

Таблица 6. Составы армированных вяжущих материалов

Компоненты	Номер состава					
	1	2	3	4	5	6
МГБЭ Ш-90 СТБ 1092-2006, %	100	99,6	99,4	-	-	-
МГБЭ М-85 СТБ 1092-2006, %	-	-	-	99,8	99,6	99,4
Рубленое волокно из Е-стекла, %	-	0,4	0,6	0,2	0,4	0,6

Таблица 7. Физико-механические показатели армированных вяжущих материалов

Наименование показателя	Состав № 1	Состав № 2	Состав № 3	Состав № 4	Состав № 5	Состав № 6
Температура размягчения по КиШ, °С	90	93	94	100	102	104
Пенетрация (глубина проникания иглы при температуре 25 °С), мм ⁻¹	94	86	80	83	79	76
Прочность сцепления с основанием, МПа	0,24	0,36	0,40	0,18	0,38	0,40
Относительное удлинение при растяжении при минус 20 °С, %	100	120	127	80	112	120
Упругость, %	55	55	56	47	50	50
Упругость после искусственного старения, %	48	52	53	43	45	46
Стойкость к циклическим деформациям при температуре минус 20 °С, циклы/относительное удлинение, %	1/100	3/100	3/100	3/100	4/100	5/100
Сопrotивление текучести, мм, при температуре:						
70 °С	3	1	0	4	2	1
80 °С	5	2	1	6	3	3

Согласно проведенным данным у армированного вяжущего материала (составы №№ 2, 3, 5, 6) по сравнению с традиционной битумно-эластомерной мастикой увеличивается теплостойкость (приблизительно на 5 °С), повышается прочность сцепления с цементобетонным основанием (в 1,5–2 раза), при этом не теряются упругие свойства после искусственного старения. Также у полученного материала выше показатели сопротивления текучести при положительных температурах (в 2–3 раза) и относительного удлинения при растяжении при отрицательной температуре (на 20–30 %), стойкость к циклическим деформациям при отрицательной температуре возрастает в 1,5 раза.

Заключение. Асфальтовяжущее на упрочняющих волокнистых компонентах способно существенно повысить сдвигоустойчивость асфальтобетона и щебеночно-мастичного композита для деформационных швов. Если для щебеночно-мастичного асфальтобетона целлюлозное волокно выполняет роль стабилизатора битумной пленки на поверхности щебня, обеспечивающего более сдвигоустойчивую структуру, то для асфальтобетона типов А и Б армирование стекловолокном приводит к повышению устойчивости структуры за счет защемления волокон между частицами песка и щебня. Причем во всех случаях волокна должны иметь хорошую адгезию к битуму, что обеспечивается их специальной обработкой – активацией. Такой комплексный подход к применению волокнистых добавок в

асфальтобетоне обеспечивает восприятие тяжелых транспортных нагрузок в период высоких летних температур.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Гезенцев, Л.Б. Асфальтовый бетон из активированных минеральных материалов. – М.: Стройиздат, 1981 – 255 с.
- Шалыт, С.Я. Влияние активного наполнителя и растворителя на структурно-механические свойства битума / С.Я. Шалыт, Н.В. Михайлов, П.А. Ребиндер // Коллоидный журнал. – 1957. – Том XIX. – Вып. 2. – С. 51–56.
- Шумчик, В.К. Влияние вида гранул целлюлозы на свойства щебеночно-мастичных асфальтобетонных смесей / Автомобильные дороги и мосты. – 2007. – № 1. – С. 53–56.
- ЗАО «Ливсор». Описание продукции [Electronic resource] Mode of access: <http://www.livsor.by/production>
- Ковалев, Я.Н. Исследование влияния отходов стекловолокна и минерального порошка из отработанных формовочных смесей на свойства дорожного асфальтобетона / Я.Н. Ковалев, В.В. Малиновский, А.В. Бусел [и др.] // Автомобильный транспорт и дороги – Мн.: Выш. шк., 1981. – Вып. 8 – С. 69–72.
- Способ приготовления асфальтобетонной смеси: А.с. № 1133280 / Я.Н. Ковалев, А.В. Акулич, А.В. Бусел [и др.] – Б.И. – 1975. – № 1.
- Волокно стеклянное рубленое: ТУ РБ 300059047.033-2004.

