Vol. 96. No. 4. Pp. 482-490.
23. 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.
24. Reineck K., Bentz E.C., Fitik B., Kuchma D.A., Bayrak O. ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups // ACI Journal Proceedings. 2013. Vol. 110. No. 5. Pp. 867–876.

REFERENCES

1. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures. Draft for committee works, April 2018. 293 p.
2. Eurocode 2. Projektirovaniye zhelezobetonnykh konstruksiy. Chast' 1-1. Obshchiye pravila I pravila dlya zdaniy: ТКР EN 1992-1-1-2009 (02250). Vvedon. 10.12.09. Minsk: Sroйтеkhnorm, 2010. 207 p.
3. Petsol'd T.M., Rak N.A., Tur V.V. Opyt vnedreniya v Republic of Belarus yevropeyskikh normativnykh dokumentov po proektirovaniyu zhelezobetonnykh konstruksiy. *Stroitel'naya nauka i tekhnika*. 2012. No 2. Pp. 94-96.
4. *fib* Model Code for Concrete Structures 2010. Ernst and Sohn, 2013. 389 p.
5. Tur V.V., Kondratckik A.A. Raschot zhelezobetonnykh konstruksiy pri deystvii pererezyvayushchikh sil: monogr. Brest: Brest state tech. univ., 2000. 397 p.
6. Tur V.V., Vorobey A.P. Novyye podkhody k opredeleniyu soprotivleniya srezu balochnykh elementov bez poperechnogo armirovaniya: Новые подходы к определению сопротивления срезу балочных элементов без поперечного армирования: Chast' 1 – Obzor raschetnykh modeley. *Vestnik Brest state technical university. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2019. (v pečati).
7. Tur V.V., Vorobey A.P. Novyye podkhody k opredeleniyu soprotivleniya srezu balochnykh elementov bez poperechnogo armirovaniya: Chast' 2 – Verifikatsiya raschetnykh modeley. *Vestnik Brest state technical university. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2019. (v pečati).
8. Bažant Z.P., Dönmez A.A. Critique of Critical shear crack theory (CSCT) for *fib* Model Code articles on shear strength and size effect of RC beams. SEGIM report No 18-10/788c: Evanston, 2018. 15 p.

9. Leonhardt F., Walter R. Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme in Stahlbetonbau. *Beton und Stahlbetonbau*. 1962. Vol. 57. No. 3. Pp. 54-64.
10. Kani G.N.J. How safe are our large reinforced concrete beams. *ACI Journal Proceedings*. 1967. Vol. 64. No. 3. Pp. 128-141.
11. JSCE, "Standard Specification for design and construction of concrete structure, Design", 1996.
12. British Standards Institution, "Code of Practice for Design and Construction (BS 8110: Part 1: 1997)", British Standards Institution, London, 1997.
13. Bažant Z.P., Kim J-K. Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams. *ACI Journal Proceedings*. 1984. Vol. 81. No. 5. Pp. 456-468.
14. 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.
15. Walraven J.C., Reinhardt H.W. Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. *Heron*. 1981. No. 1a. Pp. 5-68.
16. Sherwood E.G., Lubell A.S., Bentz E.C., Collins M.P. One-way shear strength of thick slabs and wide beams. *ACI Journal Proceedings*. 2006. Vol. 103. No. 6. Pp. 794-802.
17. Bentz E.C., Collins M.P. Development of the 2004 Canadian Standard Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2006. Vol. 33. No. 5. Pp. 521-534.
18. Muttoni A., Fernández Ruiz M. Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. *ACI Structural Journal*. 2008. Vol. 105. No. 2. Pp. 163-172.
19. Yu Q., Le J-L., Hubler M.H., Wendner R., Cusatis G., Bažant Z.P. Comparison of main models for size effect on shear strength of reinforced and prestressed concrete beams. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, 2015. P. 43.
20. Zaytsev Y.V., Okolnikov G.E., Dorkin V.V. *Mekhanika razrusheniya dlya stroiteley: uch. posobiye*, 2-nd izdaniye. Moskva: Infra, 2016. 216 p.
21. ACI Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14). American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014. 524 p.
22. Bentz E.C., Vecchio F.J., Collins M.P. Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Materials Journal*. 2006. Vol. 103. No. 4. Pp. 614.
23. Collins M.P., Kuchma D. How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? *ACI Structural Journal*. 1999. Vol. 96. No. 4. Pp. 482-490.
24. 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.
25. Reineck K., Bentz E.C., Fitik B., Kuchma D.A., Bayrak O. ACI-DAfStb Database of Shear Tests on Slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups. *ACI Journal Proceedings*. 2013. Vol. 110. No. 5. Pp. 867-876.

Информация об авторах:

Тур Виктор Владимирович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь,
заслуженный работник образования РБ, д-р. техн. наук, профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и
строительных материалов.

E-mail: profturvic@gmail.com

Воробей Александр Петрович

УО «Брестский государственный технический университет», г. Брест, Беларусь,
магистр, аспирант кафедры строительных конструкций.

E-mail: mag01414@g.bstu.by

Information about authors:

Tur Viktor V.

Brest State Technical University, Brest, Belarus,

Dr. tech. science, Professor, Head the Department of Concrete Technology and Construction Materials.

E-mail: profturvic@gmail.com

Varabei Aliaksandr P.

Brest State Technical University, Brest, Belarus,

Master of eng. science, post-graduate student.

E-mail: mag01414@g.bstu.by