Материал поступил в редакцию 02.06.14

BUSEL A.V., CHISTOVA T.A., NAUMOVETS A.N. Asphaltknitting on strengthening fibrous components

In article the knitting substance on strengthening fibrous components which is capable to raise significantly an asphalt concrete sdvigoustoychivost under the influence of heavy transport loadings in the period of high summer temperatures is considered asphalt.

УДК 624.014.2

Надольский В.В., Мартынов Ю.С.

ОСОБЕННОСТИ МОДЕЛИ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СОГЛАСНО ЕВРОКОДУ 3

Введение. На территории Республики Беларусь в области проектирования стальных конструкций действуют две системы нормативных документов. Первая состоит из наиболее знакомых и прове-

ренных опытом СНИПов. Большая часть базовых положений этих документов и по сегодняшний день актуальна, однако отдельные положения по ряду объективных факторов (применение новых

Надольский Виталий Валерьевич, ассистент кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Белорусского национального технического университета, магистр технических наук.

Мартынов Юрий Семенович, к.т.н., профессор кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Беларусь, 220013, г. Минск, пр. Независимости, 65.

Строительство и архитектура

Таблица 1. Значение коэффициента χ_w

Условная гибкость стенки	Жесткая опорная часть	Гибкая опорная часть
$\bar{\lambda}_{w,EN} < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_{w,EN} < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_{w,EN}$	$0,83/\bar{\lambda}_{w,EN}$
$\bar{\lambda}_{w,EN} \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_{w,EN})$	$0,83/\bar{\lambda}_{w,EN}$

Примечание: η – повышающий коэффициент. В элементах с жесткими (устойчивыми) стенками предельные касательные напряжения достигают значения от 0,7 до 0,8 предела текучести, что позволяет принять значение коэффициента η больше единицы. В EN [2] рекомендуется принимать значение коэффициента: $\eta = 1,2$ для S235-S460 и $\eta = 1,0$ для более прочных сталей

конструктивных форм, совершенствование методов и методик расчета, технологии изготовления и монтажа и т.д.) требуют уточнения и совершенствования. Вторая система нормативных документов представлена Европейскими нормами прямого введения в Республики Беларусь (Еврокодами). Обе системы не равнозначны и имеют ряд несоответствий. Одним из таких несоответствий является различия расчетных формул (моделей сопротивления). Анализ моделей сопротивления и особенностей их применения позволит критически их оценить и в дальнейшем использовать при гармонизации технических нормативных правовых актов Республики Беларусь.

Большой интерес представляет модель сопротивления сдвигу, принятая в Еврокоде 3 «Проектирование стальных конструкций», учитывающая потерю устойчивости стенки. Она представляет значительный интерес не только в отношении теоретических предпосылок, принятых при её построении. Использование данной модели при проектировании конструкций позволяет получить более экономичные решения. Основные различия моделей сопротивления связаны со способами учета стадий работы отсека, влияния поясов и с областью применимости. Как правило, при определении сопротивления сдвигу выделяют две принципиально разные стадии работы. Первая стадия имеет место до потери устойчивости стенки. Вторая стадия работы связана с изменением схемы работы отсека после потери стенкой прямолинейной формы равновесия (закритическая стадия работы стенки отсека). Существенное влияние на этот процесс оказывают конструктивные решения опорной части и ребер жесткости. Такой подход позволяет учесть значительный резерв сопротивления сдвигу, особенно для гибких стенок.

1. Особенности моделей сопротивления сдвигу. Разграничение моделей сопротивления по стадиям работы отсека в СНиП II-23 [1] связано со значениями условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{w,CHиП}$. При условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{w,CHиП} < 6$ и при наличии ребер жесткости сопротивление сдвигу оценивается в предположении устойчивой работы стенки отсека, т.е. учитывается только первая стадия работы. В случаях, когда условная гибкость отсека превышает 6, изгибаемые элементы относят к балкам с гибкими стенками и при этом сопротивление сдвигу элемента определяется с учетом закритической стадии работы стенки.

При определении сопротивления сдвигу элемента согласно EN 1993-1-5 [2] принята обобщенная модель сопротивления для различных стадий работы стенки отсека. При этом стадия работы стенки учитывается коэффициентом χ_w в зависимости от условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{w,EN}$. Отличительной особенностью этой модели является раздельное определение составляющих сопротивления сдвигу, обеспечиваемых стенкой $V_{bw,Rd}$ и полками $V_{bf,Rd}$.

К особенностям обеих моделей сопротивления следует отнести требования по конструированию и расчету опорной части элемента, ребер жесткости и поясов балки.

При использовании моделей сопротивления, учитывающих закритическую стадию работы отсека, необходимо учитывать, что в предельном состоянии происходят необратимые изменения в кон-

фигурации элемента (искривление стенки, поясов) вследствие развития закритической стадии работы. При этом при нормальных (повседневных) условиях эксплуатации конструкции можно предположить одну из следующих ситуаций:

- а) произойдет однократная потеря местной устойчивости стенки и это может вызвать дискомфорт у людей;
- б) произойдет многократная потеря местной устойчивости и это может вызвать усталостное разрушение материала;
- с) из-за потери местной устойчивости стенки произойдет снижение жесткости элемента, и требования SLS по деформативности не будут выполняться.

Однако рассмотрение подобных ситуаций и уровня нагружения, соответствующего им, не получило четкого отражения в нормативных документах. Перечисленные ситуации не угрожают безопасности и поэтому их следует отнести к проверкам предельных состояний эксплуатационной пригодности, используя модели сопротивления, основанные на критерии устойчивого состояния стенки. Расчетное усилие для данных проверок зависит от допустимой вероятности наступления данного предельного состояния.

2. Оценка сопротивления сдвигу элемента согласно EN 1993-1-5. Модель сопротивления, принятая в EN 1993-1-5 [2], базируется на методе, известном как "вращаемая область напряжения" ("rotated stress field"), развитием Höglund [3]. Этот метод был сначала разработан для неукрепленных стенок отсеков с большим отношением сторон, где другие методы значительно недооценивали сопротивление сдвигу.

Согласно [4] основное допущение метода "вращаемой области напряжений" состоит в том, что после потери местной устойчивости стенки, сжимающие напряжения σ_2 (рисунок 1) остаются постоянными при дальнейшем увеличении нагрузки, в то время как растягивающие напряжения σ_1 увеличиваются вплоть до достижения предела текучести. При таком допущении условие равновесия внутренних усилий достигается вращением области напряжения: при увеличении значения главных растягивающих напряжений, угол их наклона ϕ должен уменьшаться.

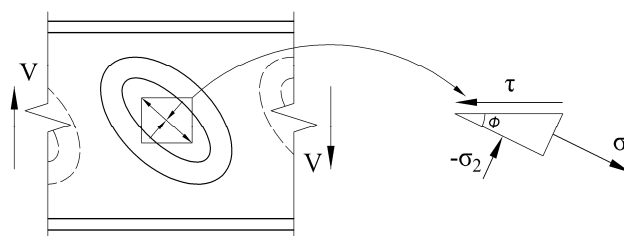


Рис. 1. Модель «вращаемой области напряжений»

Выразив главные напряжения через касательные и ограничив $\sigma_2 = \tau_{cr}$, исходя из критерия текучести Мизеса, можно получить предельное значение касательных напряжений в следующем виде:

$$\tau_u = \frac{f_{yw}}{\sqrt{2}} \sqrt{\sqrt{\lambda_{w,EN} - 0,75} - 0,5}, \quad (1)$$

где $\bar{\lambda}_{w,EN}$ – условная гибкость стенки отсека, работающего на сдвиг;

τ_{cr} – критическое касательное напряжение потери устойчивости стенки;

f_{yw} – характеристическое значение предела текучести стали стенки.

Условная гибкость стенки отсека, работающего на сдвиг, определяется по формуле:

$$\bar{\lambda}_{w,EN} = \sqrt{\frac{f_{yw} / \sqrt{3}}{\tau_{cr}}} \quad (2)$$

Следует отметить, что условная гибкость по СНиП [1] определяется иначе, чем по EN [2]. Поэтому в статье условная гибкость, определенная согласно СНиП [1], обозначена $\bar{\lambda}_{CHuП}$, а вычисленная согласно EN [2] – $\bar{\lambda}_{EN}$.

Для практических расчетов формула (1) откорректирована с учетом несовершенств и в явном виде в Еврокоде не приведена [4]. Сопротивление сдвигу, обеспечиваемое стенкой (далее сопротивление сдвигу стенки), определяется по формуле:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3}}, \quad (3)$$

где χ_w – коэффициент потери устойчивости стенки при сдвиге.

Значение коэффициента χ_w окончательно установлено на основе результатов испытаний с учетом конструктивного решения опорных частей элементов (таблица 1). Определение вида опорной части элемента приведено в п.9.3.1 [2].

Дополнительное сопротивление сдвигу обеспечивается поясами (далее сопротивление сдвигу поясов) в закритической стадии стенки отсека. На данной стадии происходит формирование пластических шарниров в поясах (рисунок 2).

Сопротивление сдвигу поясов $V_{bf,Rd}$, исходя из приведенного механизма работы отсека, определяется по формуле:

$$V_{bf,Rd} = \frac{4M_{pl,f}}{c} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c}, \quad (4)$$

где $M_{pl,f}$ – сопротивление изгибу пояса в пластической стадии;

t_f, b_f – толщина и ширина пояса;

f_{yf} – характеристическое значение предела текучести стали пояса;

c – расстояния между пластическими шарнирами.

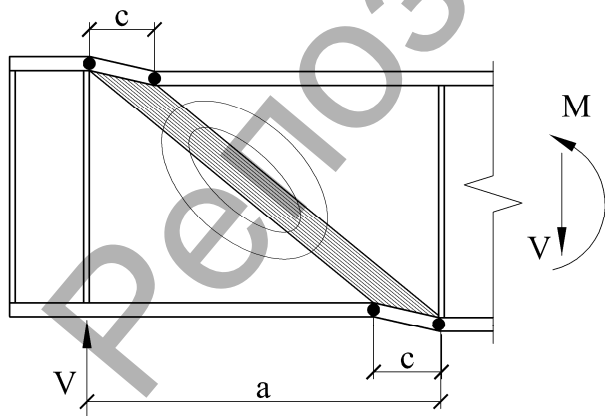


Рис. 2. Механическая модель для определения сопротивления сдвигу

Наибольшая трудность заключается в нахождении расстояния c между шарнирами. В Европейских нормах [2] используется формула, предложенная Höglund [3, 4]:

$$c = a \left(0,25 + 1,6 \frac{M_{pl,f}}{M_{pl,w}} \right) = a \left(0,25 + 1,6 \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right), \quad (5)$$

где $M_{pl,w}$ – сопротивление изгибу стенки в пластической стадии.

Составляющая сопротивления сдвигу поясов может быть учтена только при соблюдении условия:

$$M_{Ed} \leq M_{f,Rd}, \quad (6)$$

где M_{Ed} – расчетное значение действующего изгибающего момента;

$M_{f,Rd}$ – расчетное значение сопротивления изгибу поперечного сечения, состоящего только из поясов (без учета стенки).

Влияние дополнительных напряжений в поясах на сопротивление сдвигу учитывается коэффициентом:

$$\left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right). \quad (7)$$

В EN [2] сопротивление сдвигу поясов $V_{bf,Rd}$ определяется по следующей формуле:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right). \quad (8)$$

Предполагается, что сопротивление сдвигу поясов не влияет на сопротивление стенки, полученное на основе теории вращения области напряжения. В этом случае полное сопротивление сдвигу элемента равно:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}, \text{ но не более } \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (9)$$

где γ_{M1} – частный коэффициент.

3. Оценка сопротивления сдвигу элемента согласно СНиП II-23.

При условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{w,CHuП} \leq 6$ сопротивление сдвигу определяется исходя из устойчивого состояния стенки отсека, при котором средние касательные напряжения $\tau = Q/A_w$ достигают критического значения τ_{cr} , установленного с учетом упругого защемления стенки в поясах:

$$\tau_{cr,CHuП} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{ef,CHuП}^2}, \quad (10)$$

где $\lambda_{ef,CHuП} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость пластинки отсека;

μ – отношение большей стороны отсека к меньшей;

d – меньшая из сторон отсека;

$A_w = t \cdot h_w$ – площадь стенки;

t – толщина стенки;

R_y – расчетные сопротивления стали стенки, установленные по пределу текучести;

R_s – расчетные сопротивления стали стенки сдвигу;

E – модуль упругости стали.

Отметим, что если $\tau_{cr,CHuП}$ превышает R_s , устойчивость стенки отсека считается обеспеченной, и сопротивление сдвигу элемента определяется по п. 5.12 [1] в упругой стадии работы и по п. 5.18* [1] в упруго-пластической стадии работы.

При условной гибкости стенки более 6 изгибаемые элементы согласно СНиП [1] относят к балкам с гибкой стенкой. В этом случае оценка сопротивления сдвигу элемента выполняется с учетом закритической стадии работы стенки. Предельное значение поперечной силы для элемента симметричного двутаврового сечения, нагруженного статической нагрузкой и изгибаемого в плоскости стенки, определяется по формуле:

$$Q_u = R_s A_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right], \quad (11)$$

где τ_{cr} – критические напряжения, определяемые по (2);

β – коэффициент, учитывающий влияние поясов и геометрических параметров отсека стенки.

Формула (11) получена на основании метода Рокки-Шкалоуда [5] с допущениями, ведущими к некоторому уменьшению предельной нагрузки [6]. Предполагается, что предельная поперечная сила, воспринимаемая стенкой, состоит из двух частей: силы $Q_{cr} = \tau_{cr} t h_w$ и дополнительной силы, возникающей в закритической стадии вследствие образования диагональной растянутой полосы.

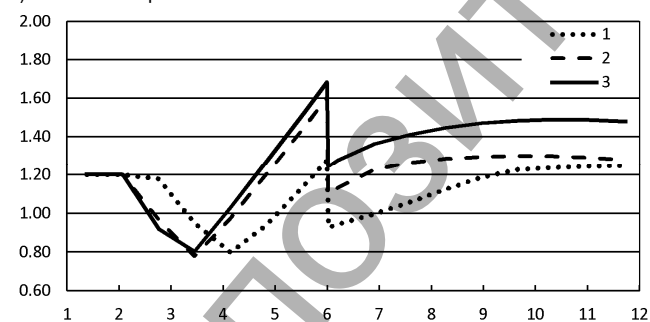
4. Анализ моделей сопротивления сдвигу стального элемента. В качестве критерия сопоставления моделей сопротивления сдвигу, принят коэффициент k , равный отношению сопротивления сдвигу, вычисленному согласно EN, к его значению, вычисленному согласно СНиП:

$$k = V_{EN} / V_{СНиП}. \quad (12)$$

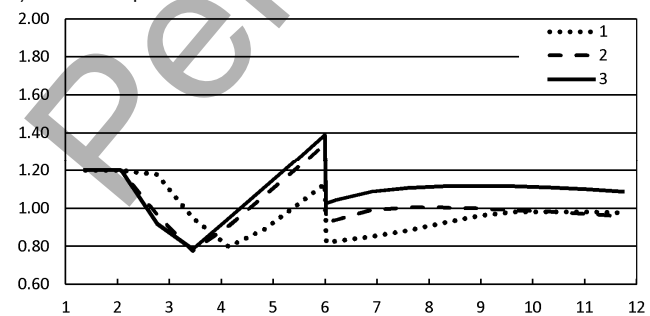
В статье не рассматриваются вопросы, связанные с оценкой уровня надежности моделей сопротивления, поэтому частные коэффициенты (γ_c, γ_{M1}) исключены из расчетных формул. Кроме того, в целях обеспечения сопоставимости результатов расчета по рассматриваемым моделям сопротивления, прочностные характеристики стали приняты равными между собой: $R_y = f_{yw}, R_s = f_{yw} / \sqrt{3}$.

Выполнить анализ моделей сопротивления сдвигу в общем виде невозможно, поэтому рассмотрены частные случаи. Численные значения сопротивления сдвигу варьируются в широком диапазоне в зависимости от гибкости стенки, соотношения размеров отсека, вида опорной части балки и размеров поясов. Однако качественная картина сохраняется. Результаты численных исследований представлены в виде графиков зависимости коэффициента k от условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{w,СНиП}$ при варьировании значений рассматриваемого параметра. На рисунке 3 представлены графики $k - \bar{\lambda}_{w,СНиП}$ для разных соотношений a/h_w . На оси абсцисс отложены значения $\bar{\lambda}_{w,СНиП}$, а на оси ординат k . Для рисунка 3а) сопротивление сдвигу согласно EN вычислено в предположении жесткой опорной части, а для рисунка 3б) в предположении гибкой опорной части.

а) Жесткая опорная часть



б) Гибкая опорная часть



кривая 1 – $a/h_w = 1$; кривая 2 – $a/h_w = 2$; кривая 3 – $a/h_w = 3$

Рис. 3. Зависимости $k - \bar{\lambda}_{w,СНиП}$ для разных соотношений a/h_w

Ниже приведен обобщенный анализ полученных зависимостей.

Модели сопротивления сдвигу по EN учитывают повышение предельных касательных напряжений при малых значениях условной гибкости стенки ($\bar{\lambda}_{w,СНиП}$ не более 3...3.5), вследствие чего в этой области модель сопротивления по СНиП II-23 недооценивает сопротивление.

Сопротивление сдвигу элемента, вычисленное по модели СНиП II-23, резко (скачкообразно) изменяется при условной гибкости $\bar{\lambda}_{w,СНиП} = 6$.

Модель сопротивления, принятая в СНиП II-23, в большинстве случаев занижает значение сопротивления сдвигу по сравнению с моделью, принятой в Еврокоде 3.

Заключение. Проведенная работа позволяет сделать следующие выводы:

1. Основные параметры при определении сопротивления сдвигу согласно СНиП и Еврокоду аналогичны, однако вследствие особенностей учета стадии работы отсека и влияния поясов численные значения сопротивления сдвигу варьируются в широком диапазоне.
2. Модель сопротивления, принятая в Еврокоде 3, имеет более широкую область применения, позволяет учесть вид опорной части балки, вид ребер жесткости, степень использования поясов по нормальным напряжениям. Данная модель сопротивления справедлива для элементов с несимметричными сечениями и для бистальных сечений.
3. Модель сопротивления, принятая в СНиП II-23, в большинстве случаев занижает значение сопротивления сдвигу по сравнению с моделью, принятой в Еврокоде. Данная ситуация сдерживает разработку экономических тонкостенных конструктивных систем. Что свидетельствует о необходимости уточнения расчетных положений СНиП II-23. Данный факт также подтверждается условностью разделения стадий работы отсека стенки, что приводит к резкому изменению сопротивления сдвигу при переходе через значение условной гибкости, равной 6.
4. Момент изменения схемы работы и состояние отсека при нормальных условиях эксплуатации конструкции не учитывается в нормативных документах. Необходимы дальнейшие исследования предельных состояний эксплуатационной пригодности, соответствующих потери местной устойчивости стенки от действия касательных напряжений. При нормальных условиях эксплуатации конструкции возможна одна из следующих ситуаций: а) однократная потеря местной устойчивости стенки вызовет дискомфорт у людей; б) многократная потеря местной устойчивости вызовет усталостное разрушение материала; в) из-за потери местной устойчивости стенки произойдет снижение жесткости элемента, и требования по деформативности не будут выполняться.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*. – Москва, 1991.
2. CEN EN 1993-1-5:2006. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements. – Brussels: European Committee for Standardization, 2006. – 53 pp.
3. Höglund, T. Design of thin plate I-girders in shear and bending with special reference to web buckling (in Swedish), Bulletin No.94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering, The Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1981.
4. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 "Plated structural elements" / JRC Reports (Eurocodes related) by B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg. – Luxemburg: Office for Official Publication of the European Communities, 2007. – 226 pp.
5. Rockey, K. C., Skaloud, M. The ultimate load behaviour of plate girders loaded in shear. The Structural Engineer, 1972, 50, No. 1, 29-48.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II - 23-81* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1989. – 148 с.

NADOLSKY V.V., MARTYNOV Yu.S. Features of model of resistance to shift of steel elements according to the Eurocode 3

The engineering design methods of shear resistance of steel members which are used in the normative documents of Republic of Belarus were considered. The factor analysis of the shear resistance models was done. The general shear resistance of steel members were reduced to a common form to compare them. The features, the qualitative and quantitative differences of the shear resistance models were revealed on the received results. The conclusions of the necessity of the further researching into the improvement of the engineering design method of shear resistance.

УДК 624.012

Тур В.В., Дереченник С.С., Щигельска Э., Дереченник А.С.

СТАТИСТИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ ПРОЧНОСТИ БЕТОНА НА СЖАТИЕ В СООТВЕТСТВИИ С ТРЕБОВАНИЯМИ СТБ EN 206-1:2000 И ГОСТ 18105-2010 (EN 206-1:2000; NEQ)

Введение. В основу современных норм проектирования конструкций из бетона положен полувероятностный метод частных коэффициентов (иногда не вполне корректно определяемый как метод предельных состояний), тесно связанный и вытекающий из концепции проверок предельных состояний (англ. Limit States Design). Основы метода предельных состояний достаточно подробно изложены в специальных публикациях, посвященных этой проблеме [3, 22, 23], и не являются предметом данной работы.

В соответствии с положением, содержащимся в п. 6.1(1) ТКП EN 1990, «... при применении метода частных коэффициентов следует подтвердить, что во всех рассматриваемых расчетных ситуациях никакое из значимых предельных состояний не будет превышено, если в расчетных моделях сопротивлений конструкций и эффектов воздействий приняты расчетные значения базисных переменных».

Сформулированное выше проверочное условие метода частных коэффициентов, в общем случае, может быть представлено с помощью следующего детерминистического неравенства:

$$E_i(F_d; f_d; a_d; \vartheta_d) \leq R_i(F_k; f_k; a_k; \vartheta_k). \quad (1)$$

Согласно п.6.1(3) ТКП EN 1990 в расчетных моделях сопротивлений и эффектов воздействий в неравенстве (1) «следует устанавливать расчетные значения, используя характеристические значения базисных переменных» (воздействий и их эффектов F_k ; геометрических характеристик a_k ; ошибок моделирования ϑ_k ; прочностных характеристик материалов f_{ki}).

Расчетные значения базисных переменных ($F_d; f_d; a_d; \vartheta_d$) в неравенстве (1) выражают с учетом их статистической изменчивости из некоторых нормируемых характеристических значений ($F_k; f_k; a_k; \vartheta_k$), к которым применяют систему частных коэффициентов (γ_i, ψ_i), а также, если необходимо, и некоторые другие параметры, управляющие надежностью.

Численные значения частных коэффициентов (γ_i, ψ_i) и методы их калибровки для назначенного уровня конструкционной надежности, основанные на методах статистического моделирования, изложены в СТБ ISO 2394 [16] и ТКП EN 1990 [13].

Таким образом, в рамках метода частных коэффициентов базисные переменные определяют с учетом их статистической изменчивости, а проверки предельных состояний выполняют с применением детерминистических неравенств вида (1). При этом, для учета статистической изменчивости взамен функции распределения плотности вероятности (PDF) с её описательными статистиками (сред-

ним X_m и стандартным отклонением σ), для базисных переменных, вводят одно характеристическое значение X_k , определяемое, согласно [17, 18], как квантиль установленного порядка.

В рамках настоящего исследования из всех базисных переменных, входящих в функцию состояния, используемую в задачах теории надежности для конструкций из бетона, нас более всего интересует прочность бетона на сжатие. При этом, как следует из [20], в общем случае вероятность отказа конструкции, разрушающейся по бетону, может быть интерпретирована как результирующая совместного влияния трех независимых вероятностей:

(а) вероятности того, что фактическая прочность бетона на сжатие окажется ниже некоторого установленного граничного значения из статистического распределения прочности данного бетона, необходимого для восприятия конструкций или элементом конструкции эффекта от воздействия, принадлежащего распределению этого воздействия, принятому при проектировании;

(б) относительной частоты, с которой бетон фактического качества производится и представляется для приемки (оценки соответствия). Это условие относится к организации одноуровневого выборочного плана, в рамках которого устанавливается частота и количество отбираемых проб от установленного объема производимого бетона фактического качества;

(в) вероятности того, что фактическое качество бетона, поставляемого для контроля, будет принято по критериям соответствия (другими словами – вероятности приемки).

Для установленной расчетной ситуации (например, в рамках FORM*) вероятность (а) зависит от описательных статистик функций распределения плотности вероятностей эффектов воздействий и сопротивления элемента, которое в свою очередь зависит от фактических статистических параметров распределения прочности бетона на сжатие.

Вероятность (б) обусловлена главным образом действиями производителя, направленными на организацию системы контроля качества. В частности, от его оценки экономического баланса между стоимостью производственного контроля для обеспечения высокого качества и расходами, связанными с процедурами приемки или отбраковки произведенного бетона.

Вероятность (в) зависит исключительно от дискриминационной мощности критериев, принятых для оценивания соответствия.

Таким образом, достижение основной цели – возведение конструкции, обладающей адекватным уровнем безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности может быть обеспечено различными комбинациями правил, выбранных как при проектировании (вероятность (а)), так и при производственном контроле и приемке (вероятности (б) и (в)).

Дереченник Станислав Станиславович, к.т.н., доцент, заведующий кафедрой «ЭВМ и системы» Брестского государственного технического университета.

Дереченник Анна Станиславовна, старший преподаватель кафедры «ЭВМ и системы» Брестского государственного технического университета.

Беларусь, 224017, БрГТУ, г. Брест, ул. Московская, 267.

Щигельска Эльжбета (Szczygielska Elzbieta), магистр, преподаватель Государственной высшей школы им. Папы Римского Иоанна Павла II в г. Бяла Подляска, Польша (PSW Biała Podlaska, Poland).

Строительство и архитектура